

doi: 10.5862/MCE.50.5

Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

*Д.т.н., профессор В.С. Коровкин,**Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

Аннотация. Краткий анализ рассмотренных грунтовых моделей показал, что в связи с большим разнообразием типов грунтов и сложностью их свойств создание универсальной грунтовой модели невозможно.

Предложен вариант инженерной кинематической теории контактного давления грунта применительно к расчету некоторых типов фундамента. Для раскрытия статической неопределимости поведения грунта от нагрузки, взаимодействующего с фундаментом или ограждением, используется его безразмерная диаграмма деформирования, представленная в виде нелинейной функции.

Приведено уравнение контактного давления грунта на фундамент, в котором используется предложенный коэффициент вертикального давления, связанный с коэффициентами бокового давления на условные стенки клина уплотнения. Получено инженерное решение осадки жесткого фундамента для полного цикла вертикальной нагрузки. Показан прием определения коэффициента жесткости грунта основания. Приведена реализация инженерной кинематической теории контактного давления грунта применительно к некоторым практическим примерам.

Ключевые слова: модели механики грунтов; сплошная среда; фундамент; контактное давление грунта; смешанная задача; коэффициент жесткости основания; упругопластическая среда

1. Обзор теорий и моделей механики грунтовой среды

При разработке методов расчета грунтовой среды, а следовательно, математического описания наблюдаемых в ней процессов приходится прибегать к схематизации рассматриваемых явлений и свойств грунтов. Работами Н.П. Пузыревского, Н.М. Герсеванова, В.А. Флорина, Н.А. Цытовича, а также зарубежных ученых Ж. Буссинеска, Ф. Фламана, К. Роскоу, К. Терцаги, Ж. Керизель, И. Бринч-Хансена и др. была показана допустимость применения к грунтам решений теории упругости, обоснованы границы применения к грунтам этой расчетной модели.

Более универсальные упругопластические модели используют соотношение приращений напряжений и деформаций. Область упругих деформаций в пространстве напряжений ограничена поверхностью нагружения (пластичности) f . Развитие вычислительной техники позволило решать сложные упругопластические задачи численным методом конечных элементов [1]. Предложены упругопластические модели Cam-Clay [2] с различными поверхностями нагружения, основанные на концепции критического состояния. Это модели A.N. Schofield (1968), К.Н. Росское (1968), модель В.Н. Николаевского (1972, 1984) с поверхностью нагружения в виде конусов Губера – Шлейхера, модель с составной поверхностью O.C. Zienkiewicz (1975) и др.

В связи с занижением несущей способности основания в идеально-пластических моделях стали использовать модели упрочняемой пластической среды. Эти модели учитывают эффект упрочнения как при сжатии, так и при сдвиге грунта и зависимость жесткостных характеристик грунта от напряжений. Многоповерхностные модели упрочняемой упругопластической среды предложены З. Мрузом (1978), В. Норисом и О. Зенкевичем (1978), Ж. Прево (1978), Ю.К. Зарецким и В.Н. Ломбардо (1983) и др. Модели, учитывающие природную и наведенную анизотропию, рассмотрены Т. Matsuoka (1981), Г.А. Гениевым (1983), С.М. Капустянским (1995), А.К. Бугровым и А.И. Голубевым (1993). Для учета приобретенной анизотропии В.А. Прагер, Ю.И. Кадашевич и В.В. Новожилов (1958) предложили ее описывать перемещением центра поверхности нагружения (трансляционная теория анизотропного упрочнения). Автором данной статьи была предложена упрочняемая упругопластическая модель с наведенной анизотропией [3]. Использование плоскости инвариантов в виде $e_x\sigma - \sigma$ (e_x – указатель направления нагружения) позволило на стабилометре конструкции В.Н. Бронина (ЛИСИ, Санкт-Петербург) установить, что поверхность нагружения двухсвязна, так как в ней при разгрузке возникают пластические деформации. Уравнение состояния, учитывающее взаимный инвариант $\cos \chi$ (предложен

И.В. Марченко, 1975), описывает неассоциированный закон пластического течения грунтовой среды с учетом наведенной анизотропии.

Дальнейшая модификация модели Cam-Clay заключалась в изменении формы шатровой поверхности. Такие модели изложены в работах S. Pietruszczak, Z. Mroz (1980), Б.И. Дидука (1987), M.G. Jefferies, D.A. Shuttle (2005). Другие модификации модели Cam-Clay, которые можно отнести к этому направлению, изложены в работах M.D. Liu, J.P. Carter [4], F. Sancheez, N.A. Gonzales [5], F. Oka, S. Kimoto, T. Adachi [6] и др. [7–10]. Модель с независимым упрочнением от сдвиговых и объемных деформаций Hardening Soil model (модификация модели Cam-clay), разработанная П.А. Вермейером (Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G., 1999), заложена в известную программу PLAXIS. Данный подход позволяет избежать основного недостатка шатровых моделей, а именно завышения жесткости грунта при деформациях формоизменения за счет учета пластических деформаций при разгрузке. Развитие указанной модели применительно к слабым глинистым грунтам для прогноза деформаций оснований получено А.Г. Шашкиным [11].

В настоящее время широко используются программные комплексы Геомеханика, PLAXIS, Msheet, ЛИРА, FEM models и др. на основе упругопластической модели сплошной среды. Усовершенствование этих моделей с целью приближения их к описанию поведения грунта при различных условиях не прекращается до сих пор. Однако упругопластические модели, использующие теорию сплошной среды (заимствованную из конструкционных материалов), лишь в определенном приближении отражают поведение реальной дискретной структуры грунта под нагрузкой. Так, модель сплошной среды плохо учитывает клиновой эффект воздействия грунтового упругого клина на основание при нагрузках $q > 0,4q^*$, в связи с чем области предельного состояния грунта несколько завышены, также имеются определенные неточности в распределении бокового давления при расчете ограждений и т. д.

Применительно к грунтам И.И. Кандауровым в 1959 году была предложена модель дискретной среды, в которой все зернистые среды были разделены на безраспорные (блочные) и распорные в зависимости от принятой гипотезы об отсутствии или наличии клинового эффекта по отношению к действующей внешней силе. Работы Р.А. Муллера (1961) и Е. Литвинишина (1974) связаны с расчетом диффузионных перемещений зернистой среды (аналогично жидкости или газу). Модели, основанные на микроструктурном подходе, рассмотрены зарубежными учеными М. Ода и др. (1977), Р.А. Кундэл и др. (1979), Мацуока (1983) и др. В настоящее время механика зернистых сред находит ограниченное применение в расчетах, однако определенные шаги для ее возрождения и развития предпринимаются в Санкт-Петербургском политехническом университете, в работах А.Н. Баданина, А.К. Бугрова, О.И. Заяц и др. [12, 13].

