

Рис. 3. Изменение f_i с глубиной: 1 – данные [1]; 2 – данные [5]; 3 – результаты вычислений по формуле (границы изменений)

Совсем другая картина изменения f_i , вычисленная по формуле (1). На метровой глубине разброс значений f_i составляет от 11,0 до 41,0 кПа, т.е. возрастает более чем в 3,72 раза. Это очень важный момент, ибо по [1, 5] для песков мелких средней плотности имеем одно значение f_i , т.е. прочность грунта никакого значения не имеет, что противоречит основным законам механики грунтов. Вместе с тем, нижнее значение f_i на метровой глубине по [5] в 2,1 раза больше полученных по формуле (1) и f_i по [1] в 3,6 раза больше этих значений по формуле (1). На глубине 4,0 м значения f_i по [5] такие же, как минимальные значения, полученные по формуле. Ниже этой глубины различие между данными по [5] и по формуле резко увеличиваются. На глубине 9,0 м f_i по [5] составляет 56,0% от минимального значения f_i по формуле (1) и всего лишь 36% от максимального значения f_i . Тенденция изменения f_i , определенных по [1] такая же, но различие между f_i , полученных различными методами меньше. Тем не менее, значение f_i по [1] на глубине 7,0 м равно минимальным значениям, вычисленным по формуле (1), но меньше максимального значения на этой глубине почти в 1,6 раза. С ростом глубины это различие существенно увеличивается. На глубине 9,0 м f_i по [1] уже составляют 79,0% от минимальных значений, найденных по формуле (1), и всего лишь 54,0% от максимальных значений. Таким образом, очевидно, что наиболее существенное увеличение f_i по [1, 5] наблюдается до глубины 4,0 м. При большей глубине интенсивность роста f_i мала. Но с увеличением

глубины боковое давление грунта на сваю увеличивается. Таким образом, выполненные теоретические исследования указывают на необходимость уточнения методов определения несущей способности свай и, в частности, на оценку значений расчетного сопротивления свай по боковой поверхности.

Выводы:

1. Выполненный анализ работы забивных свай в различных грунтовых условиях показывает на наличие воронки раскачивания в верхней зоне глубиной до 2,0 м, а также уплотненной зоны вокруг ствола сваи.

2. Существующие подходы, рекомендуемые в нормативной литературе, в определении расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности сваи не учитывают плотность и прочность грунтов, а также тех изменений в грунте основания, которые имеют место после погружения сваи.

3. Предложенные подходы в определении f_i являются более достоверными, ибо они учитывают изменение деформационно-прочностных характеристик грунтов после забивки свай.

4. Важными и необходимыми являются дальнейшие исследования совместной работы свай и грунтового массива в околоствойном пространстве.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Проектирование забивных свай: Пособие П4-2000 к СНБ 5.01.01-99 / Сеськов В.Е. [и др.] // Минархстрой РБ. – Минск, 2001. – 68 с.
2. Строительство объектов агропромышленного комплекса. Сер. Строит. материалы и конструкции, здания и сооружения. – 1989. – Вып. 3: Расчет коротких свай на осевые вдавливающие нагрузки. Обзорн. информ. - ЦНИИЭПсельстрой. – 72 с.
3. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. Е.А.Сорочана, Ю.Г.Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
4. Чернов, В.К. О деформациях глинистых грунтов вокруг забивных свай / В.К.Чернов, В.В.Знаменский, Ю.П.Юрко // Строительство в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера. – Красноярск, 1971. – Вып. 17.
5. СНиП 2.01.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
6. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. – Изд-во Саратов. ун-та, 1979. – 152 с.
7. Березанцев, В.Г. Расчет прочности оснований сооружений. – М.: Госстройиздат, 1960. – 138 с.

Материал поступил в редакцию 22.01.09

POJTA P.S., SHVEDOVSKI P.V. An estimation of methods of definition of bearing ability drive of piles

In work some discrepancies of the normative documents on account of normative resistance ground in a plane of an edge drive piles and on their lateral surface are considered.

The major factors influencing change physical - of the mechanical characteristics ground in aroundpile's space are revealed.

The new technique of account of bearing ability of piles is offered.

УДК 624.072.21.7

Козунова О.В.

НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ НА СЛОИСТЫХ ОСНОВАНИЯХ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СЕКУЩЕГО МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ

Актуальность проблемы. В силу природных особенностей ландшафта Республики Беларусь реальные грунты неоднородны и могут быть представлены как *слоистые* упругие основания. Неоднородность грунтов усиливается наличием в них полостей в виде слабых слоев, линз, включений, у которых прочностные свойства на порядок

ниже свойств несущих слоев. В нормативных документах слабые полости грунта называются *биогенными грунтами или включениями*.

При расчете инженерной системы «фундамент-основание» ленточные фундаменты рассматриваются как фундаментные плиты на упругом основании. Поэтому первостепенным вопросом является

Козунова Оксана Васильевна, ст. преподаватель кафедры «Строительная механика» УО «Белорусский государственный университет транспорта».

Беларусь, БелГУТ, 246045, г. Гомель, ул. Свиридова, 16/76.

выбор такой модели упругого основания, которая приближала бы напряженно-деформированное состояние (НДС) этого основания к реальным условиям. В настоящее время в инженерной практике используются различные механические модели основания [1,2,3], краткий обзор которых приведен в публикациях [4,5,6]. Выбор модели упругого основания в большинстве случаев зависит от интуиции инженера-проектировщика и представляет довольно сложную задачу.

Существующие методы расчета ленточных фундаментов при их проектировании и обследовании базируются на использовании теории линейно-деформируемой среды. При этом предполагается, что сжатие основания от собственного веса и внешней нагрузки закончилось, нагружение основания производится без разгрузки и внешнее давление на основание не превышает расчетного сопротивления. Методика такого расчета приводится в СНБ 5.01.01-99 [7] и в соответствующем СНБ пособии [8].

В реальных условиях для неоднородных грунтов зависимость между нагрузкой и осадкой имеет явно нелинейный характер. Поэтому современные методы расчета, имея теоретическую ценность, не всегда пригодны для практики. Велико значение усовершенствования этих методов и имеет важность практического применения вариационно-разностный подход (ВРП) к нелинейному расчету инженерной системы «фундамент (плита)–основание», предлагаемый в работах [4,5,6].

С использованием вариационного подхода ранее были получены аналитические решения для стержня на упругой полуплоскости [9] и для кольцевой пластинки на упругом полупространстве [10]. Упругое основание в этих задачах рассматривалось как линейно-упругая однородная среда. В работах [4,5,6] опубликованы теоретические основы ВРП, алгоритм и результаты решения ряда контактных задач с использованием указанного подхода. Причем, в этих задачах основание рассматривалось как упругая физически нелинейная неоднородная среда с касательным модулем деформации.

В предлагаемой работе рассматривается слоистое грунтовое основание, для k -того слоя которого выбрана модель упругого слоя (УС) конечной толщины с непостоянным модулем деформации слоя E_k . Модуль деформации, используемый в данной задаче, – секущий, в отличие от касательного модуля деформации в задачах [4,5,6]. Коэффициент Пуассона упругого слоя ν_k принимается постоянным, так как его влияние на характеристику деформационных свойств грунта менее значительно.

В силу нелинейности рассматриваемая задача решается методом упругих решений А.А. Ильюшина в области малых упругопластических деформаций [11], который предполагает итерационный процесс. Численная реализация указанного метода осуществляется методом конечных разностей (МКР) в программном пакете MATHEMATICA 6.0.

