

# **ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА**

**СБОРНИК СТАТЕЙ  
МЕЖДУНАРОДНОЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ  
КОНФЕРЕНЦИИ**

**Минск, 20–22 октября 2008 г.**

**Минск  
БНТУ  
2008**

# ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА

СБОРНИК СТАТЕЙ  
МЕЖДУНАРОДНОЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ  
КОНФЕРЕНЦИИ

Минск, 20–22 октября 2008 г.

Минск  
БНТУ  
2008

УДК 624.131

Г 36

Редакционная коллегия:

*М.И. Никитенко*, канд. техн. наук, доц. (ответственный редактор);

*Г.А. Колпашиков*, д-р геол.-минер. наук, проф.;

*К.Э. Повколас*, канд. техн. наук, доц.;

*И.П. Крошнер*, инженер, ассистент (ответственный секретарь)

В сборнике представлены статьи, отражающие теоретические и практические исследования в области геотехники – инженерной геологии, механики грунтов, оснований и фундаментов, проводимые в вузах и научных учреждениях Республики Беларусь, Российской Федерации, Украины, Болгарии, Польши, Словакии, Чехии. В них освещены теоретические и методологические проблемы механики грунтов и фундаментостроения, рассмотрены инновационные геотехнические технологии и конструктивные решения фундаментов. Должное внимание уделено искусственным основаниям и свайным фундаментам, отражены экологические аспекты в строительстве, актуальные вопросы геотехнического мониторинга и совершенствования инженерно-геологических изысканий.

Материалы конференции будут полезными для научных работников, специалистов проектных, производственных, научно-исследовательских и изыскательских организаций, преподавателей, докторантов, аспирантов, магистрантов и студентов учебных заведений строительного профиля.

Материалы конференции подготовлены при информационной поддержке журнала «Строительная наука и техника», а также при содействии следующих организаций: РУП «Геосервис», ЧПУП «МОНОРАКУРС», УП «Институт Гродногражданпроект», УП «Институт Минскгражданпроект», УП «Белгипропищепром», СЧУП «АкВит-С», ЗАО «АБИКОМ», ООО «Инвестспецстрой-Гродно», НП ОДО «Фундаменты», ООО «БелГфТ Баутехник», ООО «Атавия», УП «Оргстрой», ООО «Спецстройимпорт», ОДО «Георемстрой», ЧУП «Специжстрой».

***Статьи печатаются в авторской редакции***



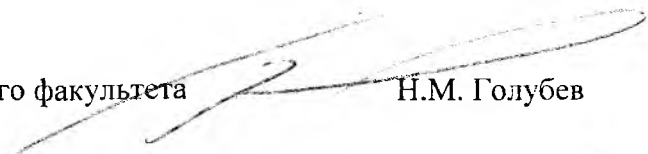
*Доктор геолого-минералогических наук,  
профессор кафедры «Геотехника и экология в строительстве»,  
отличник разведки недр, изобретатель СССР, ветеран труда*

*Колпашиников Геннадий Александрович*

Уважаемый Геннадий Александрович! Поздравляю Вас от имени всего коллектива строительного факультета Белорусского национального технического университета с Вашим 80-летием!

Желаю Вам крепкого здоровья и дальнейших профессиональных успехов в научно-исследовательской работе и преподавательской деятельности. Спасибо Вам за мужество, проявленное во время ликвидации последствий аварий на Чернобыльской АЭС, и огромный вклад в развитие геологии.

Декан строительного факультета

  
Н.М. Голубев

Колпашников Геннадий Александрович, 1928 года, место рождения – г. Ржев, Тверская область, доктор геолого-минералогических наук, профессор, работает в БНТУ на кафедре «Геотехника и экология в строительстве».

Окончил Московский торфяной институт в 1952 г., получил специальность инженер-геолог. Свою трудовую деятельность начал в Белгипроводхозе Министерства мелиорации в качестве начальника геологического отряда. В 1957 году перешел на работу в Белгипроторф, ныне «Белтопроект». Проводил изыскания на болотных массивах Беларуси по изучению гидрогеологических и инженерно-геологических условий с целью их осушения. Составил около сорока отчетов по результатам изысканий для их освоения. В конце 60-х годов прошлого века по результатам своих исследований написал и успешно защитил кандидатскую диссертацию по теме «Антропогенные отложения Днепро-Припятского междуречья». В работе была предложена и впоследствии на основе собранного в полевых условиях материала доказана новая концепция образования надпойменных террас Днепра и Припяти, что позволило выделить вторые надпойменные террасы в рельефе и их закартировать. В дальнейшем это имело важное значение для оценки мощности торфяных месторождений и особенностей строительных свойств грунтов, залегающих в приповерхностных отложениях. Доказано, что на вторых надпойменных террасах Днепра и Припяти, которые представляли собой древние дельты, под маломощными флювиогляциальными отложениями залегают супеси и суглинки озерного типа, обладающие слабыми несущими свойствами как основания для зданий и сооружений. Особенно это необходимо было учитывать при строительстве мостовых переходов, поскольку были случаи провала свай в супесях и суглинках.

После защиты кандидатской диссертации Г.А. Колпашников перешел на научную работу в Институт геологических наук АН БССР, в последствии Белорусский научно-исследовательский геолого-разведочный институт, где занял должность зав. лабораторией инженерной геологии. За время работы в этой должности под его руководством сформировалась школа инженеров-геологов, давшая затем двух кандидатов геолого-минералогических наук. Работая в лаборатории, Г.А. Колпашников организовал новое направление по охране окружающей среды. Выполнены фундаментальные исследо-

вания по оценке влияния на окружающую среду таких крупных объединений, как «Полимир», Гродненское объединение «Азот», Светлогорский завод искусственного волокна, «Белоруськалий» и др.

Особо значимые работы проведены Г.А. Колпашниковым в объединении «Белоруськалий». В результате многолетних исследований получены важные результаты по оценке устойчивости тела сопоставов, водно-солевому балансу, закономерностям формирования ореолов засоленных подземных вод. На основе системного подхода изучены условия накопления отходов калийного производства в терриконах и чашах шламонакопителей. Были получены ранее неизвестные изменения свойств этих отходов, что послужило основанием для создания двух авторских свидетельств по защите подземных вод от засоления, внедренных на предприятиях калийной промышленности. Изучение пространственно-временных закономерностей формирования гидрохимических условий явились основой для прогноза изменения инженерно-геологической обстановки в районе очагов засоления.

Важными для науки и практики явились исследования, проведенные Г.А. Колпашниковым на мелиорированных территориях. Изучены такие техногенные процессы как дефляция и сработка торфяной залежи за счет её минерализации.

Г.А. Колпашников возглавлял экспедицию в загрязненные районы в результате аварии на Чернобыльской АЭС. По результатам работ дана оценка скоростей миграции радионуклидов в разновидностях горных пород и составлен отчет для правительственных органов о загрязнении подземных вод и возможности их использования для питьевого водоснабжения.

Г.А. Колпашниковым разработаны основные теоретические положения мониторинга геологической среды и разработан мониторинг экзогенных геологических процессов Беларуси.

В период работы в БелНИГРИ Г.А. Колпашников являлся членом научного совета СССР по гидрогеологии и инженерной геологии, членом Международной ассоциации по инженерной геологии, членом постоянно действующего бюро АН СССР по этой же специальности. Принимал участие в работе ВАКа по присуждению ученых степеней кандидатов и докторов наук в геологических областях знаний.

По результатам своих полевых и лабораторных исследований Г.А. Колпашников защитил докторскую диссертацию в Московском государственном университете им. М.В. Ломоносова по теме «Пространственно-временные закономерности инженерно-геологических условий Республики Беларусь и их изменение под влиянием техногенных воздействий».

Опубликовал свыше 120 научных статей, причем после защиты докторской диссертации 44 научные работы. За последние 2 года издано свыше 12 публикаций.

Читает курс лекций по специальности «Инженерная геология», «Основы экологии», «Экология», «Ведение буровых работ». Принимал участие в разработке базовых и рабочих программ по указанным отраслям знаний. Лекции реализует на высоком научно-педагогическом уровне. Провел ряд открытых занятий. До вступления в должность профессора БНТУ читал лекции в Гомельском государственном университете, на курсах повышения квалификации в Московском государственном университете и др. Ведет активную работу со студентами на базе подготовки последними рефератов и научных докладов. Впервые подготовил и опубликовал с грифом Министерства образования Республики Беларусь учебное пособие «Инженерная геология» (2005) и комплект инженерно-геологических карт, в которых нашли отражение инженерно-геологические условия территории Беларуси. Это пособие вместе с комплектом карт является базовым документом в реализации знаний будущих специалистов-строителей.

В помощь экологам написана и опубликована единолично монография «Техногенез и геологическая среда» (2006).

Основные научные интересы: изучение и прогнозирование опасных геологических процессов в строительстве, инженерно-геологическое и геоэкологическое картографирование, проектирование артезианских скважин на воду.

Ведет научно-исследовательскую работу. В 2005 году под его руководством и при участии завершена и успешно защищена 4-годичная научная работа «Влияние техногенной деятельности на устойчивость строительных конструкций». Результаты исследований неоднократно докладывались на Международных конференциях (Москва, Санкт-Петербург, Волгоград, Киев, Могилёв, Брест и др.). Подготовил ТКП «Инженерно-геоэкологические изыскания в строительстве». Руководо-

дит аспирантами в БНТУ и в НИИ Проблем использования природных ресурсов и экологии НАН Беларуси.

Награждён Грамотой Верховного Совета БССР (1977), знаками «Отличник разведки недр» Министерства геологии СССР (1978), «Изобретатель СССР» (1979), медалью «Ветеран труда». За научную и педагогическую деятельность имеет благодарности руководства БелНИГРИ и БНТУ. Член технического комитета по стандартизации ТКС-2 «Основания и фундаменты, инженерные изыскания» при РУП «Стройтехнорм» Минстройархитектуры Республики Беларусь. Член советов при БНТУ Д02.05.09 «Основания и фундаменты, подземные сооружения» и Д01.22.01 при Институте геохимии и геофизики НАН Беларуси.

Участник ликвидации последствий аварий на Чернобыльской АЭС (1987).

Биография Г.А. Колпашникова опубликована в Белорусской энциклопедии (1998, т.7) и в справочнике «Кто есть кто» (изд-во БНТУ, 2000).



# Часть 1. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ

УДК 624.131

*Миронов В.А., д-р техн. наук, проф.,*

*Софьин О.Е., канд. техн. наук, доц.*

*Тверской государственной технической университет, г. Тверь, Россия*

## *Взаимодействие жесткого штампа с упругопластическим основанием*

### *Interaction of the rigid stamp with elasto-plastic basis*

Проведено численное моделирование взаимодействия жесткого квадратного штампа с песчаным основанием, описываемым моделью неассоциированного пластического течения.

Numerical modelling interaction of a rigid square stamp with the sandy basis described by model of elasto-plastic deformation of is lead.

При расчетах оснований и грунтовых сооружений используют математические модели, описывающие механическое поведение грунтов при нагружении с различной степенью физической достоверности, что приводит к расхождению теоретических величин прочности и деформируемости с экспериментом. Точность таких расчетов в значительной степени зависит от учета в математической модели наиболее существенных особенностей деформирования грунтов.

В настоящее время для описания нелинейного деформирования грунтов предпочтение отдается теории пластического течения. При этом главной проблемой является нахождение условия текучести и соответствующей ему поверхности нагружения в пространстве напряжений, при достижении которой возникают пластические деформации.

Ниже приводится решение задачи о вдавливании жесткого штампа в упругопластическое основание, описываемое моделью неассоциированного пластического течения грунта.

Согласно этой модели условие текучести связывает нормальную  $s$  и касательную  $t$  силы на октаэдрической площадке

$$f_q(q_i, K, \chi) = t - sK = 0, \quad (1)$$

где  $K$  – коэффициент внутреннего трения;

$\chi$  – параметр упрочнения;

$$s = 1/3(q_1 + q_2 + q_3);$$

$$t = 1/3 \sqrt{(q_1 - q_2)^2 + (q_2 - q_3)^2 + (q_3 - q_1)^2}.$$

Здесь введены новые переменные напряжений

$$q_1 = \frac{\sigma_1 l}{l_{окт}} = \sqrt{3} \sigma_1 l, \quad q_2 = \frac{\sigma_2 m}{m_{окт}} = \sqrt{3} \sigma_2 m, \quad q_3 = \frac{\sigma_3 n}{n_{окт}} = \sqrt{3} \sigma_3 n, \quad (2)$$

где  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  – главные напряжения;

$$l = \sqrt{\frac{I_3}{I_2 \sigma_1}}, m = \sqrt{\frac{I_3}{I_2 \sigma_2}}, n = \sqrt{\frac{I_3}{I_2 \sigma_3}}, \quad (3)$$

направляющие косинусы нормали площадки пространственной мобилизации [1];

$I_2 = \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_2 \sigma_3$ ;  $I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$  – инварианты напряженного состояния;

$l_{окт} = m_{окт} = n_{окт} = 1/\sqrt{3}$  – направляющие косинусы нормали октаэдрической площадки.

Полные приращения деформации складываются из упругих и пластических приращений деформации. Для главных приращений деформации имеем

$$d\varepsilon_i = d\varepsilon_i^e + d\varepsilon_i^p \quad (i = 1, 2, 3). \quad (4)$$

Главные приращения упругой деформации связаны с главными приращениями напряжений законом Гука

$$d\varepsilon_i^e = \frac{1}{E} [(1 + \mu)d\sigma_i - 3\mu d\sigma], \quad (5)$$

где  $E$  – модуль упругости;

$\mu$  – коэффициент Пуассона;

$d\sigma = 1/3(d\sigma_1 + d\sigma_2 + d\sigma_3)$  – приращение среднего напряжения.

Определяющие уравнения пластического деформирования получены путем привлечения дополнительно к условию текучести независимого условия дилатансии [2]:

$$f_\varepsilon(\varepsilon_i^p, \Lambda, \chi) = d\varepsilon^p - \Lambda d\gamma_{окт}^p = 0, \quad (6)$$

где  $d\varepsilon^p = d\varepsilon_1^p + d\varepsilon_2^p + d\varepsilon_3^p$  – приращение объемной пластической деформации;

$d\gamma_{окт}^p = 2/3 \sqrt{(d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_2^p)^2 + (d\varepsilon_2^p - d\varepsilon_3^p)^2 + (d\varepsilon_3^p - d\varepsilon_1^p)^2}$  – приращение сдвиговой пластической деформации на октаэдрической площадке;

$\Lambda$  – коэффициент дилатансии.

Из (1) и (6) следуют соотношения для главных приращений пластической деформации

$$d\varepsilon_i^p = \left[ q_i - \left( 1 - \frac{2}{3} \Lambda K \right) s \right] d\lambda, \quad i = 1, 2, 3, \quad (7)$$

то есть  $d\varepsilon_i^p$  пропорциональны соответствующим разностям  $(q_i - s)$  и имеет место равенство

$$\mu_q = \mu_{d\varepsilon^p}, \quad (8)$$

где  $\mu_q = (2q_2 - q_1 - q_3)/(q_1 - q_3)$ ,  $\mu_{d\varepsilon^p} = (2d\varepsilon_2^p - d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_3^p)/(d\varepsilon_3^p - d\varepsilon_1^p)$ .

Для случая деформационно упрочняющейся (разупрочняющейся) среды коэффициенты трения  $K$  и дилатансии  $\Lambda$  являются функциями параметра упрочнения (разупрочнения)  $\chi$ . В качестве такого параметра примем объемную пластическую деформацию  $\varepsilon^p$ .

Зависимости  $K = K(\varepsilon^p)$ ,  $\Lambda = \Lambda(\varepsilon^p)$  определяются по результатам испытаний образцов грунта при сложном напряженном состоянии и для разупрочняющихся грунтов могут быть заданы в виде

$$\Lambda = a - bK, \quad (9)$$

$$K = c - d \frac{\varepsilon^p}{\varepsilon_{kp}^p}, \quad (10)$$

где  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $\varepsilon_{kp}^p$  – характеристики грунта.

Рассмотрим действие жесткого штампа на упругопластическое разупрочняющееся основание. Решение краевой задачи проводится в пространственной постановке методом конечных элементов.

Выражения (1) и (7) вместе с уравнениями равновесия, геометрическими соотношениями и граничными условиями образуют замкнутую систему уравнений достаточную для решения поставленной задачи. В алгоритме используется метод начальных напряжений [3]. На каждой ступени нагрузки решается система линейных уравнений вида

$$[K(\Delta u_n)]\{\Delta u_{n+1}\} = \{\Delta F_{n+1}\}, \quad (11)$$

где  $\{\Delta u_{n+1}\} = \{u_{n+1} - u_n\}$ ;  $\{u_n\}$ ,  $\{u_{n+1}\}$  – перемещения узлов после  $n$ -й и  $(n+1)$ -й ступеней нагрузки;

$[K(\Delta u_n)]$  – матрица жесткости системы;

$\{\Delta F_{n+1}\}$  – вектор приращений внешних узловых сил на  $(n+1)$ -й ступени нагрузки.

В соответствии с методом начальных напряжений для каждой ступени нагрузки строится итерационный процесс

$$[K_0]\{\Delta u'_{n+1}\} = \{\Delta F_{n+1}\} + [K_0]\{\Delta u'_{n+1}\} - [K(\sigma_{ij,n}, \varepsilon_n^p, \Delta u'_{n+1})]\{\Delta u'_{n+1}\}, \quad (12)$$

что позволяет однократно формировать и обращать упругую матрицу жесткости  $[K_0]$ .

Начальные узловые силы в (12) определяются по формуле

$$[K]\{\Delta u\} = \int [B]^T \{\Delta \sigma\}^H, \quad (13)$$

где  $[B]^T$  – геометрическая матрица конечного элемента;

$\{\Delta \sigma\}^H$  – приращение начальных напряжений от перемещений  $\{\Delta u\}$ . Величина  $\{\Delta \sigma\}^H$  определяется для каждого элемента в следующей последовательности.

На каждом шаге нагрузки, определяются упругие напряжения  $\{\Delta \sigma\}^Y$  в каждом элементе. Полученные напряжения прибавляются к накопленным на предыдущем шаге напряжениям в данном элементе и вычисляются главные суммарные напряжения  $\{\sigma\}^C$ , которые сравниваются с границами поверхности текучести.

Если действующие напряжения не выходят за пределы поверхности нагружения (2.3), ограничивающей зону I (рис. 1), то деформации грунта являются упругими. В этом случае полученные напряжения корректировать не требуется. Если точка заданных напряжений находится за пределами поверхности нагружения в зоне II, то теоретическая точка лежит на пересечении прямой  $M_{II}M_{II}^T$  с поверхностью нагружения. Направление прямой в пространстве новых переменных напряжений  $q_1, q_2, q_3$  определяется законом пластического течения.

Положение точки  $M_{II}$  определяется координатами  $[q_1^C, q_2^C, q_3^C]$ , точки  $M_{II}^T$  –  $[q_1^T, q_2^T, q_3^T]$ , а в пространстве главных напряжений соответственно координатами  $[\sigma_1^C, \sigma_2^C, \sigma_3^C]$  и  $[\sigma_1^T, \sigma_2^T, \sigma_3^T]$ .

Уравнение поверхности нагружения записывается через главные напряжения:

$$\sqrt{(\sqrt{\sigma_1} - \sqrt{\sigma_2})^2 + (\sqrt{\sigma_2} - \sqrt{\sigma_3})^2 + (\sqrt{\sigma_3} - \sqrt{\sigma_1})^2} - (\sqrt{\sigma_1} + \sqrt{\sigma_2} + \sqrt{\sigma_3})K = 0. \quad (14)$$

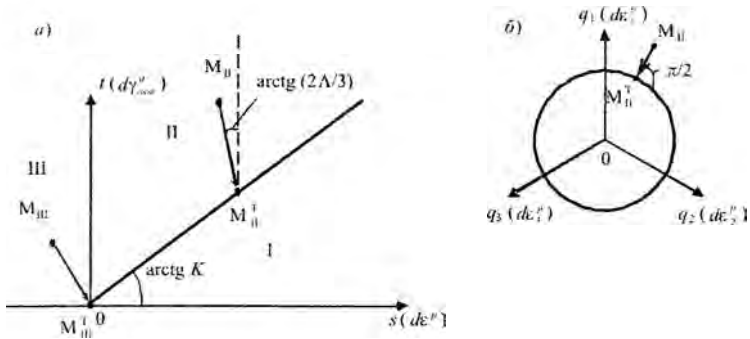


Рис. 1. Определение теоретических напряжений:  
*a* – поверхность нагружения; *b* – сечение поверхности нагружения  
 плоскостью  $q_1 + q_2 + q_3 = \text{const}$

При известных координатах  $[\sigma_1^C, \sigma_2^C, \sigma_3^C]$  и уравнение прямой  $M_{II} M_{II}^T$  имеет вид

$$(1-2\mu)(\sigma_1^C + \sigma_2^C + \sigma_3^C - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = \frac{2(1+\mu)}{3} \Lambda \sqrt{(\sigma_1^C - \sigma_2^C - \sigma_1 + \sigma_2)^2 + (\sigma_2^C - \sigma_3^C - \sigma_2 + \sigma_3)^2 + (\sigma_3^C - \sigma_1^C - \sigma_3 + \sigma_1)^2}. \quad (15)$$

Равенство (8) записывается уравнением

$$\frac{2(\sigma_2^C - \sigma_2) - \sigma_1^C - \sigma_3^C + \sigma_1 + \sigma_3}{\sigma_1^C - \sigma_3^C - \sigma_1 + \sigma_3} = \frac{2\sqrt{\sigma_2} - \sqrt{\sigma_1} - \sqrt{\sigma_3}}{\sqrt{\sigma_1} - \sqrt{\sigma_1}}. \quad (16)$$

Совместное решение уравнений (14)–(16) относительно  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и  $\sigma_3$  методом Ньютона позволяет получить координаты точки  $M_{II}^T$  – главные теоретические напряжения  $\sigma_1^T$ ,  $\sigma_2^T$  и  $\sigma_3^T$ . Коэффициенты  $K$  и  $\Lambda$  определяются по формулам (9) и (10) при значении накопленной объемной пластической деформации, полученном на предыдущих ступенях нагрузки.

Если точка заданных напряжений находится в зоне III, т.е. хотя бы одно из главных напряжений меньше либо равно нулю, то элемент среды будет разрушен по трем направлениям и  $\sigma_1^T = \sigma_2^T = \sigma_3^T = 0$ .

Разница между суммарными  $\{\sigma\}^C$  и теоретическими напряжениями  $\{\sigma\}^T$  принимается за начальные напряжения.

На основе разработанного алгоритма составлена вычислительная программа, с помощью которой проводилось моделирование процесса упругопластического деформирования грунтового основания жестким шероховатым штампом.

В качестве примера рассмотрено нагружение основания квадратным штампом размером  $20 \times 20$  м. Размеры расчетной области приняты  $60 \times 60 \times 80$  м. Вследствие осевой симметрии задачи рассматривалась только одна четвертая ее часть, разбитая на тетраэдрические элементы (рис. 2).

Граничные условия задавались в перемещениях и силах. На вертикальных границах задавались равными нулю горизонтальные перемещения в узлах, а на нижней границе обеспечивалось закрепление узлов в трех направлениях. Внешняя нагрузка на штамп моделировалась узловыми силами.

В качестве основания штампа принят грунт со следующими характеристиками:  $\rho = 0,017$  МН/м<sup>3</sup>;  $E = 300$  МПа;  $\nu = 0,3$ ;  $a = 1,33$ ;  $b = 4,44$ ;  $c = 0,35$ ;  $d = 0,05$ ;  $\epsilon_{кр}^p = -1,0$  %. Теоретические кривые деформируемости грунта основания по траекториям с  $s = \text{const}$  представлены на рис. 3. Упругие и прочностные характеристики штампа задавались из условия обеспечения его жесткости и упругой работы в процессе нагружения.

На первом шаге численного решения определялось напряженно-деформированное состояние от собственного веса грунта, а на сле-

дующих шагах к штампу прикладывалась ступенчатая вертикальная нагрузка. Величина ступени составляла 1,0 МПа.

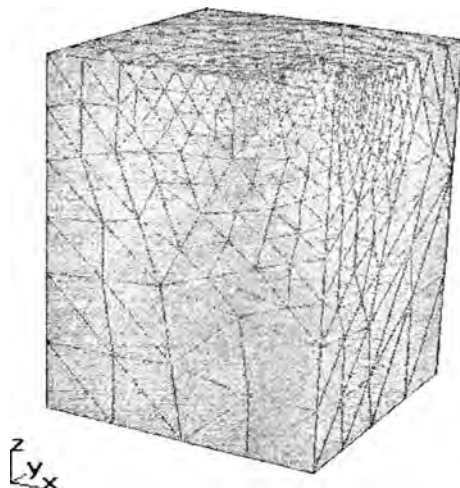


Рис. 2. Конечно-элементная схема расчетной области

Результаты расчета в виде графика зависимости осадки  $S$  от давления под фундаментом  $P$  представлены на рис. 4. Для сравнения на нем приведено упругопластическое решение для грунта, пластическое поведение которого описывается константами  $K = 0,3$  и  $\Lambda = 0$ , соответствующими критической пористости грунта, а также упругое решение.

Анализ зависимости «осадка-давление» показывает, что при малых нагрузках наблюдается практически линейная зависимость между осадкой и давлением. При ее увеличении зависимость отклоняется от линейной вследствие значительного развития зон пластической деформации в основании штампа. Предельное давление под подошвой штампа  $P$  для разупрочняющегося грунта равно 8 МПа, для несжимаемого грунта  $P = 5$  МПа и несколько ниже несущей способности по СНиП 2.02.01-83\*. За предельное давление в расчете принималось значение, при превышении которого итерационный процесс численного решения начинал расходиться. Пиковой проч-



ности грунта ( $K = 0,35$ ) соответствует угол внутреннего трения по Мору-Кулону  $36,7^\circ$ , а прочности в критическом состоянии ( $K = 0,3$ ) –  $32,1^\circ$ . Несущая способность основания по СНиП  $p_u = 10,12$  МПа при  $\varphi_m = 36,7^\circ$ ;  $p_u = 6,38$  МПа при  $\varphi_m = 32,1^\circ$ .

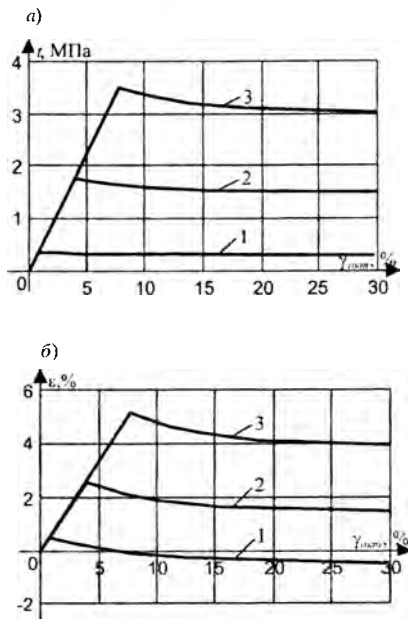


Рис. 3. Теоретические кривые деформируемости грунта при  $\sigma_z$  равном:  
1 – 1,0 МПа; 2 – 5,0 МПа; 3 – 10,0 МПа

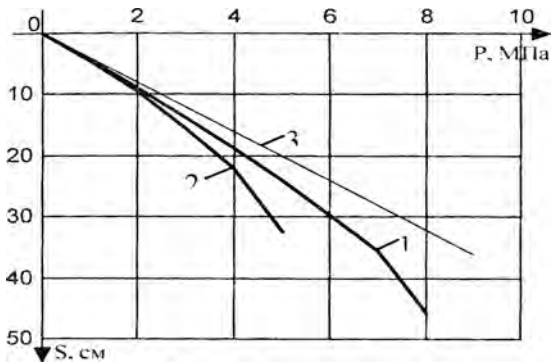


Рис. 4. Графики зависимости  $S$ - $P$ :  
 1 – упругопластическое решение с учетом разупрочнения грунта; 2 – упругопластическое решение для несжимаемого грунта; 3 – упругое решение

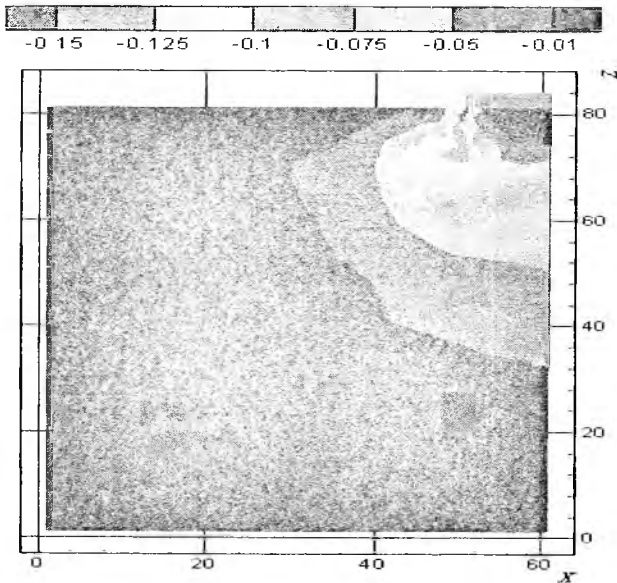


Рис. 5. Изолинии объемной пластической деформации  $\varepsilon^p$  для разупрочняющегося грунта при предельном давлении  $P = 8$  МПа, в %

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Миронов, В.А., Софьин О.Е., Гудий А.Н. Прочность и деформируемость грунтов при сложном напряженном состоянии/ Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 4. – С. 5–9.
2. Николаевский В.Н., Сырников Н.М., Шефтер Г.М. Динамика упругопластических дилатирующих сред / Успехи механики деформируемых сред. – М.: Наука, 1975. – С. 397–413.
3. Фадеев, А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987. – 221 с.

*Кремнев Александр Павлович, канд. техн. наук, доц. Полоцкого государственного университета, г. Новополоцк, Беларусь,  
Вишняков Николай Николаевич, ассистент Полоцкого государственного университета, г. Новополоцк, Беларусь*

***Анизотропия прочностных свойств песчаных грунтов***

***Anisotropy of strengthening characteristics of sandy soils***

В статье изучается прочностная анизотропия песчаных грунтов. Приводятся данные испытания песков на сдвиг по фиксированной плоскости в двух взаимно перпендикулярных направлениях. В результате исследований подтверждаются предположения об изменчивости прочностных характеристик песчаного грунта в зависимости от направления плоскости сдвига по отношению к плоскости слоистости.

In this article strength anisotropy of sandy grounds are learnt. Test ratings of sand on shear on the fixed plain in two mutually perpendicular directions are resulted. As a result of studies assumptions of variability strength characteristics of sandy soil depending on a shear plane direction in relation to a stratification plain are affirmed.

Большие объемы строительства сельскохозяйственных зданий ставят перед проектировщиками и строителями задачи минимизации затрат на строительство, в том числе на устройство фундаментов. Одним из способов уменьшения затрат является более точный расчет фундаментов с учетом всех особенностей грунтового основания. Как показывает анализ проектных решений и сопоставление их с экспериментальными данными, при расчете оснований закладываются необоснованные запасы по несущей способности грунтов. В первую очередь это связано с тем, что при расчете грунтовых сред не учитываются такие важнейшие свойства, как анизотропия и дилатансия в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Плоскость анизотропии будет соответствовать слоистой текстуре песчаных грунтов.

Нами была поставлена задача исследовать анизотропию прочностных свойств песчаных грунтов и оценить ее влияние на несущую способность грунтов основания распорных сооружений, как наиболее массовых типов сельскохозяйственных зданий (к примеру, одноэтажные однопролетные здания из сборных железобетонных полурам).

В ходе исследования проводились определения прочностных характеристик песчаного грунта при сдвиге в двух взаимно перпендикулярных направлениях. В качестве объекта исследования были выбраны пески мелкие карьера «Виторжье» г. Новополоцка и пески пылеватые, залегающие в основании строящейся фермы в н.п. Нурово.

На рис. 1 показаны срезы исследуемых песков. Как видно из рисунков, эти пески имеют ярко выраженную слоистую текстуру, характерную для песков озерно-ледникового происхождения. Данный тип отложений широко распространен в Беларуси, особенно в Витебской области.



Рис. 1. Слоистая текстура песка:  
а – карьер «Виторжье»; б – н.п. Нурово

Очевидно, что при такой слоистой текстуре залегания песков сопротивление сдвигу в плоскости слоев и перпендикулярно им будет различно. Таким образом, следует ожидать анизотропию прочностных свойств.

Образцы песка отбирались в кольца диаметром 70 мм и высотой 35 мм согласно [3] в двух взаимно перпендикулярных направлениях: параллельно плоскости анизотропии и перпендикулярно ей.

Характеристики физического состояния исследуемых песков приведены в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики физического состояния песков

	Плотность грунта $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Влажность грунта, %
Карьер «Виторжье» (песок мелкий)	1,55 1,75	8,47
Н.п. Нурово (песок пылеватый)	1,83	22

Образцы грунта были испытаны на сдвиг по фиксированной плоскости в приборе конструкции Полоцкого государственного университета, оснащенного электронными датчиками перемещений и автоматической системой загрузки [4] (рис. 2).