Теория расчета конструкций по гипотезе Фусса – Винклера, лежащих на деформируемом основании с одним или двумя коэффициентами постели, получила развитие в трудах А.Н. Крылова (1930), М.Н. Герсегованова (1935), П.Л. Пастернака (1960), В.З. Власова (1960) и многих других. Среди зарубежных ученых этой задачей занимались О.С. Zienkiewicz (1965), С.С. Desai, J.T. Christian (1977), А.М. Ioannides и др. Использование в расчетах переменного коэффициента постели основания (коэффициента жесткости основания) лучше отражает работу фундамента. При этом достаточно подобрать закон изменения коэффициента постели, который обеспечивает нужный характер осадки. Однако для этой цели нужно решить задачу по теории упругости, а затем подобрать необходимый коэффициент, что лишает расчет смысла. Использованию коэффициента жесткости посвящены работы П.П. Шагина (1961), Б.А. Косицина (1963), В.И. Лишака (1964), Д.Д. Сергеева (1961), Д.Н. Соболева (1963), С.Н. Клепикова (1967), С.А. Ривкина (1969), В.Г. Федоровского (2000) и др. Программа КРОСС процедурой последовательных приближений применительно к фундаментам позволяет более точно определить коэффициент жесткости грунта [14]. Эта программа входит в состав пакета SCAD Office и предусматривает как автономную работу, так и обмен данными с интегрированной системой прочностного анализа конструкций SCAD [15]. В этом же направлении выполнена работа [16]. Указанная процедура последовательных приближений, на наш взгляд, допустима при небольших нагрузках на фундамент, так как отсутствует закон изменения коэффициента жесткости грунта от полного цикла нагрузки.

В изданиях последних лет зарубежных авторов по механике грунтов и фундаментам рекомендуются апробированные решения К. Терцаги, И. Бринч-Хансена, О.К. Зенкевича и др. и даются современные табулированные решения с учетом различных графиков [17–20].

Ниже дается попытка использования инженерной кинематической теории контактного давления грунта применительно к некоторым типам фундаментов на всем диапазоне действия нагрузок.

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

2. Основные положения инженерной кинематической теории контактного давления грунта

В основу теории положено описание поведения грунта под нагрузкой независимо от конструктивного признака сооружения, что объединяет и дополняет существующие частные случаи инженерного расчета конструкций, взаимодействующих с грунтом в упругом или предельном состоянии. Характер деформируемой зоны грунта в зависимости от величины и направления нагрузки для различных сооружений, а также направление траекторий смещения частиц грунта приведены в работе [21].

2.1. Механизм формирования контактного давления грунта на фундамент

Полосовой фундамент. Эксперименты показывают, что при нагрузке на фундамент уже при $0,4q^*$ (q^* – предельная нагрузка) наблюдается зарождение грунтового ядра. Для иллюстрации механизма формирования контактного давления грунта на фундамент используем эпюры бокового давления на условные стенки грунтового ядра (рис. 1). Пусть левая часть полосового фундамента опирается на несвязный грунт, а правая – на связный или заглублена.

Известно, что в плотных грунтах предельные зоны носят локальный характер, а выпор грунта происходит как твердого тела по локальной полосообразной области скольжения, в которой возникает разрушение грунта (рис. 1, затененная область). В случае неплотных несвязных и глинистых грунтов мягкопластичной и текучей консистенций, частицы которых имеют неплотную упаковку, вначале происходит уплотнение грунта, а по мере увеличения нагрузки предельная область начиная с краевых зон охватывает весь клин выпирания (рис. 1 – светло-зеленые кривые активных зон уплотнения). На рисунке 1 приведены эпюры боковых давлений на условные подпорные стенки клина уплотнения для трех этапов загрузок ($0,4q^*$, $0,6q^*$, $0,8q^*$). Нижние пунктирные эпюры для случая 3 отвечают пассивному давлению несвязного и связного грунта или заглубленного фундамента при предельной нагрузке на фундамент.

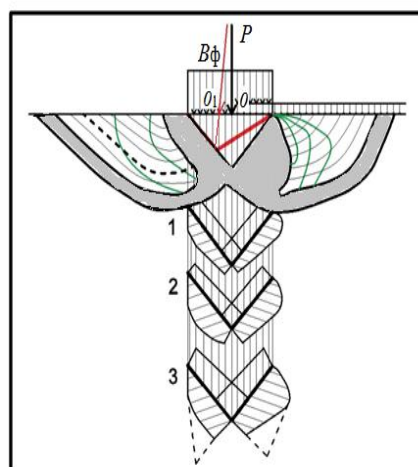


Рисунок 1. Эпюры контактных давлений (1, 2, 3) на условные стенки полосового жесткого фундамента в зависимости от величины внешней нагрузки

Характер распределения двухстороннего бокового давления грунта в зависимости от перемещений условной наклонной стенки, вызванной осадкой фундамента, имеет вид [22] (рис. 1):

$$\sigma_{x,y} = (q + \sum \gamma_i h_i) \cdot \lambda(e_x, \delta) - c \lambda_{ac}(\delta), \quad (1)$$

$$\sigma_{x,y} = (q_h + \sum \gamma_i h_i) \cdot \lambda(e_x, \delta) + c \lambda_{pc}(\delta), \quad (2)$$

где q – нагрузка от фундамента; q_h – нагрузка от заглубления фундамента; γ_i , h_i – удельный вес и высота i -го слоя грунта; $\lambda(e_x, \delta)$ – степенная безразмерная функция бокового давления, описывающая диаграмму связи давление – перемещение применительно к наклонной стенке в зависимости от направления смещения. Пределы изменения безразмерной функции бокового давления от перемещения имеют вид:

$$\lambda_0 \leq \lambda(e_x, \delta) \leq \lambda_n \text{ и } \lambda_0 \geq \lambda(e_x, \delta) \geq \lambda_a,$$

где λ_0 , λ_n , λ_a – коэффициенты бокового давления покоя, пассивного и активного давления; $e_x = \pm 1$ – указатель направления смещения, при $e_x = -1$ стенка смещается от засыпки (1), при $e_x = +1$ стенка смещается на грунт (2); c – удельное давление от сил сцепления; $\lambda_{ac}(\delta)$, $\lambda_{pc}(\delta)$ – аналогичные степенные функции от сил сцепления.

Для упрощения примем, что эпюра бокового давления на наклонную стенку (1) отвечает активному давлению. Эпюра реактивного давления на стенку в зависимости от ее перемещения в соответствии с уравнением (2) имеет параболический вид с предельным значением в верхней части. По мере повышения внешней нагрузки происходит трансформация параболической эпюры к треугольной в предельном случае.

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

В случае связного грунта или заглубленного фундамента картина более или менее аналогична, однако краевые значения давления в верхней части стенки превышают аналогичное давление несвязного грунта. Отметим, что увеличение предельного краевого давления связного грунта зависит от значительного повышения сил сцепления в 1,2–2 раза от уплотнения нагрузкой [23].

Пересчет эпюр реактивного давления и смещения условных наклонных стенок показал, что контактное напряженно-деформированное состояние грунта под фундаментом учитывает пластические области [24].

Таким образом, поведение плотных несвязных грунтов ($e = 0,45 - 0,55$), а также твердых и полутвердых связных грунтов ($0 \leq I_L \leq 0,25$), в которых под нагрузкой происходит тенденция к разрыхлению грунта, близко к модели идеальной упругопластической среды. В грунтах меньшей плотности и большего числа пластичности проявляются свойства упрочняемой среды. Поэтому поведение этих грунтов под нагрузкой отвечает модели упрочняемой упругопластической среды (наведенная анизотропия). Причем благодаря учету упрочнения в несвязных грунтах несущая способность увеличивается до 30 %, а в случае связных грунтов это происходит за счет значительного увеличения сил сцепления при уплотнении. Вместе с тем анализ измеренных предельных реактивных эпюр показывает, что они, имея параболическое (в несвязных грунтах) и седлообразное (в связных грунтах) очертания, меньше полной величины предельной несущей способности (стреловидного очертания) на 20–30 %. Это связано со значительными осадками от приращения около предельных нагрузок, поэтому ограничения в величине нагрузки вполне разумны.