Постановка задачи. В настоящей работе рассматривается контактная задача нелинейной теории упругости (плоская деформация): линейно упругая фундаментная плита на нелинейно-упругом слоистом основании, имеющем биогенные включения в несущих слоях (рис. 1, а). Упругие слои грунта и биогенные включения описываются, как нелинейно деформируемая однородная среда. Плита находится под действием нагрузки $q(x)$, P .

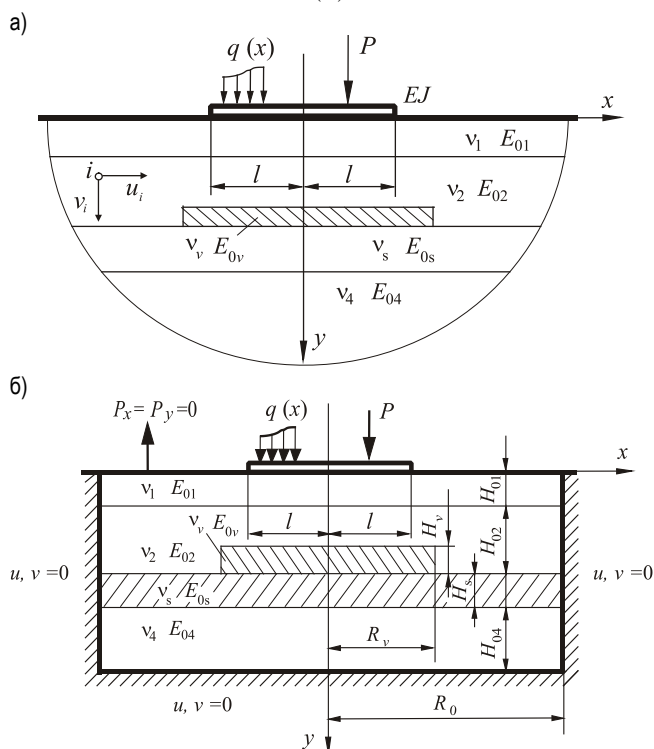


Рис. 1. Фундаментная плита на слоистом основании со слабыми полостями

Параметры плиты: ширина $2l$, высота h , изгибная жесткость EJ . При расчете слоистое основание заменяется прямоугольной расчетной областью (рис. 1, б), размеры которой: по оси X – $2R_0 = 10l$; по оси Y – $H_0 = 4l$, где $H_0 = \sum H_{0k}$, k – номер упругого слоя. Под плитой в среднем слое основания расположена область биогенных включений размерами: $2R_v$; H_v . Размеры слабого слоя: $2R_s$; H_s .

Основание аппроксимируется симметричной равномерной раз-

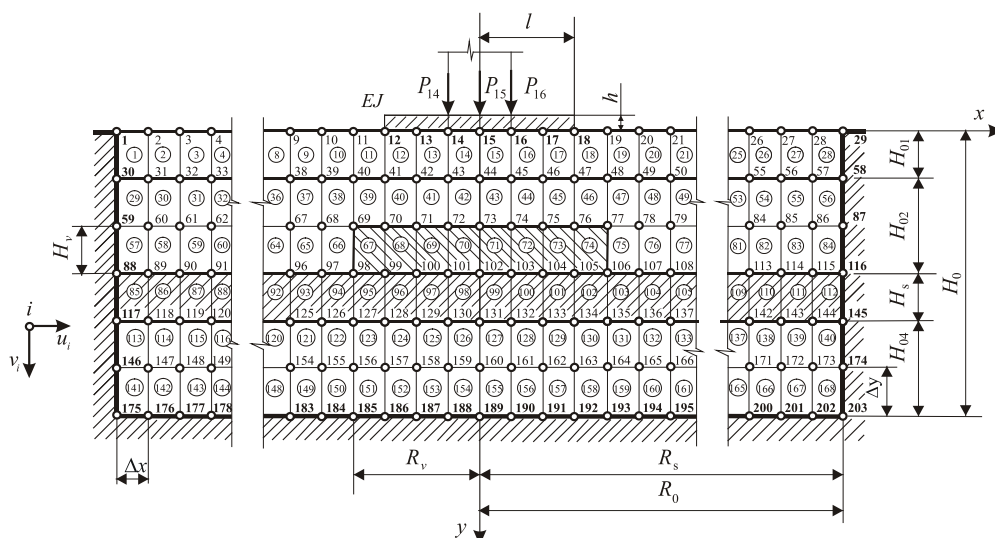


Рис. 2. Разбивочная сетка расчетной области

бивочной сеткой (рис. 2) конечных размеров (29x7). В результате получено 203 i -тых узловых точек и 168 j -тых сеточных ячеек. Первые 28 ячеек (1–28) принадлежат верхнему несущему слою, следующие 56 ячеек (29–84) – среднему. Слабый слой соответствует 85–112 сеточным ячейкам, нижний слой – 113–168 ячейкам. Область биогенных включений соответствует 67–74 сеточным ячейкам.

Точки 12 ÷ 18 – это точки контактной зоны расчетной модели «плита–основание». В точках 14, 15, 16 внешняя нагрузка на плиту $q(x)$ заменяется сосредоточенными силами $P_i(x) = P_{14}, P_{15}, P_{16}$, которые с учетом симметрии расчетной модели имеют значения $P_{14} = P_{16} = P; P_{15} = 2P$.

Граничные условия задачи: на контакте плиты с упругим основанием возникают только нормальные реактивные давления, силами трения пренебрегаем. Для плиты справедливы гипотезы теории изгиба. На границах принятой расчетной области перемещения принимаются равными нулю $u = 0, v = 0$ (см.рис. 1, б); в контактной зоне справедливо равенство осадок основания V_j прогибам плиты в k -том сечении

$$V_i = Y_k. \quad (1)$$

За *неизвестные* принимаются: $u_i(x), v_i(y)$ – компоненты вектора перемещения i -той узловой точки основания; $p_y^{(i)}(x, y)$ – реактивные давления в контактной зоне. **Результаты расчета:** перемещения и напряжения узловых точек упругого основания, осадки верхнего слоя основания, реактивные давления в контактной зоне фундаментной плиты с основанием, внутренние усилия в сечениях фундаментной плиты.

Алгоритм расчета в нелинейной постановке. Физическое соотношение $\sigma_i(\varepsilon_i)$ для нелинейно-упругого слоистого основания (рис. 3) будем определять формулой, предложенной в работе [12] и теоретически проверенной на сходимость в работе [13]. Эта формула имеет следующий вид:

$$\sigma_i^{(k)} = \sigma_{ym} \operatorname{th} \left(\frac{E_{0m} \varepsilon_i^{(k)}}{\sigma_{ym}} \right), \quad (2)$$

где σ_{ym}, E_{0m} – предел текучести и начальный модуль деформации m -ного слоя основания;

$\sigma_i^{(k)}, \varepsilon_i^{(k)}$ – интенсивность напряжений и деформаций в точке K упругого основания, определяемые по формулам плоской задачи теории упругости [4,5,11].