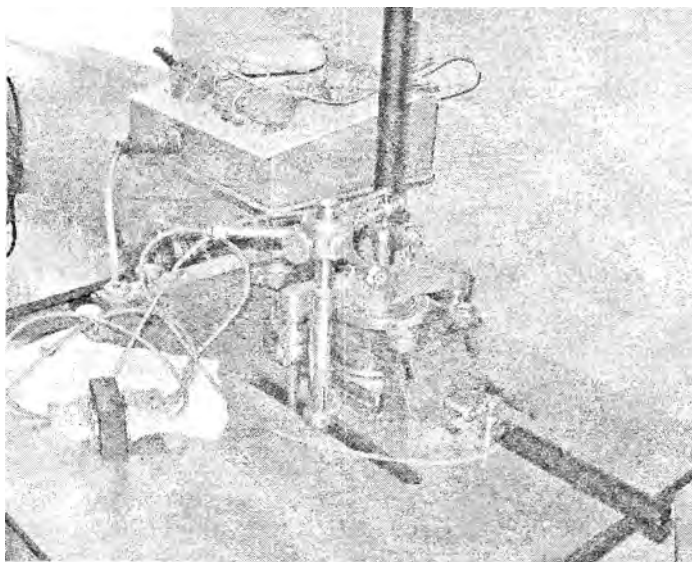


Рис. 2. Автоматизированная экспериментальная установка

Установка оснащена электронными датчиками с точностью порядка одного микрона, подключённых через АЦП к ЭВМ и фиксирующих в реальном времени вертикальные и горизонтальные перемещения в процессе сдвиговых испытаний.

Испытания проводились по консолидированно-дренированной схеме согласно [3]. Образцы, отобранные в двух взаимно перпендикулярных направлениях подвергались сдвигу по фиксированной плоскости при вертикальной нагрузке 0,1; 0,2 и 0,3 МПа.

В процессе испытаний песков мелких из карьера «Виторжье» было установлено, что в рыхлых песках в процессе сдвига наблюдается контракция (уплотнение), величина которой в зависимости от уплотняющего давления и положения плоскости анизотропии изменяется от 0,18 до 0,33 мм, что составляет в относительных деформациях ( $\epsilon_d$ ) от 0,005 до 0,01 (рис. 3).

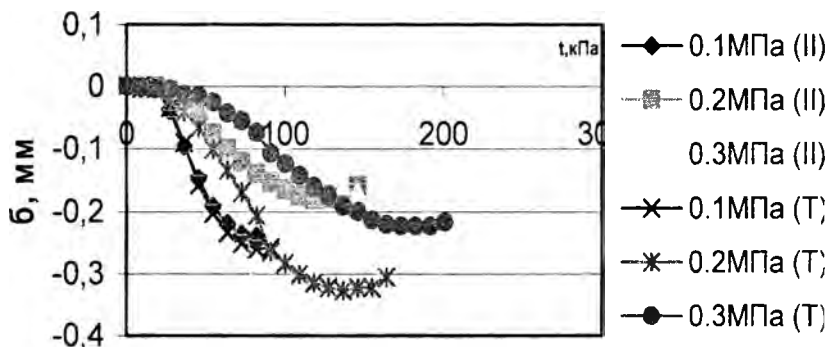


Рис. 3. Вертикальные перемещения от нагрузки для рыхлых песков:  
 || – срез параллельно плоскости анизотропии;  
 Т – срез перпендикулярно плоскости анизотропии

В рыхлых песках четко прослеживается явное отличие деформаций контракции для образцов, срезаемых перпендикулярно и параллельно плоскости анизотропии. При срезе параллельно плоскости анизотропии деформации контракции меньше, чем при срезе перпендикулярно плоскости. В среднем деформации отличаются на 10–40 %.

При сдвигающей нагрузке, близкой к предельной, во всех случаях наблюдается развитие дилатантных деформаций и зависимость вертикальных перемещений от нагрузки переходит из нисходящей в восходящую (рис. 3). Для рыхлых песков дилатантные деформации составляют примерно 10 % от деформаций контракции.

В плотных песках в процессе сдвига наблюдается преимущественно дилатансия, величина которой в зависимости от уплотняющего давления и положения плоскости анизотропии изменяется от 0,04 до 0,13 мм, что составляет в относительных деформациях ( $\epsilon_d$ ) от 0.001 до 0,04 (рис. 4).

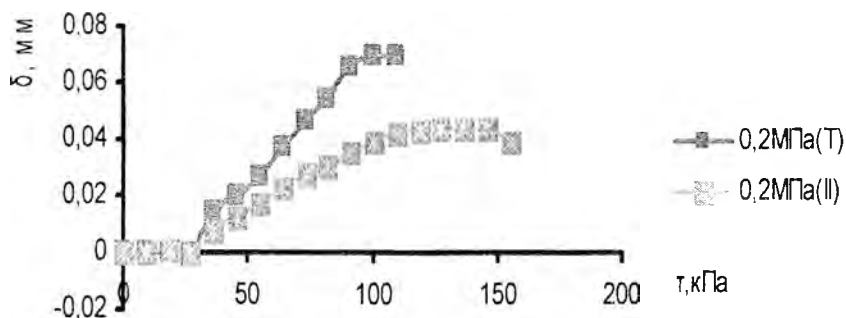


Рис. 4. Вертикальные перемещения от нагрузки для плотных песков:  
 II – срез параллельно плоскости анизотропии;  
 T – срез перпендикулярно плоскости анизотропии

В плотных песках также прослеживается явное отличие деформаций дилатансии для образцов, срезаемых перпендикулярно и параллельно плоскости анизотропии. Дилатантные деформации песчаных грунтов при срезе перпендикулярно плоскости анизотропии выше, чем при срезе параллельно ей (в среднем на 20–40 %). На рис. 4 приведены результаты испытаний образцов плотных песков карьера «Виторжье» при вертикальном давлении 0,2 МПа.

Затем по результатам испытаний методами статистической обработки результатов определены прочностные характеристики для плотных и рыхлых песков в двух взаимно перпендикулярных направлениях (табл. 2, 3).



Таблица 2

## Прочностные характеристики рыхлых песков

	с, кПа	$\varphi$ , °
Параллельно плоскости анизотропии	21,37	28,7
Перпендикулярно плоскости анизотропии	30,2	26,7

Таблица 3

## Прочностные характеристики плотных песков

	с, кПа	$\varphi$ , °
Параллельно плоскости анизотропии	13,45	34,21
Перпендикулярно плоскости анизотропии	37,41	28,71

Аналогичные результаты были получены при исследовании пылеватых песков н.п. Нурово. При срезе параллельно плоскости анизотропии деформации контракции меньше, чем при срезе перпендикулярно плоскости. В среднем деформации отличаются на 20–50 % (рис. 5).

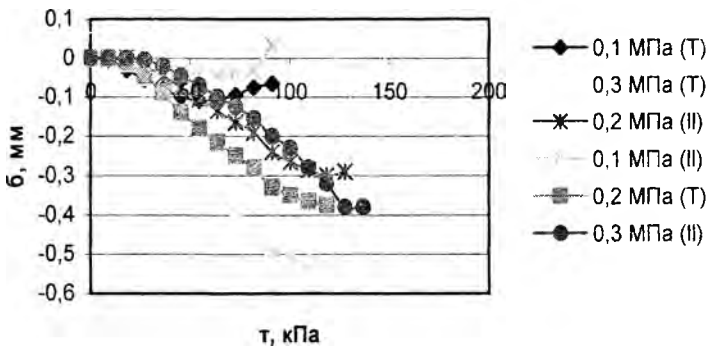


Рис. 5. Вертикальные перемещения от нагрузки для песков пылеватых

Прочностные характеристики пылеватых песков с учетом ориентации плоскости сдвига относительно плоскости анизотропии приведены в табл. 4.

Таблица 4

Прочностные характеристики песков пылеватых

	с, кПа	$\varphi$ , °
Параллельно плоскости анизотропии	3,8	31,2
Перпендикулярно плоскости анизотропии	14,33	29

Исходя из результатов испытаний, полученных как для песков мелких из карьера «Виторжье», так и для песков пылеватых (н.п. Нурово), можно сделать следующие выводы:

– пески мелкие и пылеватые озерно-ледникового происхождения фактически имеют слоистую текстуру. Слоистость видна невооруженным глазом по срезу грунта ненарушенной структуры. Слоистая текстура обуславливает анизотропность прочностных свойств грунтов;

– зависимости от плоскости среза по отношению к плоскости анизотропии прочностные свойства грунта различны. Для рыхлых мелких песков удельное сцепление (с) при срезе параллельно плоскости анизотропии примерно на 30 % меньше, чем при срезе перпендикулярно плоскости анизотропии. В то же время угол внутреннего трения практически не зависит от направления плоскости сдвига (отличие составляет примерно 7 %);

– для плотных мелких песков («Виторжье») удельное сцепление при срезе параллельно плоскости анизотропии примерно на 60 % меньше, чем при срезе перпендикулярно плоскости анизотропии, а угол внутреннего трения при срезе параллельно плоскости анизотропии примерно на 16 % больше, чем при срезе перпендикулярно плоскости анизотропии;

– для пылеватых песков удельное сцепление при срезе параллельно плоскости анизотропии примерно на 70 % меньше, чем при срезе перпендикулярно плоскости анизотропии, а угол внутреннего трения

при срезе параллельно плоскости анизотропии примерно на 7 % больше, чем при срезе перпендикулярно плоскости анизотропии;

– разность дилатантных деформаций при срезе параллельно плоскости анизотропии и при срезе перпендикулярно плоскости анизотропии для рыхлых песков составляет примерно 25 %, для плотных – до 50 %, для пылеватых – также до 50 %.

Полученные результаты свидетельствуют о существенной анизотропии прочностных свойств песков озерно-ледникового происхождения, что необходимо учитывать при определении несущей способности оснований. Выполненные расчеты фундаментов распорных сооружений свидетельствуют, что при учете анизотропии прочностных свойств грунтов несущая способность оснований фундаментов увеличивается на 10–30 %.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Иванов, П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П.Л. Иванов. – М.: Высшая школа, 1991. – 447с.

2. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск: Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.

3. Грунты. Методы лабораторного определения прочности и деформируемости. ГОСТ 12248-96.

4. Кремнев, А.П. Дилатантные деформации глинистых грунтов при сдвиге по фиксированной плоскости / А.П. Кремнев, Д.В. Скорик // Вестник ПГУ. – 2006.

5. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. ГОСТ 20522-96.

*Козунова Оксана Васильевна, старший преподаватель кафедры строительной механики Белорусского государственного университета транспорта, г. Гомель, Беларусь, соискатель кафедры строительной механики Белорусского национального технического университета, г. Минск, Беларусь*

***Нелинейный расчет балочных плит на слоистых основаниях с биогенными включениями***

***Nonlinear calculation of beam plats in laminated foundation with biogenic inclusions***

В данной статье предлагается вариационно-разностный подход к расчету упругих балочных плит (плоская деформация), расположенных на физически нелинейном слоистом основании с биогенными включениями. Особое внимание уделяется обоснованию выбора модели упругого основания. В работе предлагается модель упругого слоя конечной толщины с модулем, изменяющимся по нелинейному закону. Нелинейная постановка краевой задачи реализуется методом упругих решений в области малых упруголастических деформаций. Численная апробация результатов расчета осуществлена для слоистых оснований с использованием программного пакета *MATHEMATICA 6.0*.

This article is about variationally differential approach to the calculation of spring beam plats (plane deformation) on physically nonlinear laminated foundation with biogenic inclusions. Special attention is paid to the choice validation of elastic foundation model. The model of finite thickness elastic layer with 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*.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Фундаменты большинства инженерных сооружений в последнее время рассчитываются как балки, плиты или рамы, лежащие на упругом основании [1]. Их работа существенным образом влияет на напряженно-деформированное состояние (НДС) связанной инженерной системы «балка (плита, рама) – основание». Рассматривая здание или сооружение как конструкцию на упругом основании, можно этот расчет приблизить к *их действительной работе*, т.е. учесть совместную работу надземной и подземной частей инженерных систем, и сделать их надежными, долговечными, экономически выгодными и технически приемлемыми.

Многие методы расчета конструкций на упругом основании, имея теоретическую ценность, иногда не вполне пригодны для практики. Поэтому велико значение усовершенствования методов расчета конструкций на упругом основании, и жизненно необходимо, имеет важность практического применения новый подход к инженерному расчету связанной системы «плита–основание», приближенный к реальным условиям. В данной работе предлагается вариационно-разностный подход для решения *контактной задачи* теории упругости (плоская деформация).

Все многообразие контактных задач расчета конструкции на упругом основании можно объединить в четыре группы: 1) *линейно упругая* конструкция на *линейно упругом* основании; 2) *нелинейно упругая* конструкция на *линейно упругом* основании; 3) *линейно упругая* конструкция на *нелинейно упругом* основании; 4) *нелинейно упругая* конструкция на *нелинейно упругом* основании [2]. Наиболее полно разработана первая группа задач для различных моделей упругого основания. Здесь эффективно работают методы степенных рядов [1, 2], Б.Н. Жемочкина [3, 4], ортогональных многочленов [5].

Значительно хуже в научных исследованиях освещен вопрос о решении второй, третьей и четвертой групп задач [2, 6]. Подобное состояние объясняется тем, что при учете нелинейности принцип независимости действия сил несправедлив, и приходится либо решать численно совокупность нелинейных дифференциальных уравнений [2], либо пользоваться итерационными подходами [7, 8].

Сложность решения поставленных задач из второй, третьей и четвертой групп предполагает использование возможностей вычис-

лительной техники. Подробная библиография по исследуемой проблеме имеется в работах [2, 5]. К сожалению, за прошедшее время сколько-либо значимых научных исследований по этой тематике в отечественной литературе не имеется.

В данной работе предлагается постановка и решение задачи из третьей группы: *линейно упругая* фундаментная плита на *нелинейно упругом* основании. Кроме физической нелинейности, основание обладает ярко выраженными неоднородными свойствами и называется *слоистым*. Неоднородность основания усиливается наличием в нем слабых полостей, которые имеют прочностные свойства на порядок ниже свойств основного грунта. Эти полости (торфяники, илистые грунты) в дальнейшем называются *биогенными включениями*. Фундаментная плита в расчете называется *балочной плитой*.

В силу природных особенностей грунтов, как неоднородных сред с возможными ослаблениями, при расчете конструкций на упругом основании, первостепенным вопросом является выбор такой модели основания, которая достаточно точно описывала НДС этого основания и приближала его к реальным условиям.

## 2. ВЫБОР МОДЕЛИ И МЕТОДА РАСЧЕТА ОСНОВАНИЯ

В настоящее время в инженерной практике используются механические модели грунтового основания: модель Фусса–Винклера, модели упругого полупространства (УПП) (Г. Вихгард, Г.Э. Проктор), модель упругого слоя (УС) конечной толщины, комбинированные модели и др. [2, 9]. Каждая модель имеет свои преимущества и недостатки.

Например, широко распространенная модель Винклера не всегда дает правильные результаты расчета, так как она не учитывает *распределительную способность* грунтового основания, и значение коэффициента постели зависит от размера испытываемого штампа. Модель УПП, наоборот, преувеличивает *распределительную способность*, и приводит к появлению под краями балки физически нереальных бесконечных давлений [2, 9, 10].

Чтобы приблизить результаты расчета к реальности, велось совершенствование моделей УПП по направлению: а) *снижения их распределительной способности*

– модель УС конечной толщины (К.Е. Егоров и др.);

– двухпараметрическая модель, описывающая основание с помощью двух коэффициентов постели, зависящих от сжатия и сдвига (М.М. Филоненко-Бородич, П.Л. Пастернак, В.З. Власов);

– модель с увеличивающимся по глубине модулем деформации (Г.К. Клейн) [11];

б) *снятия* краевых бесконечностей – комбинированная модель (винклеровский слой на УПП) (И.Я. Штаерман) [10].

Выбор модели упругого основания зависит от интуиции инженера-проектировщика и представляет довольно сложную задачу. Модель упругого основания предлагается при постановке задачи и физически обосновывается в ходе расчета. СНБ 5.01.01-99 [12] рекомендует «отклонения расчетных моделей от реальных условий учитывать коэффициентами условий работы. Указанные коэффициенты устанавливаются на основании теоретических и экспериментальных данных о действительной работе грунтов и материалов фундаментов в условиях воздействия и эксплуатации зданий и сооружений» (п.4.19).

В настоящей работе предлагается модель упругого слоя конечной толщины с модулем деформации основания, изменяющимся по нелинейному закону. Модуль деформации  $E_0$  зависит от интенсивности деформаций, изменяется функционально в неявном виде. Коэффициент Пуассона  $\nu_0$  принимается постоянным, так как его влияние на характеристику деформационных свойств грунта менее значительно.

Как уже сказано выше, существующие методы расчета балочных плит и оснований базируются на использовании теории линейно деформируемых тел. В реальных условиях для неоднородных грунтов зависимость между нагрузкой и осадкой имеет явно нелинейный характер.

В работе исследуются слоистые основания с биогенными включениями. Грунты рассматриваются послойно, как *нелинейно деформируемая* однородная среда, подчиняющаяся при нагружении общим закономерностям теории малых упругопластических деформаций, разработанной А.А. Ильюшиным, В.В. Соколовским, Г.М. Смирновым-Аляевым и др. [13].

Класс решаемых нелинейных задач может быть значительно расширен, если воспользоваться предложенным Е.В. Винокуро-

вым [7, 8] *итерационным методом* расчета оснований и фундаментов. В этом случае уравнения с частными производными заменяются системой линейных алгебраических уравнений (СЛАУ), которые в дальнейшем решаются численно с помощью математических пакетов ЭВМ.

В данной работе предлагается вариационно-разностный подход для решения контактной задачи теории упругости в *нелинейной постановке* (плоская деформация). С использованием вариационного подхода ранее было получено решение контактной задачи для круглой пластинки на УПП [14], затем решение контактной задачи для стержня на УПП [15]. В книге [16] также вариационным методом решены контактные задачи, в традиционной постановке [2], т.е. в контактной зоне не учитываются касательные напряжения.

В силу нелинейности решаемой задачи используется метод упругих решений в области малых упругопластических деформаций, численная реализация которого осуществляется с помощью метода конечных разностей (МКР) и программного пакета *MATHEMATICA 6.0*.

### 3. ПОСТАНОВКА КОНТАКТНОЙ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ

Рассматривается линейно упругая балочная плита на упругом физически нелинейном двухслойном основании с биогенными включениями (рис. 1). Плита находится под действием произвольной нагрузки  $q(x)$ ,  $P$ . Параметры плиты: ширина  $2l$ , высота  $h$ , изгибная жесткость  $EJ$ .

При расчете слоистая упругая среда заменяется прямоугольной расчетной областью (рис. 2), размеры которой: по оси  $X$  – ширина  $2R_0 = 10l$ ; по оси  $Y$  – глубина  $H_0 = 4l$ , где  $H_0 = H_{01} + H_{02}$ ,  $H_{01} = H_{02} = 2l$ . Область биогенных включений размерами:  $2R_v = 3l$ ;  $H_v = 2/3l$ , расположена под плитой в верхнем слое основания.

Считаем, что на контакте плиты с упругим основанием возникают только нормальные реактивные давления, силами трения пренебрегаем. Для плиты справедливы гипотезы теории изгиба.



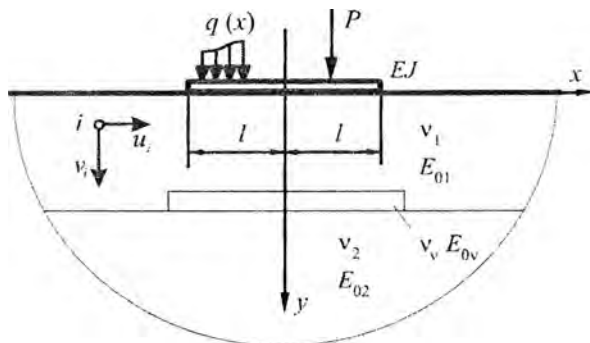


Рис. 1. Балочная плита на упругом слоистом основании с биогенными включениями

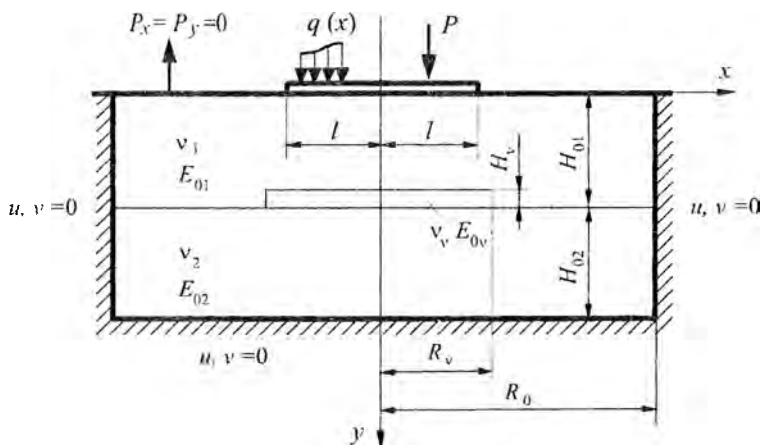


Рис. 2. Расчетная область. Граничные условия задачи

Основание аппроксимируется симметричной разбивочной сеткой (рис. 3) конечных размеров ( $29 \times 7$ ) с постоянным шагом по осям:  $X - \Delta x$ ,  $Y - \Delta y$ . В результате получено 203  $i$ -х узловых точек (135 внутренних, 41 контурная и 27 поверхностных) и 168  $j$ -х сеточных ячеек. Первые 84 ячейки (1–84) принадлежат верхнему уп-

ругому слою, вторые 84 ячейки (85–168) нижнему. Область био-генных включений соответствует 67–74 сеточным ячейкам.

В свою очередь, точки 12–18 являются контактными, то есть одновременно точками основания и плиты. В точках 14, 15, 16 внешняя нагрузка на плиту  $q(x)$  заменяется сосредоточенными силами  $P_i(x) = P_{14}, P_{15}, P_{16}$ . С учетом симметрии расчетной модели «плита–основание» в дальнейший расчет вводим значения сил  $P_{14} = P_{16} = P$ ,  $P_{15} = 2P$ .

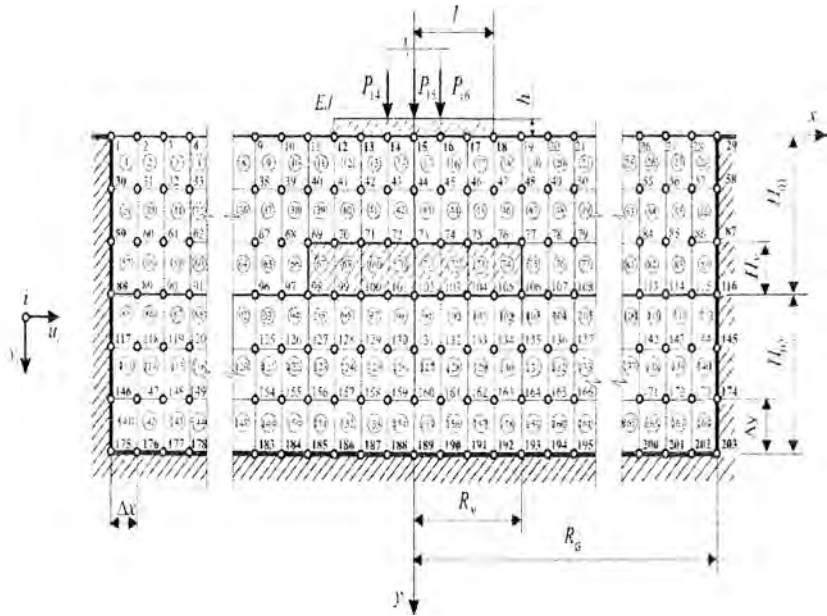


Рис. 3. Разбивочная сетка расчетной области

За *неизвестные* принимаем:  $u_i(x), v_i(y)$  – компоненты вектора перемещения  $i$ -й узловой точки основания, направленные вдоль осей  $X$  и  $Y$  соответственно;  $p_v^{(i)}(x, y)$  – реактивные давления в зоне контакта балочной плиты с основанием.

*Граничные условия задачи:* на границах принятой расчетной области перемещения в направлениях осей  $X$  и  $Y$  принимаются рав-

ными нулю  $u = 0, v = 0$  (см. рис. 2); в контактной зоне справедливо равенство осадок основания  $v_i$  прогибам плиты

$$v_i = y_k, \quad (1)$$

где  $y_k$  – прогиб плиты в  $k$ -м сечении.

*Требуется* определить: перемещения, напряжения в упругом основании и его осадки, распределение реактивных давлений в контактной зоне балочной плиты с основанием, внутренние усилия в сечениях плиты; построить соответствующие эпюры и сравнить результаты.

#### 4. АЛГОРИТМ РАСЧЕТА В НЕЛИНЕЙНОЙ ПОСТАНОВКЕ

Зависимость между интенсивностями напряжений и деформаций (рис. 4) для нелинейного упругого неоднородного основания будем определять формулой [17]

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

где  $\sigma_{yk}, E_{0k}$  – предел текучести и начальный модуль деформации  $k$ -того слоя основания;

$\varepsilon_i^{(k)}$  – интенсивность деформаций в точке  $K$  упругого основания; для плоской задачи имеет следующее выражение [13]:

$$\varepsilon_i^{(k)} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_x^{(k)} - \varepsilon_y^{(k)})^2 + (\varepsilon_y^{(k)})^2 + (\varepsilon_x^{(k)})^2 + \frac{3}{2} (\gamma_{xy}^{(k)})^2}. \quad (3)$$

деформации  $\varepsilon_x^{(k)}, \varepsilon_y^{(k)}, \gamma_{xy}^{(k)}$  определяются из соотношений Коши [13]

$$\varepsilon_x^{(k)} = \frac{\partial u_k}{\partial x}, \quad \varepsilon_y^{(k)} = \frac{\partial v_k}{\partial y}, \quad \gamma_{xy}^{(k)} = \frac{\partial u_k}{\partial y} + \frac{\partial v_k}{\partial x}. \quad (4)$$

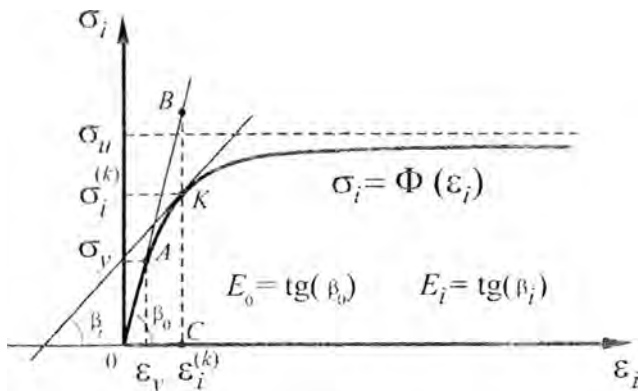


Рис. 4. Зависимость  $\sigma_i(\epsilon_i)$  для упругого слоя основания

Если основание неоднородно, то для каждого из упругих слоев зависимости (3), (4) сохраняются, но будут иметь соответствующие каждому слою значения  $\sigma_{yk}, E_{0k}$  в формуле (2). Аналогично модулю деформации  $E_{0k}$  коэффициент Пуассона  $\nu_k$  различен для упругих слоев, но в пределах одного слоя остается постоянным.

Кроме того, уже на стадии постановки краевой задачи необходимо учесть упругих параметров биогенных включений для корректного написания сеточных уравнений. Биогенные включения имеют характеристики прочности на порядок отличительные от характеристик основного грунта. В расчете они обозначены  $\sigma_{yv}, E_{0v}$ .

В ходе решения краевых задач теория малых упругопластических деформаций [13] предполагает итерационный процесс. При каждой итерации модуль деформации в  $i$ -й точке основания изменяется, поэтому при вычислениях используется *касательный модуль деформации*, который в соответствии с формулой (2) равен

$$E_i^{(n)} = \operatorname{tg} \beta_i = \frac{d\sigma_i}{d\epsilon_i} = \frac{E_{0i}}{\operatorname{ch}^2 \left( \frac{E_{0i}}{\sigma_{yi}} \epsilon_i^{(n-1)} \right)}, \quad (5)$$

где  $n$  – номер последующей итерации, с учетом того, что в первом приближении  $n = 1$ .

То есть, зависимость  $\sigma_i(\varepsilon_i)$  и  $(\varepsilon_i)$  отождествляется аналогичной при простом сжатии, как это принято в теории малых упругопластических деформаций [13].

Согласно вариационному принципу Лагранжа [13] при нагружении плиты на упругом основании статической нагрузкой ее полная потенциальная энергия в состоянии равновесия принимает минимальное значение. Величина функционала полной потенциальной энергии плиты на упругом основании [16] состоит из трех слагаемых: функционала энергии деформаций упругого основания, функционала энергии деформаций плиты и потенциала работы внешней нагрузки. Отметим, что энергию деформаций плиты обычно отождествляют с энергией изгиба плиты, пренебрегая деформациями сдвига.

Для решения сформулированной краевой задачи в нелинейной постановке используются слагаемые функционала полной энергии в виде [13]:

а) функционала энергии деформаций упругого основания

$$U_f = \iint_S \left[ \frac{E_k \nu_k}{2(1 + \nu_k)(1 - 2\nu_k)} (\varepsilon_x^{(k)} + \varepsilon_y^{(k)})^2 + \frac{E_k}{2(1 + \nu_k)} ((\varepsilon_x^{(k)})^2 + (\varepsilon_y^{(k)})^2) + \frac{E_k}{4(1 + \nu_k)} (\gamma_{xy}^{(k)})^2 \right] dS, \quad (6)$$

где  $E_k, \nu_k$  – упругие постоянные в т. К основания;

в) функционала энергии изгиба плиты

$$\Omega_b = \frac{1}{2} EJ \int_{-l}^l \left( \frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx; \quad (7)$$

г) потенциала работы внешней нагрузки

$$\Pi = - \int_{-l}^l q(x) y(x) dx . \quad (8)$$

Таким образом, величина функционала полной энергии расчетной модели «плита–основание» определяется формулой

$$\mathcal{E} = U_f + \Omega_b + \Pi , \quad (9)$$

где каждое из слагаемых справа определяется соотношениями (6), (7), (8).

При составлении функционала энергии деформаций (6) не учитывается работа сил собственного веса упругого основания. Дело в том, что силы собственного веса упругого основания уравновешены начальным напряженным состоянием уже в упругом основании, а работа самоуравновешенной системы сил на малых возможных перемещениях равна нулю. 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  $\mathcal{E}$  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

$$\begin{aligned} \gamma_{xy}^{(k)} &= \frac{\partial u_k}{\partial y} + \frac{\partial v_k}{\partial x} = \left( \frac{u_c + u_d}{2} - \frac{u_a + u_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} + \\ &\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial v_i} = 0, \quad \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial u_i} = 0, \quad i = 1, 2, 3, \dots, N, \end{aligned} \quad (10)$$

где  $N$  – число узловых точек основания.

В результате получается система дифференциальных уравнений, порядок которой равен  $2N$ , т.е. числу неизвестных перемещений.

## 5. КОНЕЧНО-РАЗНОСТНЫЕ АППРОКСИМАЦИИ НЕЛИНЕЙНОГО РАСЧЕТА

Решение контактной краевой задачи строится в перемещениях и реализуется методом конечных разностей (МКР), то есть заменой дифференциальных уравнений конечно-разностными соотношениями. Энергия деформации подсчитывается для каждой ячейки МКР, а затем суммируется по объему упругого основания. Однако запись функционала полной энергии (9) отличается от традиционной и подобна принятой в пособии [16].

Рассмотрим прямоугольную ячейку метода конечных разностей (рис. 5). Запишем выражения для деформаций  $\varepsilon_x^{(k)}$ ,  $\varepsilon_y^{(k)}$ ,  $\gamma_{xy}^{(k)}$  в точке  $k$  как среднее арифметическое деформаций в вершинах прямоугольника  $abcd$ , а именно:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x^{(k)} &= \frac{\partial u_k}{\partial x} = \left( \frac{u_b + u_d}{2} - \frac{u_a + u_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \frac{u_b + u_d - u_a - u_c}{2\Delta x}; \\ \varepsilon_y^{(k)} &= \frac{\partial v_k}{\partial y} = \left( \frac{v_c + v_d}{2} - \frac{v_a + v_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} = \frac{v_c + v_d - v_a - v_b}{2\Delta y}; \\ \gamma_{xy}^{(k)} &= \frac{\partial u_k}{\partial y} + \frac{\partial v_k}{\partial x} = \left( \frac{u_c + u_d}{2} - \frac{u_a + u_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} + \\ &\quad + \left( \frac{v_b + v_d}{2} - \frac{v_a + v_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \\ &= \frac{u_c + u_d - u_a - u_b}{2\Delta y} + \frac{v_b + v_d - v_a - v_c}{2\Delta x}. \end{aligned} \quad (11)$$

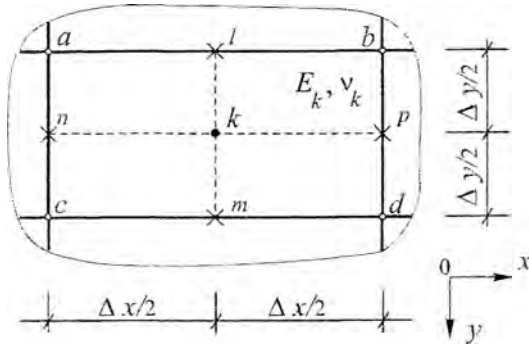


Рис. 5. Прямоугольная ячейка метода конечных разностей

Энергия деформаций прямоугольной ячейки размерами  $(\Delta x \cdot \Delta y)$  с центром в точке  $k$ , согласно формуле (6), усредненно будет равна

$$U_{i,j}^{(k)} = \frac{E_k}{2(1 + \nu_k)} \left[ \frac{\nu_k}{1 - 2\nu_k} (\varepsilon_x^{(k)} + \varepsilon_y^{(k)})^2 + (\varepsilon_x^{(k)})^2 + (\varepsilon_y^{(k)})^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{xy}^{(k)})^2 \right] \Delta x \Delta y, \quad (12)$$

где  $E_k, \nu_k$  – упругие постоянные в центре ячейки основания;

$i, j$  – номер узловой точки вдоль осей  $X$  и  $Y$  соответственно.