Пространственный фундамент. В случае пространственного фундамента примем, что условные наклонные стенки клина уплотнения его сторон более или менее совпадают по высоте, исходя из минимальной ширины фундамента. Данное положение соответствует опытам Л.М. Гольдштейна [25] и позволяет для этого случая использовать выражения (1–2).

Для гравитационных подпорных стенок практический интерес представляет отклонение равнодействующей на определенный угол, вызванный действием распорного давления. В этом случае высота напорной грунтовой стенки уменьшается за счет эксцентриситета ($0,0_1$) до значения, определяемого графически или аналитически (рис. 1, красные линии). При отклонении равнодействующей P от вертикали на угол φ высота напорной грунтовой стенки уменьшается до конечного значения. Поскольку сопротивляемость грунта по плоскому сдвигу сооружения ($Qtg\varphi$) становится меньше, чем по глубинному сдвигу, то более вероятен плоский сдвиг.

2.2. Контактное давление грунта на фундамент

Для раскрытия статической неопределенности поведения грунта от нагрузки используется его относительная диаграмма сжатия – растяжения, представленная в виде нелинейной функции. При этом безразмерным силовым показателем диаграммы в зависимости от конструктивного признака сооружения является коэффициент вертикального давления (для фундамента гравитационного гидротехнического или гражданского сооружения (днища шлюза, дока, фундаментных плит под вертикальной нагрузкой и т. д.) или известный коэффициент бокового давления (для стенки свайного сооружения, шлюзных, доковых, анкерных стен и т. д.) [24]. В общем виде они представляют силовые безразмерные функции грунтовой среды от деформации.

Известные в портовой гидротехнике коэффициенты покоя λ_0 , активного λ_a и пассивного λ_n давлений есть граничные значения принятой безразмерной функции бокового давления грунта $\lambda(e_x, \delta)$ в зависимости от величины смещения, которая имеет степенной вид [24]. Общность поведения грунтовой среды под нагрузкой для ограждения и фундамента позволила ввести аналогичную степенную функцию вертикального давления, поскольку считается, что вертикальная предельная нагрузка вызывает пассивное давление на сторонах клина уплотнения (условных грунтовых стенках) [24].

Характер изменения функции вертикального давления $\lambda_b(\delta)$ для фундамента мелкого заложения, нагруженного вертикальной силой, на уплотненном ($\varphi = 40^\circ$) и рыхлом ($\varphi = 30^\circ$) песчаном основании приведен в работе [24]. Уравнение для контактного давления грунта на фундамент сооружения с использованием диаграммы деформирования по форме аналогично уравнению (2) [24].

$$\sigma_{y, x} = K_{об} [q_{пр} + q_{1пр} + \gamma x / tg(45^\circ - 0,5\varphi)] \lambda_b(\delta) \leq \sigma_{y, x}^*, \text{ при } \lambda_b(\delta) = \lambda_b \text{ имеем } \sigma_{y, x} = \sigma_{y, x}^* \quad (3)$$

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

где $\sigma_{y,x}$, $\sigma_{y,x}^*$ – вертикальное допредельное и предельное давление грунта на фундамент в зависимости от осадки (первый индекс в $\sigma_{y,x}$ показывает направление напряжения, а второй – координату по ширине фундамента); $K_{об} = 1,45$ – обобщенный коэффициент, учитывающий приближенность расчетной схемы; $q_{пр}$, $q_{1пр}$ – пригрузка основания вертикальной нагрузкой и сцеплением, а также частичным погружением в грунт; γ – удельный вес грунта; x – горизонтальная координата рассматриваемой точки, считая от края фундамента, $0 \leq x \leq 0,5B$ (вертикальная нагрузка) или $0 \leq x \leq 0,5B_1$ ($B_1 = B - 0,01$, внецентренная нагрузка) (рис. 1); $\lambda_b(\delta)$ – функция диаграммы вертикального деформирования $\lambda_b(\delta) \leq \lambda_b$. Приняв в уравнении (3) предельные значения $\lambda_b(\delta) = \lambda_b$, имеем предельное контактное давление по ширине x , а с учетом $x = 0,5B$ предельное значение осредненной нагрузки на фундамент размером $B \times L$:

$$R_{пр} = 0,5 K_{об} B L [q_{пр} + q_{1пр} + \gamma 0,5B / \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi)] \lambda_b. \quad (4)$$

Учет изменения прочностных свойств грунта. В случае несвязных и глинистых грунтов, частицы которых имеют неплотную упаковку, происходит уплотнение грунта под нагрузкой. За счет этого величина угла внутреннего трения увеличивается на $(2-3)\varphi$. В глинистых грунтах величина удельного сцепления c может повыситься в 1,5–2 раза. В случае плотных грунтов при значительных нагрузках или кинематическом нагружении начиная с краевых зон происходит разрыхление грунтов, которое уменьшает угол внутреннего трения в этих областях на $(3-4)\varphi$.

Пример 1. Определить предельную вертикальную нагрузку на грунт основания от гравитационного сооружения шириной подошвы $B = 8$ м, опираемой на грунт основания со следующими характеристиками: $\varphi = 25^\circ$, $c = 20$ кПа, $\gamma = 10$ кН/м³, $\lambda_b = \lambda_{п, 32,5^\circ} / \lambda_{а, 32,5^\circ} = 11,67$, $x = 0,5B$, $K_{об} = 1,45$.

Предельные нагрузки на 1 п. м. фундамента по выражению (4) и по СП 50-101-2004 равны:

$$R_{пр} = 0,5 K_{об} B [q_{пр} + q_{1пр} + \gamma x / \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi)] \lambda_b = 0,5 \cdot 1,45 \cdot 8 [(0 + 42,55 + 0,5 \cdot 10 \cdot 8 / 0,637) 11,67 = 7152,67 \text{ кН}$$

$$R_{пр} = B(N_\gamma B \gamma + N_c c + N_q \gamma h) = 8(5,87 \cdot 8 \cdot 10 + 20,72 \cdot 20 + 0) = 7072,0 \text{ кН},$$

где N_γ , N_c , N_q – безразмерные коэффициенты, рекомендованные в СП 50-101-2004.

Для учета упрочнения грунта при уплотнении примем, что повышается только сцепление. Так, при увеличении сцепления в основании в 2 раза значение $R_{пр}$ возрастает на 40 %.

2.3. Определение предельных областей в грунте основания

Высота краевой предельной области грунта $h_{пл}$ в зависимости от величины нагрузки q определяется из равенства площадей активного и пассивного давления на условную вертикаль, проходящую через край фундамента (рис. 2) [26]:

$$\int_0^{h_{пл}} (q_1 + yx \lambda_n + c \lambda_{nc}) dx = \int_0^{h_{пл}} [(q + yx) \lambda_a - c \lambda_{ac}] dx, \quad (5)$$

где $\lambda_{n(a)} = \operatorname{tg}(45^\circ \pm 0,5\varphi)$ – коэффициенты пассивного и активного бокового давления грунта без учета сил трения; λ_{nc} , λ_{ac} – коэффициенты пассивного и активного давления от сил сцепления связного грунта без учета трения; q_1 – влияние заглубления фундамента.

