

УПРУГОПЛАСТИЧЕСКАЯ ДИЛАТАНСИОННО-СДВИГОВАЯ МОДЕЛЬ ГРУНТА В РАСЧЕТАХ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ФУНДАМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ

Н. Н. Мельничук, Д. М. Шапиро

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

В статье рассматривается практическое использование при проектировании геотехнических объектов численного метода расчета, основанного на решении смешанной задачи теорий упругости и пластичности для грунтов. Приведены примеры расчетов.

Использование решений упругопластических задач геомеханики позволяет дополнить и расширить базу научного обоснования методов расчетов геотехнических объектов (буронабивных свай, плитных фундаментов и др.). Одним из эффективных средств для этого является использование численного метода расчета, включающего плоскую и осесимметричную версии, состоящего из решения упругопластической задачи для грунтов [1], критериев предельных состояний, принципов формирования расчетных схем, программного обеспечения [2].

Процедурную основу расчета составляет метод начальных напряжений в сочетании с методом конечных элементов, а теоретическую — математическое описание грунта как сплошной изотропной среды, моделируемой в соответствии с теорией пластического течения с соотношениями закона Гука на допредельной стадии деформирования и условиями прочности Мора—Кулона и Мизеса—Шлейхера—Боткина. На пластической стадии тензоры деформаций и напряжений считаются соосными (коаксиальными), учитывается дилатансия по неассоциированному закону течения. Предложенная модель грунта предназначена для условий, когда упрощенные методы расчета, предусмотренные нормами проектирования, недостаточны для обоснования проектных решений.

Приводимые примеры иллюстрируют возможности разработанного метода при инженерных расчетах и обосновании проектных решений различных категорий объектов, в которых используется несущая способность грунта.

1. Расчетная имитация статического испытания буронабивной сваи диаметром 1,7 м

© Мельничук Н. Н., Шапиро Д. М., 2006

длиной 26,8 м при строительстве свайного фундамента большого моста. При изготовлении буронабивной сваи были пройдены три разновидности песков ($\varphi = 28 \div 33^\circ$) и четыре слоя пылевато-глинистых грунтов ($\varphi = 19 \div 27^\circ$, $c = 15 \div 54$ кПа). Свая заделана на 1,5 м в слой пылеватого плотного песка ($E = 28$ МПа, $\varphi = 32^\circ$) общей мощностью 3,5 м. Подстилающие слои: тугопластичный суглинок (мощность 1,2 м, $E = 17$ МПа, $\varphi = 20^\circ$, $c = 17$ кПа), полутвердая глина ($E = 23$ МПа, $\varphi = 18^\circ$, $c = 40$ кПа). Свая была испытана в проектном положении как одиночная. Испытание доведено до нагрузки 12,5 МН и было прекращено в связи с исчерпанием мощности анкерной системы. Несущая способность (предельное сопротивление) сваи не была достигнута.

При выполнении сопоставительного упругопластического расчета была принята конечно-элементная расчетная схема с размерами: радиусом 10,2 м, высотой 37 м. Расчет был доведен до нагрузки 20 МН. Данные на рис. 1 а показывают хорошее совпадение зависимостей «осадка—нагрузка» $s=f(P)$ по результатам упругопластического расчета и статического испытания. Расчетная кривая $s=f(P)$ получена плавной до конца расчета. На рис. 1 б показаны области предельного напряженного состояния при трех значениях нагрузки $P = 15,0, 17,0$ и $18,0$ МН. В качестве предельного сопротивления (несущей способности) сваи принята вдавливающая сила $P = 17,5$ МН, при которой область предельного напряженного состояния грунта под нижним концом буронабивной сваи пересекла ось симметрии расчетной области и достигла толщины 0,9 м (0,5 диаметра сваи), расчетная осадка составила 80 мм (0,047 диаметра сваи); «упругая» составляющая осадки получена равной 30 мм (37,5 % от общей осадки), см. рис. 1 а (линия 3).