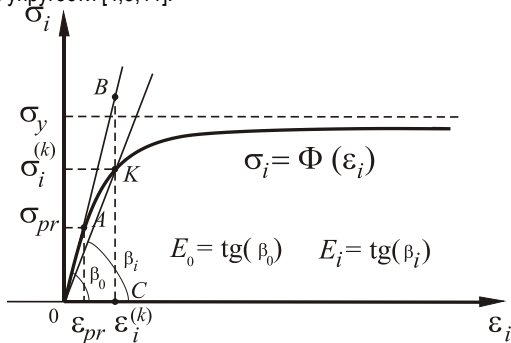


Рис. 3. Зависимость $\sigma_i(\varepsilon_i)$ для упругого слоя неоднородного основания

Каждому слою неоднородного основания соответствуют свои значения упругих характеристик σ_{ym}, E_{0m} в формуле (2). Их значения для слабых полостей на порядок ниже аналогичных для несущих слоев грунтового основания. В расчете приняты следующие обозначения: σ_{ys}, E_{0s} (слабый слой); σ_{yv}, E_{0v} (биогенные включения).

Нелинейный расчет системы «плита–основание» методом упругих решений [11] предполагает итерационный процесс. При каждой итерации модуль деформации в K -той точке упругого основания изменяется, поэтому при вычислениях используется *секущий модуль деформации* (рис. 3), который в соответствии с формулой (2) равен

$$E_k^{(n)} = \operatorname{tg} \beta_i = \frac{\sigma_i^{(k)}}{\varepsilon_i^{(k)}} = \frac{\sigma_{ym}}{\varepsilon_i^{(n-1)}} \operatorname{th} \left(\frac{E_{0m} \varepsilon_i^{(n-1)}}{\sigma_{ym}} \right), \quad (3)$$

где n – номер последующей итерации, с учетом того, что в первом приближении $n = 1$. То есть, зависимость $\sigma_i(\varepsilon_i)$ и (ε_i) отождествляется аналогичной при простом сжатии, а диаграмма $\sigma_i(\varepsilon_i)$ приближается к диаграмме упругопластического тела.

Для решения сформулированной задачи в нелинейной постановке используется функционал полной энергии, величина которого получена суммированием функционала энергии деформаций упругого основания U_f , функционала энергии изгиба плиты Ω_b и потенциала работы внешней нагрузки Π , и имеет вид

$$\Theta = U_f + \Omega_b + \Pi, \quad (4)$$

где каждое из слагаемых формулы (4) справа определяется соотношениями теории упругости [11]. Их дифференциальный и конечно-разностный вид приведены в работах [4,5,6].

При составлении функционала энергии деформаций не учитывается работа сил собственного веса упругого основания. Это означает, что при поиске полного напряженного состояния рассматриваемой задачи необходимо на полученное решение наложить напряженное состояние от сил собственного веса основания.

Так как в состоянии статического равновесия функционал полной энергии Θ должен иметь минимум, то неизвестные перемещения $u_i(x), v_i(y)$ будут найдены из условия обращения в нуль производных от полной энергии по каждому из перемещений, то есть

$$\frac{\partial \Theta}{\partial v_i} = 0, \quad \frac{\partial \Theta}{\partial u_i} = 0, \quad i = 1, 2, 3, \dots, N, \quad (5)$$

где N – число узловых точек основания. В ходе преобразований (5) получается система дифференциальных уравнений, порядок которой равен $2N$, т. е. числу неизвестных перемещений.

Определение контактных напряжений и внутренних усилий в фундаментной плите. Зная перемещения $u_i(x), v_i(y)$, согласно условию (1), определяются прогибы фундаментной плиты Y_k , соответствующие осадкам основания V_j под плитой; а также: вертикальные напряжения упругого основания и реактивные давления в контактной зоне «плита–основание». По прогибам фундаментной плиты определяются внутренние усилия в сечениях плиты.

Вертикальные напряжения упругого основания $\sigma_y^{(k)}$ в k -том центре j -той сеточной ячейки основания (см. рис. 2) определяются из обобщенного закона Гука в предположении однородности основания в ее области

$$\sigma_y^{(k)} = \frac{E_k v_k}{(1 - 2\nu_k)(1 + \nu_k)} (\varepsilon_x^{(k)} + \varepsilon_y^{(k)}) + \frac{E_k}{(1 + \nu_k)} (\varepsilon_y^{(k)}). \quad (6)$$

Конечно-разностный вид формулы (6) приведен в работах [4,5]. По полученным ординатам $\sigma_y^{(k)}$ строятся графики распределения напряжений в вертикальных и горизонтальных срезах основания.

Реактивные давления в контактной зоне фундаментной плиты с основанием определяются по прогибам плиты Y_k (рис. 4). При этом используется дифференциальная зависимость при изгибе

$$p_y^{(j)} - q_k(x) = -EJ \frac{d^4 y_k}{dx^4}, \quad (7)$$

где $p_y^{(i)}$ – реактивное давление в i -той контактной точке основания; $q_k(x)$ – внешняя нагрузка, действующая на плиту в области k -того сечения плиты, $q_k(x) = q_i(x)$.

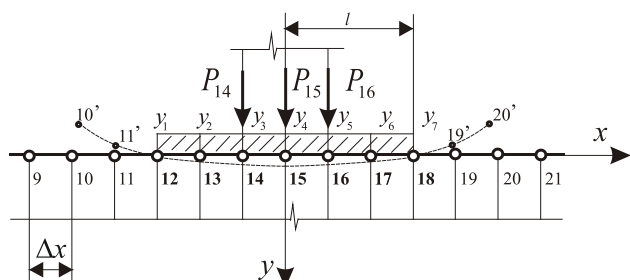


Рис. 4. Контактная зона «плита-основание»

Для крайних точек K фундаментной плиты вводятся статические граничные условия

$$Q^{(k)} \Big|_{x=\pm l} = -EJ \frac{d^3 y_k}{dx^3} = 0; \quad M^{(k)} \Big|_{x=\pm l} = -EJ \frac{d^2 y_k}{dx^2} = 0. \quad (8)$$

Вывод и вид формул реактивных давлений в контактной зоне, полученных на основании соотношения (7) и записанных в конечно-разностном виде с учетом условий (8), приведен в работах [4,5]. По результатам расчета строится эпюра $p_y^{(i)}$ в контактной зоне.

Внутренние усилия в сечениях фундаментной плиты. По перемещениям $v_i(y)$ с учетом условия (1) определяются внутренние усилия в сечениях плиты. При этом используются дифференциальные соотношения при изгибе

$$Q^{(k)} = -EJ \frac{d^3 y_k}{dx^3} \pm q_k(x) \cdot \Delta X_k, \quad M^{(k)} = -EJ \frac{d^2 y_k}{dx^2}, \quad (9)$$

где ΔX_k – участок плиты под действием внешней нагрузки $q_k(x)$; знак «+» – для левых сечений плиты, знак «-» – для правых сечений плиты. В ненагруженных точках плиты $q_k(x) = 0$. В контактных точках основания нагрузка $q_k(x)$ заменяется сосредоточенной силой $P_i(x)$.

Вывод и вид формул внутренних усилий в сечениях фундаментной плиты, полученных на основании соотношений (9) с учетом условий (8), приведен в работах [4,5]. По результатам расчета строятся эпюры поперечных сил и изгибающих моментов в сечениях плиты.

Численная реализация алгоритма нелинейного расчета. Сформулированная задача сначала решается в линейной постановке (первом приближении) относительно перемещений i -тых узловых точек упругого основания. Затем, используя соотношения теории упругости и зависимость (2), в центре каждой ячейки вычисляются напряжения и секущий модуль деформации (3), и задача решается во втором и последующих приближениях. Итерационный процесс заканчивается, как только разница между последующим и предыдущим приближением исследуемой функции будет соответствовать требуемой точности решения задачи.