Очертание предельной области в грунте до границы естественной поверхности формируется плоскостями обрушения и выпора из точки, соответствующей $h_{пл}$ (рис. 2, пунктирные линии). При нагрузке $q = (0,3-0,4)q^*$ границы областей смыкаются в общей точке O на оси симметрии. Далее при повышении нагрузки под действием клина пластическая область расширяется, а точка O опускается вниз, вглубь массива. Высота пластической зоны в несвязных грунтах при малозаглубленном фундаменте из уравнения (5) равна:

$$h_{пл} = q \lambda_a / 0,5\gamma(\lambda_n - \lambda_a) \quad (6)$$

Откуда ширина контактной пластической зоны под фундаментом (без учета сил трения):

$$B_{пл} = h_{пл} \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi) \leq 0,5B_\varphi. \quad (7)$$

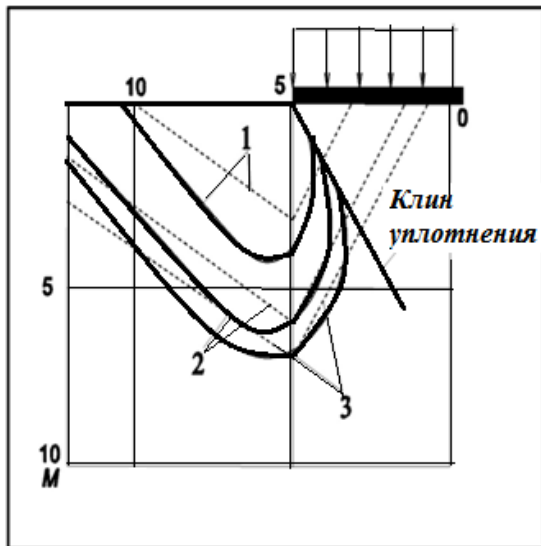


Рисунок 2. Пластические области в несвязном грунте при нагрузке $q = (0,3-0,4)q^*$

Пример 2. Жесткий штамп шириной $B_{\phi} = 10$ м опирается на основание из песчаного грунта $\varphi = 27^\circ$, $\gamma = 17,4$ кН/м³). Краевые предельные области при $q = 0,18$ (1), $0,33$ (2), $0,4$ МПа (3) с использованием выражения (5) приведены на рисунке 2 (пунктир). Высота предельной области соответственно равна: при $q = 0,18$ МПа $h_{пл} = 3,4$ м; при $q = 0,33$ МПа $h_{пл} = 6,3$ м; при $q = 0,40$ МПа $h_{пл} = 7,6$ м.

Пластические области по выражениям (6)–(7) близки к полученным А.К. Бугровым (1980) решениям смешанной задачи методом конечных элементов (рис. 2 – сплошная линия).

На этом примере можно убедиться, что модель сплошной среды не учитывает действие грунтового клина на размеры пластической области. Так, при $q^* = 1,48$ МПа (по СП 50-101-2004) имеем $h_{пл} = 74,5$ м, что противоречит данным экспериментов. Принимая в уравнении (6) коэффициенты λ_n и λ_a , с учетом сил трения получим $h_{пл} = 13,2$ м, что соизмеримо с результатами экспериментов.

В связных грунтах или в заглубленных фундаментах при отдельных нагрузках имеет место $h_{пл} \leq 0$, что показывает отсутствие предельной области за счет действия сил сцепления. В этих грунтах при примерных величинах нагрузки $q \leq 0,5q^*$ имеет место продавливание глинистого грунта под основанием, что характеризуется серповидной формой пластической области непосредственно под фундаментом без призмы выпора. При дальнейшем повышении нагрузки происходит разрыв сплошности основания, и боковая граница пластической области запоздало начинает смещаться с наклоном в сторону от фундамента аналогично несвязному грунту с образованием призмы выпора.

2.4. Осадка фундамента при полном цикле нагрузки

Нормативный метод расчета осадок в СП 50-101-2004 представляет модификацию метода послойного суммирования, рекомендуемого в СНиП 2.02.01-83*. Все нормативные методы расчета осадки искусственно ограничивают глубину сжимаемой толщи ввиду несовершенства используемой модели грунта. Отсутствие учета реологических свойств грунтов в СП 50-101-2004 при определении осадки основания делает его уязвимым для критики [27]. Напряжения и осадки в грунтовом массиве под нагрузкой взаимосвязаны, а в предлагаемых выше СНиПах для их определения приводятся отдельные не связанные между собой выражения. В большинстве случаев расчет оснований лимитируется вторым предельным состоянием, когда прогнозируемые величины конечных деформаций не должны превышать значений, установленных из условий обеспечения нормальной эксплуатации. Отметим работы, связанные с усовершенствованием прогноза осадок фундаментов, опубликованные М.В. Малышевым (1996), В.Г. Федоровским и С.Г. Безволевым (2000, 2002), В.И. Шейниным с соавторами (2006), А.Б. Фадеевым с соавторами (2006), В.А. Барвашовым (2006), А.Н. Богомоловым с соавторами (2011), В.И. Столяровым (2011), И.Т. Мирсяповым с соавторами (2011) и др.

Натурные измерения показывают, что фундаменты сооружений, располагаемые, как правило, на слоистых и особенно связных грунтах имеют тенденцию к длительным осадкам во времени, происходящим по разным причинам десятилетиями. Известно, что численные значения напряжений основания под нагруженным штампом, определенные экспериментальными методами и вычисленные на основе известных и наиболее часто употребляемых решений, существенно отличаются друг от друга, а прогнозируемые осадки фундаментов и их расчетные величины могут отличаться в разы.

Представим упрощенно осадку фундамента от полного цикла распределенной нагрузки в виде степенной функции с показателем кривизны кривой в виде степени [24].

$$\Delta_{пл} = \Delta^*(q/q^*)^n, \quad (8)$$

где Δ^* – предельная осадка жесткого фундамента от максимальной распределенной нагрузки q^* , имеющая самостоятельное значение:

$$\Delta^* = K_{об} \cdot B_1 \cdot \gamma B^2, \quad (9)$$

где $K_{об} = 0,25$ – обобщенный коэффициент; $B_1 = (\lambda_{па} - \lambda_{аа}) \operatorname{tg}^2(45^\circ + 0,5\varphi) / K_a \cdot E_{пл} \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi)$, где $\lambda_{па}$, $\lambda_{аа}$ – коэффициенты пассивного и активного давления на наклонную грань грунтового клина ($a = 45^\circ - 0,5\varphi$); $K_a = 0,8 - 1,0$ – коэффициент анизотропии грунта, меньшие значения принимаются для глинистых грунтов; $E_{пл} = (0,6 - 0,8)E$ – пластический модуль деформации грунта, меньшие значения принимаются для рыхлых и слабых грунтов. Как правило, показатель степени находится в пределах $n = 1,5 - 2,0$, где меньшее значение принимается для связного грунта (рис. 3 и 4).