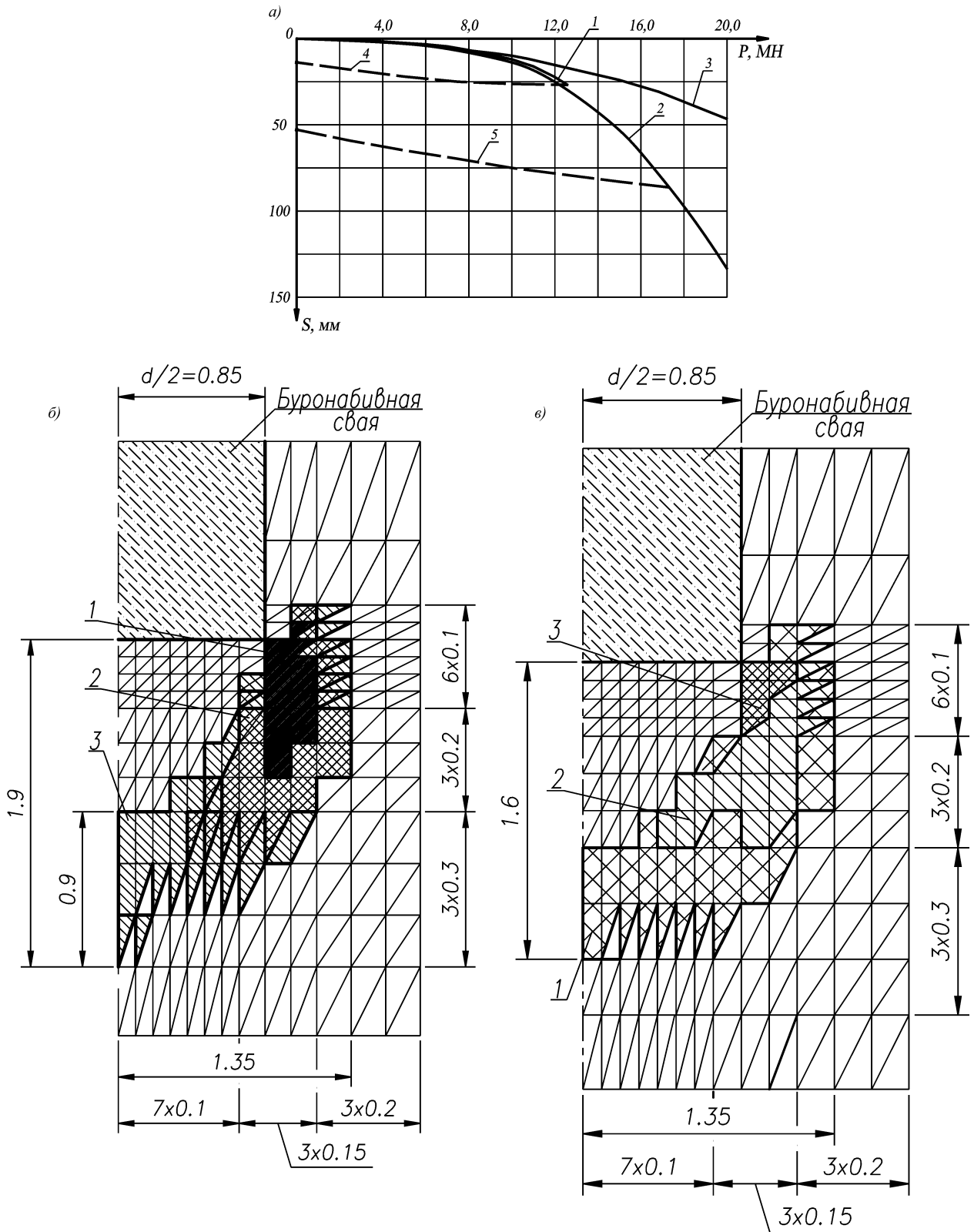


Рис. 1. Графические изображения к примеру № 1: а — диаграммы зависимостей $s=f(P)$: 1 — по данным статического испытания; 2 — по результатам упругопластического расчета, 3 — упругое решение, 4, 5 — при разгрузке сваи по данным испытаний и по результатам расчета соответственно, б — области пластических деформаций: 1, 2, 3 — при нагрузках P соответственно 15,0, 17,0 и 18,0 МН; в — области пластических деформаций при нагрузке $P=17,5$ МН: 1, 2, 3 — при радиусах расчетной области, равных соответственно 10,2 м, 4,37 м и 1,35 м

Вдавливание этой же сваи, входящей в состав равномерно нагруженного «свайного поля» (многорядного свайного фундамента), представляет собой подобную осесимметричную задачу, но с измененными размерами расчетной области.

Радиус вертикальной цилиндрической границы, ограничивающей расчетную область, равен половине расстояния между осями свай в плане. Вертикальная граница свободна от вертикальных связей, а горизонтальные перемещения запрещены. Неизбежно увеличение размера расчетной области по вертикали в соответствии с увеличением напряжений в подстилающих слоях основания и связанной с этим глубины «активной зоны».