Энергия деформаций упругого основания получается суммированием по объему основания энергий деформаций прямоугольных участков, определяемых по формуле (9), и с учетом (8) выражается в конечно-разностной форме следующим образом:

$$U_f = \sum_{j=1}^{MY-1} \left( \sum_{i=1}^{NX-1} U_{i,j}^{(k)} \right) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{MY-1} \left( \sum_{i=1}^{NX-1} \left[ \frac{E_k}{1 + \nu_k} \cdot \left[ \frac{\nu_k}{1 - 2\nu_k} \cdot x \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. x \left( \frac{1}{2\Delta x} (u_b + u_d - u_a - u_c) + \frac{1}{2\Delta y} \cdot (v_c + v_d - v_a - v_b) \right) \right]^2 + \right. \right.$$



$$\begin{aligned}
& + \left( \frac{1}{2\Delta x} \cdot (u_b + u_d - u_a - u_c) \right)^2 + \left( \frac{1}{2\Delta y} \cdot (v_c + v_d - v_a - v_b) \right)^2 + \\
& + \frac{1}{2} \left( \frac{1}{2\Delta y} \cdot (u_c + u_d - u_a - u_b) + \frac{1}{2\Delta x} \cdot (v_b + v_d - v_a - v_c) \right)^2 \Delta x \Delta y \Bigg), \quad (13)
\end{aligned}$$

где  $NX$  – число узлов по оси  $X$  ( $NX = 29$ );

$MY$  – число узлов по оси  $Y$  ( $MY = 7$ ).

Энергию изгиба балочной плиты в контактной зоне с основанием также запишем в конечно-разностном виде

$$\Omega_b = \frac{\Delta x}{2} \sum_{i=11+1}^{K1-1} EJ_{i=11+1} \cdot \left( \frac{v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}}{\Delta x^2} \right)^2, \quad (14)$$

где  $EJ_{i=11+1}$  – изгибная жесткость балочной плиты;

$11$  – номер узла начала плиты ( $11 = 12$ );

$K1$  – номер узла конца плиты ( $K1 = 18$ ).

Преобразуем потенциал работы внешних сил (7) в разностную сумму

$$\Pi = - \sum_{i=11+1}^{K1-1} q_i(x) v_i \Delta x, \quad (15)$$

где  $q_i(x)$  – внешняя нагрузка, действующая на плиту в области  $i$ -й точки контакта.

После подстановки (13),(14),(15) в (9) получаем полную энергию  $\mathcal{E}$  принятой расчетной модели «плита–основание». В силу минимума функционала полной энергии в состоянии статического равновесия согласно (10) получаем СЛАУ следующего вида:

$$\begin{cases} \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial u_i} = 0, \\ \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial v_i} = 0, \quad i = 1, NX * MY. \end{cases} \quad (16)$$

После составления матрицы (16), исходя из кинематических граничных условий, делаем обнуление перемещений контурных узлов.

## 6. ВЫВОД ФОРМУЛ НАПРЯЖЕНИЙ, ПЕРЕМЕЩЕНИЙ, ДАВЛЕНИЙ И ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ СИСТЕМЫ «ПЛИТА–ОСНОВАНИЕ»

Решение системы уравнений (16) позволяет найти неизвестные компоненты вектора перемещений  $u_i(x)$ ,  $v_i(y)$ . Зная перемещения, согласно условию (1), определяем прогибы балочной плиты  $y_k$ , соответствующие осадкам основания  $v_i$  под плитой; а также: вертикальные напряжения упругого основания и реактивные давления в контактной зоне «плита–основание». По прогибам балочной плиты определяем внутренние усилия в ее сечениях.

**Вертикальные напряжения упругого основания  $\sigma_y^{(k)}$**  определяем из обобщенного закона Гука для каждой ячейки основания (см. рис. 5) в предположении однородности основания в ее области

$$\sigma_y^{(k)} = \frac{E_k v_k}{(1 - 2\nu_k)(1 + \nu_k)} (\epsilon_x^{(k)} + \epsilon_y^{(k)}) + \frac{E_k}{(1 + \nu_k)} (\epsilon_y^{(k)}). \quad (17)$$

Используя выражения (11) получаем уравнения (17) в конечно-разностном виде

$$\sigma_y^{(k)} = \frac{E_k}{1 + \nu_k} \cdot \left[ \frac{\nu_k}{1 - 2\nu_k} \cdot \left( \frac{1}{2\Delta x} (u_b + u_d - u_a - u_c) + \right. \right.$$

$$\left. \frac{1}{2\Delta y} \cdot (v_c + v_d - v_a - v_b) \right) + \frac{1}{2\Delta y} \cdot (v_c + v_d - v_a - v_b) \left. \right]. \quad (18)$$

По найденным перемещениям  $u_i(x)$ ,  $v_i(y)$  с помощью формулы (18) определяем вертикальное напряжение  $\sigma_y^{(k)}$ , возникающее в центре  $k$ -й ячейки основания. По полученным ординатам строим графики распределения напряжений в вертикальных и горизонтальных срезах основания.

**Реактивные давления в контактной зоне** балочной плиты с основанием (т. 12–18 основания) определяем по прогибам плиты  $y_k$  (рис. 6). При этом используем известную дифференциальную зависимость

$$p_y^{(i)} - q_k(x) = -EJ \frac{d^4 y_k}{dx^4}, \quad (19)$$

где  $p_y^{(i)}$  – реактивное давление в  $i$ -й контактной точке основания;

$q_k(x)$  – внешняя нагрузка, действующая на плиту в области  $k$ -го сечения плиты,  $q_k(x) = q_i(x)$ .

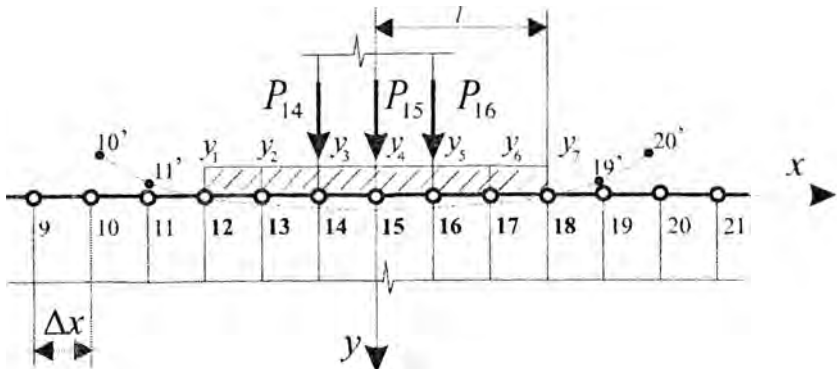


Рис. 6. К определению реактивных давлений в контактной зоне «плита-основание» и внутренних усилий в плите

Для крайних точек  $k$  балочной плиты вводятся статические граничные условия

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

$$M^{(k)} \Big|_{x=\pm l} = -EJ \frac{d^2 y_k}{dx^2} = 0. \quad (20)$$

Для каждой контактной точки запишем выражение (19) в конечно-разностном виде с учетом условия (1)

точка 12 ( $q_1(x) = 0$ ):

$$p_y^{(12)} = -EJ \frac{d^4 y_1}{dx^4} = -EJ \frac{v_{10'} - 4v_{11'} + 6v_{12} - 4v_{13} + v_{14}}{\Delta x^4}, \quad (21)$$

где  $v_{10'}$ ,  $v_{11'}$  – перемещения законтурных точек 10' и 11', которые с учетом граничных условий (20) имеют следующий вид:

$$v_{11'} = 2v_{12} - v_{13}; \quad v_{10'} = 2v_{11'} - 2v_{13} + v_{14} = 4v_{12} - 4v_{13} + v_{14}. \quad (22)$$

После подстановки (22) в (21) получаем

$$p_y^{(12)} = -EJ \frac{2v_{12} - 4v_{13} + 2v_{14}}{\Delta x^4}; \quad (23)$$

точка 13 ( $q_2(x) = 0$ ):

$$p_y^{(13)} = -EJ \frac{-2v_{12} + 5v_{13} - 4v_{14} + v_{15}}{\Delta x^4}; \quad (24)$$

точка 14 ( $q_3(x) = \frac{P_{14}}{\Delta x}$ ):

$$p_y^{(14)} = q_3(x) - EJ \frac{v_{12} - 4v_{13} + 6v_{14} - 4v_{15} + v_{16}}{\Delta x^4}; \quad (25)$$

точка 15 ( $q_4(x) = \frac{P_{15}}{\Delta x}$ ):

$$p_y^{(15)} = q_4(x) - EJ \frac{v_{13} - 4v_{14} + 6v_{15} - 4v_{16} + v_{17}}{\Delta x^4}. \quad (26)$$

В силу симметрии принятой расчетной модели «плита-основание» напряжения в точках 16, 17, 18 определяются аналогично напряжениям в точках 14, 13, 12, в соответствии с формулами (25), (24) и (23). Получаем

точка 16 ( $q_5(x) = \frac{P_{16}}{\Delta x}$ )

$$p_y^{(16)} = q_5(x) - EJ \frac{v_{14} - 4v_{15} + 6v_{16} - 4v_{17} + v_{18}}{\Delta x^4};$$

точка 17 ( $q_6(x) = 0$ )

$$p_y^{(17)} = -EJ \frac{v_{15} - 4v_{16} + 5v_{17} - 2v_{18}}{\Delta x^4}; \quad (27)$$

точка 18 ( $q_7(x) = 0$ )  $p_y^{(18)} = -EJ \frac{2v_{16} - 4v_{17} + 2v_{18}}{\Delta x^4}$ .

В результате расчета формул (23–27) получаем значениям реактивных давлений  $p_y^{(i)}$ , по которым строим эпюру  $p_y^{(i)}$  в контактной зоне.

**Внутренние усилия в сечениях плиты.** По перемещениям  $v_i(y)$  с учетом условия (1) определяем поперечную силу  $Q^{(k)}$  и изгибающий момент  $M^{(k)}$  в  $k$ -м сечении плиты (т. 12–18 основания). При этом используем известные дифференциальные зависимости

$$Q^{(k)} = -EJ \frac{d^3 y_k}{dx^3} \pm q_k(x) \cdot \Delta x_k, \quad M^{(k)} = -EJ \frac{d^2 y_k}{dx^2}, \quad (28)$$

где  $\Delta x_k$  – 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  $P_i(x)$ .

В точках приложения силы  $P_i(x)$  поперечная сила  $Q^{(k)}$  имеет два значения  $Q_{left}^{(k)}$  (без учета силы) и  $Q_{right}^{(k)}$  (с учетом силы), и определяется следующим образом:

– для левых сечений плиты

$$Q_{left}^{(k)} = Q^{(k)}, \quad Q_{right}^{(k)} = Q^{(k)} - P_i(x),$$

– для правых сечений плиты

$$Q_{right}^{(k)} = Q^{(k)}, \quad Q_{left}^{(k)} = Q^{(k)} + P_i(x). \quad (29)$$

Для крайних контактных точек справедливы условия (20), поэтому в т. 12 ( $k=1$ ) и т. 18 ( $k=7$ )

$$Q^{(1)} = Q^{(7)} = 0, \quad M^{(1)} = M^{(7)} = 0. \quad (30)$$

Для внутренних контактных точек ( $i = 13-17$ ), соответствующих сечениям плиты ( $k = 2-6$ ), запишем выражения (28) в конечно-разностном виде:

$$Q^{(k)} = -EJ_{i=i-1} \frac{-v_{i-2} + 2v_{i-1} - 2v_{i+1} + v_{i+2}}{2\Delta x^3} \pm q_k(x) \cdot \Delta x_k,$$

$$M^{(k)} = -EJ_{i=i+1} \frac{v_{i-1} - 2v_i + v_{i+1}}{\Delta x^2}, \quad (31)$$

где  $EJ_{i=11+1}$  – изгибная жесткость балочной плиты;  $l_1$  – номер узла начала плиты ( $l_1 = 12$ ).

Используя (31) и с учетом (20) и (29) получаем следующие выражения:

– поперечных сил

$$Q^{(2)} = -EJ \frac{v_{13} - 2v_{14} + v_{15}}{2\Delta x^3},$$

$$Q_{left}^{(3)} = -EJ \frac{-v_{12} + 2v_{13} - 2v_{15} + v_{16}}{2\Delta x^3} + q_3(x) \cdot 0,5\Delta x,$$

$$Q_{right}^{(3)} = Q_{left}^{(3)} - P_{14},$$

$$Q_{left}^{(4)} = -EJ \frac{-v_{13} + 2v_{14} - 2v_{16} + v_{17}}{2\Delta x^3} + q_4(x) \cdot 0,5\Delta x,$$

$$Q_{right}^{(4)} = Q_{left}^{(4)} - P_{15}, \quad (32)$$

$$Q_{right}^{(5)} = -EJ \frac{-v_{14} + 2v_{15} - 2v_{17} + v_{18}}{2\Delta x^3} - q_5(x) \cdot 0,5\Delta x,$$

$$Q_{left}^{(5)} = Q_{right}^{(5)} + P_{16},$$

$$Q^{(6)} = -EJ \frac{-v_{15} + 2v_{16} - v_{17}}{2\Delta x^3};$$

– изгибающих моментов

$$M^{(2)} = -EJ \frac{v_{12} - 2v_{13} + v_{14}}{\Delta x^2}, \quad M^{(3)} = -EJ \frac{v_{13} - 2v_{14} + v_{15}}{\Delta x^2},$$

$$M^{(4)} = -EJ \frac{v_{14} - 2v_{15} + v_{16}}{\Delta x^2},$$

$$M^{(5)} = -EJ \frac{v_{15} - 2v_{16} + v_{17}}{\Delta x^2},$$

$$M^{(6)} = -EJ \frac{v_{16} - 2v_{17} + v_{18}}{\Delta x^2}. \quad (33)$$

По результатам расчетов (32), (33) и с учетом (30) строим эпюры поперечных сил и изгибающих моментов в сечениях плиты.

## 7. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА И ИХ СРАВНЕНИЕ

Вначале решается задача в линейной постановке. По вычисленным значениям перемещений  $i$ -й узловой точки  $u_i(x), v_i(y)$ , используя геометрические уравнения (4) и конечно-разностные соотношения (11), определяется интенсивность деформаций (3) и интенсивность напряжений в центрах ячеек (2).

Имея значения напряжений и перемещений, полученных в результате решения задачи в первом приближении, определяется касательный модуль деформации (5) для каждой ячейки 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.

**Критерием сходимости** служит условие, чтобы максимальная поправка  $\delta_f$  по искомой функции  $f(x, y)$  за один обход сетки не превосходила малой величины  $\xi$ , зависящей от шага сетки, полной осадки штампа и наличия ослаблений. Для рассматриваемой задачи критерий сходимости имеет следующий вид:

$$\delta_f = \frac{f_{\max}^{(n)} - f_{\max}^{(n-1)}}{f_{\max}^{(n)}} \cdot 100\% \leq \xi = 3\%, \quad (34)$$



где  $f_{\max}^{(n)} \cdot f_{\max}^{(n-1)}$  – 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 для двух-слойных оснований с учетом биогенных включений в верхнем слое. В численный счет использовались следующие исходные параметры:

1-й слой основания (песок средней плотности) –

$$\sigma_{y1} = 0,2 \text{ МПа}; \nu_1 = 0,3; E_{01} = 25 \text{ МПа};$$

2-й слой основания (суглинок) –

$$\sigma_{y2} = 0,25 \text{ МПа}; \nu_2 = 0,33; E_{02} = 30 \text{ МПа};$$

биогенные включения (торф) –

$$\sigma_{y\text{в}} = 0,05 \text{ МПа}; \nu_2 = 0,35; E_{02} = 6 \text{ МПа};$$

железобетонная плита (бетон марки В15) –

$$P = 90\,000 \text{ Н}; l = 1,2 \text{ м}; h = 0,5 \text{ м}; E_{\sigma} = 2,35 \cdot 10^{10} \text{ Па} .$$

#### Сходимость итерационного алгоритма.

На рис. 7–9 приведены результаты расчета осадок основания и плиты, распределение реактивных давлений в контактной зоне плиты и вертикальных напряжений в верхнем слое основания под плитой для *первых трех приближений*.

Из графиков следует, что при расчете напряжений итерационный процесс сходится быстро: а) результаты 1-й и 2-й итерации расчета вертикальных напряжений практически совпали,  $\delta_{\sigma} = 1,79\%$ , б) реактивные напряжения имеют самую малую поправку в критерии сходимости  $\delta_p = 1,40\%$ , практически полное совпадение результатов «линейного расчета» и последующих итераций. Это отличительно от сходимости осадок: процесс сходится, но медленно  $\delta_v = 9,19\%$ , для предыдущего шага  $\delta_v^{(n-1)} = 18,81\%$ . Критерии сходимости  $\delta_f$  вычислены по формуле (34) и результаты расчета сведены в табл. 1.

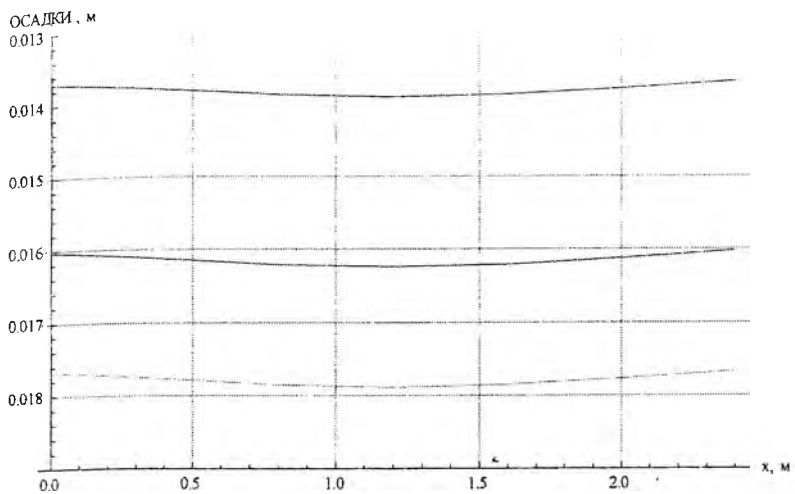


Рис. 7. Осадки основания и плиты в контактной зоне:

— «линейный расчет», - - первая итерация, - · - вторая итерация

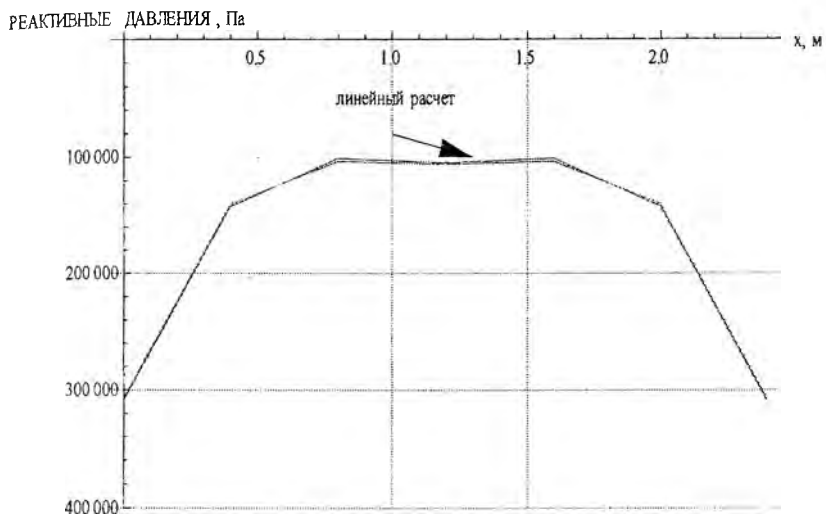


Рис. 8. Эпюра реактивных давлений в контактной зоне:

— «линейный расчет», - - первая итерация, - · - вторая итерация

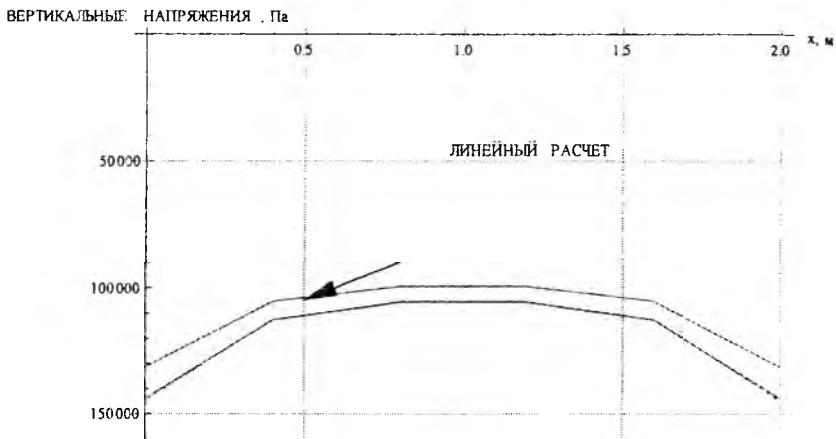


Рис. 9. Эпюра напряжений  $\sigma_y^k$  в верхнем слое основания ( $h = \Delta y / 2$ ) под подошвой плиты:  
 --- «линейный расчет», --- первая итерация, — вторая итерация

Таблица 1

Результаты расчета слоистого основания с биогенными включениями

№ итерации	$v_{\max}$ , М	$\sigma_{y\max}$ , Па	$\varepsilon_{\max}$	$p_{y\max}$ , Па	Вертикальный срез $j = 15-155$	
					$E_{1\max}$ , МПа	$E_{2\max}$ , МПа
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 $\delta_f$	$\delta_v=9,19\%$	$\delta_\sigma=1,79\%$	$\delta_\varepsilon=5,13\%$	$\delta_p=1,40\%$	$\delta_E=1,70$	$\delta_E=0,12\%$

В табл. 1 приведены результаты расчета слоистого основания с биогенными включениями: максимальные значения 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 после-

дующих итерациях нелинейного расчета. Для их сравнения с результатами аналогичного расчета основания без включений, в табл. 2 приведем эти результаты, опубликованные в статье С.В. Босакова, О.В. Козуновой [19].

Таблица 2

Результаты расчета слоистого основания без биогенных включений

№ итерации	$v_{\max}$ , М	$\sigma_{v\max}$ , Па	$\epsilon_{\max}$	$p_{j\max}$ , Па	Вертикальный срез $j = 15-155$	
					$E_{1\max}$ , МПа	$E_{2\max}$ , МПа
0	0,0108713	149 742	0,00291840	309 327	23,9213	29,6925
1	0,0115134	144 865	0,00316363	307 184	23,7970	29,6909
2	0,0116203	144 029	0,00320794	306 618	23,7793	29,6913
Критерий $\delta_j$	$\delta_v=0,93\%$	$\delta_\sigma=0,58\%$	$\delta_\epsilon=1,38\%$	$\delta_p=0,18\%$	$\delta_{E_1}=0,08$	$\delta_{E_2}=0,001\%$

Из результатов расчета слоистых оснований без включений и с включениями следует, что: 1) итерационный алгоритм для оснований без включений достаточно быстро сходится, на итерациях № 1, 2 результаты имеют точность  $\delta_j < 1\%$ , что полностью соответствует критерию сходимости [19];

2) для окончательного результата расчета оснований с включениями необходимо выполнить еще одно (два) приближения, так как осадки и деформации имеют критерий сходимости  $\delta_j > 3\%$ , и нуждаются в уточнении.

В глубину расчетной области касательный модуль деформации (рис. 10) значительно уменьшает свои значения в верхнем упругом слое основания (почти в 20 раз), и незначительно, но увеличивает в нижнем слое (на 1,3 %). На границе слоев наблюдаются скачки на уменьшение и увеличение модуля. Это объясняется начальными упругими постоянными основных слоев и включений, на порядок отличительными друг от друга.

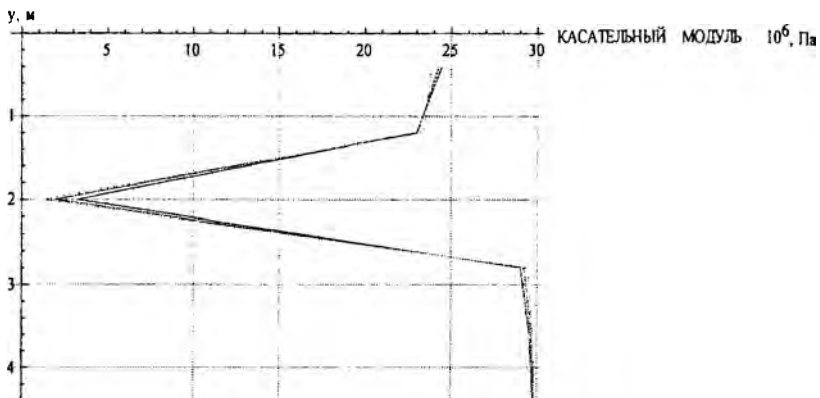


Рис. 10. Касательный модуль деформации (вертикальный срез 15–155):  
 ——— «линейный расчет», - - - первая итерация, - - - вторая итерация

Итерационный процесс в верхнем слое основания сходится медленнее ( $\delta_E = 1,70\%$ ), чем в нижнем ( $\delta_E = 0,12\%$ ), но результаты приемлемы по точности для дальнейшего расчета.

Напряженное состояние основания с биогенными включениями.

На рис. 11 в сравнении показано распределение вертикальных напряжений (вторая итерация) в верхнем слое основания *под плитой* по ее ширине на разной глубине основания. С ростом глубины основания максимальные напряжения  $\sigma_y^k$  уменьшаются, и опасные сечения в горизонтальном срезе под плитой перераспределяются.

Распределение вертикальных напряжений (рис. 12) *по глубине расчетной области* подтверждает то, что с ростом глубины основания значения напряжений уменьшаются. Но скорость изменения напряжений для различных вертикальных срезов различна: самым «спокойным» замечен внутренний срез (15–155) – в 2,4 раза уменьшаются напряжения, самым «динамичным» – срез под краем плиты (17–157) (в 5,5 раз). Несмотря на числовые различия, эпюры напряжений в этих срезах имеют похожую геометрию, что не характерно для эпюры напряжений в срезе за плитой (18–158).

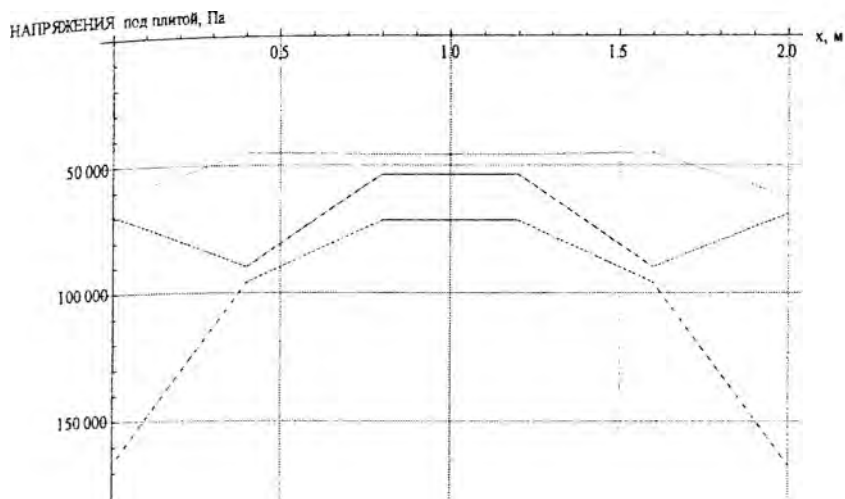


Рис. 11. Эпюра напряжений  $\sigma_y^k$  под плитой (горизонтальный срез) на глубине:  
 ---  $h = \Delta y / 2$ ; —  $h = 3\Delta y / 2$ ; -·-  $h = 5\Delta y / 2$

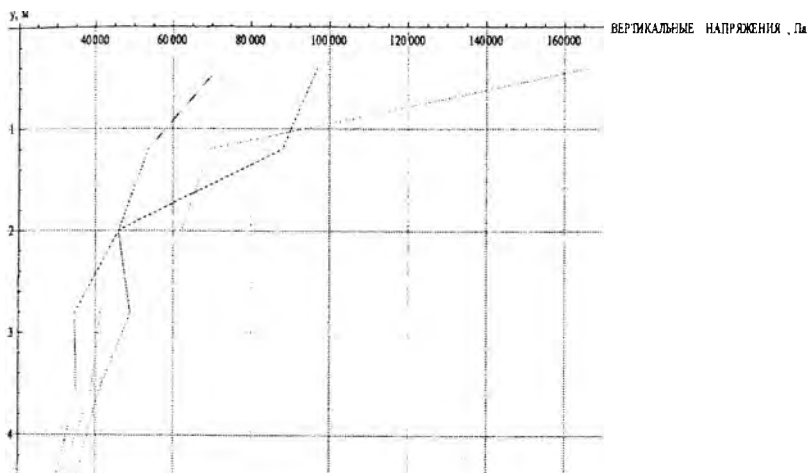


Рис. 12. Эпюра напряжений  $\sigma_y^k$  по глубине расчетной области  
 (вторая итерация), вертикальные срезы:  
 --- (15-155); — (17-157); -·- (18-158)

На рис. 13 и 14 в сравнении показано распределение вертикальных напряжений в упругих слоях основания *по ширине расчетной области* (вторая итерация). С ростом глубины основания происходит трансформация эпюры вертикальных напряжений от выпуклой вверх (седлообразной) до выпуклой вниз (параболической), что подтверждается экспериментами [2, 18].

Графики на рис. 13, 14 демонстрируют наличие *распределительной способности грунта* (деформации и напряжения возникают не только под нагруженными участками, но и в соседствующих с ними участках). Эта способность полностью соответствует гипотезе упругого полупространства, подтверждается экспериментами и всем строительным опытом.

**Сравнение результатов.** Для сравнения результатов нелинейных расчетов оснований без включений и с включениями вводится показатель  $\Delta_f$ , который рассчитывается по формуле

$$\Delta_f = \frac{f_{\max}^{(s,v)} - f_{\min}^{(s,v)}}{f_{\min}^{(s,v)}} \cdot 100\%, \quad (35)$$

где  $\Delta_f$  – относительная разница в значениях величины  $f$ , вычисленной в каждом из расчетов;

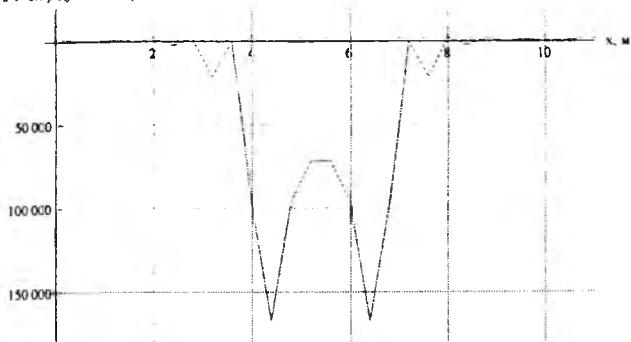
$f_{\max}^{(s,v)}, f_{\min}^{(s,v)}$  – максимальное и минимальное значения величины  $f$  соответственно;

$f_s$  – значение получено для слоистого основания без биогенных включений;

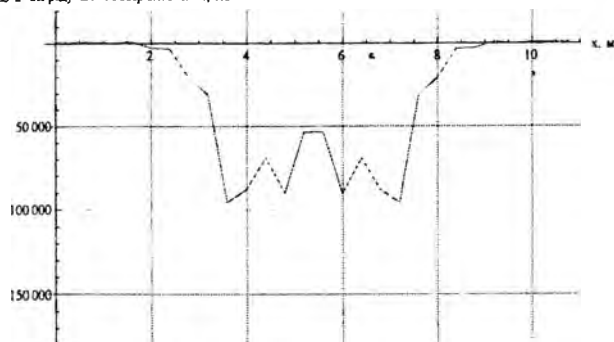
$f_v$  – значение получено для слоистого основания с биогенными включениями.

Результаты расчета формулы (35) для изменяемых величин  $f$  системы «плита–основание» сведены в табл. 3.