Поскольку механизм возникновения осадки фундамента включает две составляющие: упругую при $q \leq (0,4 - 0,5)q^*$ от уплотнения грунта и пластическую при $q > 0,5q^*$ от сдвига грунта уплотненным клином, то рекомендуется проверить характер кривизны кривой. С этой целью определяется упругая осадка по достоверному решению и по уравнению (8) для нагрузки, составляющей $q = (0,4 - 0,5)q^*$. При их совпадении по уравнению (8) находится дальнейшая осадка при $q > 0,5q^*$. В случае несовпадения значений в уравнении (8) подбирается показатель кривизны n (включая десятичные значения).

Для учета влияния сцепления на величину предельного смещения связных грунтов находится условный угол внутреннего трения $\varphi_{ус}$ подбором из равенства несущей способности глинистого грунта (4) и несущей способности равнозначного несвязного грунта:

$$(q_{1пр} + \gamma \cdot 0,5B / \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi))\lambda_{в.} = (\gamma \cdot 0,5B / \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi_{ус}))\lambda_{в.в.} \quad (10)$$

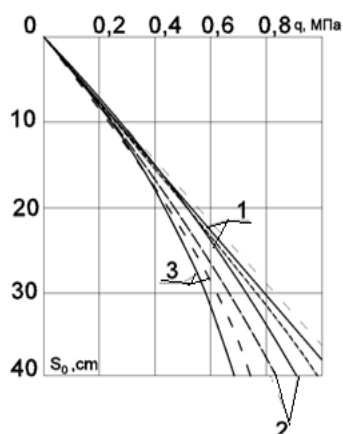


Рисунок 4. Кривые осадки грунта при действии на жесткий штамп полосовой нагрузки. Решение А.К. Бугрова (1980) обозначено сплошной линией, предложенное решение – пунктирной

Отметим, что принятые одинаковые значения E для различных грунтов меняют общую закономерность изменения величин Δ^* .

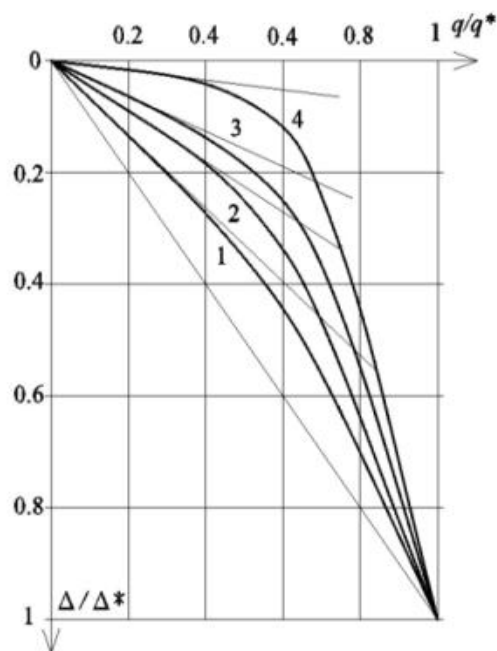


Рисунок 3. Относительные кривые осадки грунта для полного цикла нагрузки для разных деформационных характеристик грунта, влияющих на степень кривизны: 1 для $n = 1,5$; 2 для $n = 2$; 3 для $n = 3$; 4 для $n = 4$

Пример 3. Определить расчетную кривую деформирования грунта основания при действии полосовой нагрузки от фундамента на грунт основания шириной 10 м для слоя основания 20 м при одинаковых значениях $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$, $E = 30 \text{ МПа}$ с различными характеристиками прочности.

Используя выражения (3), (4), (8)–(10), вычислим следующие значения.

1. $\varphi = 30^\circ$, $c = 0,011 \text{ МПа}$, $E_{пл} = 0,8E = 24 \text{ МПа}$, $\lambda_{п,а} = 9,01$, $\lambda_{а,а} = 0,43$; $K_a = 1,0$, $q^* = 2,48 \text{ МПа}$; $\Delta^* = 1,6 \text{ м}$.

2. $\varphi = 20^\circ$, $c = 0,039 \text{ МПа}$, $\varphi_{ус} \approx 25^\circ$; $E_{пл} = 0,6E = 18 \text{ МПа}$, $\lambda_{п,а} = 6,1$; $\lambda_{а,а} = 0,52$, $K_a = 0,8$; $q^* = 1,15 \text{ МПа}$; $\Delta^* = 1,17 \text{ м}$.

3. $\varphi = 10^\circ$, $c = 0,068 \text{ МПа}$, $\varphi_{ус} \approx 23^\circ$, $E_{пл} = 0,6E = 18 \text{ МПа}$, $\lambda_{п,а} = 5,1$, $\lambda_{а,а} = 0,53$, $K_a = 0,8$, $q^* = 0,99 \text{ МПа}$; $\Delta^* = 0,82 \text{ м}$.

3. Функция коэффициента жесткости основания

Представим механическую модель комбинированного коэффициента жесткости (постели) под фундаментом, которая, кроме упругого тела Гука (H) и пластичного тела Сен-Венана (SV), включает структурный элемент (S), учитывающий разную степень упрочнения или разупрочнения грунта (рис. 5, а). Примем, что под фундаментом располагается семейство пружин, в которых число витков зависит от длины условных полосок в активной зоне грунта [21]. Следовательно, при небольших внешних нагрузках пружины сопротивляются сжатию более или менее равномерно, что отвечает почти равномерному (седлообразному) реактивному давлению грунта. Последующее увеличение нагрузки за счет структурного элемента (S) приводит к ограничению величины сопротивляемости сжатию краевых пружин при ее отсутствии в промежуточных пружинах, что приводит к нелинейной эпюре давления грунта (рис. 5, б).

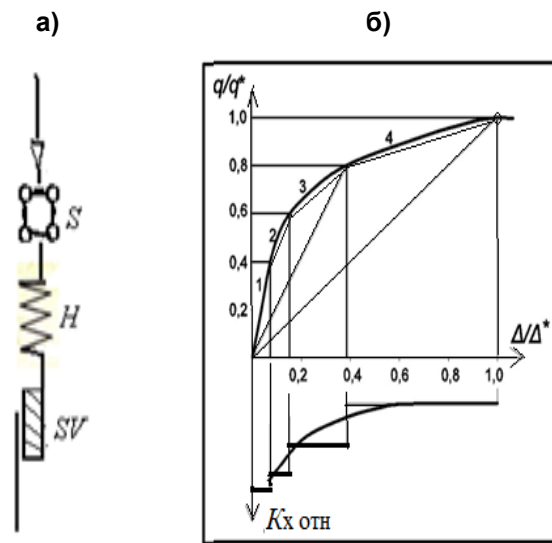


Рисунок 5. Механическая модель грунта с учетом структурного элемента (а); график изменения относительного коэффициента жесткости от безразмерной кривой деформирования (б)

Пусть четыре участка относительной деформационной кривой от конкретной нагрузки q/q^* (q^* – предельная переменная нагрузка для каждого участка) характеризуют четыре участка полуширины жесткого фундамента, которым отвечают значения относительного коэффициента жесткости основания (рис. 5 б, нижний). При полном цикле нагрузки в каждом участке фундамента аналогично меняется $K_{x,y}$. Следовательно, $K_{x,y}$ – функция, зависящая от координаты и нагрузки.

$$K_{x,y} = K(q, x, y) = p(q, x, y)/\Delta(q, x, y), \quad (11)$$

где $p(q, x, y)$ – значения реактивного давления на плоский фундамент в координатной точке (x, y) в зависимости от величины нагрузки; $\Delta(q, x, y)$ – осадка фундамента в данной точке.