На рис. 1 а, 1 в приведены результаты расчетов (кривые «осадка—нагрузка» и области предельного напряженного состояния) буронабивной сваи в условиях стеснения по горизонтали с двумя вариантами уменьшенного радиуса расчетной области: 1) до размера, равного 4,37 м (2,57 диаметра сваи), 2) до размера 1,35 м (соответствующего расстоянию между сваями в свету 1,0 м). Результаты расчета буронабивной сваи «в составе свайного поля» существенно отличаются от данных испытаний той же сваи

как «одиночной». При одних и тех же значениях вдавливающей силы расчетные осадки сваи в «составе свайного поля» больше, чем «одиночной сваи»; при уменьшении шага свай осадка прогрессивно увеличивается, форма диаграммы $s=f(P)$ приближается к прямой, что свидетельствует об увеличении доли линейной части деформаций. Одновременно под нижним концом сваи в составе «свайного поля» уменьшаются размеры областей предельного напряженного состояния, указывающие на увеличение несущей способности.

2. Расчет основания опоры большого моста, расположенной вблизи перелома откоса и уреза воды. Расчетная область исследуемого участка основания с фундаментом мелкого заложения, членение на конечные элементы, граничные условия изображены на рис. 2. В основании опоры на удалении 2,0—2,5 м от подошвы фундамента залегает подстилающий слой мягкопластичной глины с нормативным углом внутреннего трения $\varphi = 14^\circ$ удельным сцеплением $c = 13$ кПа. Расчетное давление в основании под плитой фундамента составило 244 кПа.

Особенности местоположения опоры предопределили выбор упругопластической модели

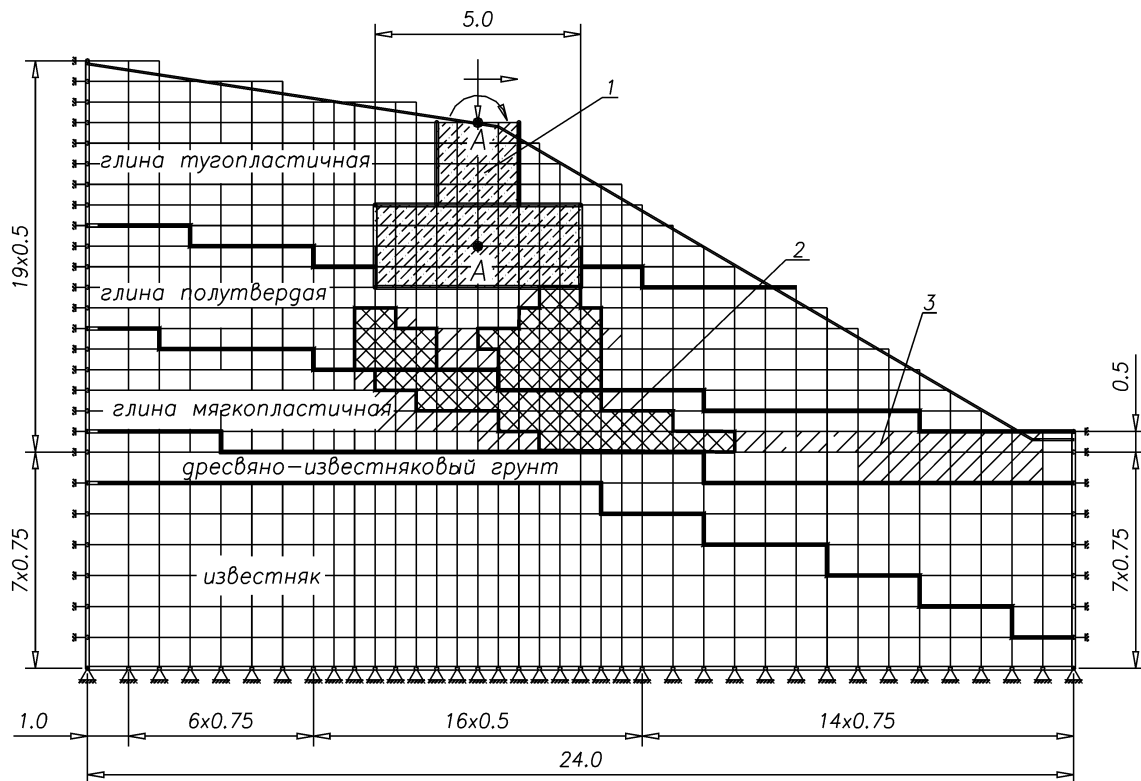


Рис. 2. Расчетная схема опоры: 1 — фундамент опоры; 2, 3 — пластическая зона при нормативных ($\varphi = 14^\circ$ $c = 13$ кПа) и расчетных значениях $\varphi = 12^\circ$ $c = 9$ кПа мягкопластичной глины