а) НАПРЯЖЕНИЯ в 1-ом ряду (28) верхнего слоя, Па



б) НАПРЯЖЕНИЯ во 2-ом ряду (56) верхнего слоя, Па



в) НАПРЯЖЕНИЯ в 3-ом ряду (84) верхнего слоя, Па

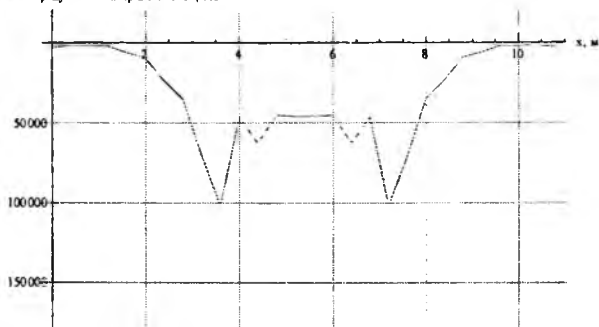
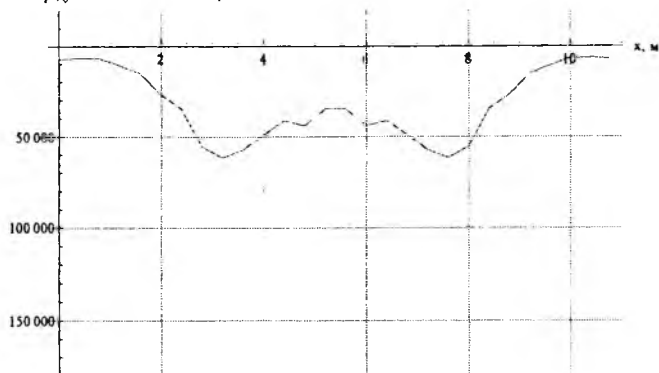


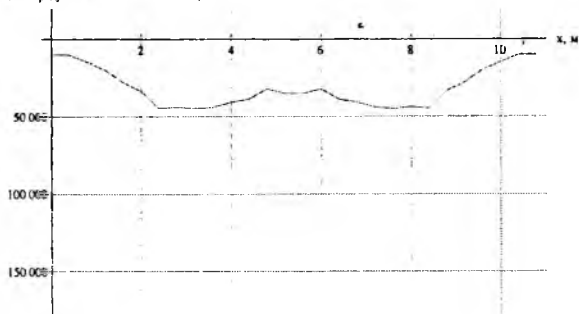
Рис. 13. Эпюры напряжений  $\sigma_y^k$  в верхнем слое основания по ширине расчетной области (горизонтальные срезы) на глубине:  
 а -  $h = \Delta y / 2$ ; б -  $h = 3\Delta y / 2$ ; в -  $h = 5\Delta y / 2$



а НАПРЯЖЕНИЯ в 1 ом ряду 165 112 нижнего слоя, Па



б НАПРЯЖЕНИЯ во 2 ом ряду 113 140 нижнего слоя, Па



в НАПРЯЖЕНИЯ в 3 ом ряду 141 168 нижнего слоя, Па

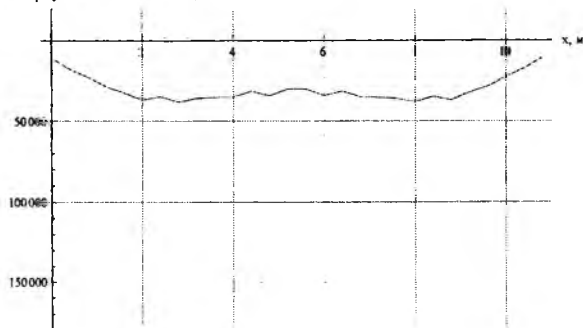


Рис. 14. Эпюры напряжений  $\sigma_y^k$  в нижнем слое основания по ширине расчетной области (горизонтальные срезы) на глубине:  
а -  $h = 7\Delta y / 2$ ; б -  $h = 9\Delta y / 2$ ; в -  $h = 11\Delta y / 2$

Сравнение результатов нелинейных расчетов  
(вторая итерация)

Вид упругого основания	$V_{\max}$ , м	$\sigma_{\text{уmax}}$ , Па	$\varepsilon_{\text{imax}}$	$P_{\text{уmax}}$ , Па	Вертикальный срез $j = 15-155$		$Q_y$ , Н	$M_{\text{ср}}$ , Нм
					$E_{1\text{max}}$ , МПа	$E_{2\text{max}}$ , МПа		
Слоистое основание без биогенных включений ( $f_s$ )	0,0116203	144 029	0,00320794	306 618	23,7793	29,6913	137 977,6	98 911,4
Слоистое основание с биогенными включениями ( $f_v$ )	0,0178909	166 701	0,00378271	340 697	23,8752	29,8635	146 546	108 492
Показатель $\Delta_f$	увеличения $\Delta_v = 53,96\%$	увеличения $\Delta_\sigma =$	увеличения $\Delta_\varepsilon =$	увеличения $\Delta_P =$	увеличения $\Delta_E = 9,59$	увеличения $\Delta_E = 17,2$	увеличения	
		15,74%	17,92%	11,12%			6,21%	9,69%

На рис. 15 наблюдается резкое изменение напряжений на границе слоев, причем в основаниях без включений оно больше (1,5

раза), чем в основаниях с включениями (1,25 раза). Это объясняется тем, что характеристики прочности биогенных включений, как слабых полостей, на порядок ниже аналогичных характеристик основного грунта. В связи с этим напряжения перераспределяются и уменьшаются в слоях, причем большее относительное изменение напряжений в верхнем слое (1,6 раза).

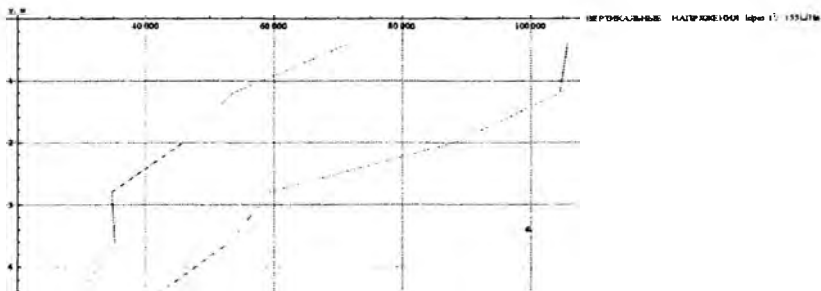


Рис. 15. Эпюра напряжений  $\sigma_y^k$  по глубине расчетной области (вторая итерация), вертикальный срез (15–155):  
 --- без учета включений; — с учетом включений

Сравнивая максимальные напряжения вертикального среза 15–155 без учета и с учетом включений получаем, что они уменьшились в 1,47 раза ( $\Delta_\sigma = 47,51\%$ ), хотя по максимальному напряжению горизонтального среза получаем увеличение на  $\Delta_\sigma = 15,74\%$ . Это несоответствие объясняется так называемым «краевым эффектом».

На рис. 16 построена обратная нелинейная зависимость между осадками плиты и реактивными давлениями основания, которая объясняется наличием больших краевых давлений, и указывает на недостатки модели упругого полупространства. Характер зависимостей для разных оснований одинаков, однако они строятся на отличительных почти в два раза осадках (1,6 раза из табл. 3).

Отметим, что несложно по найденным значениям вертикальных перемещений узловых точек найти внутренние усилия в сечениях плиты.

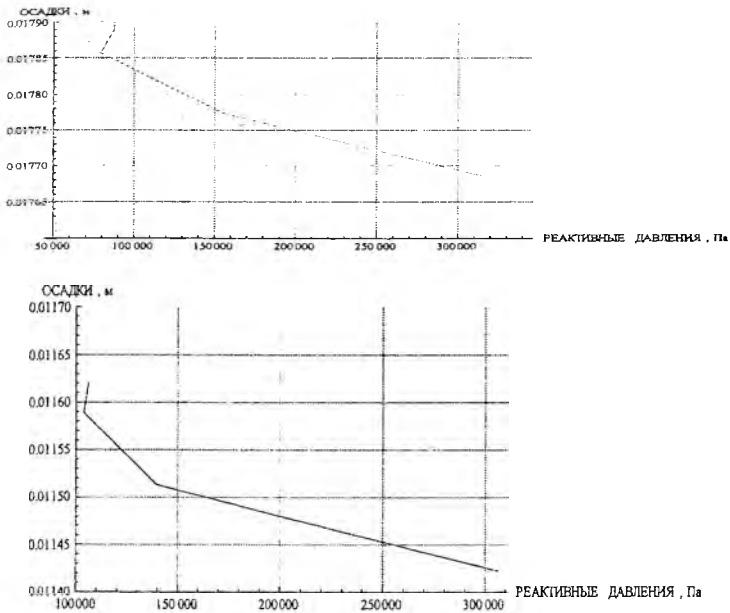


Рис. 16. Зависимость между осадками и реактивными давлениями в контактной зоне основания (*вторая итерация*):  
 — без влияния включений; — с влиянием включений

На рис. 17 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 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].

В сравнении эпюр наблюдается увеличение максимальных ординат: поперечных сил на 6,21 %; изгибающих моментов на 9,69 %, что в 8 и 5 раз соответственно меньше увеличения осадок ( $\Delta_v = 53,96\%$ ). Следовательно, биогенные включения, являясь слабыми полостями, заметно увеличивают деформационные свойства упругого основания без заметного изменения прочностных свойств. Такое возможно только в зоне упругопластических деформаций, и это учитывалось при

моделировании основания, выборе нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями и соответствующего метода расчета.

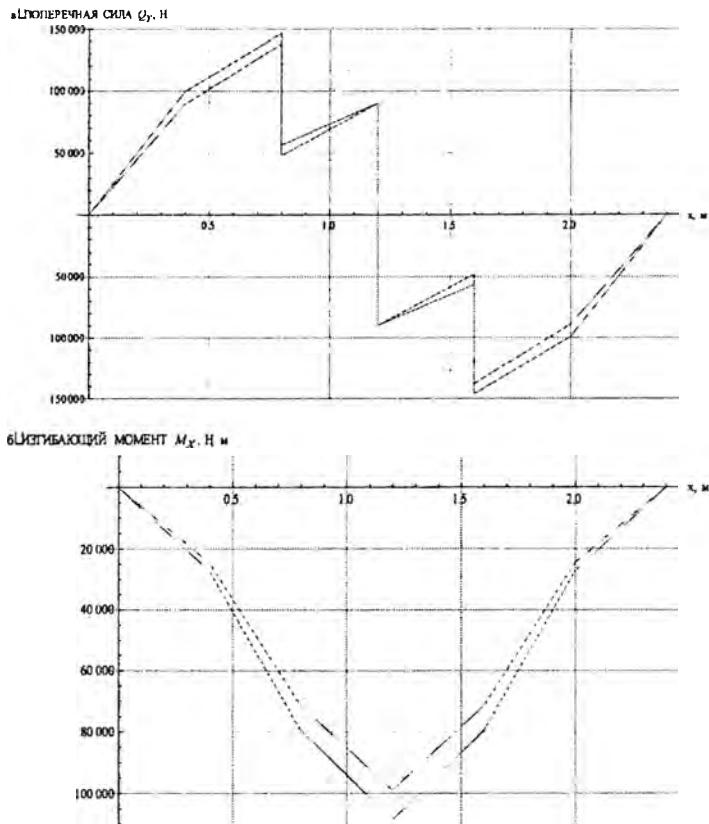


Рис.17. Эпюры внутренних усилий в сечениях плиты:  
 ---- без влияния включений; — с влиянием включений.

## 8. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В статье предложен новый эффективный итерационный подход для расчета балок и плит на нелинейно упругом неоднородном основании. Он основывается на свойстве минимума функционала полной энергии системы «плита–основание». Этот подход позволя-

ет полностью найти НДС основания, исследовать контактную зону, вычислить внутренние усилия и осадки плиты.

В связи с применением математического программного пакета при решении контактной задачи было установлено, что конечно-разностные

аппроксимации предпочтительнее сочетать именно с вариационной постановкой задачи. Это позволяет удобно алгоритмизировать все этапы расчета, избежать вывода дифференциальных уравнений в сложных случаях, упрощает формулировку граничных условий.

Преимущество вариационно-разностного подхода состоит в том, что граничные условия получаются автоматически при решении уравнений на границах области того же вида, что и внутри области. Различие разностных уравнений внутри области и на ее границе является одной из главных причин неустойчивости МКР. Кроме того, в получающемся решении компоненты перемещения изменяются от узла к узлу монотонно, без «гармошки», характерной для МКР.

Вычисления показали, что:

а) применение вариационного подхода в решении контактной задачи вместе с физическими итерациями по А. А. Ильюшину приводит к быстрой сходимости расчета (максимум – три итерации), особенно в напряжениях;

б) на скорость сходимости итерационного процесса влияет правильный выбор модели основания и вида функциональной зависимости между интенсивностями напряжений и деформаций;

в) с увеличением глубины упругого слоя основания происходит видоизменение эпюры напряжений и перераспределение опасных сечений в горизонтальных срезах, благодаря влиянию биогенных включений и собственного веса грунта, оказываемого на нижние слои упругого основания;

г) наличие распределительной способности грунта очевидна и неоспорима, поэтому в инженерных расчетах необходим учет этой способности, особенно в условиях плотной застройки города;

д) характер и вид эпюр внутренних усилий в сечениях линейно упругой плиты полностью соответствует гипотезам и допущениям теории упругости. Наряду с этим в силу нелинейности упругого основания нарушается прямая пропорциональность между напряжениями и деформациями, и возникает не прямая, а обратная нелинейная зависимость. Это объясняется тем, что на краю плиты наблюда-

ется так называемый «краевой эффект»: при меньших осадках – не-реально большие напряжения;

е) сравнение результатов нелинейных расчетов слоистых оснований без биогенных включений и с биогенными включениями (см. табл. 3) показывает, что все параметры НДС системы «плита-основание» (перемещения, напряжения, внутренние усилия) увеличились в силу ослабления физико-механических свойств грунтов.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Симвулиди, И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании / И.А. Симвулиди. – М.: Высшая школа, 1973. – 480 с.

2. Горбунов-Посадов, Н.И. Расчет конструкций на упругом основании / Н.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.

3. Жемочкин, Б.Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.Н. Жемочкин, А.П. Сеницын. – М.: Стройиздат, 1962. – 262 с.

4. Босаков, С.В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 127 с.

5. Развитие теории контактных задач в СССР / под ред. Л.А. Галина. – М.: Наука, 1976. – 492 с.

6. Сеницын, А.П. Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости / А.П. Сеницын. – М.: Стройиздат, 1974. – 174 с.

7. Винокуров, Е.Ф. Итерационный метод расчета оснований и фундаментов / Е.Ф. Винокуров // Стр-во и арх. Белоруссии. – 1970. – № 1. – С. 31–34.

8. Винокуров, Е.Ф. Итерационный метод расчета балок и плит, лежащих на линейно и нелинейно деформируемом анизотропном основании / Е.Ф. Винокуров // Стр-во и арх. Белоруссии. – 1970. – № 3. – С. 26–28.

9. Тарасевич, А.Н. Изгиб самонапряженных плит на упругом основании: дис. ... канд. техн. наук / А.Н. Тарасевич. – Брест: БГТУ, 2001. – 125 с.

10. Федоровский, В.Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В.Г. Федо-

ровский, С.Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 4. – С. 10–18.

11. Клейн, Г.К. Учет возрастания модуля деформации с увеличением глубины при расчете балок на сплошном основании / Г.К. Клейн, А.Е. Дураев // Гидротехническое строительство. – 1971. – № 7. – С. 19–21.

12. СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений». – Минск: Мин-во арх. и стр-ва РБ, 1999. – 36 с.

13. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности / А.В. Александров, В. Д. Потапов. – М.: Высшая школа, 1990. – 398 с.

14. Selvadurai A.P.S The interaction between a uniformly loaded circular plate and a isotropic elastic halfspace: a variational approach. J. Struct. Mech. – 1979. – V.7(3). – P. 231–246.

15. 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.

16. Босаков, С.В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости / С.В. Босаков. – Брест: БрГУ, 2006. – 107 с.

17. Босаков, С.В. Расчет балки на упругой физически нелинейной полуплоскости / С.В. Босаков, О.В. Машкова (Козунова) // Перспективы развития новых технологий в стр-ве и подготовке инж. кадров Респ. Беларусь. – Гомель: БелГУТ, 2005. – С. 40–43.

18. Федоровский, В.Г. Жесткий штамп на нелинейно-деформируемом связном основании (плоская задача) / В.Г. Федоровский, С.Е. Кагановская // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 1. – С. 41–44.

19. Босаков, С.В. Вариационно-разностный подход в решении контактной задачи для нелинейно упругого неоднородного основания. Плоская деформация / С.В. Босаков, О.В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2008. – № 4. – С. 20–35.



*Куручка Константин Сергеевич, канд. техн. наук, доц.  
УО «Гомельский государственный технический университет  
имени П.О. Сухого», г. Гомель, Беларусь*

***Методика компьютерного моделирования  
упругопластических деформаций многопустотных плит***

***The method for modeling elastoplastic deformations  
of the multihollow plates***

В статье предложена оригинальная методика и метод определения упругопластических деформаций многопустотных плит. Проведена верификация предлагаемого метода и осуществлено исследование напряжённо-деформированного состояния фрагмента перекрытия, состоящего из двух многопустотных плит, в зоне упругопластических деформаций.

The paper is dedicated to the original method and algorithm for modeling elastoplastic deformations of the multihollow plates. Verification of the proposed methods, algorithm and software solution is executed. The stress-strain state of the overlap fragment, consisting of two multihollow plates, is carried out.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Одним из наиболее применяемых элементов современных зданий являются многопустотные плиты перекрытий. Их расчет существующими методами при нагрузках близких к предельным с учётом особенностей структуры представляет определённые трудности [1]. В настоящей работе предлагаются методика и метод исследования напряжённо-деформированного состояния многопустотных плит методом компьютерного моделирования на основе метода конечных элементов.

## 2. ОБЩАЯ ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Рассматриваются предварительно-напряжённые многопустотные железобетонные плиты перекрытия толщиной 220 мм, длиной 6280 мм, опирающиеся на внутренние стеновые панели и находящиеся под действием значительных вертикальных нагрузок, приводящих к образованию зон упругопластических деформаций. По торцам плиты жёстко закреплены. Открытые пустоты на концах плит перекрытия замоноличены бетоном на глубину 100 мм [2].

## 3. ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Решение линейных задач теории упругости методом конечных элементов сводится к решению системы линейных алгебраических уравнений вида [1]:

$$\{R\} = [K]\{g\}, \quad (1)$$

где  $\{R\}$  – вектор узловых сил;  
 $[K]$  – матрица жёсткости;  
 $\{g\}$  – вектор узловых перемещений.

Пусть, например, при условии

$$\varphi_1(\{\sigma\}) < 0 \text{ или } \varphi_2(\{\varepsilon\}) < 0, \quad (2)$$

где  $\{\sigma\}$  – вектор напряжений;  
 $\{\varepsilon\}$  – вектор деформаций;

$\varphi_1$ ,  $\varphi_2$  – произвольные функции, деформирование области до определенного предела определяется линейно-упругим законом

$$\{\sigma\} = [E_0]\{\varepsilon\}, \quad (3)$$

где  $[E_0]$  – линейный модуль упругости, а при невыполнении условия (2) деформирование определяется нелинейным законом

$$F(\{\sigma\}, \{\varepsilon\}) = 0. \quad (4)$$

**Метод переменной жёсткости** [1, 3] используется тогда, когда уравнение состояния (4) известно в явном виде. Тогда напряжения можно представить в виде

$$\{\sigma\} = [D(\{\varepsilon\})](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) + \{\sigma_0\}, \quad (5)$$

где  $[D]$  – модуль объемной деформации;

$\{\varepsilon_0\}$  и  $\{\sigma_0\}$  – начальные деформации и начальные напряжения.

Используя (5) для построения уравнения (1), получим

$$[K(\{g\})]\{g\} = \{R\}. \quad (6)$$

Система (6) решается итерационно до тех пор, пока разность между решениями, вычисленными на последующих итерациях не будет превышать некоторого заданного числа – допустимой точности решения:

$$\|\{g\}_{i+1} - \{g\}_i\| \leq \xi. \quad (7)$$

**Метод упругих решений** [1, 3, 4] применим, если определяющее уравнение (4) разрешимо относительно напряжений. Суть его заключается в рассмотрении последовательности линейных задач теории упругости, решение которых с увеличением порядкового номера сходится к решению задачи теории пластичности. Система (1) преобразуется к виду

$$\{R\} + \Delta\{R(g_i)\} = [K]\{g_{i+1}\}. \quad (8)$$

**Метод энергетической линеаризации** [1, 3, 5] является двух-проходным. Краевой задаче нелинейной теории упругости для тела объёма  $V$  с границей  $\Gamma$  ставится в соответствие краевая задача линейной теории упругости в указанной области. Находится новый

гипотетический модуль упругости и формируется новая матрица жёсткости  $[K^*]$  и заново решается система (1).

Методы переменной жёсткости и упругих решений обладают хорошей сходимостью и позволяют найти упруго-пластические деформации за конечное количество итераций. Но из-за большого размера системы (1) время нахождения решения даже на современных компьютерах оказывается значительным [5]. Поэтому применение данным методов оказывается нецелесообразным, т.к. затрудняет процесс исследования.

Метод энергетической линеаризации позволяет найти решение за два прохода. Однако требует формирования новой матрицы жёсткости  $[K]$  и повторного решения уже новой системы (1), что так же приводит к значительным временным затратам.

Предлагаемый метод позволяет найти решение за 2 итерации и при этом матрица жёсткости  $[K]$  в (1) на каждой итерации остаётся постоянной, что позволяет однократно выполнить процесс её предобуславливания и значительно ускорить время повторного решения системы (1).

#### 4. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРЕДЛАГАЕМОЙ МЕТОДИКИ

Рассматриваются тонкие железобетонные плиты. При проведении исследований принята теория изгиба тонких пластинок, основанная на гипотезах Кирхгофа [4]:

1. В срединной плоскости плита не испытывает никаких деформаций. При изгибе эта плоскость остаётся нейтральной.

2. Точки плиты, лежащие до загрузки на нормали к срединной плоскости, остаются в процессе изгиба на нормали к её срединной поверхности.

3. Нормальными напряжениями в направлении, поперечном к срединной плоскости плиты можно пренебрегать.

В процессе нагружения многопустотная плита деформируется линейно-упруго до тех пор, пока величина напряжений не окажется равной некоторой критической величине. В случае если напряжения продолжат расти, материал будет проявлять упругопластические свойства. В качестве критерия пластичности примем соотношение [4]

$$\varepsilon_{ii} = \varepsilon_T, \quad (9)$$

где  $\varepsilon_{ii}$  – интенсивность деформаций;

$\varepsilon_T$  – предельное значение интенсивности деформаций, при котором наступает явление пластичности.

Рассматривая процесс активного нагружения, учитываются следующие гипотезы теории малых упругопластических деформаций [4]:

1. Объемная деформация упруга, т.е. за счет пластической деформации изменение объема тела не происходит:

$$\sigma_{cp} = K\theta = 3K\varepsilon_{cp}, \quad (10)$$

где  $\sigma_{cp}$  – среднее нормальное напряжение;

$\theta$  – объемная деформация;

$\varepsilon_{cp}$  – средняя нормальная деформация;

$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$  – объемный модуль упругости;

$E$  – модуль упругости;

$\nu$  – коэффициент Пуассона;

причем  $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$ ,  $\varepsilon_{cp} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z}{3}$ ,  $\theta = 3\varepsilon_{cp}$ ,

а  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  – нормальные напряжения.

2. Девиаторы напряжений и деформаций совпадают с точностью до постоянного множителя:

$$s_{ij} = \frac{2}{3} \frac{\sigma_{ii}}{\varepsilon_{ii}} e_{ij}, \quad (11)$$

где  $\sigma_{ii}$  – интенсивность напряжений;

$s_{ij}$  – компоненты девиатора напряжений;

$e_{ij}$  – компоненты девиатора деформаций.

### 3. Соотношение

$$\sigma_{ij} = \Phi(\varepsilon_{ij}), \quad (12)$$

где  $\Phi(\varepsilon_{ij})$  – универсальная функция, не зависит от конкретного вида напряженного состояния.

### 5. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

Предположим, что существует такая линейно-упругая монолитная плита одинаковой формы и размеров с исходной многопустотной плитой, деформации которой и при тех же граничных условиях совпадут с деформациями многопустотной плиты. В силу принятых гипотез, будем иметь равенство работ гипотетической упругой плиты и упругопластической. Тогда, согласно принципа минимума потенциальной энергии [1, 4]:

$$\delta_\varepsilon \Pi = \delta_\varepsilon (W - A) = 0.$$

где символ « $\delta_\varepsilon$ » показывает, что варьируются только деформации и перемещения;

$\Pi$  – потенциальная энергия плиты;

$W = \int_V U dV$  – работа деформаций;

$A$  – работа внешних сил;

$U$  – удельная потенциальная энергия деформации плиты, будем иметь:

$$\delta_\varepsilon (W^l - W^n) = \delta_\varepsilon \left( \int_V (U^l - U^n) dV \right) = 0, \quad (13)$$

где верхний индекс «л» обозначает отношение к линейно упругой монолитной плите, а верхний индекс «н» – к упругопластической плите;

$W^l$  – работа деформаций в гипотетической линейно упругой плите;

$W^H$  – работа деформаций в гипотетической упругопластической плите;

$U^l = \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij}^l d\varepsilon_{ij}$  – удельная потенциальная энергия деформации линейно упругой плиты;

$U^H = \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij}^H d\varepsilon_{ij}$  – удельная потенциальная энергия деформации упругопластической плиты.

Для линейно-упругой плиты из (13) можно получить

$$U^l = \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij}^l d\varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_n^l \varepsilon_n}{2} + K \frac{\varepsilon^2}{2}. \quad (14)$$

Согласно принимаемых гипотез (10)–(12) для упругопластической плиты будем иметь

$$U^H = \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij}^H d\varepsilon_{ij} = \int_0^{\varepsilon_n} \Phi(\varepsilon_n) d\varepsilon_n + K \frac{\varepsilon^2}{2}. \quad (15)$$

Подставим (14) и (15) в (13):

$$\begin{aligned} \delta_\varepsilon \left( \int_V \left( \frac{\sigma_n^l \varepsilon_n}{2} - \int_0^{\varepsilon_n} \Phi(\varepsilon_n) d\varepsilon_n \right) dV \right) = \\ = \int_V \delta_\varepsilon \varepsilon_n \left( \frac{\sigma_n^l}{2} - \frac{1}{\varepsilon_n} \int_0^{\varepsilon_n} \Phi(\varepsilon_n) d\varepsilon_n \right) dV = 0. \end{aligned} \quad (16)$$

Из (16) следует, что

$$\frac{\sigma_{ii}^n}{2} = \frac{1}{\varepsilon_{ii}} \int_0^{\varepsilon_{ii}} \Phi(\varepsilon_{ii}) d\varepsilon_{ii}.$$

Из последнего соотношения, интегрируя при заданной универсальной функции  $\Phi(\varepsilon_{ii})$ , можно выразить

$$\sigma_{ii}^n = \psi(\sigma_{ii}^n). \quad (17)$$

Предположим, что существует такая линейно упругая плита с модулем упругости  $E$  и коэффициентом Пуассона  $\nu$  одинаковой формы с исходной многопустотной упругопластической плитой и с теми же граничными условиями, деформации которой при некоторых внешних воздействиях  $R^*$  совпадут с деформациями упругопластической плиты при заданных нагрузках  $R$ . Определим нагрузки  $R^*$ . Так как напряжения не зависят от модуля упругости и коэффициента Пуассона, то (17) будет справедливым для любой упругой плиты одинаковой формы с исходной упругопластической плитой и с теми же граничными условиями.

Найдём напряжения  $\sigma_{ii}^*$  гипотетической плиты при нагрузках  $R^*$ . Очевидно, если  $\sigma_{ii}^n$  – напряжения в упругопластической плите, а  $\varepsilon_{ii}$  – соответствующие деформации, то имеют место соотношения:

$$\frac{\sigma_{ii}^*}{\sigma_{ii}^n} = \frac{\varepsilon_{ii}}{\varepsilon_{ii}^n},$$

где  $\varepsilon_{ii}^n$  – деформации в гипотетической плите, соответствующие напряжениям  $\sigma_{ii}^n$ .

Воспользовавшись гипотезами Кирхгофа, для упругопластической плиты принцип возможных перемещений [1, 4] перепишем в виде



$$\delta_{\varepsilon} \{g\}^T \{R^*\} = \int_0^b \int_0^a \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \delta_{\varepsilon} \{\varepsilon\}^T \{\sigma^*\} dz dx dy, \quad (18)$$

где  $a$ ,  $b$  – размеры плиты вдоль осей  $X$  и  $Y$  соответственно;

$h$  – толщина плиты.

Считая, что искомые перемещения и деформации известны, выразим их из соотношений для упругой плиты и подставим в соотношения для упругопластической. Т.к. для упругих тел интенсивность деформаций изменяется пропорционально интенсивности напряжений, то несложно будет выразить:

$$\{R^*\} = F(\sigma_n^n, \varepsilon_n^n, \psi(\sigma_n^n), \{R\}, E, \nu). \quad (19)$$

Согласно изложенному выше, процесс нахождения упругопластических деформаций многопустотной плиты будет состоять из двух кратного решения упругой задачи (1). В первом случае с исходным вектором  $\{R\}$ , а во втором случае с новым вектором  $\{R^*\}$ , определяемым по формуле (19).

## 6. ИССЛЕДОВАНИЕ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

### Модельная задача № 1.

Рассматривается фрагмент перекрытия, состоящий из двух многопустотных плит ПК 63.15.8АТ800А-8 с отверстием в середине пролёта. Расчётный пролёт плиты  $L_0 = 6,2$  м, ширина плиты  $B = 1,49$  м, рабочая арматура 6Ø14АТ800. Плита имеет 7 отверстий диаметром 159 мм, защитный слой бетона 20 мм, в середине пролёта выполнено сквозное отверстие с размерами 400×1700 мм для сантехнических устройств, модуль упругости бетона 22,4 МПа.

При аппроксимации конечными элементами сквозные горизонтальные отверстия заменялись равновеликими параллелепипедами и исключались из рассмотрения. Цилиндрическая арматура заменялась также равновеликими параллелепипедами. Нелинейный закон

деформирования (4) определялся на основании экспериментальных данных [2] в виде

$$\sigma_{и} = A \varepsilon_{и}^{m-1} \varepsilon_{и},$$

где  $A > 0$ ,  $m > 0$ .

Точность решений  $\xi = 0,001$ . Загружение проводилось от  $0 \text{ Н/м}^2$  до  $5740 \text{ Н/м}^2$ . Граничные условия задавались следующим образом: по боковым плоскостям запрещены перемещения вдоль оси Y, торцы плиты жёстко закреплены.

При моделировании использовались прямоугольные конечные элементы [1]. Фрагмент перекрытия дискретизировался по длине на 200 конечных элементов, по ширине – на 48. Таким образом, для аппроксимации исследуемого фрагмента всего использовалось 9600 конечных элементов. Найденные значения прогибов сравнивались с экспериментальными данными [2] и с данными, полученными из решений другими методами [1, 4]. Результаты расчётов различными методами приведены на рис. 1 и 2.



Рис. 1. Время нахождения решения для фрагмента перекрытия с отверстием в середине пролёта

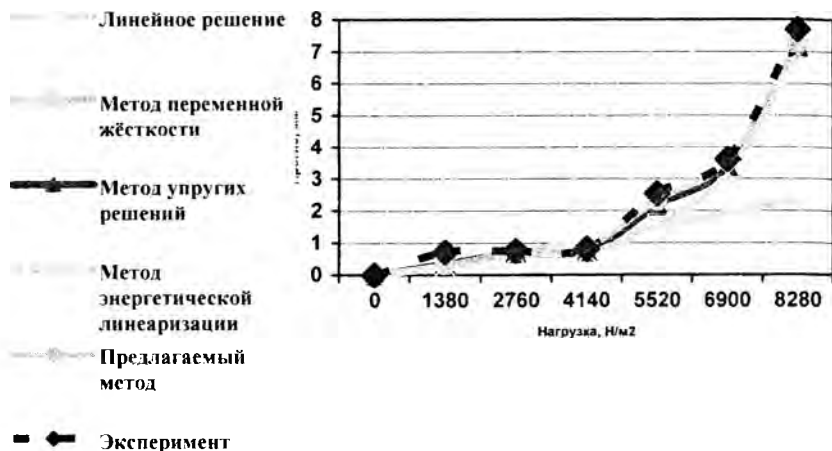


Рис. 2. Максимальный прогиб фрагмента перекрытия с отверстием в середине пролёта

### Модельная задача №2.

Рассматривается фрагмент перекрытия, состоящий из двух многпустотных плит ПК 63.15.6АТ800АТ-2 с замоноличенными стыками с верхней связью плит [4].

Расчётный пролёт плиты ПК 63.15.6АТ800АТ-2  $L_0 = 6,2$  м, ширина плиты  $B = 1,49$  м, рабочая арматура 5Ø12АТ800. Плита имеет 7 отверстий диаметром 159 мм, защитный слой бетона 20 мм, модуль упругости бетона 22,5 МПа. Модуль упругости бетона замоноличивания 29,5 МПа. Все остальные условия такие же, как и в модельной задаче № 1. Результаты расчётов различными методами приведены на рис. 3 и 4.



Рис. 3. Время нахождения решения для фрагмента перекрытия с замоноличенными стыками с верхней связью плит



Рис. 4. Максимальный прогиб фрагмента перекрытия с замоноличенными стыками с верхней связью плит

## 7. ВЫВОДЫ

1. При увеличении нагрузки погрешность линейного решения растёт. В зоне предельных нагрузок линейное решение из-за большой погрешности не может применяться для практического использования при расчёте прогибов многопустотных плит, и может быть использовано как некое приближение расчётов.

2. Упругопластические решения, получаемые различными методами, сопоставимы между собой по точности и пригодны для практического использования (см. рис. 2, 4). Однако, при данной дискретизации, из-за большого количества итераций и, как следствие, времени расчёта следует отдавать предпочтение методам с наименьшим количеством итераций. Это в конечном итоге позволит за меньшее время смоделировать большее количество состояний реальной физической системы. Из итерационных методов наиболее эффективным оказался метод упругих решений.

3. Предлагаемая методика позволяет существенно уменьшить время нахождения упругопластического решения (см. рис. 1, 3) за счёт того, что система (1) решается только 2 раза и при этом матрица жёсткости  $[K]$  остаётся постоянной. Последнее обстоятельство даёт возможность выполнить преобразования матрицы  $[K]$  на этапе нахождения линейного решения, что значительно ускоряет повторное решение системы (1).

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Быховцев, В.Е. Компьютерное моделирование систем нелинейной механики грунтов / В.Е. Быховцев, А.В. Быховцев, В.В. Бондарева. – Гомель: УО «ГГУ им. Ф.Скорины», 2002. – 215 с.