На рисунке 6 показаны криволинейные пространственные поверхности вышеупомянутой функции, отвечающие двум крайним значениям состояния грунта основания (упругому и предельному).

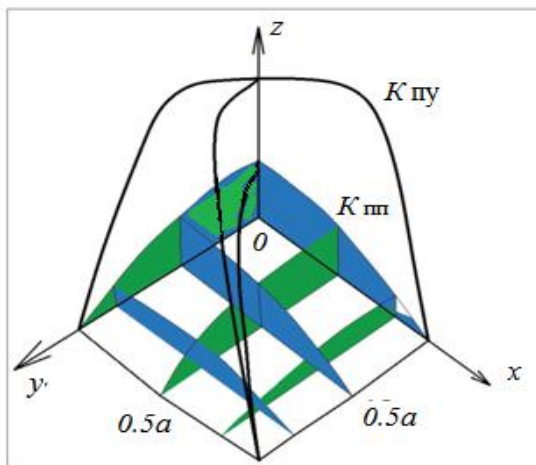


Рисунок 6. Поверхность функции коэффициента жесткости грунта под плоским жестким фундаментом для упругого (K_{ny}) и предельного (K_{nn}) состояний

В случае полосового фундамента нелинейная функция коэффициента жесткости основания из пространственной превращается в плоскую. Характеристики коэффициента жесткости для упругого состояния грунта известны, а в предельном состоянии они определяются с использованием выражений (3), (9). Для промежуточных состояний по выражению (7) находится крайняя предельная зона, в которой учитывается локальный предельный коэффициент постели. Анализ существующих экспериментальных данных показал, что при нагрузке более $0,4q$ значения коэффициента жесткости K_x снижаются, уменьшаясь в предельном состоянии, как правило, в 2–4 раза. Характер изменения K_x для линейного жесткого фундамента по координате x для полуширины фундамента ($L = 0,5B_{\phi}$) в зависимости от значения нагрузки и типа грунта представим уравнением второго порядка:

$$K_x = K_0 + Ax + Bx^2, \quad (12)$$

где K_0 – начальное значение; A и B – постоянные, которые находятся из следующих условий.

1. Для участка фундамента в предельной области с координатой $x = x_{пр}$ принимается предельный коэффициент жесткости основания $K_{х пр}$ по (3) и (9):

$$K_{х пр} = Ax_{пр} + Bx_{пр}^2 = \sigma_x^* / \Delta_x^*$$

2. Для координаты полуширины фундамента L (на оси симметрии) принимается коэффициент жесткости основания в зависимости от нагрузки:

$$K_L = AL + BL^2 = K_{L_{пн}} - (K_{L_{пн}} - K_{L_{пн}})q/q^*,$$

где $K_{L_{пн}}$ – значение коэффициента жесткости, отвечающее упругому состоянию грунта.

По двум известным для вертикальной нагрузки значениям K_x по уравнению (12) определяется его величина по всей полуширине фундамента.

4. Метод инженерного расчета фундаментов и плит

1. По формуле внецентренного сжатия определяется линейная эпюра реактивного давления грунта на фундаментную плиту от первой ступени внешних воздействий, например, $0,2 q^*(4)$:

$$\sigma_{\max, \min} = q \pm M_x/W_x \pm M_y/W_y, \quad (13)$$

где M_x , M_y и W_x , W_y – изгибающие моменты и моменты сопротивления площади основания относительно осей симметрии. Для полосового фундамента или гравитационного причального сооружения в уравнении (13) используются только два первых слагаемых (рис. 7, а, прямая mn).

По ширине пластической зоны под фундаментом (5)–(7) строится предельная эпюра контактного давления на фундамент (3) (наклонная прямая ab_1 – несвязный грунт (слева) и ломаная efg_1 – связный грунт (справа)). Эти линии накладываются на линейную эпюру $amne$ (13) с перераспределением давления срезаемой части вглубь фундамента (рис 7, а).

2. С помощью выражений (3) и (8) строится деформационная кривая для всего цикла нагрузки (рис. 7, б). Ввиду относительности величины нагрузки характер этой кривой как для всего фундамента, так и для каждой его части аналогичен. Поэтому каждому из пяти участков полуширины фундамента соответствует свой участок деформационной кривой (7, б) в зависимости от $m = q/q^*$. К примеру, $m = 1$ соответствует предельной области под краем фундамента, что отвечает пятому участку, а $m = 0,4$ – второму (рис. 7, б).

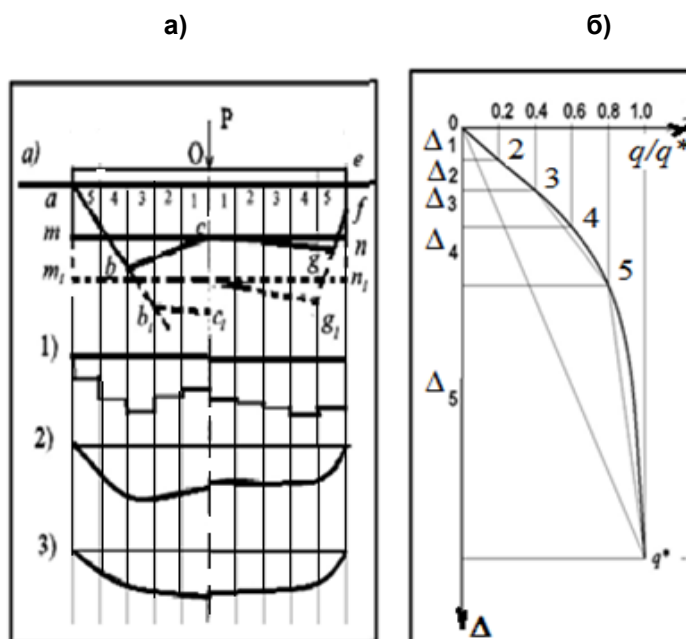


Рисунок 7. Схема упругопластического расчета фундамента на несвязном грунте (левая часть) и связном грунте или заглубленном фундаменте (правая часть) (а); зависимость осадки от нагрузки (б)

Используя перераспределенную эпюру реактивного давления (рис. 7, а) и осадку фундамента (рис. 7, б) для данного значения нагрузки, мы находим коэффициент жесткости основания K_x (11) для каждого участка фундамента (рис. 7, а, эпюра 1).

3. Выполняется расчет напряженно-деформированного состояния основания фундамента с использованием программного комплекса SCAD с учетом переменного K_x .

4. Далее используется следующий этап нагрузки с повторением пунктов 2 и 3 и с суммированием конечных результатов.

5. В случае линеаризации упругопластического поведения грунта используется один (секущий) коэффициент жесткости K_x для принятой нагрузки (рис. 7, б), а при билинейной зависимости – два (секущих) значения K_x .