В работе [13] теоретически доказана сходимость итерационного алгоритма. Практическим критерием сходимости служит следующее условие: максимальная поправка δ_f по искомой функции $f(x, y)$ за один обход сетки не должна превосходить малой величины ξ , зависящей от шага сетки, полной осадки штампа и наличия ослаблений. Для рассматриваемой задачи критерий сходимости имеет вид

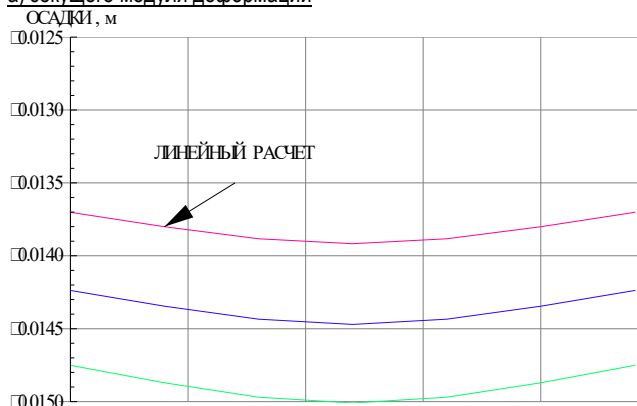
$$\delta_f = \frac{f_{max}^{(n)} - f_{max}^{(n-1)}}{f_{max}^{(n)}} \cdot 100\% \leq \xi = 3\%, \quad (10)$$

где $f_{max}^{(n)}$, $f_{max}^{(n-1)}$ – максимальные значения исследуемой функции, (n) и $(n-1)$ итераций.

Для реализации указанного подхода составлена программа на языке *Mathematica 6.0* и проведена ее числовая апробация нелинейного расчета слоистого оснований с использованием секущего модуля, с учетом биогенных включений. В численный счет использовались следующие упругие параметры основания и плиты: 1-й несущий слой (песок мелкий прочный) – $\sigma_{y1} = 0,20 \text{ МПа}$; $\nu_1 = 0,30$; $E_{01} = 25 \text{ МПа}$; 2-ой несущий слой (супесь моренная прочная) – $\sigma_{y2} = 0,25 \text{ МПа}$; $\nu_2 = 0,33$; $E_{02} = 30 \text{ МПа}$ биогенные включения (торф) – $\sigma_{yv} = 0,05 \text{ МПа}$; $\nu_v = 0,35$; $E_{0v} = 6 \text{ МПа}$ железобетонная плита (бетон марки В15) – $P = 90\,000 \text{ Н}$; $l = 1,2 \text{ м}$, $h = 0,5 \text{ м}$; $E_b = 2,35 \cdot 10^{10} \text{ Па}$.

Сходимость нелинейного расчета с использованием

а) секущего модуля деформации



б) касательного модуля деформации

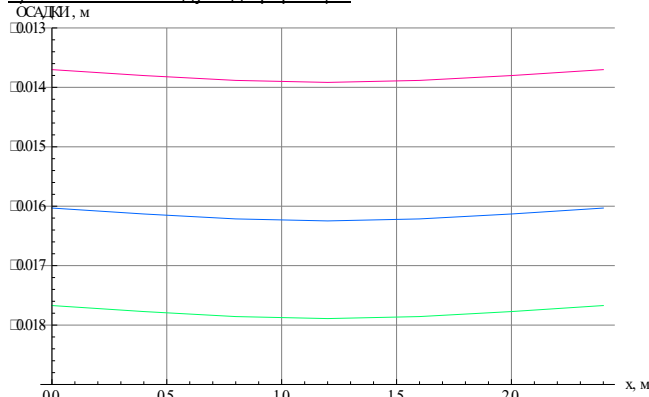


Рис. 5. Осадки основания и плиты в контактной зоне: -- «линейный расчет», -- первая итерация, -- вторая итерация

На рис. 5–8 приведены результаты расчета осадок основания и плиты, распределение реактивных давлений в контактной зоне плиты, вертикальных напряжений в верхнем слое под плитой и значения секущего модуля деформации в вертикальном срезе под плитой для первых трех приближений. Графики на рис. а) соответствуют нелинейному расчету с использованием секущего модуля деформации, на рис. б) нелинейному расчету с использованием касательного модуля деформации.

В глубину расчетной области секущий и касательный модули деформации (рис. 8) значительно уменьшают свои значения в верхнем упругом слое основания (в 10, 20 раз соответственно), и увеличивают в нижнем слое. На границе слоев наблюдаются скачки, что объясняется изначально различными значениями упругих постоянных несущих слоев и биогенных включений.

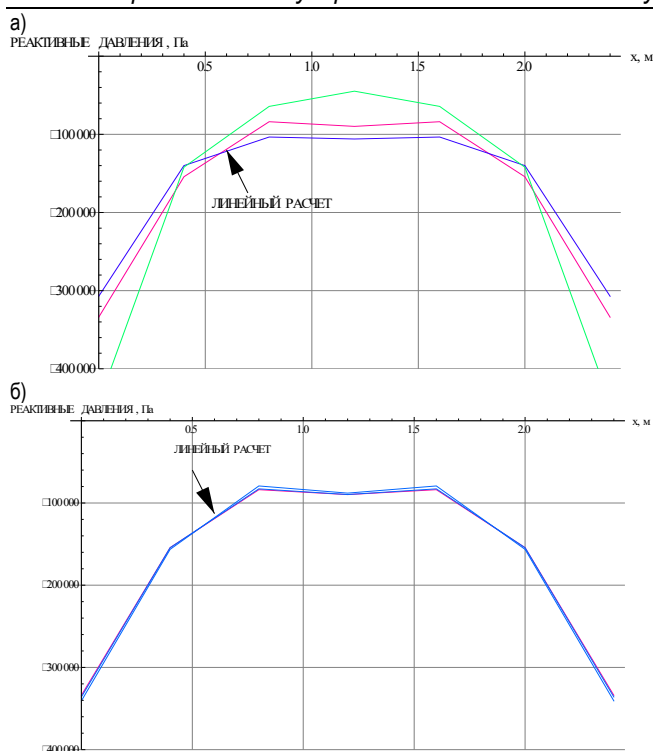


Рис. 6. Эпюры реактивных давлений в контактной зоне: — «линейный расчет», — первая итерация, — вторая итерация

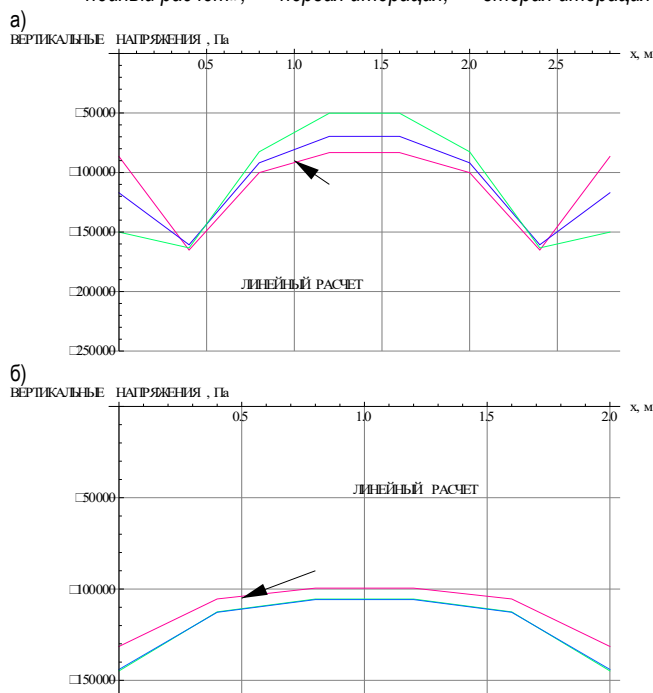


Рис. 7. Эпюры вертикальных напряжений в верхнем слое под плитой: — «линейный расчет», — первая итерация, — вторая итерация