2. Золотухин, Ю.Д. Результаты натурных испытаний многопустотных плит перекрытия экспериментального жилого дома с широким шагом несущих железобетонных поперечных стен в г. Речица / Ю.Д. Золотухин, В.С. Кульбицкий // Пространственные конструктивные системы зданий и сооружений, методы расчёта, конструирования и технология возведения: тр. Междунар. науч.-техн. конф. в 2 т. – Минск, 2001. – Т. 1. – С. 59–70.

3. Курочка, К.С. Оценка эффективности некоторых методов решения краевых задач нелинейной теории упругости / К. С. Курочка // Тезисы докладов международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы развития транспортных систем». – Гомель: УО «Белорусский государственный университет транспорта», 1998. – С. 204-205.

4. Горшков, А.Г. Теория упругости и пластичности / А.Г. Горшков, Э.И. Старовойтов, Д.В. Тарлаковский. – М.: Физматлит, 2002.– 416 с.

5. Быховцев, В.Е. Оптимизация алгоритма численного моделирования устойчивости нелинейных систем деформируемых твёрдых тел / В.Е. Быховцев, К.С. Курочка, В.В. Бондарева // Известия Гомельского государственного университета имени Ф.Скорины. – 2007. – № 5(44). – С. 3-7.

*Цурганова Людмила Антоновна, канд. техн. наук, доц.  
УО «Гомельский госуниверситет имени Франциска Скорины»,  
г. Гомель, Беларусь*

***Компьютерное моделирование деформаций грунтового  
основания большеразмерной фундаментной плиты  
с вертикальными сквозными вырезами***

***Compute modelling of deformation of the earth basis large bed  
plate with vertical through cuts***

В статье методом компьютерного моделирования исследуется влияние сквозных вертикальных вырезов на осадку большеразмерной фундаментной плиты на нелинейно-деформируемом грунтовом основании.

In article influence of vertical through cuts at settling large bed plate on non- linearly-deformable earth basis investigated at method of computer modeling.

## 1. ВВЕДЕНИЕ И ОБЩАЯ ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Одна из задач в плане ресурсосберегающих технологий в строительстве это поиск экономичных конструкций фундаментных плит. Вариантом решения такой задачи является минимизация материалоемкости большеразмерной фундаментной плиты посредством устройства определенных систем сквозных вертикальных вырезов. Это можно реализовать путем проведения физических экспериментов или методом компьютерного моделирования [1, 4]. Однако подготовка и реализация физических экспериментов являются трудоемкими и требует значительных затрат времени и материалов. Более эффективным является компьютерное моделирование деформаций грунтового основания фундаментных плит, которое позволяет быстро исследовать значительное количество вариантов фундаментных плит с системой вертикальных сквозных вырезов и выбрать оптимальный из них.

В настоящей работе рассматривается большеразмерная фундаментная плита на грунтовом основании. Плита может содержать внутри сквозные вертикальные вырезы. Количество вырезов и их местоположение зависит от размеров плиты и физико-механических свойств грунтового основания. На плиту действует вертикальная равномерно распределенная нагрузка. Необходимо исследовать влияние различных систем вертикальных сквозных вырезов на деформацию грунтового основания при его линейном и нелинейном деформировании и определить систему вырезов, которая изменяет осадку плиты в допустимых пределах.

В формализованной постановке рассматриваемая задача является третьей краевой задачей математической физики. Она не имеет строго аналитического решения. Ее решение возможно с помощью компьютерного моделирования, методика которого основана на методах математического и геометрического моделирования, визуального объектно-ориентированного программирования, вариантного проектирования и методах вычислительного эксперимента [2].

## 2. ОСНОВЫ МЕТОДИКИ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ БОЛЬШЕРАЗМЕРНОЙ ПЛИТЫ С ВЫРЕЗАМИ

Компьютерное моделирование основано на принципах системного подхода, т.е. большеразмерная плита с приложенной к ней нагрузкой и грунтовое основание рассматриваются как единая пространственная нелинейная физическая система. Такая система может быть любых размеров и ее элементы могут иметь различные физико-механические характеристики.

Математическая модель физической системы «большеразмерная плита – грунтовое основание» включает в себя геометрическую, структурную, механико-математическую модели, краевые условия и условия равновесия системы.

Геометрическую модель для задач такого класса целесообразно задавать в виде прямоугольного параллелепипеда, размеры которого включают область существования физической системы.

Структурная модель исследуемой системы определяется структурой грунтового основания и элементами большеразмерной фун-



даментной плиты. Элементы системы могут иметь различные физико-механические характеристики.

Краевые условия на боковых и нижних гранях области существования системы «большеразмерная плита – грунтовое основание» задаются на основании экспериментальных исследований или исходя из принципа Сен-Венана и решения Буссинеска задачи о сосредоточенной силе на поверхности полупространства. На верхней грани, на поверхности плиты, задается внешняя нагрузка.

Механико-математическая модель системы «большеразмерная плита – грунтовое основание» определяет нелинейную деформируемость грунтового основания и его неоднородность:

для основания

$$\sigma_i = \begin{cases} E_{,cp} \varepsilon_i^e, & \text{если } \sigma < \sigma_{i,сп}^e, \quad E_{,cp} > 0, \\ A \varepsilon_i^m, & \text{если } \sigma_i \geq \sigma_{i,сп}^e, \quad A > 0, \quad 0 < m < 1, \end{cases}$$

для плиты

$$\sigma_i = E_{,пл} \varepsilon_i^e, \quad E_{,пл} \gg E_{,cp},$$

где  $A, m$  – параметры закона деформирования;

$E_{,пл}$  – модуль упругости фундаментной плиты;

$E_{,cp}$  – модуль упругости грунтового основания;

$\sigma_i, \varepsilon_i$  – интенсивности напряжений и деформаций;

$e$  – упругое деформирование;

$\sigma_{i,сп}^e$  – критическое значение интенсивности напряжений при упругом деформировании.

Условия равновесия системы основываются на принципе минимума полной энергии:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \{U\}} = 0;$$

где

$$П = 0,5 \int_V \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV - \{U\}^T \{P\},$$

$\{P\}, \{\sigma\}, \{U\}, \{\varepsilon\}$  – векторы внешних сил, напряжений, перемещений и деформаций;

$П$  – полная энергия деформируемой системы.

Исследование математической модели системы «большеразмерная плита – грунтовое основание» производится посредством построения пространственной конечно-элементной модели с учетом стационарности характеристик, определяющих свойства элементов основания, плиты и места приложения нагрузки. Разбивка на пространственные элементы производится так, что в пределах одного элемента участок среды рассматривается как однородный. Любой другой элемент, оставаясь однородным, может характеризоваться свойствами, отличными от соседних элементов. Таким образом, система «большеразмерная плита – грунтовое основание» в целом представляет неоднородную среду [2, 3].

Применение метода конечных элементов к исследованию системы «большеразмерная плита – грунтовое основание» приводит к построению и решению системы линейных алгебраических уравнений:

$$[K] \{U\} = \{F\},$$

где  $[K]$  – матрица жесткости системы,

$\{U\}$  – вектор узловых перемещений;

$\{F\}$  – вектор узловых усилий.

Решение этой системы определяет перемещения в узлах конечных элементов. На основании этого решения определяются деформации и напряжения для каждого конечного элемента.

Для определения нелинейных деформаций используется метод энергетической линеаризации [2], который позволяет на основе линейного решения и выбранного закона деформирования получить нелинейное решение. Решение нелинейной задачи методом энергетической линеаризации производится за два этапа. На первом этапе определяется линейное решение задачи, а на втором, на основании предыдущего решения и принятого закона деформирования, вычис-

ляются секущие модули упругости и коэффициент Пуассона для каждого конечного элемента. Для полученных значений модуля упругости и коэффициента Пуассона при поставленных граничных условиях решается еще раз линейная задача, но уже для неоднородной области. Решение этой задачи, согласно принятым условиям, будет являться и решением исходной нелинейной задачи.

Компьютерное моделирование системы «большеразмерная плита – грунтовое основание» реализуется с помощью программного комплекса «Энергия - 3Д-08», который предназначен для численного исследования взаимодействия различных фундаментов и нелинейно-деформируемого грунтового основания.

Компьютерное моделирование предполагает предварительную подготовку расчетной области, ее размеров, нерегулярную дискретизацию и структуру расчетной области, место приложения нагрузки.

Исходными данными программного комплекса «Энергия - 3Д-08» являются количество точек  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k_z$  нерегулярной решетки по осям  $Ox$ ,  $Oy$  и  $Oz$ , векторы шагов  $h_x$ ,  $h_y$ ,  $h_z$ , физико-механические характеристики грунта, плиты, нагрузка в виде вектора по точкам ее приложения, задание или выбор граничных условий. Исходные данные вводятся с клавиатуры, или из файла или формируются на экране монитора.

Результаты выдаются на экран в виде таблиц и записываются в файл.

### 3. КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ БОЛЬШЕРАЗМЕРНОЙ ПЛИТЫ С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ СКВОЗНЫМИ ВЫРЕЗАМИ

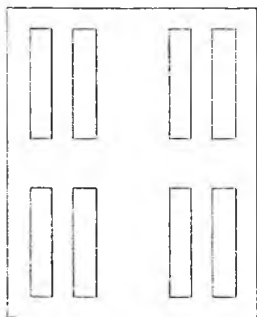
Компьютерное моделирование деформаций грунтового основания большеразмерной фундаментной плиты с вертикальными сквозными вырезами проводилось для пространственной физической системы, имеющей следующие характеристики:

1. Большеразмерная фундаментная плита с размерами  $800 \times 1200 \times 80$  см, которая может содержать определенные системы внутренних вертикальных сквозных вырезов. Модуль упругости для фундаментной плиты  $E = 40000$  МПа ( $400000$  кг/см<sup>2</sup>); коэффициент Пуассона для фундаментной плиты  $\mu = 0,01$ .

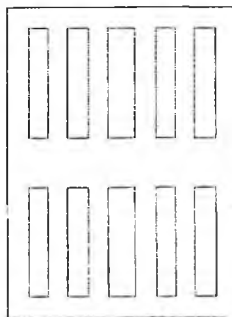
2. Однородное грунтовое основание, имеющее следующие физико-механические характеристики: модуль упругости  $E = 36 \text{ МПа}$  ( $360 \text{ кг/см}^2$ ); коэффициент Пуассона  $\mu = 0,25$ .

3. Нагрузка, приложенная на плите –  $12000 \text{ кН}$  ( $1200000 \text{ кгс}$ ).

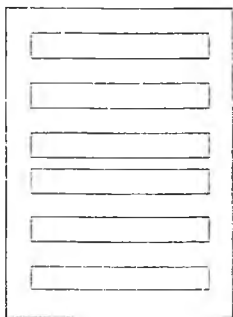
Деформации грунтового основания определялись для сплошной плиты и для плит, имеющих определенные системы сквозных вертикальных внутренних вырезов, что показано на рис. 1.



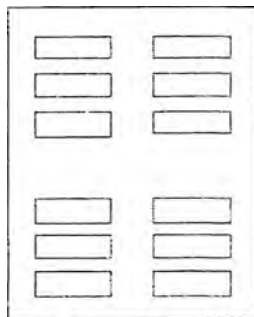
а)



б)



в)



д)

Рис. 1. Схемы вертикальных сквозных вырезов

В силу симметрии численное решение проводилось для одной четверти деформируемой области. Размеры расчетной области  $850 \times 1055 \times 50 \text{ см}$ . Шаги нерегулярной решетки:

$H_x = \{66,66,66,66,66,70,70,80,90,100,110\}$ ;

$H_y = \{75,75,75,75,75,75,75,75,75,80,90,100,110\}$ ;

$H_z = \{80,80,100,120,160,180\}$ .

В табл. 1 приведены осадки плиты для линейно- и нелинейно-деформируемого грунтового основания, площадь контактной поверхности плиты, уменьшение площади контактной поверхности и увеличение осадки.

Таблица 1

Результаты решения модельных задач

Тип плиты	Площадь контактной поверхности, м <sup>2</sup>	Осадка плиты, см		Уменьшение площади контактной поверхности, %	Увеличение осадки плиты, %	
		лин.	нелин.		лин.	нелин.
Сплошная плита	96	2,72	5,23	—	—	—
Плита с вырезами, схема <i>a</i>	72,24	2,77	5,30	24,75	1,8	1,3
Плита с вырезами, схема <i>b</i>	60,36	2,80	5,36	37,125	3,15	2,42
Плита с вырезами, схема <i>в</i>	60,36	2,82	5,40	37,125	3,84	3,11
Плита с вырезами, схема <i>г</i>	56,4	2,83	5,37	41,25	4,6	3,4

Анализ результатов, приведенных в табл. 1, показывает, что существуют определенные системы вырезов, которые уменьшают контактную поверхность плиты до 40 %, и увеличивают незначительно осадку большеразмерной фундаментной плиты до 5 %.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Безухов, Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н.И. Безухов. – М: Высшая школа, 1968. – 512 с.

2. Быховцев, В.Е. Компьютерное объектно-ориентированное моделирование нелинейных систем деформируемых твёрдых тел / В.Е. Быховцев. – Гомель: УО «ГГУ им. Ф. Скорины», 2007. – 219 с.

3. Цурганова, Л.А. Управление осадкой большеразмерной фундаментной плиты на сложном нелинейно-деформируемом грунтовым основании / Л.А. Цурганова // Известия Гомельского государственного университета имени Ф. Скорины. – 2006. – № 4. – С. 100–102.

4. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М: Стройиздат, 1963. – 542 с.

*Быховцев Виктор Емельянович, д-р техн. наук, проф.  
УО «Гомельский госуниверситет имени Ф. Скорины»,  
г. Гомель, Беларусь*

***Компьютерный анализ деформирования грунтовых оснований  
фундаментов из плит с продольными полостями***

***The computer analysis of deformation the earth basis of the bases from  
plates with longitudinal cavities***

В статье приведены результаты исследования методом компьютерного объектно-ориентированного моделирования деформаций грунтовых оснований фундаментов из плит с продольными внутренними и внешними полостями.

In article results of research by a method of computer object-oriented modelling of deformations of the earth basis of the bases from plates with longitudinal internal and external cavities are resulted.

## 1. ОБЩАЯ ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Рассматривается большеразмерный плитный фундамент на грунтовом основании. Плита может быть сплошная, может содержать продольные внутренние или открытые снизу полости. Количество полостей зависит от физико-механических характеристик грунтового основания и ширины плиты. Грунтовое основание рассматривается при условии линейного и нелинейного деформирования. Размеры плиты  $a > b \gg c$ , при этом принято  $20 \leq c \leq 100$  см. Необходимо исследовать влияние толщины плиты и продольных полостей на деформацию грунтового основания и осадку плиты при действии на неё вертикальной равномерно распределённой нагрузки.

## 2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ ИССЛЕДОВАНИЯ

Плитный фундамент и грунтовое основание рассматриваются как единая физическая система в трёхмерном пространстве. Огра-

ничения на размеры этой системы и физико-механические свойства её элементов не накладываются. Это значит, что в общем случае рассматриваемая система будет нелинейной. Методика исследования этой системы разработана на основе метода вариантного проектирования, методов математического и компьютерного объектно-ориентированного моделирования и метода энергетической линеаризации [1]. В силу общности постановки задачи математическая модель исследуемой физической системы должна быть также достаточно общей, её содержание представлено следующим образом:

1. Геометрическая модель среды существования исследуемой системы, строится на основе данных геологического разреза основания. Геометрически представлена параллелепипедом соответствующих размеров.

2. Механико-математическая модель элементов структуры грунтового основания и фундаментной плиты:

$$\sigma_i = f(\varepsilon_i),$$

где  $\sigma_i$ ,  $\varepsilon_i$  – интенсивности напряжений и деформаций.

3. Система краевых условий, задаётся в соответствии с классификацией поставленной задачи как краевой задачи математической физики. В частности, для геометрической модели системы оснований и фундаментов на граничных поверхностях, кроме верхней плоскости, задаются перемещения, которые определяются в соответствии с принципом Сен-Венана или на основе некоторых других критериев. На части верхней плоскости задается система внешних сил, обусловленных нагрузкой от здания или сооружения.

4. Условия равновесия системы (ядро математической модели):

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \{U\}} = 0,$$

где  $\Pi = \frac{1}{2} \int_V \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV - \{U\}^T \{P\}$ ;



$P$  – полная энергия деформируемой системы;  
 $\{P\}$  – вектор внешних сил;  
 $\{\sigma\}$ ,  $\{\varepsilon\}$ ,  $\{U\}$  – векторы напряжений, деформаций и перемещений;  
 $V$  – объём области существования исследуемой системы.

Вследствие применения процедур метода конечных элементов ядро математической модели преобразовывается к виду

$$[K]\{U\} = \{P\},$$

где  $[K]$  – глобальная матрица жесткости системы.

5. Математическая модель (форма) искомого решения

$$\varphi = \alpha_0 + \alpha_1 x + \alpha_2 y + \alpha_3 z.$$

Применение нелинейных форм искомого решения привело к значительному усложнению вычислительных алгоритмов, но значимого повышения точности решений при этом получено не было [2, 3].

Компьютерное объектно-ориентированное моделирование физических систем в своей основе содержит понятие объекта системы, его свойств и связей; выполняется в соответствии с принципами системного подхода, используя методы математического и геометрического моделирования, методы визуального объектно-ориентированного программирования и методы вычислительного эксперимента. При компьютерном объектно-ориентированном моделировании реальной физической системе ставится в соответствие её виртуальная физическая модель, которая строится на экране монитора и отображает структуру исходной системы, при этом происходит решение ряда позиционных и метрических задач. Виртуальная физическая модель состоит из виртуальных объектов, наследующих выделенные свойства, связи, назначение и привязку соответствующих объектов реальной системы. Поэтому исследование реальной системы является начальным этапом разработки проекта работ по созданию системы компьютерного объектно-ориентированного моделирования физических систем, объектов и процессов. При этом для каждого заданного типа здания могут быть три подхода к формированию проектируемой системы:

– изменение структуры и (или) свойств основания;

– изменение передаточно-распределительной функции фундаментов;

– одновременное изменение указанных качеств объектов системы.

Изменение передаточно-распределительной функции структуры фундаментов производится путём расчёта рациональной схемы их устройства и расположения в плане пятна застройки. Этот способ технологически является более простым и экономичным. В настоящей работе используется именно такой подход формирования системы и исследования особенностей взаимодействия плитного фундамента с грунтовым основанием. В соответствии с этим разработана методика и алгоритмы визуального объектно-ориентированного моделирования на основе метода конечных элементов и разработано соответствующее программное обеспечение в среде визуального объектно-ориентированного программирования DELPHI по численному исследованию взаимодействия различных структур фундаментов и нелинейно-деформируемых грунтовых оснований: программный комплекс «Энергия - 3Д-08». При визуальном объектно-ориентированном моделировании сложной нелинейной системы «Фундамент – грунтовое основание» необходимы следующие исходные данные:

1) область определения системы: определяется форма и начальные размеры расчётной области. Для пространственных задач расчётная область принимается в форме параллелепипеда, размеры которого определяются по экспериментальным данным или расчётом в соответствии с принципом Сен-Венана и теоретического решения задачи о действии сосредоточенной силы на поверхности или внутри полупространства;

2) структуры грунтовых напластований: на основании инженерно-геологических изысканий строится геометрическая модель грунтового основания строительной площадки, при этом определяется мощность и глубина залегания слоёв, линз и включений грунтов с указанием их физико-механических характеристик;

3) тип и структура фундамента: фундаменты могут быть любого типа и произвольной структуры. Начальные размеры и расположение фундаментов в плане всего здания задаются соответствующей геометрической моделью. В плане всего здания фундаменты могут быть различных типов и различной структуры. Расчёт фундаментов производится сразу для всего здания;

4) физико-механические характеристики элементов структуры основания и фундамента; эти данные определяются для условия линейного и нелинейного деформирования. Закон нелинейного деформирования элемента грунта может быть любой, рекомендуется в виде степенной функции или в виде двучлена степени  $m > 1$ ;

5) величина и характер распределения внешней нагрузки: нагрузка на фундамент может быть непрерывной и (или) дискретной, распределённой равномерно или любым другим образом;

6) параметры дискретизации: определяются исходя из размеров расчётной области, структуры и свойств грунтового основания, типа и структуры фундамента. Всякий элемент дискретизации, т.е. всякий конечный элемент по своей структуре и свойствам должен быть строго однородным. Дискретизацию расчётной области пользователь может задать сам или воспользоваться автоматической разбивкой, задав шаги дискретизации.

При работе с программным обеспечением визуального объектно-ориентированного моделирования заданной структуры фундаментов и грунтовых оснований выполняются следующие действия:

1) формируются вектора для автоматического построения дискретизованной области нерегулярной структуры;

2) создается конкретное наполнение базы данных физико-механических характеристик грунтового основания;

3) формируются вектора граничных условий для заданной системы;

4) на экране монитора послойно строится пространственная виртуальная физическая модель системы, производится адресная привязка конструктивных элементов фундамента, при этом каждому конечному элементу системы назначаются его начальные свойства, считываемые из соответствующей базы данных.

Далее происходит численное решение сформированной задачи. Результаты решения представлены значениями компонент векторов перемещений, деформаций и напряжений для каждого узла дискретизованной области при условиях линейного и нелинейного деформирования. Производится экранная визуализация результатов в векторной и табличной формах. Считывание информации возможно по вертикальным и горизонтальным плоскостям пространственной дискретизованной области. Любая часть информации может быть выведена на печать, вывод всех вычисленных данных на печать возможен, но не целесообразен ввиду его очень большого объёма.

В случае изменения структуры и (или) свойств физической системы все рассмотренные процедуры повторяются полностью.

Технологическая схема процесса компьютерного объектно-ориентированного моделирования исследуемой системы представлена на рис. 1.

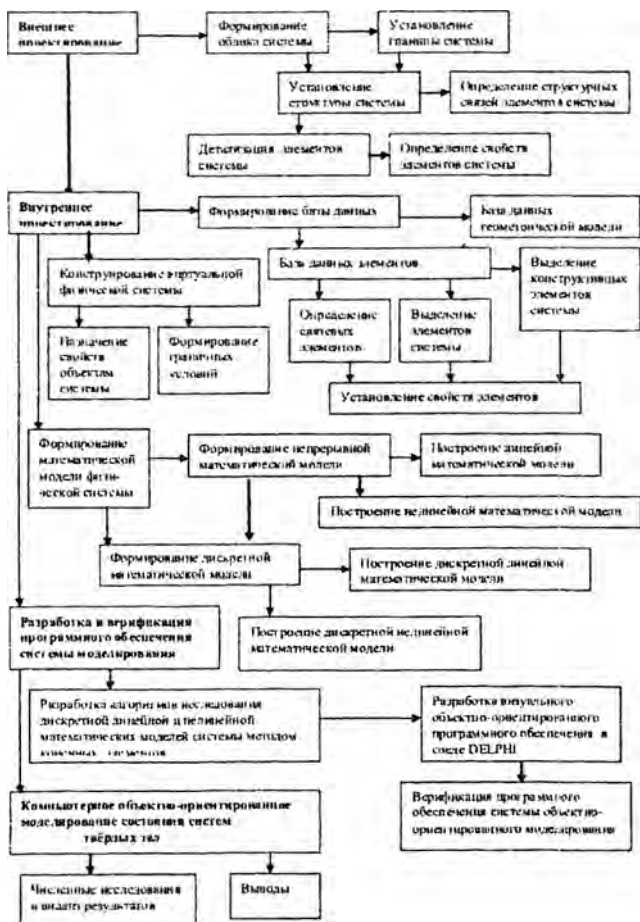


Рис. 1. Технологическая схема компьютерного объектно-ориентированного моделирования систем твёрдых тел

### 3. ТЕХНОЛОГИЯ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА ИЗ ПЛИТ С ПРОДОЛЬНЫМИ ПОЛОСТЯМИ

Рассматриваемая физическая система имеет две плоскости симметрии, поэтому численные исследования производились для одной четверти деформируемой области со схемой дискретизации, задаваемой векторами.

Алгоритм решения поставленной задачи методом конечных элементов в сочетании с методом энергетической линеаризации может быть представлен следующим образом:

1) для структурных элементов реального нелинейно-деформируемого грунтового основания должны быть заданы параметры уравнения состояния, модуль упругости  $E_0$  и коэффициент Пуассона  $\mu_0$ , соответствующие начальному деформированию (считается линейным), а также значение критического и предельного напряжений:  $\sigma_{кр}$ ,  $\sigma_{пр}$  или данные для их расчёта;

2) для параметров  $E_0$  и  $\mu_0$  решается линейная задача. На основе полученного решения вычисляются напряжения, деформации, модуль упругости  $E^I$  и коэффициент Пуассона  $\mu^I$  для гипотетического основания;

3) для характеристик  $E^I$  и  $\mu^I$  опять решается линейная задача. Полученное решение будет искомым.

Отметим некоторую специфику подготовительных этапов для компьютерного моделирования рассматриваемой задачи.

Этап 1. Построение расчетной области.

Расчетная область правильной геометрической формы, как показано на рис. 2, строится в объеме деформируемой области. Её размеры могут определяться двумя способами.

Первый способ основан на принципе Сен-Венана и решении Р. Миндлина задачи о действии сосредоточенной силы, приложенной вблизи границы полупространства.

Второй способ основан на использовании данных экспериментальных исследований. Глубину деформируемой зоны целесообразнее получать на основании рекомендаций СНиП.

Методом вычислительного эксперимента были оценены оба подхода по определению размеров расчетной области, различие в соот-

ветствии не более 7 %. При построении расчетной области учитывается наличие плоскостей симметрии.

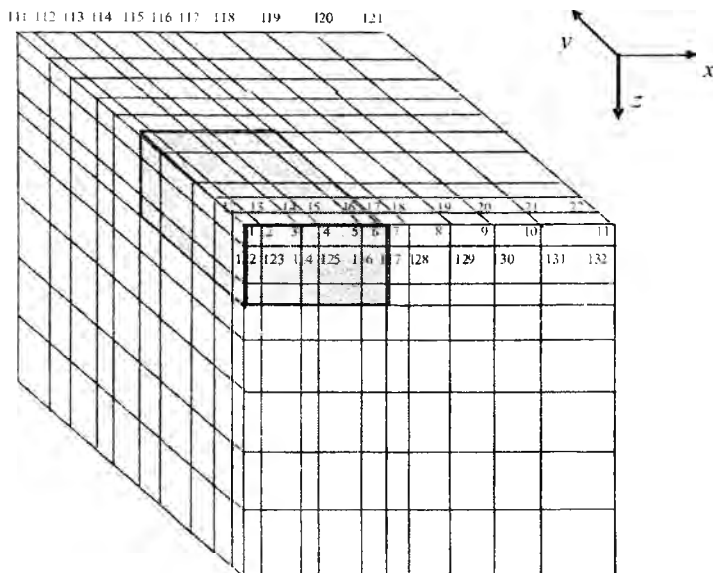


Рис. 2. Схема дискретизации расчётной области плитного фундамента на грунтовом основании

### Этап 2. Дискретизация расчетной области.

Дискретизация пространственной расчетной области производится трехмерными симплекс-элементами (тетраэдрами).

При дискретизации учитываются особенности структуры основания, что приводит к нерегулярной решетке, определяемой векторами шагов дискретизации и количеством узлов по координатным осям.

### Этап 3. Задание граничных условий.

Граничные условия расчетной области определяются системой внешних сил и согласно определениям в п. 1.

#### 4. ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА С ПРОДОЛЬНЫМИ ПОЛОСТЯМИ

##### *Постановка задачи*

Рассмотрим задачу о деформациях грунтового основания больше-размерной фундаментной плиты с открытыми снизу продольными полостями. Необходимо исследовать влияние продольных полостей плиты на осадку грунтового основания при условии его линейного и нелинейного деформирования. В силу симметрии рассматриваемой задачи её численное решение производилось для одной четверти деформируемой области, схема дискретизации задавалась векторами. Компьютерное моделирование проводилось для физической системы, элементами которой являются:

1) прямоугольная фундаментная плита с размерами в плане  $240 \times 600$  см, значения толщины плиты задавались вектором  $\{20, 30, 40, 60, 80\}$  см; плита имеет не менее одной открытых снизу продольных полостей;

2) однородное основание из минерального грунта с начальными характеристиками  $\mu = 0,3$ ;  $E = 30$  МПа.

Необходимо исследовать влияние продольных полостей на осадку плиты при условии линейного и нелинейного деформирования грунтового основания. Варьировалась толщина плиты и размеры поперечного сечения продольных полостей. Полости рассматривались внутренние и открытые снизу, с открытыми и закрытыми концами.

Схема дискретизации расчётной области представлена на рис. 2. В табл. 1, 2, 3 значения вычисляемых величин представлены для плоскости  $XOZ$  уровней контактной плоскости, осадка плиты в см.

##### **Модельная задача № 1**

*Моделирование деформаций грунтового основания больше-размерной однородной фундаментной плиты. Размеры плиты:  $600 \times 240 \times (20, 30, 40, 60, 80)$  см.*

Исследовалось влияние толщины плиты на её осадку. Размеры плиты в плане не изменялись, изменялась толщина. Всего построено 5 вариантов модельной задачи. Задача решалась в линейной и

нелинейной постановке. Вычисленные значения осадок фундаментной плиты представлены в табл. 1.

Таблица 1

Осадки однородной фундаментной плиты

h, см	20	30	40	50	60
S, см					
S <sup>л</sup> , см	1,59	1,49	1,38	1,28	1,2
S <sup>н</sup> , см	2,2	2,03	1,84	1,66	1,53

h – толщина фундаментной плиты;

S<sup>л</sup> – осадка фундаментной плиты при линейном деформировании основания;

S<sup>н</sup> – осадка фундаментной плиты при нелинейном деформировании основания.

Для приведенных результатов получена следующая аппроксимация:

$$S^л = 2,9h^{-0,2} \text{ и } S^н = 4,74h^{-0,256}.$$

Используя выражения аналитической аппроксимации получено, что боковая поверхность однородного плитного фундамента передаёт на грунт от 40 до 60 % внешней нагрузки для плит толщиной от 20 до 80 см.

## Модельная задача № 2

*Моделирование деформаций грунтового основания большегабаритной фундаментной плиты с внутренними полостями (многоступенчатая плита). Размеры плиты: 600 × 240 × (40, 60, 80) см.*

Исследовалось влияние внутренних полостей плиты на её осадку. Размеры плиты в плане не изменялись, изменялась её толщина и размеры поперечных сечений внутренних полостей. Всего построено 3 варианта модельной задачи. Задача решалась в линейной и нелинейной постановке. Вычисленные значения осадок фундаментной плиты представлены в табл. 2.



Таблица 2

## Осадки фундаментной плиты с внутренними полостями

h, см	40	50	60
$S_z$ , см			
$S_z^l$ , см	1,372	1,287	1,219
$S_z^h$ , см	1,83	1,67	1,54

Сравнивая результаты проведенного вычислительного эксперимента с предыдущим, приведенным в табл. 1, отметим практически полное соответствие результатов моделирования осадок плит обоих типов.

**Модельная задача № 3**

*Моделирование деформаций грунтового основания большемерной фундаментной плиты с открытыми снизу полостями (коробчатая плита). Размеры плиты:  $600 \times 240 \times (40, 60, 80)$  см.*

Исследовалось влияние открытых снизу полостей плиты на её осадку. Размеры плиты в плане не изменялись, изменялась её толщина и размеры поперечных сечений открытых снизу полостей. Всего построено 3 варианта модельной задачи. Задача решалась в линейной и нелинейной постановке. Вычисленные значения осадок фундаментной плиты представлены в табл. 3.

Таблица 3

## Осадки фундаментной плиты с внутренними полостями

h, см	40	50	60
$S_z$ , см			
$S_z^l$ , см	1,442	1,363	1,288
$S_z^h$ , см	1,9	1,77	1,63

В рассматриваемом случае осадки фундаментной плиты возросли на 5-6 %. Это можно объяснить тем, что грунт, защемлённый между стенками полости, несколько уплотнился. Это привело к небольшому увеличению осадки плиты, далее уплотнение стало не-

значительным и конструкция фундамента вместе с грунтом в полостях работали как единое целое.

На основании полученных результатов компьютерного моделирования деформаций грунтового основания большегабаритной фундаментной плиты рассмотренных трёх типов можно говорить о сопоставимости этих результатов. Но в то же время экономическая эффективность фундаментов из плиты с внутренними полостями очевидна.

## 5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании результатов компьютерного объектно-ориентированного моделирования деформаций грунтового основания большегабаритной фундаментной плиты с открытыми снизу полостями можно сделать следующие выводы.

1. Осадки многопустотных плит практически такая же, как и сплошной плиты при аналогичных условиях.

2. Осадка коробчатых плит на 5-6 % больше осадки многопустотных плит при аналогичных условиях.

3. Коробчатые плиты в силу своих конструктивных особенностей экономичнее сплошных плит, а по осадкам близки к ним.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Быховцев, В.Е. Компьютерное моделирование нелинейных систем деформируемых твёрдых тел: монография / В.Е. Быховцев. – Гомель: УО «ГГУ им. Ф. Скорины», 2007. – 219 с.

2. Быховцев, В.Е. Математическое моделирование осадки штампованного фундамента с микросваями в нелинейно-деформируемом грунтовом основании / В.Е. Быховцев // Материалы, технологии, инструменты. – 2006. – № 3. – С. 22–25.