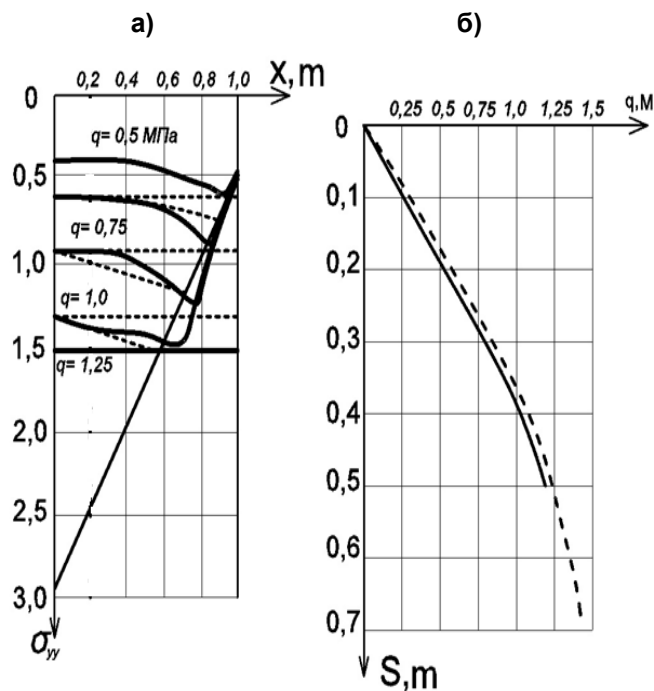
6. Эпюры реактивного давления на жесткий фундамент несвязного грунта и связного грунта представлены на рисунке 7, а (эпюра 2, левая и правая часть соответственно). Эпюры изгибающих моментов представлены эпюрой 3 того же рисунка.

5. Реализация упругопластического расчета фундаментов

Рассмотрим пример упругопластического расчета фундамента по предлагаемой выше методике.

Пример 3. Определим контактную эпюру давления связного грунта на жесткий фундамент при его медленном нагружении. Ширина фундамента 2 м. Грунт: водонасыщенный лессовидный суглинок с характеристиками $C_{oct} = 0,07$ МПа и $\varphi_{oct} = 0,67$, $E = 16,25$ МПа, $\gamma = 19$ кН/м³, $E_{пл} = 0,6E$.

Значение предельной нагрузки с учетом критерия прочности Мора – Кулона по уравнению (4) при $\lambda_b = 16,74$ составило $q^* = 1,37$ МПа. По данным эксперимента $q^* = 1,25$ МПа [28]. Величина предельного смещения, полученная по уравнению (11), для $\varphi_{yc} = 35^\circ$ при $\lambda_{па} = 15,4$ и $\lambda_{аа} = 0,37$ составила $\Delta^* = 0,67$ м. По данным эксперимента $\Delta^* = 0,5$ м [28]. Отметим, что более высокие теоретические значения предельных нагрузки и смещения по сравнению с экспериментальными связаны со значительными осадками грунта в эксперименте при небольших приращениях около предельной нагрузки. Это заставляет остановить эксперимент вследствие недопустимых осадок. При этом замеренная контактная эпюра давления грунта несколько меньше теоретической и не совпадает с ней по очертанию.



**Рисунок 8. Контактные давления (а) и осадки ленточного фундамента на связном грунте (б).
Условные обозначения: сплошная линия – эксперимент,
пунктирная – предложенный расчет**

В портовой гидротехнике для грунтов, не позволяющих использовать свайное основание, используют причальные сооружения гравитационного типа, состоящие из вертикальной стенки, которая опирается на фундаментную плиту из сборного железобетона. Стенка и фундамент связаны между собой наклонным анкером.

Пример 4. Определить напряженно-деформированное состояние гравитационной уголкового стенки высотой 12 м из сборного железобетона таврового профиля.

Фундамент шириной 10,4 м опирается на разновысотную постель из щебня (2 м и 1 м, рис. 9), $E = 29$ МПа, $\gamma = 10$ кН/м³, ниже которого располагается гравийно-древяной грунт $\phi = 33^\circ$, $E = 33$ МПа. За стенкой – двухслойная засыпка песком $\phi = 26^\circ$ и $\phi = 31^\circ$, $\gamma = 18$ кН/м³ (рис. 9).

Для сравнения расчеты были также выполнены в программе PLAXIS (рис. 9) [29].

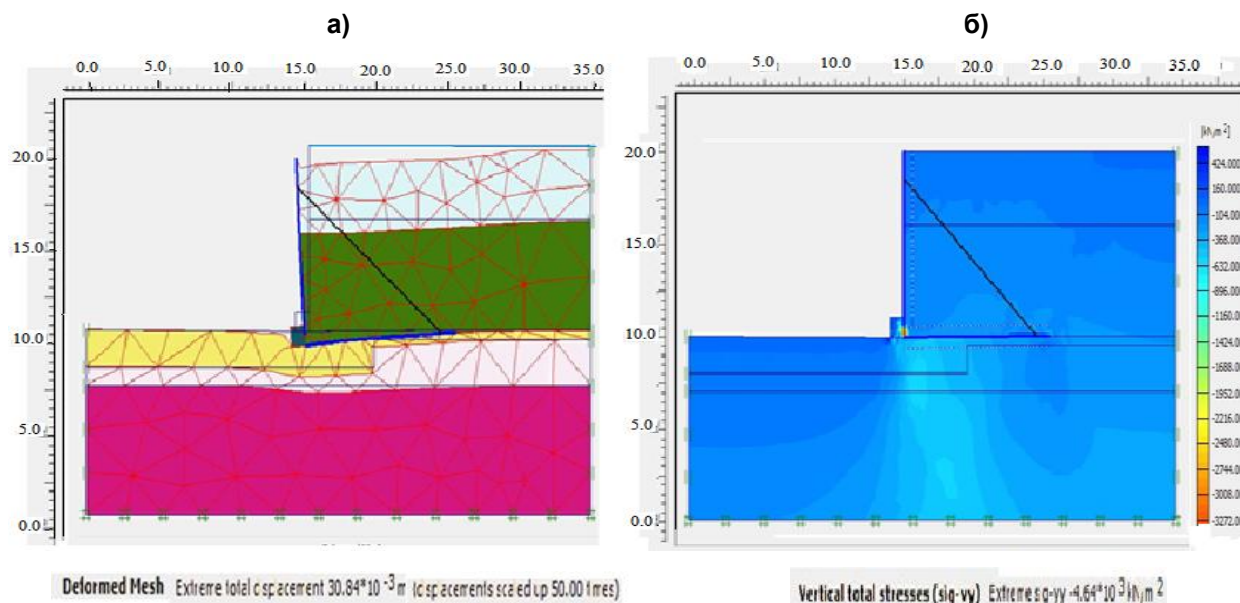


Рисунок 9. Деформация уголкового стенки (а) и изолинии вертикальных напряжений (б)

Вертикальный элемент сооружения представляет балку на двух сосредоточенных крайних опорах, нагруженную боковым давлением грунта (рис. 9). Фундаментная плита – полосовая балка – взаимодействует с грунтом основания и нагружена полезной нагрузкой и весом засыпки. Дополнительно на плиту действуют две сосредоточенные силы от веса стенки и наклонной анкерной реакции. Для определения бокового давления грунта на стенку использовался прием, приведенный в работе [22]. При расчете фундаментной плиты учитывалась неоднородность грунта. Расчет вертикальной стенки с учетом коэффициента постели $K_n = 2800$ кН/м³ [30] выполнялся методом зеркального отображения. При расчете фундамента использовалась приведенная выше методика определения K_x ($K_n = 20000$ кН/м³), реализованная в программе SCAD [31].