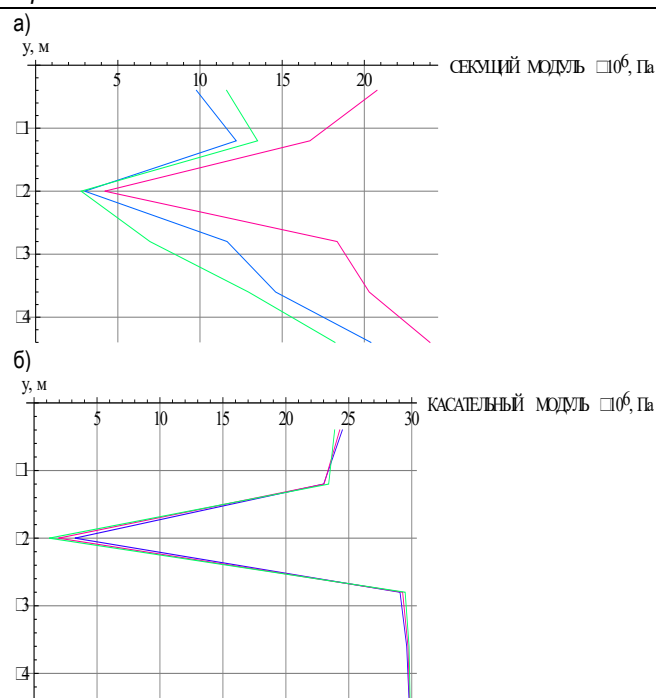


Рис. 8. Изменение модуля деформации (вертикальный срез 15-155): — «линейный расчет», — первая итерация, — вторая итерация

Из графиков на рисунках 5-8 следует, что нелинейный расчет слоистых оснований с использованием *секущего модуля деформации* сходится медленно, в отличие от расчета с использованием *касательного модуля деформации*. Результаты нелинейных расчетов и оценка критерия сходимости, выполняемая по формуле (10), приведены в таблицах 1, 2.

В таблице 1 оценивается сходимость следующих параметров: максимальных значений осадок, вертикальных напряжений, интенсивности деформации верхнего слоя, реактивных давлений в контактной зоне и модулей деформации в слоях на *линейном этапе* расчета (итерация № 0) и на *двух последующих итерациях* нелинейного расчета. В таблице 2 приведены результаты аналогичного расчета слоистого основания с использованием *касательного модуля деформации*, опубликованные в статье [5].

Из полученных результатов следует, что: 1) использование *касательного модуля деформации* в расчете приводит к приемлемой сходимости итерационного алгоритма, критерий δ_f удовлетворяет условию (10); исключением являются осадки и деформации, у которых критерий сходимости $\delta_f > 3\%$, они нуждаются в уточнении; 2) Использование *секущего модуля деформации* в расчете приводит к медленной сходимости итерационного алгоритма, критерий δ_f не удовлетворяет условию (10), за исключением вертикальных напряжений, у которых критерий сходимости $\delta_f < 3\%$, соответственно они имеют достаточную точность.

Таблица 1. Результаты нелинейного расчета слоистого основания с использованием секущего модуля деформации

№ итерации	V_{max}, M	$\sigma_{y max}, Pa$	$\varepsilon_{i max}$	$p_{y max}, Pa$	Вертикальный срез $j = 15-155$	
					$E_{1 max}, MPa$	$E_{2 max}, MPa$
0	0,0139170	165 115	0,00317369	333 905	16,6879	23,9912
1	0,0144706	160 705	0,00335884	381 518	12,2091	20,4007
2	0,0150091	163 342	0,00386912	442 574	13,5028	18,2124
Критерий δ_f	$\delta_v = 3,72\%$	$\delta_\sigma = 1,64\%$	$\delta_\varepsilon = 15,19\%$	$\delta_p = 16,18\%$	$\delta_E = 10,60\%$	$\delta_E = 10,73\%$

Таблица 2. Результаты расчета слоистого основания с использованием касательного модуля деформации

№ итерации	V_{max}, M	$\sigma_{y_{max}}, Pa$	$\epsilon_{i_{max}}$	$\rho_{y_{max}}, Pa$	Вертикальный срез $j = 15-155$	
					$E_{1_{max}}, MPa$	$E_{2_{max}}, MPa$
0	0,0139170	165 115	0,00317369	333 905	24,4859	29,7827
1	0,0162475	163 710	0,00358884	335 932	24,2825	29,8263
2	0,0178909	166 701	0,00378271	340 697	23,8752	29,8635
Критерий δ_f	$\delta_v = 9,19 \%$	$\delta_\sigma = 1,79 \%$	$\delta_\epsilon = 5,13 \%$	$\delta_\rho = 1,40 \%$	$\delta_E = 1,70 \%$	$\delta_{E_2} = 0,12 \%$

Напряженное состояние основания

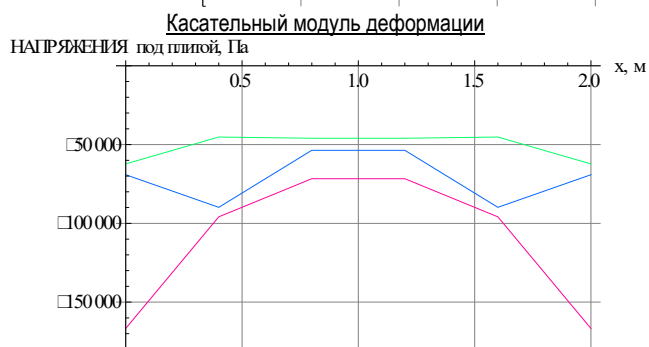
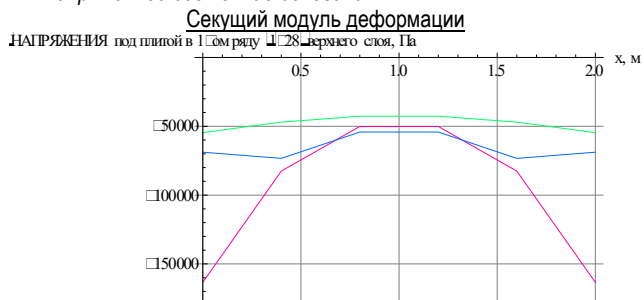


Рис. 9. Эпюры напряжений σ_y^k под плитой (горизонтальный срез) на глубине: — $h = \Delta y / 2$; — $h = 3\Delta y / 2$; — $h = 5\Delta y / 2$