3. Быховцев, В.Е. Оптимизация алгоритма численного моделирования устойчивости нелинейных систем деформируемых твёрдых тел / В.Е. Быховцев., К.С. Курочка, В.В. Бондарева // Известия ГГУ им. Ф.Скорины, 2007.– № 5.– С. 3–7.

*Быховцев Виктор Емельянович, д-р техн. наук, проф.,  
Цурганова Людмила Антоновна, канд. техн. наук, доц.,  
Проконенко Дмитрий Викторович, магистрант  
УО «Гомельский госуниверситет имени Ф. Скорины»,  
Бондарева Валентина Викторовна, канд. техн. наук, доц.  
УО «Белорусский торгово-экономический госуниверситет потре-  
бительской кооперации», г. Гомель, Беларусь*

***Компьютерный анализ экономической эффективности  
фундаментов из коробчатых плит***

***The computer analysis of economic efficiency of the bases from  
box-shaped plates***

В статье методом компьютерного объектно-ориентированного моделирования исследуется влияние размеров поперечного сечения коробчатой фундаментной плиты на её осадку, определяется рациональный вариант и его экономичность.

In article the method of computer object-oriented modelling investigates influence of the sizes of cross-section section of a box-shaped base plate on its deposit, the rational variant and his profitability is determined.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

В комплексе проблемы удешевления жилья является задача разработки и внедрения рациональных конструкций фундаментов зданий. Как возможный вариант такого фундамента в РУП «БелНИИС» рассматривается фундамент из коробчатых плит. В настоящей работе приводятся результаты исследования методом компьютерного объектно-ориентированного моделирования деформаций грунтового основания большеразмерного фундамента из плит с продольными открытыми снизу полостями (коробчатый фундамент). Оптимизация структуры такого фундамента производится посредством определения рациональных размеров поперечного сечения полости плиты.

## 2. ОБЩАЯ ПОСТАНОВКА И АНАЛИЗ ЗАДАЧИ

Рассматривается плитный фундамент из большеразмерных плит с продольными открытыми снизу полостями на нелинейно-деформируемом грунтовом основании. Необходимо исследовать влияние геометрических размеров поперечного сечения продольной полости большеразмерной плиты на её осадку. Предполагается, что по всей контактной поверхности имеется полное сцепление материала плиты с грунтом. Это значит, что вся продольная полость плиты должна быть заполнена грунтом. На верхнюю плоскость фундаментной плиты действует нормальная внешняя нагрузка. Грунт, находящийся в полости, будет уплотняться, в основном, за счёт сжатия, его горизонтальные перемещения в поперечном направлении будут ограничены боковыми стенками полости. Продольные перемещения в силу геометрических размеров плиты можно принять нулевыми. *Эти обстоятельства позволяют решение поставленной пространственной задачи свести к решению соответствующей плоской задачи.* При достижении определённой степени уплотнения грунт внутри полости будет передавать нагрузку на нижележащие слои грунтового основания. При этом плитный фундамент с уплотнённым в полости грунтом, возможно, будет работать как единый конструктивный элемент системы «фундамент – грунтовое основание». Таким образом, исследованию подлежит указанная физическая система, определённая в двумерном пространстве. Поскольку грунт является нелинейно-деформируемой средой, то и вся рассматриваемая система будет нелинейно-деформируемой [1].

В формализованной постановке данная задача классифицируется как третья краевая задача нелинейной математической физики (задача Дирихле-Неймана). Как известно, точного аналитического решения такие задачи не имеют.

В настоящей работе для исследования указанной нелинейной физической системы использовался метод компьютерного объектно-ориентированного моделирования на основе метода конечных элементов и метода энергетической линеаризации [2, 3].

### 3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ И ТЕХНОЛОГИИ КОМПЬЮТЕРНОГО ОБЪЕКТНО-ОРИЕНТИРОВАННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ СИСТЕМ ДЕФОРМИРУЕМЫХ ТВЁРДЫХ ТЕЛ

#### **Виртуальная физическая модель системы**

Компьютерное объектно-ориентированное моделирование физических систем в своей основе содержит понятие объекта системы, его свойств и связей; выполняется в соответствии с принципами системного подхода, используя методы математического и геометрического моделирования, методы визуального объектно-ориентированного программирования и методы вычислительного эксперимента. При компьютерном объектно-ориентированном моделировании реальной физической системе ставится в соответствие её виртуальная физическая модель, которая строится на экране монитора и отображает структуру исходной системы, при этом происходит решение ряда позиционных и метрических задач. Виртуальная физическая модель системы представляет собой компьютерное представление реальной системы, описывающее её геометрические и физические свойства. Так как для рассматриваемого класса задач реальные компоненты исследуемой системы состоят из конструктивных элементов, то логично будет и в качестве элементарных составляющих виртуальной физической модели принять некоторые виртуальные конструктивные элементы. Физическое содержание этих элементов определяется физическим содержанием реальной исследуемой физической системы. Рассмотрим это на примере системы «Плитный фундамент – грунтовое основание». Как правило, грунтовое основание в плане всего здания неоднородное, но его всегда можно представить совокупностью конечных элементов однородных по своей структуре и свойствам, которые в компьютерном представлении будем называть конструктивными виртуальными элементами грунта. В целом вся проектируемая система может быть представлена из ограниченного числа конструктивных типовых элементов, поэтому целесообразно создать их библиотеку. Всякий конструктивный виртуальный элемент системы и система в целом должны быть описаны геометрически и физически, т.е. должна быть построена математическая модель системы [2, 4].

## Математическая модель системы

Математическая модель это некоторый абстрактный образ, т.е. конечная совокупность логико-математических предложений, адекватно отражающих основные закономерности и особенности оригинала, т.е. реального объекта или системы, которые имеют свою среду (пространство) и условия существования.

Всякая реальная система или объект всегда имеют определенные связи с внешней средой, которая налагает свои условия на их существование и функционирование. Все эти и другие качества в математической модели должны иметь своё отображение, а это значит, что математическая модель может иметь свою структурную схему. Математическое наполнение элементов этой структуры зависит от класса моделируемых задач и даже от особенностей задач одного класса. Для краевых задач механики грунтов структурная схема имеет следующий вид [2]:

- 1) геометрическая модель деформируемой среды;
- 2) уравнения состояния элементов деформируемой среды;
- 3) система краевых условий;
- 4) условия равновесия (устойчивости) системы;
- 5) математическая модель результата решения.

Известно, что наиболее трудным этапом системных исследований является построение и оценка адекватности математической модели реальной системе. Предлагаемая структурная схема является общим эффективным алгоритмом построения математических моделей систем или объектов.

Таким образом, в процессе математического моделирования исследователь имеет дело с тремя объектами:

- 1) с системой (реальной, проектируемой, воображаемой);
- 2) с математической моделью системы;
- 3) с алгоритмической моделью.

В соответствии с этим возникают следующие задачи:

- 1) определение и формирование системы;
- 2) построение математической модели системы;
- 3) разработка алгоритмической модели;
- 4) разработка программного комплекса.

Процесс моделирования содержит определённые этапы. На рис. 1 представлена структурная схема процесса математического моделирования, состоящая из восьми этапов.



Рис. 1. Технологическая схема процесса математического моделирования

Подобное деление на этапы является несколько условным, но приведенное содержание этапов является в любом случае обязательным. При выполнении этапа 1 необходимо формировать систему так, чтобы она с максимальной полнотой соответствовала поставленному классу задач и здесь нельзя ограничиваться каким-либо частным случаем.

### **Алгоритм исследования математических моделей нелинейных систем деформируемых твёрдых тел**

Исследование математических моделей сложных нелинейных систем деформируемых твёрдых тел в силу произвольности задаваемых нагрузок, структуры системы и нелинейной деформируемости материала элементов системы возможно лишь численно с использованием современных компьютеров методами конечных элементов и (или) суперэлементов [2, 4]. Применение конечно-элементного моделирования позволяет построить дискретную математическую модель рассматриваемой системы. Алгоритм исследования математи-

ческой модели системы методом конечных элементов можно представить в виде ряда определённых этапов. Содержание отдельных этапов зависит от содержания исследуемой системы. Для рассматриваемой системы содержание этапов алгоритма исследования математической модели можно представить следующим образом.

#### Этап 1. Построение расчетной области.

Исследование пространственной системы «Плитный коробчатый фундамент – грунтовое основание» можно свести к исследованию соответствующей системы в двумерном пространстве. В этом случае будет рассматриваться поперечное сечение системы. Расчетная область в форме прямоугольника будет строиться в объеме деформируемой области. Её размеры могут определяться двумя способами. Первый способ основан на принципе Сен-Венана и решении Фламанга задачи о действии сосредоточенной силы, приложенной на границе полуплоскости. По этому способу граничные условия расчетной области определяются путем вычислительного эксперимента. Второй способ основан на использовании данных экспериментальных исследований [5]. Методом вычислительного эксперимента были оценены оба подхода по определению размеров расчетной области, различие в соответствии не более 7 %. При построении расчетной области учитывается наличие осей симметрии.

#### Этап 2. Дискретизация расчетной области.

Дискретизация двумерной расчетной области производится прямоугольными конечными элементами, каждый из которых разделяется на два равновеликих треугольника. При дискретизации учитываются особенности структуры основания, что приводит к нерегулярной решетке, определяемой векторами шагов дискретизации и количеством узлов по координатным осям. Разбиение на конечные элементы согласно количеству узлов и векторов шагов дискретизации производится автоматически. При дискретизации каждый конечный элемент должен иметь однородную структуру со своими характеристиками. Вследствие деформации конечные элементы могут менять свои свойства.

Этап 3. Построение матрицы жёсткости основного уравнения метода конечных элементов для исследуемой системы [2].

#### Этап 4. Задание граничных условий.

Граничные условия расчетной области определяются системой внешних сил и принятым способом определения размеров расчет-



ной области. На всех граничных рёбрах, кроме верхнего, граничные условия лучше задавать в перемещениях. Они могут быть нулевыми, если размеры расчетной области принимались на основании данных физического эксперимента и отличными от нуля в определенном пределе, если размеры расчетной области принимались в соответствии с принципом Сен-Венана и решением Фламана. На верхнем граничном ребре задается система внешних сил.

Этап 5. Учёт граничных условий.

В соответствии с граничными условиями проводится корректировка матрицы жесткости. Используется два вектора: вектор граничных условий и вектор-указатель, с помощью которых описываются задаваемые граничные значения конкретной задачи. Анализируя вектор-указатель и используя вектор граничных условий, из системы линейных алгебраических уравнений исключаются известные перемещения на границах.

Этап 6. Решение системы линейных алгебраических уравнений с симметричной ленточной матрицей, компактно записанной в памяти компьютера.

Интерфейс ввода-вывода данных и виртуальная физическая дискретная модель поставленной задачи показаны на рис. 2, 3.

#### 4. КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ИЗ БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ КОРОБЧАТЫХ ПЛИТ

##### **Постановка задачи**

В настоящей работе при компьютерном моделировании приняты следующие физико-механические характеристики элементов рассматриваемой системы «Плитный коробчатый фундамент – грунтовое основание». Модуль упругости для фундамента  $E = 36000$  МПа ( $360000$  кг/см<sup>2</sup>), для грунта  $E = 36$  МПа ( $360$  кг/см<sup>2</sup>); коэффициент Пуассона для фундамента  $\mu = 0,02$ , для грунта  $\mu = 0,2$ .

Исходя из общей постановки задачи для получения ее решения методом компьютерного объектно-ориентированного моделирования, необходимо будет построить некоторое количество модельных задач. При исследовании поставленной задачи было построено 15 модельных задач. Все модельные задачи рассматриваются в одной и

той же дискретизованной области. Свойства элементов модели определяются содержанием для каждой конкретной задачи. Технология и результаты компьютерного моделирования показаны на примере двух модельных задач, рис. 2, 3. Поскольку исследуется эффективность фундаментов из большеразмерных коробчатых плит, то базовой задачей для сравнительного анализа принят сплошной плитный фундамент, имеющий внешние геометрические и физико-механические характеристики аналогичные исследуемому конструктивному типу фундамента. Материалоёмкость базового и исследуемого типов фундамента будет различной, что и определит эффективность фундаментов из большеразмерных коробчатых плит.

### Компьютерное моделирование

**Модельная задача № 1** (*Плитный сплошной фундамент – базовая задача*).

Исходные данные: векторы шагов дискретизации

$h_x = \{70, 50, 40, 40, 40, 50, 50, 40, 40, 40, 50, 70\}$ ,

$h_y = \{40, 40, 50, 50, 50, 50, 50, 60, 60, 80\}$ ;

$E_{гр} = 36$  МПа,  $\mu_{гр} = 0,2$ ,  $E_{пл} = 36000$  МПа,  $\mu_{пл} = 0,02$ ,

расчётная область:  $580 \times 530$  см; плита –  $260 \times 230$  см;

нагрузка  $P = 16,2$ кН (1620 кгс) =  $\{135, 270, 270, 270, 270, 270, 135\}$ .

**Модельная задача № 2** (*Плитный коробчатый фундамент*).

Исходные данные: векторы шагов дискретизации

$h_x = \{70, 50, 40, 40, 40, 50, 50, 40, 40, 40, 50, 70\}$ ;

$h_y = \{40, 40, 50, 50, 50, 50, 50, 60, 60, 80\}$ ;

$E_{гр} = 36$  МПа,  $\mu_{гр} = 0,2$ ,  $E_{пл} = 36000$  МПа,  $\mu_{пл} = 0,02$ .  $P = 16,2$  кН (1620 кгс);

расчётная область:  $580 \times 530$  см; плита –  $260 \times 230$  см; полость –  $180 \times 150$  см.

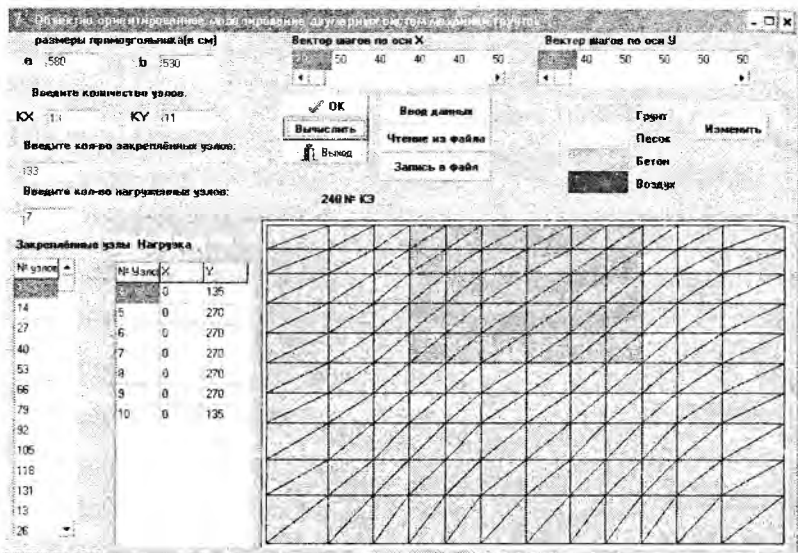


Рис. 2. Постановка базовой задачи и дискретизация расчётной области

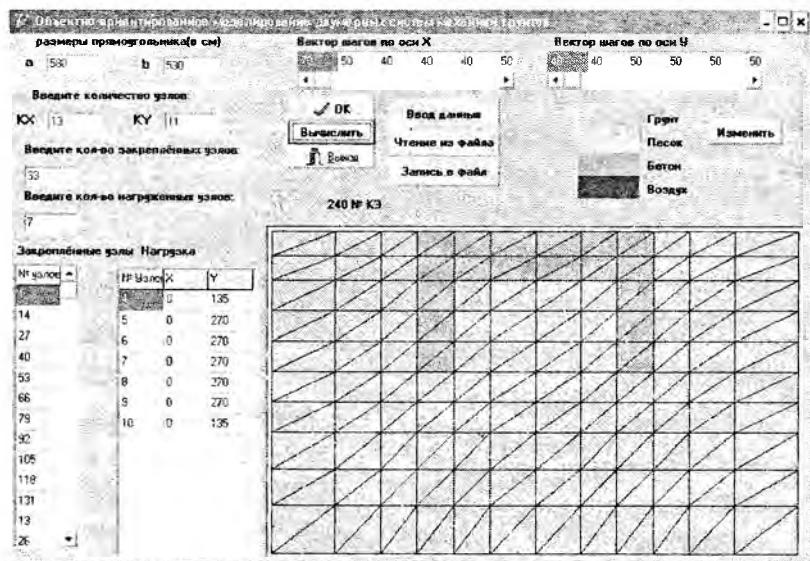


Рис. 3. Коробчатый фундамент и дискретизация расчётной области

## Анализ результатов

Поставленная задача решалась при условии линейного и нелинейного деформирования элементов исходной системы. На рис. 2, 3, 4 верхняя граница расчётной области представлена узлами 1–13, узлы 4–10 принадлежат верхней части границы плиты, срединная часть поперечного сечения плиты показана узлами 44–48 и 57–61. Центральная часть полости коробчатой плиты представлена узлами: 45–47, 58–60. По значению перемещений в центральных узлах конструкции можно определить степень уплотнения грунта в полости коробчатой плиты, что показано на рис. 4 и в табл. 1, где размеры поперечного сечения плиты приняты равными 260×230 см.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12 13
14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25 26
27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38 39
40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51 52
53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64 65
66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77 78
79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90 91
92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103 104
105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116 117
118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129 130
131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142 143

Рис. 4. Схема дискретизации расчётной области

Как видно из таблицы, для внутренних узлов сплошного и коробчатого плитных фундаментов характерны незначительные горизонтальные перемещения. Сплошной плитный фундамент перемещается как твёрдое тело, при заданных условиях его осадка составила 1,64 см. При тех же исходных условиях осадка коробчатого плитного фундамента 1,7 см. Это увеличение осадки произошло за счёт уплотнения грунта внутри полости коробчатого фундамента, в верхней части полости уплотнение несколько большее, чем уплотнение в нижней части, что показано в табл. 1. Значение осадок при других размерах поперечного сечения сплошной и коробчатой плит и их экономическая эффективность приведены в табл.2.

Таблица 1

Значения горизонтальных и вертикальных составляющих перемещений в узлах деформируемой области плитных фундаментов (см)

№ узлов	Плитный сплошной фундамент				Плитный коробчатый фундамент			
	Линейное решение		Нелинейное решение		Линейное решение		Нелинейное решение	
	u	v	u	v	u	v	u	v
6	- 0,002	1,64	- 0,003	2,62	- 0,003	1,700	- 0,003	2,74
7	- 0,002	1,64	- 0,002	2,62	- 0,005	1,707	- 0,0006	2,75
8	- 0,003	1,64	- 0,002	2,63	- 0,008	1,71	- 0,004	2,76
32	- 0,006	1,64	- 0,005	2,62	- 0,015	1,7	- 0,017	2,74
33	- 0,006	1,64	- 0,006	2,62	- 0,013	1,7	- 0,014	2,75
34	- 0,006	1,64	- 0,006	2,63	- 0,011	1,71	- 0,012	2,76
45	- 0,008	1,63	- 0,01	2,62	- 0,035	1,64	- 0,05	2,65
46	- 0,008	1,64	- 0,01	2,62	- 0,014	1,62	- 0,019	2,61
47	- 0,008	1,64	- 0,01	2,62	- 0,011	1,65	- 0,016	2,65
58	- 0,001	1,63	- 0,015	2,62	- 0,045	1,57	- 0,064	2,51
59	- 0,001	1,64	- 0,015	2,62	- 0,005	1,51	- 0,006	2,42
60	- 0,001	1,64	- 0,015	2,63	- 0,02	1,56	- 0,033	2,51

Таблица 2

Осадки сплошных и коробчатых фундаментных плит (см)

$h_{пс}$	230	180	130	80
$h_{п}$	150	100	50	0
$S_{пс}^л$	1,64	1,9	2,2	2,6
$S_{пс}^н$	2,62	3,2	3,9	4,8
$S_{пк}^л$	1,7	1,96	2,25	-
$S_{пк}^н$	2,75	3,3	4,0	-
$C_{\%}$	45	38,5	26,6	-

$h_{пс}$  – толщина сплошной фундаментной плиты;

$h_{п}$  – высота полости коробчатой фундаментной плиты;

$S_{пс}^л, S_{пс}^н$  – осадки сплошной фундаментной плиты при линейном и нелинейном деформировании основания;

$S_{пк}^л, S_{пк}^н$  – осадки коробчатой фундаментной плиты при линейном и нелинейном деформировании основания.

$C_{\%}$  – экономическая эффективность коробчатой фундаментной плиты различной высоты.

В целом при размерах поперечного сечения плиты равными 260×230 см несущая способность коробчатого плитного фундамента уменьшилась на 3,6 % при упругом деформировании и на 4,6 % при неупругом деформировании грунтового основания. Эти данные говорят о сопоставимой несущей способности рассматриваемых типов фундаментов. Экономический эффект будет определяться размерами полости коробчатого плитного фундамента и может быть значительным, что показано в табл. 2.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Безухов, Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н.И. Безухов. – М.: Высшая школа, 1968. – 512 с.
2. Быховцев, В.Е. Компьютерное объектно-ориентированное моделирование нелинейных систем деформируемых твёрдых тел / В.Е. Быховцев. – Гомель: УО «ГГУ им. Ф. Скорины», 2007. – 219 с.
3. Быховцев, В.Е. Два эффективных метода решения краевых задач нелинейной теории упругости. объектов / В.Е. Быховцев // Материалы, технологии, инструменты. – 2002. – № 4. – С. 5–7.
4. Журавков, М.А. Математическое моделирование деформационных процессов в твёрдых деформируемых средах / М.А. Журавков. – Минск: БГУ, 2002. – 456 с.
5. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М.: Стройиздат, 1963. – 542 с.

*Черник Петр Константинович, канд. техн. наук,  
ведущий специалист Республиканского унитарного предприятия  
«Белгипроводхоз».*

*Азява Геннадий Васильевич, начальник технического отдела  
Республиканского унитарного предприятия «Белгипроводхоз»*

***Определение показателей физических и механических  
свойств биогенных грунтов и илов***

***Determination of the factors of physical and mechanical  
characteristics of biogenic soils and silt***

Для биогенных грунтов и илов в зоне капиллярного насыщения и ниже уровня грунтовых вод при инженерно-геологических изысканиях предложено определять лишь два показателя физических свойств – влажность и степень зольности, а все остальные показатели физических свойств и состава определять расчетным путем отдельно для их минеральной и органической составляющих. Так как органическая составляющая связывает и удерживает основной объем воды, содержащейся в грунте, то показатели сжимаемости и прочности рекомендуется определять расчетом по влажности органической составляющей.

For the soil of nutrients and silt in the zone of capillary saturation and lower groundwater levels in the engineering and geological surveys suggested only two indicators to determine the physical properties - humidity and the degree of ash, while all the other indicators of the physical properties and composition to determine the calculated separately for their mineral and organic components. As an organic component binds and holds the bulk of the water in the soil, the figures compressibility and durability are encouraged to determine the calculation of moisture content of organic component.

При строительстве мелиоративных систем, осуществлении мероприятий по защите от затоплений, благоустройстве прибрежных зон и др. практически постоянно возникает необходимость строи-

тельства различных линейных сооружений (земляных плотин, ограждающих дамб, дорог) на биогенных грунтах и илах.

Специфической особенностью этих грунтов является неоднородность их состава, пестрота (часто чрезвычайная) показателей их свойств как по глубине залежи, так и по простиранию, что является следствием постоянно изменяющихся во времени условий их образования, а на пойменных участках и периодическими размывами и переотложением в периоды паводков, а также привнесением смытых частиц грунтов с повышенных элементов рельефа. Поэтому для достоверной оценки свойств этих грунтов при проведении инженерно-геологических изысканий по трассам линейных сооружений необходимо отбирать большое количество образцов для определения показателей их физических свойств.

Определение показателей физических свойств биогенных грунтов и илов производится по методикам, разработанным на основании опыта изучения свойств минеральных грунтов. Определение же показателей свойств биогенных грунтов по этим методикам является более трудоемким процессом чем для минеральных, кроме того косвенные методы, используемые для определения некоторых показателей физических свойств минеральных грунтов, не применимы для биогенных грунтов.

Все указанные особенности относятся и к процессу определения показателей механических свойств биогенных грунтов и илов (компрессионных, прочностных). Эти грунты характеризуются явно выраженными реологическими свойствами и поэтому определение их прочностных и компрессионных свойств в лабораторных условиях является весьма длительным и трудоемким процессом.

Диапазон изменения показателей механических свойств биогенных грунтов и илов, так же как и физических, чрезвычайно широкий даже для одного генетического вида этих грунтов и поэтому установить нормативные (осредненные) значения для них невозможно. Учитывая неоднородность состава и свойств биогенных грунтов при проектировании линейных сооружений необходимо выполнять большое количество определений параметров их механических свойств для оценки устойчивости и расчета осадки сооружений.



Учитывая указанные обстоятельства возникла необходимость в разработке методики, позволяющей упростить процесс определения показателей свойств биогенных грунтов и илов.

Отбор образцов естественного сложения для определения показателей физических свойств режущими кольцами (гильзами) известного объема для биогенных грунтов является сложной задачей, так как из-за их волокнистой структуры, наличия включений не полностью разложившихся древесных остатков, крупных пор, при отборе образцов неизбежно происходит нарушение естественного сложения, что вносит большие погрешности в результаты определений.

В биогенных грунтах ниже уровня грунтовых вод и в зоне капиллярного насыщения содержание воздуха и растворенных газов незначительное и их можно считать полностью водонасыщенными. При таком допущении зависимости между показателями их свойств можно выразить физическими формулами, вытекающими из определений показателей свойств для полностью водонасыщенных грунтов. Анализ большого количества экспериментальных данных для различных видов биогенных грунтов показал, что такое допущение является корректным, так как влияние содержащегося в них воздуха на значения показателей в таких условиях не превышает погрешностей, допускаемых при прямом определении показателей по общепринятой методике.

Это обстоятельство позволило исключить отбор образцов водонасыщенных биогенных грунтов и илов естественного сложения режущими кольцом известного объема, а при инженерно-геологических изысканиях отбирать (вырезать) образцы этих грунтов естественного сложения любой формы и объема для определения влажности и степени зольности, а остальные показатели определять расчетным путем.

Плотность частиц биогенных грунтов со степенью зольности  $D_{ash} < 50\%$  определяется по формуле

$$\rho_s = \frac{100\rho_{so}}{100 - D_{ash} \left(1 - \frac{\rho_{so}}{\rho_{sm}}\right)}, \quad (1)$$

где  $\rho_{SO}$  – плотность частиц органической составляющей, расчетах принимается  $\rho_{SO} = 1,51 \text{ г/см}^3$ ;

$D_{ash}$  – степень зольности, %;

$\rho_{sm}$  – плотность частиц минеральной составляющей.

$$\rho_{sm} = 2,72 \text{ г/см}^3.$$

Плотность частиц для заторфованных грунтов определяется по формуле

$$\rho_s = \rho_{SO} \left(1 - \frac{D_{ash}}{100}\right) + \rho_{sm} \frac{D_{ash}}{100}, \quad (2)$$

где  $\rho_{SO} = 1,512 \text{ г/см}^3$ ;

$\rho_{sm} = 2,652 \text{ г/см}^3$  – для заторфованных песков;

$\rho_{sm} = 2,72 \text{ г/см}^3$  – супесей;

$\rho_{sm} = 2,752 \text{ г/см}^3$  – суглинков и глин.

Для илов и минеральных сапропелей  $\rho_{sm} = 2,72 \text{ г/см}^3$ .

Плотность сухого грунта (скелета) определяется по формуле

$$\rho_d = \frac{1}{W + \frac{\rho_w}{\rho_s}}, \quad (3)$$

где  $W$  – влажность грунта в долях единицы;

$\rho_w$  – плотность воды,  $\rho_w = 12 \text{ г/см}^3$ .

Таким образом, для водонасыщенных биогенных грунтов и илов в зоне капиллярного насыщения и ниже уровня грунтовых вод достаточно определить два показателя физических свойств – влажность и степень зольности, вместо четырех по общепринятой

методике, а все остальные показатели определяются расчетом по формулам (1)–(3) и известным формулам механики грунтов. Следует отметить, что процесс непосредственного определения указанных показателей (влажности и степени зольности) является наиболее простым и надежным.

Определяемые по общепринятой методике показатели физических свойств биогенных грунтов являются осредненными значениями показателей их органической и минеральной составляющей, которые сильно отличаются и играют несопоставимо разную роль в формировании структуры и свойств этих грунтов. Например, влажность их определяется как отношение массы воды к массе сухого грунта (твердой фазы), то есть предполагается, что единица массы минеральной и органической составляющих этих грунтов связывают и удерживает в структуре грунта одинаковое количество воды по массе. Фактически единица массы органической составляющей связывает несопоставимо большее количество воды, чем единица массы минеральной составляющей. Следовательно, влажность органической составляющей (отношение массы связанной ею воды к сухой массе органической составляющей), которая характеризует ее способность связывать и удерживать большое количество воды, можно принять в качестве структурного показателя, определяющего механические свойства биогенных грунтов.

Для большинства биогенных грунтов удельный вес органической составляющей в составе грунта намного превосходит удельный вес их минеральной составляющей, что и определяет специфику механических свойств этих грунтов. Поэтому было предложено показатели свойств и состава биогенных грунтов устанавливать отдельно для их минеральной и органической составляющих, то есть условно разделять грунт на минеральную и органическую составляющие. Порядок расчета показателей состава водонасыщенных биогенных грунтов и илов приведен в таблице 1.

Водонасыщенные биогенные грунты характеризуются высокой пористостью, что обуславливает их сильную сжимаемость и большую осадку сооружений, величина которой зависит от мощности слоя этих грунтов в основании и от показателей сжимаемости каждого вида грунта. Так как по трассам линейных сооружений показатели свойств сильно изменяются, то для определения осадки, которую необходимо знать при расчете объема работ по возведению со-

оружения, требуется выполнить большое количество определений показателей сжимаемости, прямое определение которых является длительным процессом. Поэтому задача прямого определения показателей сжимаемости становится не реальной для проектных организаций. В связи с этим практический интерес представляет разработка методики определения показателей сжимаемости биогенных грунтов и илов расчетным путем по показателям их физических свойств.

Минеральная составляющая биогенных грунтов связывает и удерживает в структуре грунта незначительную часть от всего объема воды, содержащейся в грунте. Основной объем воды связывает и удерживает в грунте органическая составляющая за счет гигроскопичности. Частицы дисперсной фракции органической составляющей этих грунтов обладают высокой обменной способностью, связывают и удерживают вокруг себя несопоставимо большее количество воды, чем частицы минеральной составляющей. Определяемая же в лабораторных условиях влажность биогенных грунтов является осредненным значением влажности их минеральной и органической составляющих, которые фактически отличаются на порядок и выше.

Таблица 1

Расчет показателей состава водонасыщенных биогенных грунтов в единице объема  $V = 1$

Показатели	Расчетные формулы
1	2
Масса твердой фазы	$M_d = \rho_d V = \rho_d$
Масса минеральной составляющей	$M_m = \frac{\rho_d D_{ash}}{100}$
Масса органической составляющей	$M_o = \rho_d (1 - \frac{D_{ash}}{100})$
Масса воды	$M_w = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$
Массы воды в минеральной составляющей	$M_{wm} = 0,3 M_m$

1	2
Масса воды в органической составляющей	$M_{wo} = M_w - M_{wm}$
Влажность органической составляющей	$W_o = \frac{M_{wo}}{M_o}$
Толщина слоя минеральной составляющей $h_m$ в слое грунта естественного сложения толщиной $h$	$h_m = \frac{V_m}{V} \cdot h = V_m \cdot h$
Объем минеральной составляющей	$V_m = \frac{M_m}{\rho_m} = \frac{M_m}{1,8}$
Толщина слоя органической составляющей $h_o$ в слое грунта естественного сложения толщиной $h$	$h_o = h - h_m$

Так как количество воды, связанной и удерживаемой в структуре грунта минеральной составляющей несопоставимо мало в сравнении с количеством воды связанной органической составляющей, то правомочно допущение, что под действием уплотняющей нагрузки происходит процесс уплотнения за счет отжатия воды практически лишь из органической составляющей и при этом каждому значению величины уплотняющей нагрузки при стабилизации процесса уплотнения будет соответствовать определенное значение влажности органической составляющей, определяемой структурными особенностями рассматриваемого вида грунта, а именно, толщиной пленок воды вокруг твердых частиц органической составляющей, достигнутой в процессе уплотнения и формой связи воды с частицами при каждом значении величины уплотняющей нагрузки.

Даже небольшое содержание органического вещества в водонасыщенных минеральных грунтах на пойменных участках определяет значительное отличие их свойств, в части сжимаемости и прочности, от аналогичных по механическому составу минеральных грунтов не содержащих органического вещества, что следует учитывать при определении свойств и принятии инженерных решений.

Учитывая эти особенности предложено показатели свойств биогенных грунтов и илов определять отдельно для минеральной и органической составляющих. Так как сжимаемость минеральной составляющей этих грунтов несопоставимо мала в сравнении с органической и она занимает незначительную часть объема грунта (табл. 2), то ею можно пренебречь, а считать что сжимаемость грунта определяется сжимаемостью ее органической составляющей.