грунта для контрольного расчета, который был выполнен после 8 лет эксплуатации с целью обоснования прочности и стабильности грунтового основания. В расчете было принято закрепление оси А-А на теле опоры (см. рис. 2) против поворота и горизонтального смещения. Это допущение основано на том, что опора является массивной, т. е. жесткой, и перемещения ее верхнего конца (ригеля) стеснены условиями опирания пролетных строений и соединительной вставкой между ними.

При значениях $\phi = 12^\circ$, $c = 9$ кПа по расчету получено значительное развитие «пластических зон» (групп конечных элементов с предельным напряженным состоянием грунта) и расчетная осадка фундамента 97 мм; прочность и стабильность основания опоры и прилегающего откосного участка геологического разреза обеспечены с недостаточной надежностью. При нормативных значениях $\phi = 14^\circ$ $c = 13$ кПа пластические зоны принимают ограниченные размеры, осадка снижается до 85 мм.

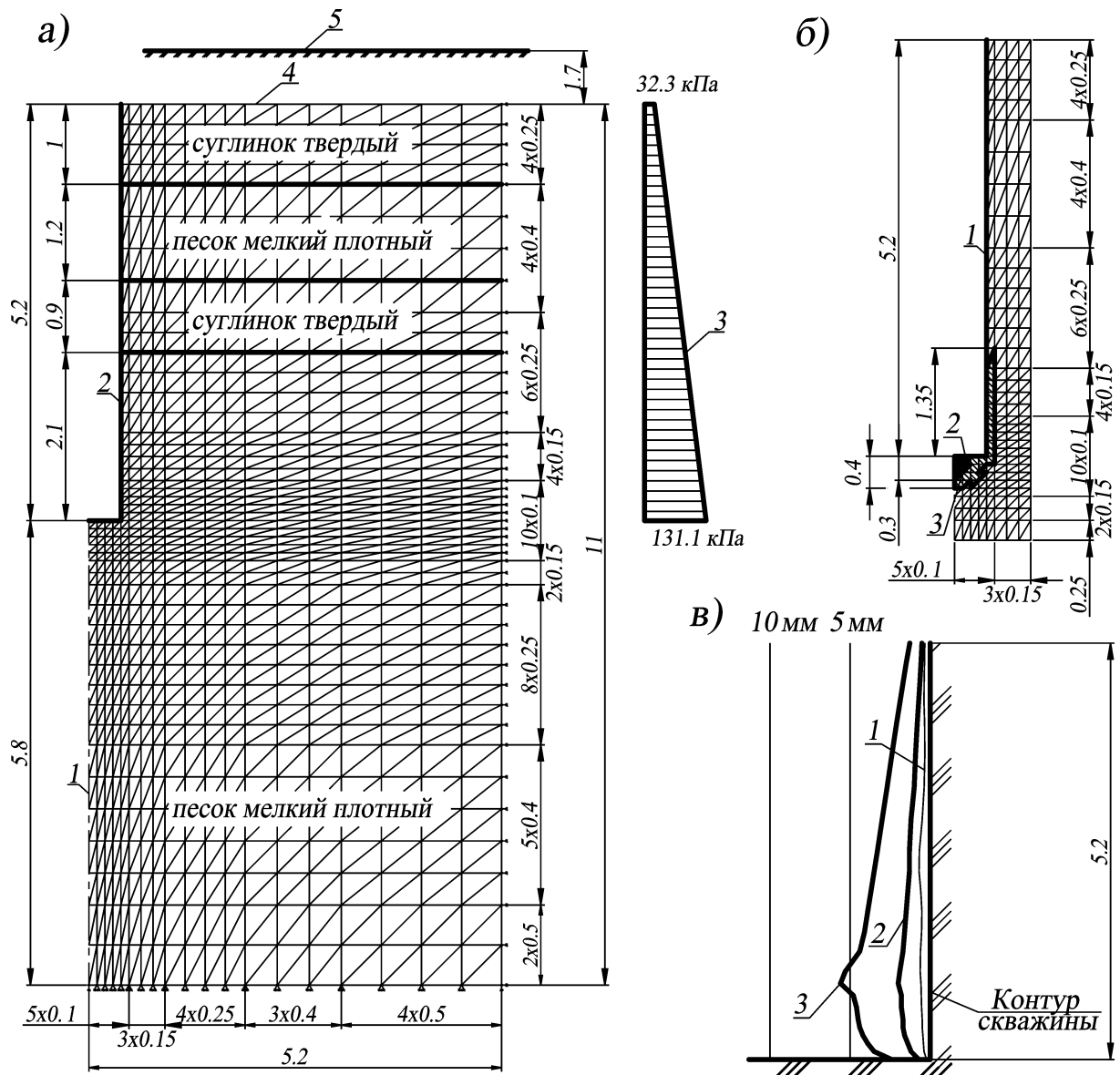


Рис. 3. Иллюстрации к расчету неукрепленной скважины: а — расчетная область, членение на КЭ: 1 — ось симметрии, 2 — контур полости, 3 — эпюра давления на боковую поверхность полости (давление по нижнему концу полости не показано), 4 — дно котлована, 5 — дневная поверхность; б — области предельного напряженного состояния: 1 — контур неукрепленной скважины; 2, 3 — пластические области (области с предельным напряженным состоянием) при значениях характеристик грунтов в вариантах № 1 и № 2 соответственно; в — горизонтальные перемещения боковой поверхности внутрь скважины: 1, 2, 3 — перемещения соответственно при исходных и измененных характеристиках грунтов (вариант № 1 и вариант № 2)

На основании этих данных сделан вывод о расчетном подтверждении фактически наблюдаемой (по данным измерений) стабильности основания при величине прочностных характеристик подстилающего слоя не ниже нормативных значений.

3. Расчет устойчивости цилиндрической полости в грунтовой среде. Решение упругопластической задачи о напряженно-деформированном состоянии грунта вокруг неукрепленной цилиндрической полости в основании позволяет выполнить расчет по программе УПРОС [2], обосновывающий такое проектное решение, по следующей процедуре. Исходное (природное) напряженное состояние принимается распределенным гидростатически. Образование полости под скважину моделируется путем приложения к стенкам и дну скважины сил, уравнивающих природное давление так, чтобы получить на внутренних границах цилиндрической полости нулевые напряжения.