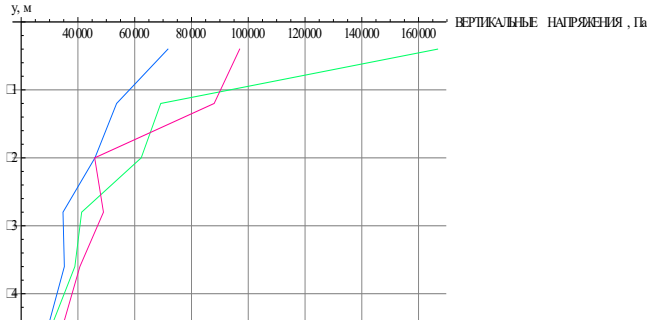
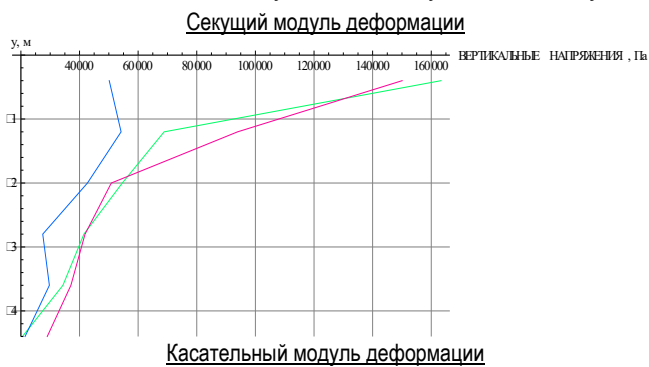
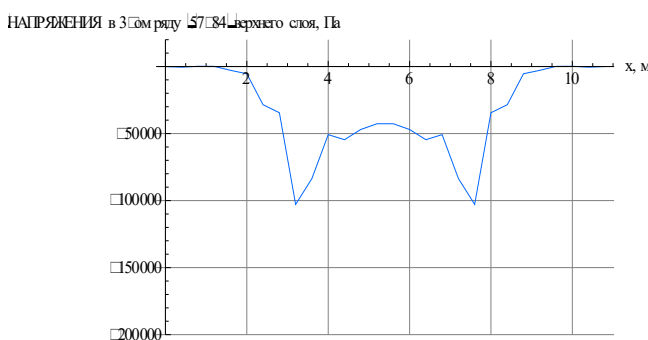
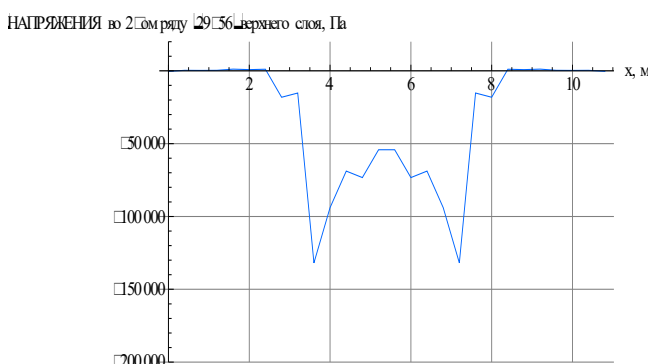


Рис. 10. Эпюра напряжений σ_y^k по глубине расчетной области (вторая итерация), вертикальные срезы: — (15-155); — (17-157); — (18-158)

Из графиков на рисунке 9 следует, что с ростом глубины основания максимальные напряжения σ_y^k уменьшаются, и опасные сечения в горизонтальном срезе под плитой перераспределяются. Максимальные напряжения и характер эпюр практически не зависят от вида модуля деформации. Следовательно, секундный и касательный модуль деформации одинаково приемлемы для нелинейных расчетов слоистых оснований по несущей способности основания.

Распределение вертикальных напряжений (рис. 10) по глубине расчетной области подтверждает то, что с ростом глубины основания значения напряжений уменьшаются. Несмотря на числовые различия в результатах расчетов в зависимости от вида модуля деформации, эпюры напряжений в этих срезах имеют похожую геометрию, что не характерно для эпюры напряжений в срезе за плитой (18-158).



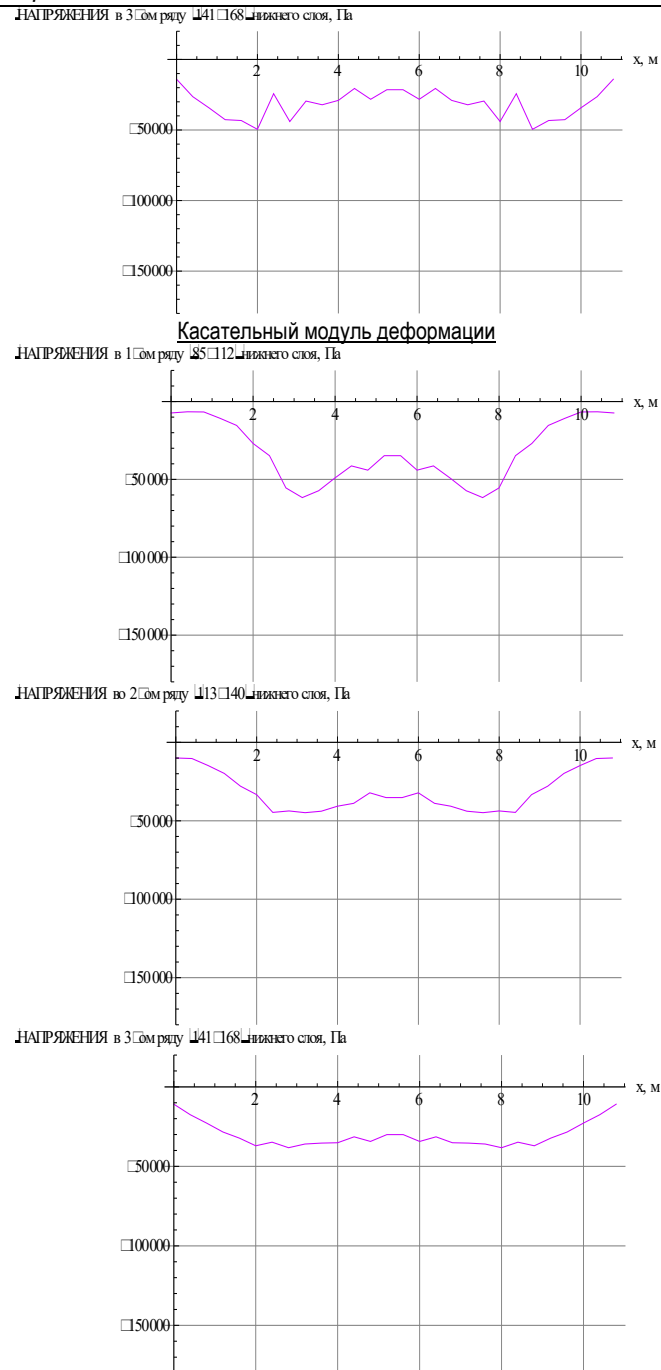
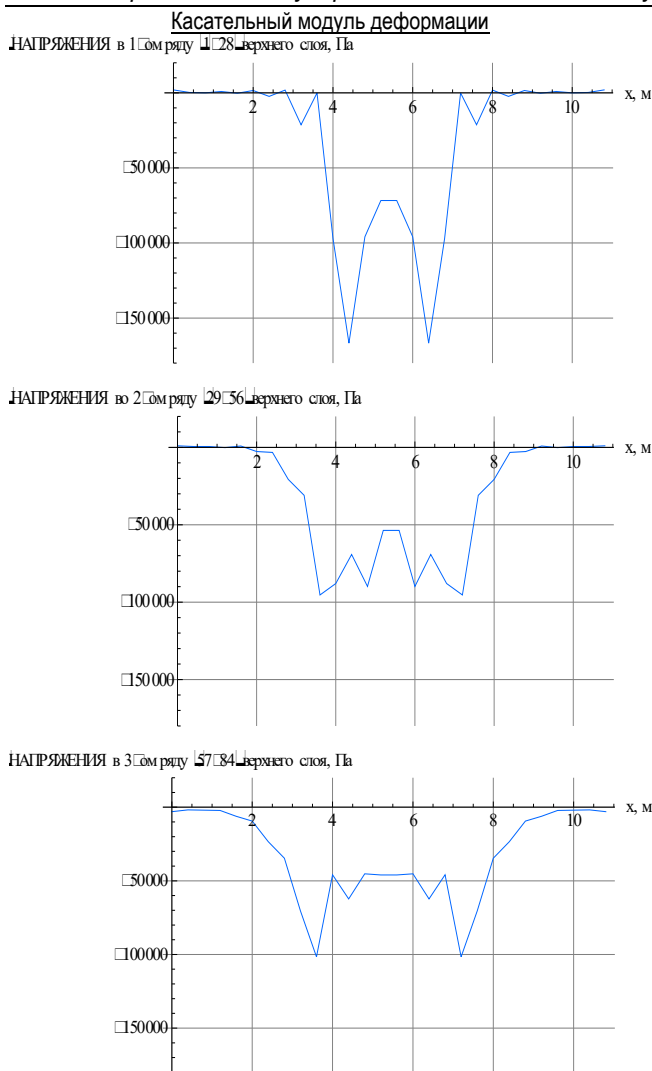
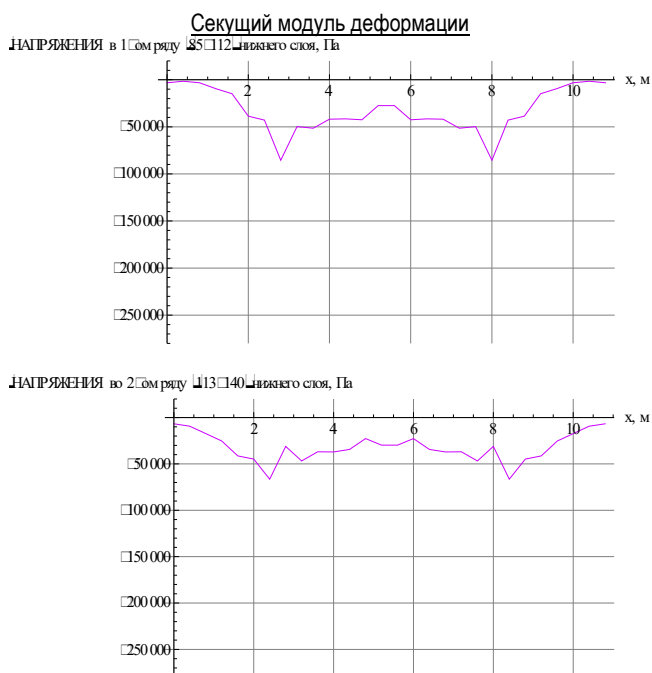