Таблица 2

Толщина слоя минеральной  $h_m$  и органической  $h_o$  составляющих для характерных видов биогенных грунтов естественного сложения в слое толщиной 100 см

Показатели	Грунты				
	торф	торф	заторфованный грунт	сапропель	сапропель
$W$ , в д.е.	8,36	4,98	2,16	3,21	1,01
$D_{ash}$ , %	6,0	28,1	62,0	50,4	88,8
$\rho_s, г/см^3$	1,54	1,72	2,21	1,94	2,60
$\rho_d, г/см^3$	0,111	0,180	0,383	0,264	0,717
$W_o$ , в д.е.	8,87	6,81	5,19	6,29	6,64
$h_m$ , см	0,37	2,81	13,19	7,39	35,37
$h_o$ , см	99,63	97,19	86,81	92,61	64,63

Процесс изменения (снижения) влажности органической составляющей характеризует деформируемость (сжимаемость) ее в процессе уплотнения. Относительная деформация  $\frac{S_o}{h_o}$  слоя органической составляющей толщиной  $h_o$  при снижении влажности равна

$$\frac{S_o}{h_o} = \rho_d \left(1 - \frac{D_{ash}}{100}\right) (W_o - W_{oi}), \quad (4)$$

где  $W_o$  – влажность органической составляющей до уплотнения;

$W_{oi}$  – влажность органической составляющей после уплотнения.

На основании анализа экспериментальных данных, полученных в результате компрессионных испытаний различных видов биогенных грунтов и илов установлено, что изменение влажности органической составляющей для всех видов указанных грунтов описывается следующей зависимостью:

$$W_{oi} = \Phi = \left[ (0,29 - 0,38W_o) \ell q \frac{\sigma}{0,0001} - 0,41W_o - 1,92 \right], \quad (5)$$

где  $W_o$  – влажность органической составляющей до уплотнения;

$\sigma$  – величина уплотняющей нагрузки, МПа.

В качестве аргумента в формуле (5) используется влажность органической составляющей грунта, которая в отличие от традиционно используемых в аналогичных формулах коэффициента пористости или влажности грунта, для всех видов биогенных грунтов и илов изменяются в значительно более узком диапазоне, чем указанные параметры (табл. 2).

Для расчета устойчивости и режима возведения сооружения (режима загрузки слабого основания) необходимо иметь данные об изменении прочности биогенных грунтов в процессе уплотнения. Увеличение прочности этих грунтов описывается зависимостью аналогичной закону Кулона  $\tau = c + \sigma tq\phi$ . При неустановившемся процессе уплотнения, параметр  $tq\phi$  является переменным и зависит от времени действия уплотняющей нагрузки. В зависимости от времени действия нагрузки  $tq\phi$  изменяется от значений близких к нулю, при кратковременном действии нагрузки, до  $tq\phi = const$  – при стабилизации процесса уплотнения от нагрузки на каждой ступени нагружения. Для каждого вида грунта параметр  $tq\phi$  имеет посто-

янное значение при условии стабилизации процесса уплотнения и соответствует тангенсу угла внутреннего трения в законе Кулона. При этом частицы твердой фазы вместе со связанной ими водой можно рассматривать как твердые частицы, а трение между ними определяется вязкостью водных пленок, увеличивающейся с уменьшением их толщины при уплотнении.

На основании экспериментальных данных по стабилизированному сдвигу получены следующие зависимости параметра  $tq\varphi$  от влажности органической составляющей  $W_o$  :

Для всех видов торфов

$$tq\varphi = 0,764 - 0,0164W_o, \quad (6)$$

для слабоминеральных сапропелей

$$tq\varphi = 0,644 - 0,0135W_o, \quad (7)$$

для среднеминеральных, минеральных сапропелей, заторфованных грунтов и илов

$$tq\varphi = 0,773 - 0,0118W_o. \quad (8)$$

Для параметра «С» не установлена статистически значимая связь ни с одним из показателей физических свойств и состава биогенных грунтов. Этот параметр аналогичен значению сцепления в формуле Кулона и характеризует прочность грунта в естественном состоянии (в залежи) при  $\sigma = 0$ .

На основании сравнения значений показателя «С», полученных при сдвиговых испытаниях, с результатами определения прочности в полевых условиях  $t_{кр}$  с помощью сдвигомера – крыльчатка СК-8 его значение следует принимать равным

$$C = 0,8t_{кр}, \quad (9)$$



где  $t_{кр}$  – прочность грунта в естественном состоянии (в залежи), определяемая в полевых условиях при инженерно – геологических изысканиях по методу вращательного среза сдвигомером – крыльчаткой СК-8.

Разработанные способы определения показателей свойств биогенных грунтов и илов позволяют существенно сократить объем работ по определению показателей в лабораторных условиях и получать более достоверную информацию о свойствах грунтов по трассам линейных сооружений.

*Банников Сергей Николаевич, канд. техн. наук, доц.  
Белорусского национального технического университета,  
г. Минск, Беларусь*

***Деформативность и устойчивость подпорных конструкций  
из армированного грунта***

***Deformation and stability of reinforced soil retaining walls***

В статье рассматривается методика определения давления армированного грунта на подпорную стенку. По полученным формулам были проведены расчеты, устанавливающие распределение горизонтальных давлений на ограждение, а также вертикальных напряжений и деформаций под подошвой фундамента в зависимости от коэффициента механической анизотропии.

**Stress-strain state of soil retaining wall of reinforced soil are discussed. Received decisions are determinated distribution vertical and horizontal stresses matations on retaining wall. The influence of mechanical anisotropy and Poisson's ratios on distribution vertical and horizontal stresses on retaining wall has been determined.**

В последние десятилетия в строительстве подпорные конструкции занимают сравнительно большой объем. Возведение таких сооружений требует значительных трудозатрат и материалов. Соответственно проблема снижения стоимости и трудоемкости весьма актуальна. Большое преимущество в данном случае имеют методы армирования грунта, посредством которых грунт превращается фактически в новый материал с более высокими физико-механическими характеристиками.

Для уменьшения давлений на подпорные конструкции прибегают к усилению оснований различными способами. Среди них есть и такие, как усиление грунтов нагельным и мембранным способом. Рассмотрим напряженно-деформативное состояние таких оснований с точки зрения их влияния на ограждающие конструкции и осадки фундаментов. При исследовании работы таких оснований грунтовую

среду с нагелями рассматривали как трансверсально-изотропную среду [1] со следующими граничными условиями (рис. 1).

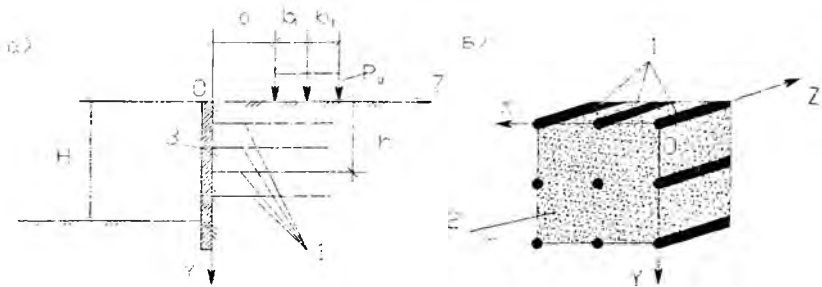


Рис. 1. Расчетная схема:  
1 - нагель; 2 - грунт; 3 - ограждающая конструкция

В результате решения уравнений равновесия и неразрывности нами были получены выражения для определения напряжений в виде

$$\sigma_x = \frac{P_0 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_1}{\pi(\gamma_2 - \gamma_1)} \left[ \gamma_2 \left( \operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left( \operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_1} \right) + \gamma_2 \left( \operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left( \operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_1} \right) \right]; \quad (1)$$

$$\sigma_y = \frac{P_0}{\pi(\gamma_2 - \gamma_1)} \left[ \gamma_2 \left( \operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left( \operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_1} \right) + \gamma_2 \left( \operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left( \operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_1} \right) \right]; \quad (2)$$

Здесь  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$  – корни характеристического уравнения, которые для нашего случая определялись по следующим формулам:

$$\gamma_1 = \sqrt{\frac{S_{66} + 2S_{13} - \sqrt{(S_{66} + 2S_{13})^2 - 4S_{11}S_{33}}}{2S_{11}}}; \quad (3)$$

$$\gamma_z = \sqrt{\frac{S_{66} + 2S_{13} + \sqrt{(S_{66} + 2S_{13})^2 - 4S_{11}S_{33}}}{2S_{11}}}, \quad (4)$$

где

$$S_{11} = \frac{1}{E}(1 - \nu^2); \quad S_{13} = -\frac{\nu_3}{E_3}(1 + \nu); \quad S_{33} = \frac{1}{E_3}\left(1 - \nu_3^2 \frac{E}{E_3}\right);$$

$$S_{66} = \frac{E(1 + 2\nu_3) + E_3}{EE_3};$$

$E$ ,  $E_3$  – модули деформации соответственно для сжатия-растяжения в направлении плоскости изотропии (ХОУ) и нормальном к ней;

$\nu$  – коэффициент Пуассона, характеризующий отношение относительных поперечных деформаций в плоскости изотропии (ХОУ);

$\nu_3$  – коэффициент Пуассона для плоскости (YOZ) перпендикулярной плоскости изотропии.

При рассмотрении задачи устойчивости ограждающих конструкций важна оценка давлений грунта на ограждение в активном состоянии от действия собственного веса и дополнительной нагрузки при различных схемах армирования грунта. Как показывают эксперименты и натурные наблюдения величина давления грунта  $\sigma$  на сооружение существенно зависит от направления, величины и характера смещения вертикальных или наклонных контактных граней сооружения, по которым происходит взаимодействие с грунтовым массивом.

Под действием давления грунта могут возникнуть смещения сооружения в сторону от грунта. Это способствует образованию поверхности скольжения и постепенному формированию области обрушения и пластических деформаций армированного грунта. Возникающие в зоне смешивающегося грунта силы сопротивления сдвигу приводят к уменьшению давления грунта, которое при определенной величине смещения сооружения и окончании формирования призмы обрушения достигает предельного минимального давления, называемого активным давлением  $\sigma_a$ .

При наличии на поверхности грунта дополнительной нагрузки  $q$  (рис. 2) общее активное давление на ограждающую стенку будет определяться по следующей формуле:

$$\sigma_a = (\sigma_{a,\gamma} + \sigma_{a,q}) = (q + \gamma_{ap}z) \xi_{ap} = (q + \gamma_{ap}z) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_{ap}}{2} \right), \quad (5)$$

где  $\xi_{ap} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_{ap}}{2} \right)$  – коэффициент активного давления армированного грунта на стенку;

$q$  – удельная нагрузка за подпорной стенкой на уровне поверхности земли;

$b$  – ширина приложения нагрузки  $q$ ;

$a$  – расстояние от ограждающей стенки до нагрузки  $q$ ;

$\gamma_{ap}$  – удельный вес армированного грунта;

$z$  – текущая координата в которой рассматривается предельное напряженное состояние.

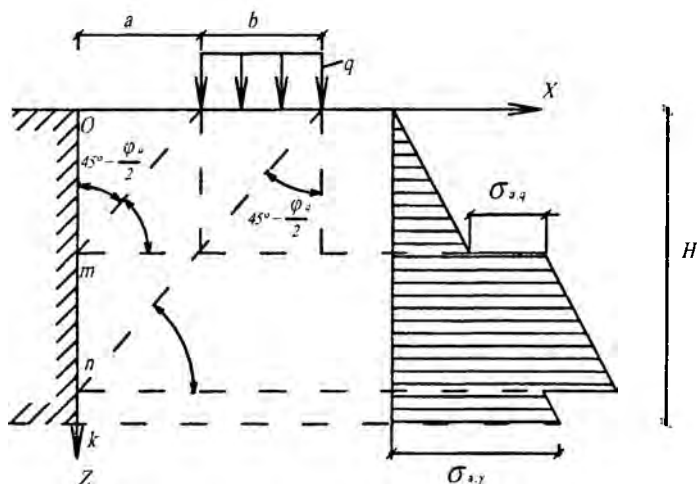


Рис. 2. Расчетная схема для определения активного давления на подпорную стенку от полосовой нагрузки

Горизонтальная составляющая активного давления ( $\sigma_{a,q}$ ) армированного грунта от этой нагрузки определяется:

- при  $a/\operatorname{tg}\theta \leq z \leq (a+b)/\operatorname{tg}\theta$  по формуле (5);
- при  $0 \leq z \leq a/\operatorname{tg}\theta$  и  $z > (a+b)/\operatorname{tg}\theta$  по формуле (5) при  $q = 0$  и  $\theta = \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$ .

При использовании формулы (5) необходимо обеспечить внутреннюю устойчивость армированного массива грунта возле каждого отдельного армирующего элемента. Это достигается при следующих условиях:

- проверки на проскальзывание грунта по армирующим элементам

$$T_a \leq 2 \gamma_{ap} z \operatorname{tg}\psi l_{ap}; \quad (6)$$

- проверки армирующих элементов на разрыв

$$T_a \leq R_s \delta_{ap} b_{ap}, \quad (7)$$

где  $T_a$  – растягивающее усилие в арматуре, которое определяется по формуле

$$T_a = \xi_{ap} \sigma_z h_v h_u; \quad (8)$$

$\operatorname{tg}\psi$  – угол сдвига грунта по армирующим элементам;

$R_s$  – расчетное сопротивление армирующих элементов на разрыв;

$l_{ap}$  – длина армирующих элементов;

$\delta_{ap}$  – толщина армирующих элементов;

$b_{ap}$  – ширина армирующих элементов.

Для определения активного давления, необходимо знать также механические характеристики армогрунта, такие как коэффициент активного бокового давления грунта ( $\xi_a$ ), удельная сила сцепления ( $C$ ) и угол внутреннего трения ( $\varphi$ ).

Для определения этих характеристик нами разработан и изготовлен прибор КПА-2 [2].

При проведении испытаний армированный грунт загружали следующими ступенями нагрузки:  $\sigma_z = \sigma_3 = 0, 1 \dots 0,5$  МПа с шагом через 0,1 МПа. Для каждой ступени вертикальной нагрузки в стабилизированном состоянии фиксировали горизонтальное давление  $\sigma_x$ . За

условную стабилизацию принимали скорость осадки армогрунта равной  $v = 0,1$  мм/ч. Испытания считались оконченными, если последние две ступени нагрузки не изменяли коэффициент бокового давления. На графиках функции  $\xi = f(\sigma_z)$  появляются горизонтальные площадки, а значения вертикальных ( $\sigma_z$ ) и горизонтальных ( $\sigma_x$ ) напряжений соответствующие этим площадкам называются главными и они соответствуют предельному напряженному состоянию армированного грунта. Отношение этих напряжений

$$\xi_{ad} = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3},$$

определяет коэффициент бокового давления ( $\xi_{ad}$ ) для предельного состояния грунта.

Результаты испытаний армированного грунта представлены в табл. 1 и на рис. 3.

Таблица 1

Результаты определения коэффициента бокового давления армогрунта  $\xi_{ad}$  и его прочностных характеристик ( $\varphi$ ,  $C$ ) при его равномерном усилении отдельными металлическими стержнями

Вертикальные напряжения $\sigma_1$ , МПа	Боковые напряжения $\sigma_3$ , МПа	Коэффициент бокового давления $\xi_{ad}$	Относительный объем армирования $\alpha = V_{ад}/V_{гр}$	Прочностные характеристики армогрунта	
				$\varphi$ , градус	$C$ , кПа
0,3	0,09	0,3	0	32	-
0,4	0,12				
0,5	0,15				
0,3	0,078	0,26	0,02	36	-
0,4	0,104				
0,5	0,13				
0,3	0,063	0,21	0,05	41	-
0,4	0,084				
0,5	0,105				
0,3	0,051	0,17	0,07	45	-
0,4	0,068				
0,5	0,085				

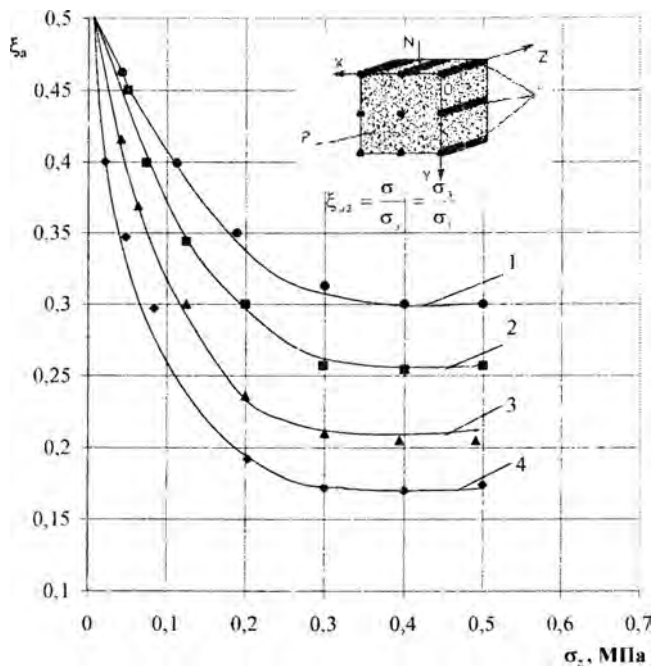


Рис. 3. Графики изменения коэффициента бокового давления  $\xi_{sa2}$  при нагельном способе армирования в зависимости от относительной величины объема стержней ( $V_{ap}/V_{cp}$ ):

$$1 - \frac{V_{ap}}{V_{cp}} = 0; 2 - \frac{V_{ap}}{V_{cp}} = 0.02; 3 - \frac{V_{ap}}{V_{cp}} = 0.05; 4 - \frac{V_{ap}}{V_{cp}} = 0.07;$$

1 – армирующие элементы; 2 – грунт

Для проверки адекватности предлагаемой математической модели армированного песчаного основания с натурными данными были проведены сопоставительные расчеты для следующих исходных данных: песок средней крупности, средний,  $h_v = h_n = 0.5$  м, угол сдвига грунта по железобетонным нагелям  $\psi = 27^\circ$ ; модуль деформации грунта  $E = 35$  МПа; длина нагеля  $l_n = 3$  м; диаметр стержня нагеля  $d = 32$  мм; диаметр нагеля  $d_n = 0.114$  м; класс арматуры S400; расчетное сопротивление на разрыв  $f_{vd} = 365$  МПа.

Усилие, приходящееся на нагель верхнего яруса (рис. 4):

– для армированного грунта определяли по формуле (1):



$$N_z = 0,5 \times h_v \times \sigma_{z,v} = 0,5 \times 0,5 \times 0,048 = 0,012 \text{ МН};$$

– для неармированного грунта по формуле (1) при  $\gamma_1 = \gamma_2 = 1$ :

$$N_z = 0,5 \times 0,5 \times 0,203 = 0,05 \text{ МН.}$$

Несущую способность нагеля для армированного основания определяют по формуле

$$F_{du} = \sigma_v \times \pi \times d \times l_H \times \text{tg}\psi = 0,11 \times 3,14 \times 0,114 \times 3 \times 0,51 = 0,06 \text{ МН.}$$

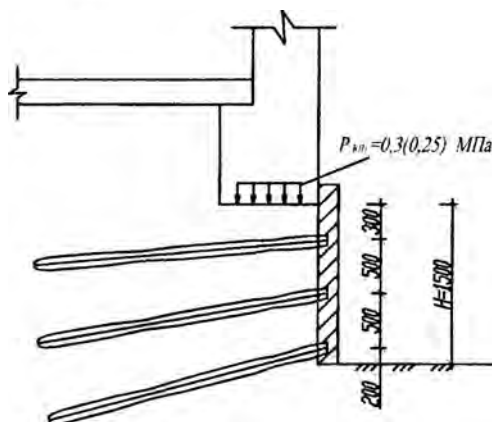


Рис. 4. Расчетная схема для определения устойчивости подпорной стенки

Проверку нагелей по несущей способности грунта производили по формуле

$$N_z < F_{du} \cdot \quad (9)$$

Как видно из приведенных расчетных данных, устойчивость подпорной конструкции будет обеспечена только для армированного грунта и в дальнейшем неармированное основание не рассматриваем.

Проверку нагелей на разрыв производили по СНБ 5.03.01-02 используя следующую формулу:

$$N_{sd} \leq F_{Rd}, \quad (10)$$

где  $F_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot}$ ;

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

$A_{s,tot}$  – полная площадь продольной арматуры в сечении

$$A_{s,tot} = 8,043 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$N_{sd} = N_z$  – расчетная продольная сила от внешнего воздействия.

Подставляя в формулу (10) исходные данные, получили

$$0,012 \text{ МН} \leq 365 \cdot 8,043 \cdot 10^{-4} = 0,29 \text{ МН}.$$

Условие по прочности на разрыв арматуры обеспечивается.

Расчет осадки армированного основания производили по формуле

$$S_{ap} = \beta \sum_{i=1}^{15} \frac{\sigma_{yp,i} \cdot \Delta h_i}{E}, \quad (11)$$

где  $\beta$  – коэффициент, учитывающий боковое расширение в грунтах (для армированных оснований  $\beta = 1$ );

$\sigma_{yp,i} = \sigma_{z,i}$  – вертикальные напряжения армированного основания (табл. 2);

$\Delta h_i$  – толщина расчетного слоя ( $\Delta h_i = (0,4 \div 0,2) \cdot b$ );

$E$  – модуль деформации армированного слоя грунта ( $E=35$  МПа).

После подстановки исходных данных в формулу (11) получили осадку

$$S_{ap} = 8 \text{ мм}.$$

Сравнивая полученное значение расчетной осадки с фактическими данными получили их несколько завышенными. Это связано с разуплотнением грунта при устройстве нагелей.

Анализируя полученные данные, мы пришли к следующим выводам:

1. Проведенные исследования показали, что предлагаемые выражения для определения бокового давления более достоверно описывают напряженно-деформационные процессы в армированных грунтах по сравнению с существующими зависимостями для изотропных сред.

2. Расчетные осадки фундаментов по предложенным выражениям при учете механической анизотропии хорошо согласуются с результатами натуральных измерений и дают расхождение не свыше 10 %.

3. Наши экспериментальные и теоретические исследования свидетельствуют, что армирование оснований горизонтальными элементами (нагелями) позволяет существенно уменьшить боковое давление и практически исключить боковые деформации ограждающих конструкций.

Таблица 2

Расчетные значения давлений на ограждающую стенку  $\sigma_z$  и грунта  $\sigma_y$  ниже подошвы фундамента

Армированное основание		Неармированное основание		у, м
$\sigma_y$ , МПа	$\sigma_z$ , МПа	$\sigma_y$ , МПа	$\sigma_z$ , МПа	
0,24	0,052	0,234	0,234	0,1
0,23	0,05	0,218	0,219	0,2
0,22	0,048	0,203	0,203	0,3
0,211	0,046	0,188	0,188	0,4
0,201	0,044	0,174	0,174	0,5
0,192	0,042	0,16	0,16	0,6
0,183	0,04	0,147	0,147	0,7
0,174	0,038	0,134	0,135	0,8
0,166	0,036	0,123	0,123	0,9
0,158	0,035	0,112	0,113	1,0
0,151	0,033	0,103	0,103	1,1
0,143	0,031	0,094	0,094	1,2
0,137	0,03	0,085	0,086	1,3
0,13	0,028	0,078	0,078	1,4
0,124	0,027	0,071	0,071	1,5

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лехницкий, С.Г. Теория упругости анизотропного тела / С.Г. Лехницкий. – М., 1977. – 415 с.
2. Банников, С.Н. Методика определения механических характеристик армированного грунта подпорных стенок / С.Н. Банников, Аль Махамид Файез // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инж. кадров Республики Беларусь: сб. научн. трудов Междунар. научно-методич. межвуз. семинара. – Могилев, 2005. – С.82–86.

*Костюкович Петр Николаевич, д-р техн. наук, проф.  
Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Беларусь*

***Концепция бытового давления дисперсных грунтов с позиций  
законов Кулона и Паскаля***

***The concept of vertical natural pressure of disperse soils from posi-  
tions of Coulomb's law and Pascal law***

На основе сопоставления физических свойств грунтов и паскалевских жидкостей показано, что глубинное распределение соответственно их бытового и гидростатического давления, порождаемое собственным весом среды, подчиняется различным закономерностям: у жидкостей, не обладающих сдвиговой прочностью, это закон Паскаля  $\sigma_p(h) = \gamma h$ ; для грунтов предложена обобщенная нелинейно-сдвиговая модель  $\sigma_\tau(h) = \gamma h^\lambda$ , переходящая в прямолинейно-паскалевскую при  $\lambda = 1$ . Сделан вывод, что проявление бытового давления грунтов в верхней зоне литосферы носит локальный характер, зависит от размеров и формы нижней поверхности его проявления и осуществляется через сдвиговые деформации.

In terms of correlation of physical properties of soils and pascal liquids is shown that intratelluric accommodation of respectively their vertical natural and hydrostatic pressure which is generated by medium's own weight obeys to different mechanisms: for liquids which don't have shear resistance it is Pascal's law  $\sigma_p(h) = \gamma h$ ; for soils it is generalized non-linear shear model  $\sigma_\tau(h) = \gamma h^\lambda$  which transfers to linear-pascal model if  $\lambda = 1$ . There is the conclusion that staining of domestic pressure of soils in overhead zone of lithosphere has a local character and depends on dimensions and form of bottom surface of its staining and is effected through shear deformations.

Геоснования инженерных сооружений в Беларуси представлены исключительно дисперсными грунтами: моренными, флювиогляциальными, аллювием, покровными суглинками и озерноледниковыми образованиями. Сжатие и одновременное уплотнение этих грунтов всегда приводит к соответствующей осадке фундаментов. Прогнозирование данных процессов требует знания закономерностей взаимодействия природного (горного или «бытового») давления от собственного веса грунтовой толщи  $\delta(h) \downarrow$  с дополнительным или избыточным давлением, создаваемым подошвой фундамента. Эта задача особенно актуальна для многослойных толщ. в разрезе которых идет чередование малопрочных водонасыщенных грунтов с переуплотненными моренными.

Как известно, вертикальные бытовые давления грунтов  $\sigma(h) \downarrow$  порождаются их тяжестью. Эти давления оказывают постоянное сжимающее действие на нижележащие слои и потому учитываются при расчетах осадок геоснований и, в частности, при оценке мощности (толщины) активной (сжимаемой) зоны под подошвой фундамента.

Физика формирования и проявления  $\sigma(h) \downarrow$  в условиях их взаимодействия с другими внутренними силами грунтового массива (и прежде всего с силами межчастичного трения и структурного сцепления) пока исследована недостаточно. Может быть поэтому задача о природном давлении дисперсных грунтов получила недопустимо предельное упрощение, которое до сих пор не имеет соответствующего научного обоснования, однако широко применяется и сводится к следующему.

Столб естественного грунта (напр., в форме прямоугольного параллелепипеда высотой  $h$  и единичной площадью основания) условно «вырезается» из своей среды (грунтового массива) и взвешивается; «воздушный» вес этого столба  $\rho gh = \gamma h$  и принимается за бытовое давление грунта на глубине  $h$ . Таким образом, грунт в *гидростатической теории бытовых давлений горных пород* рассматривается как среда без внутреннего структурного сцепления и контактного трения, т.е. как паскалевская жидкость, лишенная сдвиговой прочности, но обладающая плотностью и удельным весом грунта. В итоге осуществляется прямой перенос закона Б. Паскаля о

глубинном распределении гидростатического давления жидкости  $\sigma(h) \downarrow = \sigma_p(h) = \gamma h$  на глубинное распределение бытового давления грунта. Отсюда следует, что *принимаемая в механике грунтов этюра глубинного распределения бытового давления грунтов является гидростатической* [1–4]:

$$\sigma(h) \downarrow = \sigma_p(h) = mg / A = \rho Vg = \gamma h, \quad (1)$$

присущей паскалевским жидкостям, не обладающим сдвиговой прочностью (у этих жидкостей сдвиговые сопротивления отсутствуют ( $\tau(\sigma^*, h) = 0$ ) и потому имеет место закон Б. Паскаля). Здесь

$$\rho = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \rho_i \quad \text{и} \quad \gamma = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \gamma_i = \rho g - \quad (2)$$

усредненные по глубине  $h$  величины соответственно плотности и удельного веса грунтов;  $m = \rho V = \rho h$  – масса столба грунта (жидкости – в гидростатике) единичной площади ( $A=1$ ) и высотой  $h$ ;  $\sigma_p(h)$  – бытовое давление грунта на глубине  $h$  в соответствии с прямолинейно-паскалевской моделью. Геометрически функция  $\sigma_p(h) = f(h)$  представляется прямой, которая исходит из начала координат ( $\sigma = h = 0$ ) и обладает угловым коэффициентом (рис. 1):

$$\gamma = \sigma / h = \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{const}. \quad (3)$$

Из (3) следует, что численно  $\gamma = \sigma_0$  при  $h = 1$ , т.е. удельный вес грунта  $\gamma$  можно интерпретировать как бытовое давление грунта  $\sigma_0$  на глубине  $h = 1$ .

В отличие от паскалевских жидкостей дисперсные грунты сжимаемы, обладают сдвиговой прочностью ( $\tau(\sigma^*, h) \gg 0$ ), формируемой внутренним трением ( $\operatorname{tg} \varphi$ ) и структурным сцеплением ( $\tau_0$ ), и потому оказывают огромные сопротивления любым (горизонтальным, вертикальным и т.д.) сдвиговым усилиям и смещениям. По-

этому выделенный столб грунта будет подпираться этими сопротивлениями и в какой-то мере «зависать» в грунтовом массиве, притормаживаясь внутренним трением и структурным сцеплением сжимающихся частиц от «свободного падения». В итоге реальное бытовое давление грунта  $\sigma_\tau(h)$  становится существенно меньше его веса  $\gamma h$ :

$$\sigma_\tau(h) \ll \sigma_p(h) = \gamma h. \quad (4)$$

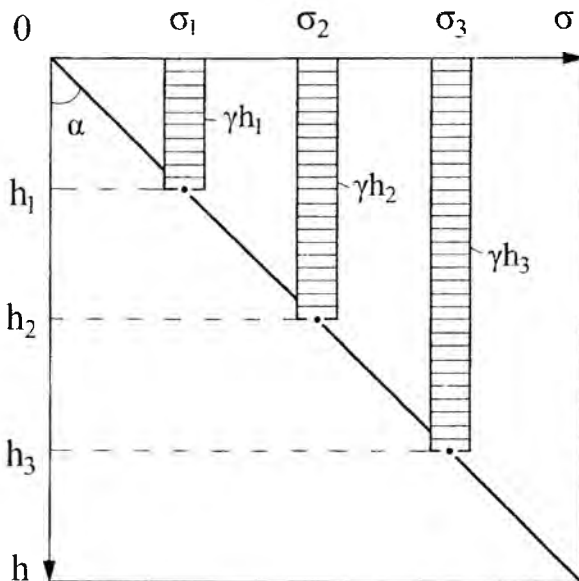


Рис. 1. Графоаналитическое представление паскалевской модели глубинного распределения гидростатического («бытового») давления жидкостей

$$\sigma(h) \downarrow = \sigma_p(h) = \gamma h = (\operatorname{tg} \alpha) h.$$

Пусть сдвиговая прочность грунтового массива на всех глубинах подчиняется закону Кулона:



$$\tau(\sigma^*, h) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \tau_i(\sigma^*, h) = \tau_0(h) + [tg\varphi(h)]\sigma^*(h), \quad (5)$$

где  $\tau_0(h)$  – удельное сцепление грунта;

$\varphi(h)$  – угол внутреннего трения;

$\sigma^*(h)$  – давление грунтового массива, нормальное сдвигающему вектору.

Когда силы (1) и (5) противоположны, то реальное бытовое давление на глубине  $h$  составит

$$\sigma_\tau(h) = \gamma h - \tau(\sigma^*, h). \quad (6)$$

Представляет интерес решение задачи путем обобщения прямой линейной функции (1):

$$\sigma_\tau(h) = \gamma h^\lambda = \sigma_0 h^\lambda = \sigma_p(h) h^{\lambda-1}, \quad (7)$$

где  $\lambda$  – коэффициент сопротивления грунтов их строго вертикальному смещению вниз под действием силы тяжести (является функцией взаимодействия гравитационных и сдвиговых напряжений в результирующем векторе сил, нормальных горизонтальной площадке на данной глубине);

$\sigma_\tau(h)$  – бытовое давление грунта на глубине  $h$  в соответствии с нелинейно-сдвиговой моделью (7). Очевидно, эта модель при  $\lambda = 1$  переходит в закон Паскаля для «бытового» давления жидкости.

С учетом соотношения (4) из (7) получаем, что в грунтовых толщах всегда  $\lambda \ll 1$  (рис. 2).

Зависимости (4)–(7) в той или иной степени отражают физические предпосылки, лежащие в основе существования в ограниченных и неограниченных пространствах грунтовых толщ арочных эффектов, ограниченности по высоте сводов и зон обрушения над горными выработками, устойчивости необсаженных стволов скважин, быстрого затухания скорости и дальности рассеивания дополнительных напряжений под фундаментами и других проявлений

взаимодействия сил тяжести с силами внутреннего трения и сцепления грунтов.

При наличии опытных значений  $\sigma_\tau(h)$ , измеренных на двух и более глубинах, параметр  $\lambda$  целесообразно определять графоаналитически. Для этого следует воспользоваться основным свойством степенной функции (7): в билогарифмической системе координат  $\ln \sigma_\tau(h) = f(\ln h)$  она преобразуется в прямую

$$\ln \sigma_\tau(h) = \ln \gamma + \lambda \ln h = \ln \sigma_0 + \lambda \ln h \quad (8)$$

с начальным отрезком  $\ln \gamma = \ln \sigma_0$  на оси бытовых давлений ( $\ln h = 0$ ) и угловым коэффициентом

$$\lambda = \frac{\ln \sigma_{\tau 2} - \ln \sigma_{\tau 1}}{\ln h_2 - \ln h_1} = \frac{\ln \sigma_\tau - \ln \gamma}{\ln h} = \frac{\ln \sigma_\tau - \ln \sigma_0}{\ln h} = const \quad (9)$$

или

$$\lambda = \ln(\sigma_{\tau 2} / \sigma_{\tau 1}) / \ln(h_2 / h_1) = \ln(\sigma_\tau / \gamma) / \ln h. \quad (9,a)$$

Подставив опытные значения  $\ln \sigma_\tau$  и  $\ln h$  в эти зависимости, легко получить  $\lambda$  и далее вести расчет  $\sigma_\tau(h)$  для других глубин.