Ниже приводится один из рассмотренных примеров расчета фактически устойчивой неукрепленной скважины, в которой через сутки после выемки грунта была забетонирована свая. Скважина диаметром 80 см, глубиной 5,2 м (от уровня дна котлована) была устроена в основании, сложенном следующими грунтами: в основании скважины — пески мелкие плотные ($E=41$ МПа, $\varphi=36^\circ$), выше — твердые суглинки ($E=22$ МПа, $\varphi=21^\circ$, $c=20,7$ кПа) с песчаной прослойкой. На рис. 3 а показана расчетная область и границы области предельного напряженного состояния.

В продолжение исследования механические характеристики основания вокруг скважин были изменены. Принято однородное сложение грунтового основания с измененными прочностными и деформационными характеристиками,

определенными для двух вариантов расчета в размере:

вариант № 1: $\varphi=19^\circ$, $c=20$ кПа, $E=13,0$ МПа; $\nu=0,30$;

вариант № 2: $\varphi=15^\circ$, $c=10$ кПа, $E=5,0$ МПа; $\varphi=0,30$.

При указанных характеристиках грунтового основания в нижней части скважины получены ограниченные области предельного напряженного состояния, показанные на рис. 3 б. Там же (рис. 3 в) показаны диаграммы горизонтальных перемещений внутренней поверхности скважины при трех вариантах значений характеристик грунтового основания (расчетные, варианты № 1 и № 2).

Как видно, при изменении механических характеристик грунта до значений варианта 2 можно говорить о неустойчивом положении неукрепленной полости.

Решение задачи о напряженно-деформированном состоянии грунта вокруг цилиндрической полости в основании позволяет выполнить расчет и обосновать возможность устройства без укрепления скважины при изготовлении буронабивной сваи.

Приведенные примеры отражают тенденцию современной механики к использованию решений строгой теории при расчетах объектов средней сложности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шапиро Д.М. Практический метод расчета оснований и грунтовых сооружений / Д. М. Шапиро // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1985. — № 5, С. 19—21.
2. Гузев Р.Н. Упругопластический расчет МКЭ при проектировании и исследовании геотехнических объектов / Р. Н. Гузев // Современные методы статического и динамического расчета сооружений и конструкций: сб. науч. ст. — Воронеж: ВГАСУ, 2000. — С. 84—91.