Рис. 11. Эпюры напряжений σ_y^k в верхнем слое основания по ширине расчетной области (горизонтальные срезы) на глубине: а) $h = \Delta y / 2$; б) $h = 3\Delta y / 2$; в) $h = 5\Delta y / 2$



Графики на рис. 11, 12 свидетельствуют о наличии *распределительной способности грунта* (деформации и напряжения возникают не только под нагруженными участками, но и в соседствующих с ними областях). Эта способность полностью соответствует гипотезе упругого полупространства, подтверждается экспериментами и всем строительным опытом. Эпюры напряжений σ_y^k во всех срезах имеют одинаковую или подобную геометрию, однако некоторые характерные значения отличительны. Это особо заметно в срезе над биогенными включениями (см. рис. 11б). Следовательно, вид модуля деформации оказывает существенное влияние на результаты нелинейных расчетов напряжений с учетом местных ослаблений в виде биогенных включений.

На рис. 13 показаны результаты вычислений внутренних усилий. Поперечные силы и изгибающие моменты имеют знаки, противоположные изображенным на рисунках, так как направление оси Y – вниз. Эпюра Q_y – кососимметрична и достигает максимума под крайними

Таблица 3. Сравнение результатов нелинейных расчетов (вторая итерация)

Вид модуля деформации	V_{max} , М	$\sigma_{y max}$, Па	$\varepsilon_{i max}$	$P_{y max}$, Па	Вертикальный срез $j = 15-155$		Q_y, H	M_x, Hm
					$E_{1 max}$, МПа	$E_{2 max}$, МПа		
Секущий (f_s)	0,01500910	163 342	0,00386912	442 574	13,5028	18,2124	158 200	125 966
Касательный (f_k)	0,0178909	166 701	0,00378271	340 697	23,8752	29,8635	146 546	108 492
Показатель Δ_f	19,20 %	2,06 %	2,28 %	29,90 %	43,44 %	39,01 %	7,95 %	16,11 %

внешними силами, действующими на плиту. Эпюра M_x – симметрична и максимальна под средней внешней силой. Вид и характер эпюр полностью соответствует результатам теоретических расчетов [1, 2].

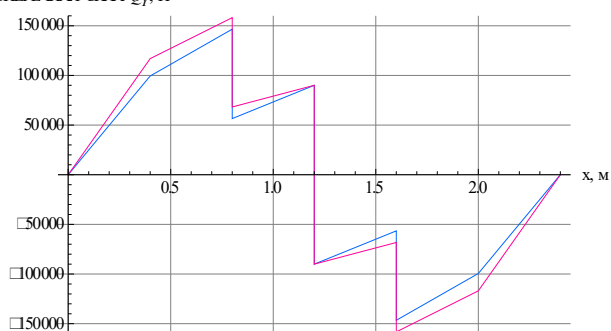
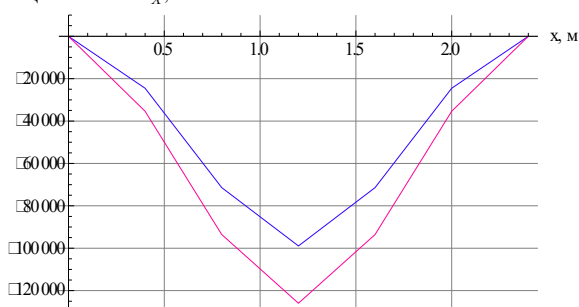
а) ПОПЕРЕЧНАЯ СИЛА Q_y, H б) ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ M_x, Hm 

Рис. 13. Эпюры внутренних усилий в сечениях плиты: — секущий модуль; — касательный модуль

Несмотря на одинаковый характер эпюры различны при разных видах модуля деформации (секущий или касательный), что практически невозможно при одних и тех же исходных данных нелинейных расчетов. Следовательно, выбор модуля деформации влияет на правильное математическое обследование прочностных свойств упругого основания и фундаментной плиты.

Сравнение результатов. Результаты нелинейных расчетов слоистых оснований оцениваются по показателям изменения параметров НДС системы «плита–основание» Δ_f , расчет которых приведен в работе [5]. Результаты расчета сводятся в таблицу 3.