Результаты расчета и данные натурных измерений [32] приведены в таблице №1.

Таблица 1. Результаты расчета уголкового подпорной стенки

Наименование	Предложенный метод в программе SCAD	Программа PLAXIS	Натурные измерения [32]
Изгибающий момент в стенке, кНм	350	420	300
Анкерная реакция в стенке на 1 п. м., кН	400	450	423
Изгибающий момент в фундаментной плите, кНм	111,0	119,66	120

Как видно из таблицы 1, результаты расчета по двум программам практически соизмеримы между собой, что связано с относительно небольшими вертикальными нагрузками. Уменьшение изгибающего момента в предложенном методе по сравнению с программой PLAXIS связано с некоторым перераспределением по высоте давления в стенке от ее прогиба.

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

Заклучение

1. Рассмотренный краткий обзор теорий и моделей механики грунтовых сред показал разнообразие типов грунтов и сложность их свойств, следовательно, разработать универсальную модель грунтовой среды невозможно. Так, несвязные и глинистые грунты с малым сцеплением проявляют свойства дискретной среды. Наличие в глинистых грунтах значительного сцепления добавляет свойства сплошной среды на начальных этапах нагружения, а илы и слабые глинистые грунты текучей консистенции ($\lambda_a \approx 1$) включают динамику вязкой жидкости. Однако применительно к расчету фундаментов усовершенствованные упругопластические модели сплошной среды дают результаты, более или менее соизмеримые с экспериментом.

2. Рассмотрены основные положения варианта инженерной кинематической теории контактного давления грунта, раскрывающие механизм формирования давления грунта, применительно к некоторым типам фундаментов. Для раскрытия статической неопределенности поведения грунта, взаимодействующего с конструкцией, используется безразмерная диаграмма деформирования грунта, представленная в виде нелинейной функции.

3. Приведено уравнение контактного давления грунта на фундамент, использующее функцию вертикального давления на основе коэффициентов бокового давления на условные стенки грунтового клина уплотнения на всем диапазоне нагрузок.

4. Получено решение осадки жесткого фундамента от полного цикла вертикальной нагрузки.

5. Показан инженерный прием определения коэффициента жесткости грунта основания.

6. Приведена практическая реализация инженерной кинематической теории контактного давления грунта применительно к некоторым типам фундаментов.

Литература

1. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2005. 736 p.
2. Федоровский В.Г. Современные методы описания механических свойств грунта. Обзор. М.: ВНИИИС, 1985. 73 с.
3. Коровкин В.С. Вариант упрочняемой вязкопластической среды. Строительные свойства слабых и мерзлых грунтов, используемых в качестве оснований сооружений // Строительные свойства слабых и мерзлых грунтов, используемых в качестве оснований сооружений Ж. междуз. сб. тр. Л.: 1991. С. 72–75.
4. Liu M.D., Carter J.P. Effect of sample preparation method on sand behaviour simulated by the Sydney Soil Model // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. Pp. 401–408.
5. Sanchez F., Gonzales N.A. Elastoplasticity within the framework of microplane models. Part II, applicable models for their use in geotechnical analyses. // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. Pp. 497–504.
6. Oka F., Kimoto S., Adachi T. Calibration of elasto-viscoplastic models for cohesive soils // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. Pp. 449–456.
7. Benz T., Schwab R., Vermeer P.A. On the numerical modeling of quasistatic cyclic problems. // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. Pp. 257–264.
8. Oh S., Kim T.-K., Park H.-I. An anisotropic hardening constitutive model for dilatant soils. // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. Pp. 441–448.
9. Andrianopoulos K.I., Papadimitriou A.G., Bouck-ovalas G.D. Bounding surface models of sands: pitfalls of mapping rules for cyclic loading // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. Pp. 241–248.
10. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: formulation and verification // Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS. Balkema, Rotterdam, 1999.
11. Шашкин А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта // Развитие городов и геотехническое строительство. 2011. № 2. [Электронный ресурс]. URL: <http://urban-development.ru/2011/7.pdf>
12. Заяц О.И., Баданин А.Н., Кротов А.В. Проблемы применения теории зернистых сред в строительстве // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2012. №1. С. 22–27.

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

13. Баданин А.Н., Бугров А.К., Кротов А.В. Обоснование первой критической нагрузки на зернистую среду супесчаного основания // Инженерно-строительный журнал. 2012. №9. С. 29–34.
14. Крискунов Э.З., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Семенцов А.И., Федоровский В.Г. КРОСС – программа для определения коэффициентов постели // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2002. №1. С. 10–11.
15. Ватин Н.И., Мойся А.А. Совместный расчет здания и фундамента мелкого заложения в SCAD. Методические указания [Электронный ресурс]. СПб., 2007. URL: <http://elib.spbstu.ru/dl/1382.pdf/view>.
16. Сарана Е.П., Шейнин В.И. Усовершенствование методики инженерного расчета осадок и крена фундаментной конструкции высотного здания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. №6. С. 2–7.
17. Budhu M. Soil Mechanics and Foundations. New Jersey: Wiley, 2010. 780 p.
18. Day R.W. Foundation Engineering Handbook. Mc Graw-Hill Professional, 2010. 1008 p.
19. Pinney M. Soil Mechanics and Foundations. 2011. 312 p.
20. Cheng Liu, Evett J. Soils and Foundations. Prentice Hall, 2013. 288 p.
21. Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта и ее приложение к расчету тонких причальных стенок // Инженерно-строительный журнал. 2013. №6(41). С. 39–49.
22. Коровкин В.С. Расчет эксплуатируемых причальных сооружений с учетом реологических свойств основания и суровых климатических условий континентального шельфа. СПб.: СПбГПУ, 2013. 88 с.
23. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. Ростов н/Д: Изд-во Ростовского ун-та, 1989. 608 с.
24. Коровкин В.С. [и др.] Гидротехнические сооружения морских портов. Под общ ред. А.И. Альхименко. СПб: Лань, 2014, 428 с.
25. Гольдштейн Л.М. О приближенном решении задачи пространственного предельного равновесия грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1969. № 5. С. 12–15.
26. Буряков О.А., Коровкин В.С. Определение предельных областей под камерой шлюза // XXXVIII неделя науки СПбГПУ. Материалы международной межвузовской НПК. Часть 1. СПб.: Изд-во Политех. ун-та. 2009. С. 26–28.
27. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Л. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям). СПб., 2012. 284 с.
28. Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. М.: Стройиздат, 1988. 362 с.
29. PLAXIS. Plaxis v. 8.2. Finite Element Code for soil and rock analyses, Netherlands, 2002.
30. РД 31.31.55-93. Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений. М., 1996.
31. Карпиловский В.С., Крискунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. Вычислительный комплекс «SCAD» М.: Изд-во АСВ-2004, 592 с.
32. Гуревич В.Б. Речные портовые гидротехнические сооружения. М.: Речной транспорт, 1968. 415 с.

*Владимир Сергеевич Коровкин, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(911)1905172; эл. почта: korovkin40@yandex.ru*

© Коровкин В.С., 2014