Выводы. Сравнение результатов нелинейных расчетов фундаментных плит на слоистых основаниях показало, что:

а) влияние вида модуля деформации в теоретическом обследовании системы «плита–основание» неоднозначно: наблюдается превосходство секущего модуля в расчете осадков, но он дает плохую сходимости и нестабильность итерационных алгоритмов, в то время как касательный модуль дает хорошую сходимости итерационного алгоритма, плавность решения и численно меньшие значения. Поэтому, несмотря на некоторое преимущество секущего модуля, в нелинейных расчетах по деформационной модели предпочтительнее использовать касательный модуль деформации;

б) биогенные включения, являясь слабыми полостями, заметно увеличивают деформационные свойства упругого основания без заметного изменения прочностных свойств. Такое возможно только в непропорциональной зоне диаграммы $\sigma_i(\varepsilon_i)$, что учитывалось при моделировании основания, выборе нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями и соответствующего метода расчета.

СПИСОК ЦИТИРУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Горбунов-Посадов, Н. И. Расчет конструкций на упругом основании / Н. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
- Федоровский, В. Г. Прогноз осадков фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 4. – С. 10–18.
- Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Мн.: БНТУ, 2002. – 127 с.
- Босаков, С. В. Вариационно-разностный подход к решению контактной задачи для нелинейного упругого неоднородного основания. Плоская деформация / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2008. – (в печати)
- Козунова, О. В. Нелинейный расчет балочных плит на слоистых основаниях с биогенными включениями / О. В. Козунова // Геотехника Беларуси: теория и практика. – Минск: БНТУ, 2008. – С. 37–65.
- Босаков, С. В. Нелинейный расчет фундаментных плит на многослойном основании со слабым слоем / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. – Полоцк: ПГУ, 2008. – С. 175–184.
- СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» – Мн.: Мин-во арх. и стр-ва РБ, 1999. – 36 с.
- Основания, фундаменты и подземные сооружения / М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильчев, В. И. Крутов и др.; Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. – (Справочник проектировщика).
- Босаков, С. В. Вариационный подход к решению контактной задачи для упругой полуплоскости / С. В. Босаков // Прикладная механика и техническая физика. – 1994. – Т.30. – №7. – С. 70–73.
- Босаков, С. В. Контактная задача для кольцевой пластинки на упругом основании. Вариационный подход / С. В. Босаков // Прикладная механика и техническая физика. – 1999. – Т.40. – №1. – С. 193–198.
- Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности / А.В. Александров, В. Д. Потапов. – М.: Высшая школа, 1990. – 398 с.
- Босаков, С. В. Расчет балки на упругой физически нелинейной полуплоскости / С. В. Босаков, О. В. Машкова (Козунова) // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. – Гомель: БелГУТ, 2005. – С. 40–43.
- Козунова, О. В. Применение МКР в нелинейных расчетах балок на однородном упругом слое / О. В. Козунова // Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Ровно, Україна, 2008. – Вып.17 – С. 373–381.

Материал поступил в редакцию 27.01.09

This article is about variationally differential approach to the calculation of foundation plats (plane deformation) on physically nonlinear laminated ground foundation with poor layer and biogenic inclusions. The model of finite thickness elastic layer with secant modulus varying under nonlinear law is represented. Nonlinear statement of boundary-value problem is realized by the method of elastic solution in the field of small plastoelastic deformation. Numerical calculation results approbation is carried out for laminated foundation with the help of *MATHEMATICA 6.0*.

УДК 691.327:66.04

Бибик М.С.

ТЕМПЕРАТУРНЫЙ МОНИТОРИНГ ПРОЦЕССА ТЕПЛОВЛАЖНОСТНОЙ ОБРАБОТКИ В ЯМНЫХ КАМЕРАХ ПОЛИГОННОГО ТИПА И МОДЕРНИЗАЦИЯ КАМЕР С ЦЕЛЬЮ СНИЖЕНИЯ ТЕПЛОПOTЕРЬ

Введение. Известно, что производственная деятельность предприятий строительной индустрии всегда сопряжена с достаточно высоким уровнем энергопотребления. В частности, по данным [1], в доперестроечные годы в СССР только на заводах сборного железобетона СССР на технологические нужды, отопление, горячее водоснабжение и вентиляцию зданий расходовалось более 12млн тонн условного топлива. При этом, на долю тепловой энергии приходилось почти 90%, а на долю электрической – немногим более 10%. Из общей потребности тепловой энергии около 70% расходовалось на тепловую обработку изделий, нагрев заполнителей, воды затворения и смазки для форм, т.е. на технологию производства [1]. По данным Л.А. Малининой [2], абсолютные затраты условного топлива на различные технологические передельные заводского производства изделий были сравнительно невелики и составляли (за исключением тепловой обработки) 18,5 кг условного топлива на 1м³ изделий. На тепловую же обработку затрачивалось 30-50 кг, т.е. в 2-2,5 раза больше чем на все остальные передельные производства (таблица 1) [2].

Приведенные данные свидетельствуют о том, что снижение энергопотребления при тепловой обработке изделий на основе применения эффективных химических добавок, оптимизации режимов тепловой обработки, применения мягких, термосных и частично термосных режимов и сокращения теплопотерь за счет утепления ограждающих конструкций пропарочных камер и паропроводов является одним из основных направлений энергосбережения на предприятиях стройиндустрии.

Постановка задачи исследований. Специфической особенностью ОАО «Завод сборного железобетона №1» является то, что изготовление основных объемов продукции осуществляется на двух полигонах под открытым небом, а термообработка железобетонных изделий и конструкций осуществляется в ямных пропарочных на этих полигонах. За время многолетней эксплуатации камер в подобных условиях существенно снизились теплозащитные свойства их ограждающих конструкций, что привело к увеличению теплопотерь через ограждающие конструкции камер, в связи с чем даже в условиях оптимальных режимов тепловлажностной обработки изделий и конструкций и применения эффективных химических добавок в отдельных пропарочных камерах не обеспечивалось достижение требуемой прочности бетона после термообработки. Это вызвало необходимость оперативного обследования и оценки реальных температурных режимов в камерах, на основе чего принималось решение о необходимости проведения работ по утеплению камер. При этом для утепления стенок камер взамен отслужившей свой срок минераловатной теплоизоляции предусматривалось устройство утепления в виде кладки из арболитовых пустотных мелкоштучных блоков.

Методика исследования и средства измерения. Исследование и оценка реальных температурных режимов в ямных пропарочных камерах на полигонах завода и температурных режимов в камерах после их утепления были выполнены с использованием измерителей-регистраторов DS 1921 системы температурного мониторинга «Термохрон» (рис. 1).

Бибик Михаил Сергеевич, кандидат технических наук, заслуженный работник промышленности Республики Беларусь, директор ОАО «Завода сборного железобетона №1».



Рис. 1. Контрольно-измерительная аппаратура системы температурного мониторинга «Термохрон»: а – адаптер АС-Термохрон с установленным измерителем - регистратором температуры; б – измерители-регистраторы температуры

Термохрон или «Thermochron i Button™» (фирменное обозначение - DS 1921) представляет собой устройство-регистратор, предназначенное для температурного мониторинга. Подобные регистраторы выпускаются с июня 1999 г. американской компанией Dallas Semiconductor, входящей в настоящее время в состав корпорации Maxim Integrated Products [3]. Они обеспечивают регистрацию температуры через определенные, заранее заданные, промежутки времени и сохранение полученной информации в собственной энергонезависимой памяти. По своим размерам и внешнему виду термохрон напоминает дисковую батарейку или «таблетку» небольших разме-