Произведем качественную оценку влияния моделей (1) и (7) на глубины распространения активной (сжимаемой) зоны под подошвой фундамента  $h_{ap}$  и  $h_{at}$ , определяемые с учетом закономерностей формирования бытовых давлений соответственно (1) и (7). Положим:  $h_0$  – глубина залегания подошвы фундамента;  $\sigma_f(h_0)$  – давление на уровне подошвы фундамента, создаваемое весом инженерного сооружения и самого фундамента;  $\sigma_e(h_0)$  – бытовое давление грунта на глубине  $h_0$  (равно  $\sigma_p(h_0)$  или  $\sigma_\tau(h_0)$  в моделях соответственно (1) или (7));  $\sigma_e(h_0) = \sigma_{e0} = \sigma_f(h_0) - \sigma_n(h_0)$  – дополнительное или эффективное давление подошвы фундамента, принимаемое в расчетах его осадок (равно  $\sigma_{ep} = \sigma_f(h_0) - \sigma_p(h_0)$  или  $\sigma_{et} = \sigma_f(h_0) - \sigma_\tau(h_0)$ )

соответственно с учетом бытового давления по (1) или (7);  $\alpha$  – функция рассеивания по глубине эффективного давления  $\sigma_e(h_0)$  [1–4].

Будем исходить из допущения, что на глубинах  $h_{ap}$  и  $h_{at}$ , т.е. у основания активной зоны, эффективное давление от подошвы фундамента составляет  $\beta$ -ю долю бытового (напр.,  $\beta = 20\%$ ). Кроме того, положим, что на уровне подошвы фундамента  $\sigma_p(h_0) = \sigma_r(h_0)$  и  $\sigma_e(h_0) = \sigma_{e0}$ . Тогда можем записать:

$$\sigma_e(h_{ap}) = \beta \gamma h_{ap} = \alpha(h_{ap}) \sigma_{e0}; \quad (10)$$

$$\sigma_e(h_{at}) = \beta \gamma h_{at}^\lambda = \alpha(h_{at}) \sigma_{e0}, \quad (11)$$

откуда находим

$$h_{at} = \left[ \frac{\alpha(h_{at})}{\alpha(h_{ap})} h_{ap} \right]^{1/\lambda}. \quad (12)$$

Поскольку  $\lambda \ll 1$ , то из (12) имеем, что в грунтовых толщах всегда

$$h_{at} \gg h_{ap}. \quad (13)$$

Эта разница в мощностях активной зоны возникает из-за того, что на любой глубине  $h$  имеет место соотношение (4), т.е. существует превышение паскалевских бытовых давлений  $\delta_p(h)$  над сдвиговыми  $\delta_r(h)$ . Данное превышение найдем, вычитая (7) из (1):

$$\Delta\sigma(h) = \sigma_p(h) - \sigma_r(h) = \gamma h (1 - h^{\lambda-1}) = \sigma_p(h) (1 - h^{\lambda-1}). \quad (14)$$

Существование разницы бытовых давлений  $\Delta\sigma(h)$ , не участвующих в сжатии грунтовой толщи и формировании ее активной зоны, может становиться одной из главных причин возникновения

значительных погрешностей при оценке несущей способности геос оснований и, как следствие, величины осадки фундамента.

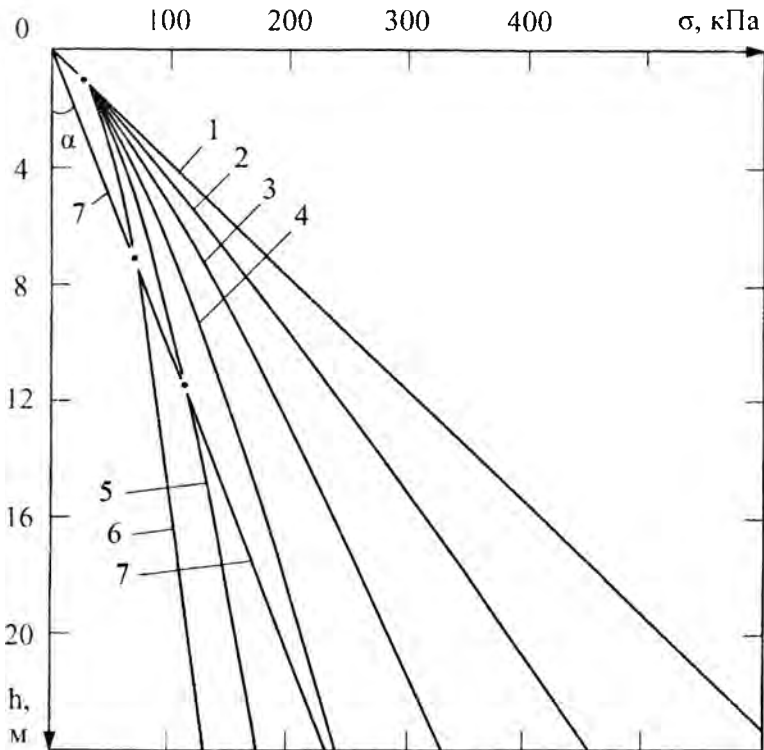


Рис. 2. Распределение по глубине  $h$  бытовых давлений  $\sigma(h) \downarrow$  тяжелой супеси (графики 1...6) по гидростатической ( $\sigma(h) \downarrow = \gamma h$ ,  $\gamma = 26,0 \text{ кН/м}^3$ , прямая 1) и нелинейно-сдвиговой ( $\sigma(h) \downarrow = \gamma h^\lambda$ ,  $\gamma = 26,0 \text{ кН/м}^3$ ,  $\lambda < 1$ , кривые 2...6) моделям: 1...6 – значения  $\lambda$  равны соответственно 1.0; 0.9; 0.8; 0.7; 0.6; и 0.5; прямая 7 – распределение по глубине гидростатического («бытового») давления воды по закону Б. Паскаля  $\sigma(h) \downarrow = \gamma h$ , где  $\gamma = \sigma / h = \text{tg} \alpha = 9,81 \text{ кН/м}^3$ . Параметры супеси:  $\rho_S = 2,65$ ;  $\rho_d = 1,80$  и  $\rho = 2,03 \text{ г/см}^3$ ;  $\gamma = 26,0 \text{ кН/м}^3$ ;  $W=12,8\%$ ;  $J_p=4,4\%$ ;  
 $\tau = 0,33 + 0,475\sigma$ ,  $\text{кг/см}^2$

Итак, выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. В современной механике грунтов теоретическая и проектная оценка бытового давления дисперсных сред осуществляется по модели (1)  $\sigma_p(h) = \gamma h$ . Показано, что эта модель в действительности справедлива только для паскалевских жидкостей, лишенных внутреннего трения и структурного сцепления и потому не обладающих сдвиговой прочностью. Именно поэтому закономерность (1) следует из закона Б.Паскаля и отражает глубинное распределение гидростатического («бытового») давления этих жидкостей. На этом основании модель (1) названа *прямолинейно-паскалевской*.

2. Дисперсные грунты, в отличие от паскалевских жидкостей, обладают значительной сдвиговой прочностью, обусловленной их внутренним трением и сцеплением. Поэтому виртуально выделенный в грунтовом массиве столб грунта единичной площади и высотой  $h$  никогда не будет «свободно падать» в грунтовом массиве и оказывать на эту площадь бытовое давление, равное собственному весу  $\gamma h$ . Отсюда следует, что *реальное бытовое давление дисперсных грунтов всегда меньше паскалевского  $\sigma_p(h)$  и является функцией взаимодействия сил тяжести грунта с силами его внутреннего трения и сцепления*. Это значит, что проявление бытового давления грунтовых толщ, в отличие от паскалевских жидкостей, всегда носит локальный характер и осуществляется только через сдвиговые и уплотняющие деформации, т.е. путем преодоления кулоновских сопротивлений. Отсюда заключаем: *бытовое давление представляет собой результирующий вектор взаимодействия двух основных сил: сил тяжести некоторой ограниченной области (напр., геоснования, свода или призмы обрушения) с силами сопротивления сдвигу на внешней поверхности этой области*; очевидно, если кулоновские силы этих поверхностей не меньше сил тяжести самих областей, то бытовое давление последних вообще не сможет проявиться.

3. Существование соотношения (4) ставит задачу отыскания таких функций (теоретических или эмпирических), которые описывали бы глубинное распределение бытового давления грунтов с мак-

симальной точностью (прежде всего в многослойных геос основаниях). Поскольку теория бытового давления грунтов далека до завершения, а натурные измерения этого давления отсутствуют, то целесообразно развивать различные концепции решения проблемы. С данных позиций определенным интерес вызывает степенная функция (7), представляющая обобщенную модель паскалевского распределения давлений.

4. Предлагаемая *нелинейно-сдвиговая* модель глубинного распределения бытового давления грунтов (7) во многих отношениях заслуживает внимания и особенно с позиции ее принципиального отличия от господствующей в механике грунтов прямолинейно-паскалевской модели (1). В основе отличия лежат два главных фактора: нелинейность модели (7), зависящая от соотношения гравитационных и сдвигающих напряжений в результирующем векторе сил, и совершенно различная физика сред: сжимаемость грунтов и наличие у них значительной сдвиговой прочности – с одной стороны, и полное отсутствие этих свойств у паскалевских жидкостей – с другой.

5. Объективная оценка бытового давления грунтов до тех пор не будет достигнута, пока не будут решены две основные задачи: во-первых, не станут известны законы взаимодействия силы тяжести геос основания с силами сдвиговых сопротивлений на его внешней поверхности и, во-вторых, пока не появятся результаты измерений этого давления на различных глубинах и в различных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях. Поэтому целесообразно ввести в нормативы по инженерно-геологическим изысканиям положение о необходимости выполнения полевых опытов по исследованию бытового давления грунтов будущих геос оснований.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кириллов, В.С. Основания и фундаменты / В.С. Кириллов. – М.: Транспорт, 1980. – 392 с.
2. Костерин, Э.В. Основания и фундаменты / Э.В. Костерин. – М.: Высшая школа, 1990. – 432 с.
3. Механика грунтов / под ред. Б.И. Далматова. – Москва–Санкт-Петербург, 2000. – Ч. 1. Основы геотехники. – 204 с.
4. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М.: Высшая школа, 1973. – 280 с.

*Костюкович Петр Николаевич, д-р техн. наук, проф.  
Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Беларусь*

***Теория взаимосвязей между деформацией уплотнения  $\varepsilon(\sigma)$   
и сдвиговой прочностью  $\tau(\sigma)$  дисперсных грунтов***

***The theory of interrelations between compaction strain  $\varepsilon(\sigma)$  and shear  
strength  $\tau(\sigma)$  of disperse soils***

На основе сопоставления предельных напряжений, действующих в области сжимающих и сдвигающих деформаций, установлены основные закономерности, формирующиеся в грунте при взаимодействии как линейных (прямо пропорциональных и обобщенных законов Гука и Кулона), так и нелинейно-затухающих моделей деформации и сдвига. Показано, что взаимодействие линейных законов в всех случаях приводит к тому, что функциональные связи между деформацией уплотнения  $\varepsilon(\sigma)$  и сдвиговой прочностью  $\tau(\sigma)$  грунта – с одной стороны, и между деформативными и прочностными характеристиками грунта – с другой так же являются линейными.

In terms of correlation of ultimate strengths which works in the sphere of compressive and shearing deformations the main mechanisms are found which form in soil during the interaction of both linear (directly proportional and integrated Hooke's law and Coulomb's law) and non-linear damping models of deformation and deviation. It is shown that cooperation of linear laws give rise to the fact that functional tracing between deformation of compaction  $\varepsilon(\sigma)$  and shear resistance  $\tau(\sigma)$  of soil – on the one hand and between deformative and strengthening characteristics of soil – on the other hand also are linear.

Аналитические взаимосвязи между фазовыми характеристиками, составляющими основу линейной фазовой модели дисперсных

грунтов, уже установлены и служат теоретической базой корреляционных соотношений между этими параметрами [1, 2]. Для методологии инженерно-геологических изысканий и геотехнического проектирования не менее актуальна задача о раскрытии функциональных зависимостей, существующих между механическими свойствами грунтов и прежде всего их деформативными и прочностными показателями. Значение этих закономерностей имеет исключительно важное научное и прикладное значение: создается теоретическая основа для диагностики и классификации инженерно-геологических элементов (ИГЭ) с позиции их прочности и несущей способности; открываются пути для аналитической обработки массивов опытных данных и построения корреляционных соотношений между механическими свойствами грунтов; методология инженерно-геологической оценки геоснований приобретает научно обоснованные критерии и вероятность проявления инженерно-геологических рисков снижается. Предлагаемое решение проблемы является следствием линейности двух систем исходных уравнений (законов Кулона и Гука), характеризующих соответственно прочность и деформируемость (сжимаемость) грунтов.

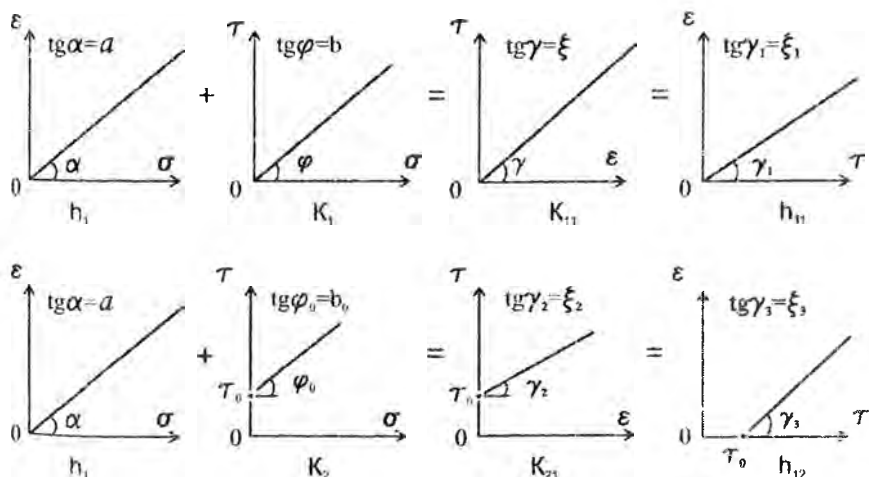


Рис. 1. Графоаналитическое представление результатов взаимодействия в грунтах прямо пропорционального закона Гука ( $h_1$ ) с линейными законами Кулона ( $k_1, k_2$ )



Прочность грунтов, как известно, измеряется их сопротивляемостью соответствующим деформациям [3–5]. Из-за переплетения преобладающих форм межчастичного трения и сцепления, а так же переупаковки зерен в предельных областях все виды грунтовых деформаций достаточно условно подразделяются на элементарные и сложные. Последние представляют собой различные, преимущественно неустойчивые соотношения и комбинации элементарных деформаций и потому не всегда поддаются точным оценкам и прогнозам. Данный фактор и определил выбор главного критерия классификации прочности грунтов. В основу критерия положен тот или иной вид элементарных деформаций. Поскольку среди этих деформаций преобладают два вида, то соответственно им различают прочность грунта на сдвиг («кулоновская» прочность) и прочность его на сжатие («гуковская» прочность).

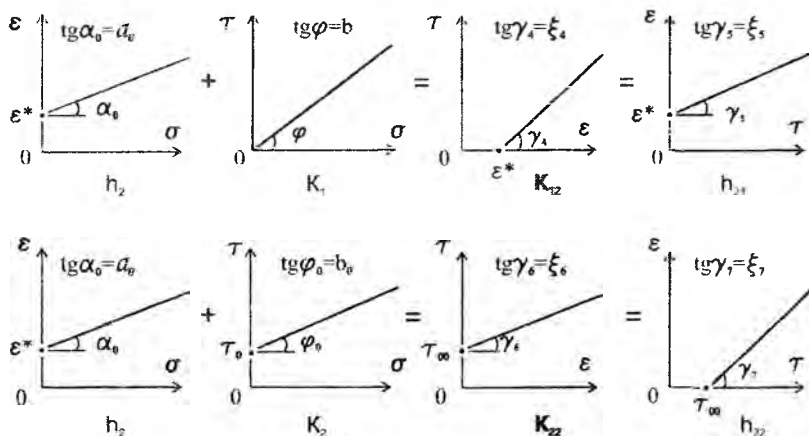


Рис. 2. Графоаналитическое представление результатов взаимодействия в грунтах обобщенного закона Гука ( $h_2$ ) с прямо пропорциональным ( $\kappa_1$ ) и обобщенным ( $\kappa_2$ ) законами Кулона

Названные виды прочности грунтов по физике протекающих в них микродеформаций и свойствах порождаемых ими сопротивлений разнятся существенно и потому характеризуются совершенно различными законами и соответственно параметрами. К примеру,

«гуковская» прочность грунтов или их сопротивляемость сжатию описывается законом Гука и построенной на нем теорией линейно-деформируемой среды с присущими ей деформативными параметрами: модулем общей деформации ( $E_0$ , кг/см<sup>2</sup>) и коэффициентом относительной деформации ( $a$ , см<sup>2</sup>/кг); «кулоновская» прочность грунтов или их сопротивляемость сдвигам характеризуется законом Кулона и базирующейся на нем *теорией линейных сдвигов* с принадлежащими ей двумя прочностными характеристиками: удельным сцеплением ( $c = \tau_0$ , кг/см<sup>2</sup>) и коэффициентом внутреннего трения грунта ( $tg\varphi$ , где  $\varphi$  – угол внутреннего трения, градусы).

Во многих инженерно-геологических процессах и геотехнических технологиях (движение оползней, выпор грунтов, осадка фундаментов, работа мостовых опор, свай и подпорных стенок и т.д.) «гуковская» и «кулоновская» прочности проявляются и действуют одновременно. Поэтому важно, особенно для *теории косвенных методологий* установить как теоретическую, так и опытную корреляцию между сопротивляемостью грунтов различным внутренним трениям и соответствующим деформациям.

С геотехнических позиций большой интерес представляет сопротивляемость грунтов сжатию (уплотнению) и сдвигу. Эта сопротивляемость, как известно, для сыпучих грунтов в определенном интервале сжимающих нагрузок  $\sigma$  подчиняется законам соответственно Гука (рис. 1,  $h_1$ ):

$$\varepsilon(\sigma) = (tg\alpha)\sigma = a\sigma = (\beta_0/E_0)\sigma \quad (1)$$

и Кулона (рис. 1,  $h_2$ ):

$$\tau(\sigma) = (tg\varphi)\sigma = b\sigma = (1/E_\varphi)\sigma, \quad (2)$$

где

$$a = tg\alpha = \varepsilon_1/\sigma_1 = \varepsilon_2/\sigma_2 = \dots = \varepsilon/\sigma = \beta_0/E_0 - \quad (3)$$

угловой коэффициент прямой  $\varepsilon(\sigma)$  по (1), называемый коэффициентом относительного сжатия грунта;

$\beta_0$  – функция бокового расширения грунта;

$$b = \operatorname{tg}\varphi = \tau_1/\sigma_1 = \tau_2/\sigma_2 = \dots = \tau/\sigma = 1/E_0 - \quad (4)$$

угловой коэффициент прямой  $\tau(\sigma)$  по (2), называемый *коэффициентом внутреннего трения грунта*;

$\tau(\sigma)$  – сдвиговая прочность грунта;

$\varepsilon(\sigma)$  – относительная деформация (сжатие или уплотнение) грунта при нагрузке  $\sigma$  ;

$$E_0 = \beta_0(\sigma/\varepsilon) = \beta_0/a = \beta_0/\operatorname{tg}\alpha = \beta_0 \operatorname{ctg}\alpha - \quad (3,a)$$

модуль общей деформации грунта в законе Гука (1);

$$E_\varphi = \sigma/\tau = 1/b = 1/\operatorname{tg}\varphi = \operatorname{ctg}\varphi - \quad (4,a)$$

*модуль внутреннего трения* в законе Кулона (2).

Предположим, что имеем два образца одного и того же грунта (напр., мелкого песка). Один испытываем на компрессионное сжатие и получаем закон Гука (1), который обозначим как  $h_1$ , а другой образец испытываем на сдвиг и получаем закон Кулона (2), который обозначим как  $k_1$  (табл. 1). Если таких опытов выполнено большое количество, то мы имеем возможность установить корреляционную связь между деформативными и прочностными параметрами данного грунта или ИГЭ. Но сначала решим эту задачу теоретически.

В процессе сдвига влияние сжимающих  $\sigma$  и касательных  $\tau$  напряжений на зону деформации проявляется одновременно. В итоге сдвиговая прочность грунта  $\tau(\sigma)$  формируется при постоянном и непрерывном взаимодействии уплотняющих  $\sigma$  и сдвигающих  $\tau$  усилий. Отсюда следует, что *при подчинении грунта законам Гука и Кулона одному и тому же уплотняющему давлению  $\sigma = \operatorname{const}$  соответствуют строго определенные деформации сжатия  $\varepsilon(\sigma)$  и сдвиговые сопротивления  $\tau(\sigma)$* . Поэтому нормальные к поверхности сдвига напряжения  $\sigma$  и являются тем связующим звеном (своего рода «мостиком»), который позволяет установить функциональную связь между «кулоновской» и «гуковской» прочностью

грунта и соответственно между его прочностными и деформативными характеристиками (табл. 1).

Таблица 1

Принятая система записи линейных законов сопротивления грунтов уплотняющим ( $h_1$ ;  $h_2$ ) и сдвиговым ( $\kappa_1$ ;  $\kappa_2$ ) деформациям; N-условные обозначения законов Гука ( $h_1$ ;  $h_2$ ) и Кулона ( $\kappa_1$ ;  $\kappa_2$ )

N	Законы Гука	N	Законы Кулона
$h_1$	$\varepsilon(\sigma) = a\sigma = (\beta_0/E_0)\sigma$	$\kappa_1$	$\tau(\sigma) = (tg\varphi)\sigma$
$h_2$	$\varepsilon(\sigma) = \varepsilon^* + a_0\sigma = \varepsilon^* + (\beta_0/E_{00})\sigma$	$\kappa_2$	$\tau(\sigma) = \tau_0 + (tg\varphi_0)\sigma$

Следуя данному обоснованию, из (1) находим

$$\sigma(\varepsilon) = \frac{1}{a}\varepsilon(\sigma) = \frac{E_0}{\beta_0}\varepsilon(\sigma). \quad (5)$$

Поскольку в нашем грунте при одном и том же уплотняющем давлении  $\sigma$  имеют место строго определенные деформации  $\varepsilon(\sigma)$  и сдвиговые усилия  $\tau(\sigma)$ , то вполне корректно значения  $\sigma(\varepsilon)$  по (5) можем подставить в закон Кулона (2); в результате получаем исключительно важные зависимости (рис. 1,  $\kappa_{11}$ ,  $h_{11}$ ):

$$\tau(\varepsilon) = \frac{tg\varphi}{tg\alpha}\varepsilon(\sigma) = \frac{(tg\varphi)E_0}{\beta_0}\varepsilon(\sigma) = \frac{b}{a}\varepsilon(\sigma) = \xi\varepsilon(\sigma); \quad (6)$$

$$\varepsilon(\tau) = \frac{tg\alpha}{tg\varphi}\tau(\sigma) = \frac{\beta_0}{(tg\varphi)E_0}\tau(\sigma) = \frac{a}{b}\tau(\sigma) = \xi_1\tau(\sigma), \quad (7)$$

отражающие аналитическую связь между прочностными и деформативными характеристиками грунта. Графоаналитически функции  $\varepsilon(\tau)$  и  $\tau(\varepsilon)$  представляют собой прямые, исходящие из

начала координат и обладающие угловыми коэффициентами соответственно  $\xi_1$  и  $\xi = tg\gamma = 1/\xi_1$ ; таким образом, данные зависимости идентичны исходным базовым уравнениям – законам Гука  $h_1$  и Кулона  $\kappa_1$  (табл. 2; рис. 1,  $\kappa_{11}, h_{11}$ ).

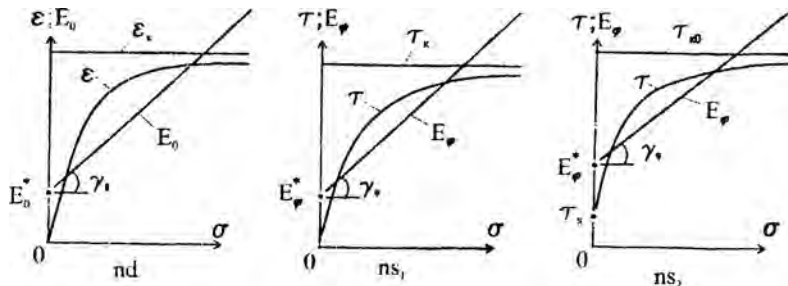


Рис. 3. Графоаналитическое представление нелинейно-затухающих моделей деформативной ( $nd$ )  $\epsilon(\sigma) = \beta_0 \sigma / (E_0^* + a_k \sigma)$  и сдвиговых: для сыпучих грунтов ( $ns_1$ )  $\tau(\sigma) = \sigma / (E_\phi^* + a_\phi \sigma)$  и связанных ( $ns_2$ )  $\tau(\sigma) = \tau_s + \sigma / (E_\phi^* + a_\phi \sigma)$ :  $a_k = tg\gamma_s$ ;  $a_\phi = tg\gamma_\phi$ ;  $\epsilon_k$  и  $\tau_k$  – асимптоты функций соответственно  $\epsilon(\sigma)$  и  $\tau(\sigma)$  в моделях  $nd$  и  $ns_1$ ;  $\tau_{k0} = \tau_s + \tau_s$  – асимптота модели  $ns_2$ ;  $E_0(\sigma) = \beta_0 \sigma / \epsilon$  и  $E_\phi(\sigma) = \sigma / \tau$  – линейно возрастающие функции модулей осадки и сдвига

Из (6) и (7) устанавливаем, что при подчинении грунта прямо пропорциональным законам Гука и Кулона отношение его «кулоновской» прочности к присущей ему «гуковской» деформации всегда неизменно и равно константе

$$\xi = \frac{\tau(\sigma)}{\epsilon(\sigma)} = \frac{tg\phi}{tg\alpha} = \frac{b}{a} = \frac{(tg\phi)E_0}{\beta_0} = tg\gamma = const, \quad (8)$$

которая может служить достаточно эффективной физико-механической характеристикой грунта, указывая на существование в нем строго определенного соотношения между сдвиговой прочностью  $\tau(\sigma)$  и деформацией сжатия или осадки  $\epsilon(\sigma)$ . Действительно, из (6)–(8) следует, что сдвиговая прочность грунта  $\tau(\sigma, \epsilon)$  прямо пропорциональна его «гуковской» деформации  $\epsilon(\sigma, \tau)$ , а последняя

прямо пропорциональна “кулоновской” прочности  $\tau(\sigma, \varepsilon)$ . Кроме того, многократное равенство (8) показывает, что в сыпучих грунтах, подчиняющихся законам  $h_1$  и  $k_1$ , коэффициент внутреннего трения  $tg\varphi$  прямо пропорционален коэффициенту относительной сжимаемости  $a$  и обратно пропорционален модулю общей деформации  $E_0$  (табл. 2):

$$tg\varphi = \xi tg\alpha = \xi a = \xi(\beta_0/E_0). \quad (9)$$

где константа  $\xi$  представляет собой угловой коэффициент прямой  $tg\varphi = f(a)$  и численно  $\xi = tg\alpha$  при  $a = 1$ .

С другой стороны, из (6) видно, что в то же время параметр  $\xi$  является угловым коэффициентом

$$\xi = tg\gamma = \tau_1/\varepsilon_1 = \tau_2/\varepsilon_2 = \dots = \tau/\varepsilon = const \quad (10)$$

прямой  $\tau(\varepsilon)$  и численно равен  $\tau$  при  $\varepsilon = 1$  (табл. 2,  $k_{11}$ ). Это значит, что в условиях взаимодействия законов  $k_1$  и  $h_1$  сдвиговая прочность грунта  $\tau(\sigma)$  прямо пропорциональна его деформации  $\varepsilon(\sigma)$ . Аналогичными свойствами обладает угловой коэффициент

$$\xi_1 = tg\gamma_1 = 1/\xi = \varepsilon_1/\tau_1 = \varepsilon_2/\tau_2 = \dots = \varepsilon/\tau = const \quad (11)$$

прямой  $\varepsilon(\tau)$  (табл. 2;  $h_{11}$ ).

В связных грунтах закон Кулона имеет вид обобщенной прямой (табл. 1; рис. 1,  $k_2$ ):

$$\tau(\sigma) = \tau_0 + (tg\varphi_0)\sigma = \tau_0 + b_0\sigma, \quad (12)$$

где

$$b_0 = tg\varphi_0 = \frac{\tau_2 - \tau_1}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{\tau(\sigma) - \tau_0}{\sigma} = const - \quad (13)$$

угловой коэффициент прямой (12), называемый коэффициентом внутреннего трения связных грунтов;

$\tau_0$  – аппроксимационная константа прямой  $\tau(\sigma)$ , равная начальному отрезку этой прямой на оси  $\tau$  (при  $\sigma = 0$ ), называется удельным сцеплением грунта;

$\varphi_0$  – угол внутреннего трения связного грунта в обобщенном законе Кулона (12). Из (4) и (13) следует, что углы внутреннего трения  $\varphi$  и  $\varphi_0$  соответственно в законах Кулона  $k_1$  и  $k_2$ , т.е. в сыпучих и связных грунтах, рассчитываются различными методами. Действительно, если оценку  $tg\varphi_0$  вести с позиций прямо пропорционального закона Кулона  $k_1$ , то вместо искомой константы  $tg\varphi_0$  получим убывающую функцию давления  $\sigma$  :

$$tg\varphi = f(\sigma) = \tau/\sigma = tg\varphi_0 + \tau_0/\sigma, \quad (14)$$

асимптотой которой является предел

$$\lim_{\sigma \rightarrow \infty} tg\varphi(\sigma) = tg\varphi_0 = b_0. \quad (15)$$

Теперь положим, что параллельно с законом Кулона  $k_2$  в связных грунтах действует закон Гука  $h_1$ . В этих условиях аналитическая связь между прочностными ( $\tau_0, tg\varphi_0$ ) и деформативными ( $a, E_0$ ) параметрами грунтов так же характеризуется линейными функциями с соответствующими угловыми коэффициентами ( $\xi_2 = tg\gamma_2$ ;  $\xi_3 = tg\gamma_3$ ) и начальным отрезком  $\tau_0$  (табл. 2; рис 1,  $k_{21}, h_{12}$ ):

$$\tau(\varepsilon) = \tau_0 + \xi_2 \varepsilon(\sigma) = \tau_0 + \frac{b_0}{a} \varepsilon(\sigma) = \tau_0 + \frac{(tg\varphi_0)E_0}{\beta_0} \varepsilon(\sigma); \quad (16)$$

$$\varepsilon(\tau) = \xi_3 [\tau(\sigma) - \tau_0], \quad (17)$$

где

$$\xi_2 = tg\gamma_2 = \frac{b_0}{a} = \frac{(tg\varphi_0)E_0}{\beta_0} = \frac{tg\varphi_0}{tg\alpha}; \quad (18)$$

$$\xi_3 = \operatorname{tg}\gamma_3 = 1/\xi_2 = a/b_0 = \beta_0/E_0 \operatorname{tg}\varphi_0 - \quad (19)$$

угловые коэффициенты прямых соответственно (16) и (17). Это говорит о том, что в условиях взаимодействия законов  $h_1$  и  $k_2$  сопротивление грунтов сдвигу  $\tau(\sigma)$  линейно увеличивается с ростом их деформации сжатия  $\varepsilon(\sigma)$ .

Таблица 2

Аналитические связи между деформативными ( $a, a_0, E_0, E_{00}$ ) и прочностными ( $\operatorname{tg}\varphi, \operatorname{tg}\varphi_0, \tau_0, \tau_{00}$ ) характеристиками грунта при его подчинении законам Гука ( $h_1, h_2$ ) и Кулона ( $k_1, k_2$ );  $\xi, \xi_2, \xi_4, \xi_6$  – угловые коэффициенты прямых соответственно  $\tau(\varepsilon)$ ,  $\operatorname{tg}\varphi = f(a, a_0)$ ,  $\operatorname{tg}\varphi_0 = f(a, a_0)$ ;  $\xi_1, \xi_3, \xi_5, \xi_7$  – то же, функций  $h_{11}, \dots, h_{22}$ ;  $\tau_{00} = \tau_0 - \xi_6 \varepsilon^*$ ;  $N_0$  – возможные сочетания законов Гука ( $h_1, h_2$ ) и Кулона ( $k_1, k_2$ ) в одном и том же грунте;  $N_1$  – условное обозначение функций  $\tau(\varepsilon)$  и  $\varepsilon(\tau)$

$N_0$	Функции связи $\tau(\varepsilon)$ и $\varepsilon(\tau)$	$N_1$	Функции связи между прочностными и деформативными характеристиками грунта
$h_1 + k_1$	$\tau(\varepsilon) = \xi \varepsilon$	$k_{11}$	$\operatorname{tg}\varphi = \xi a = \xi(\beta_0/E_0)$
	$\varepsilon(\tau) = \xi_1 \tau$	$h_{11}$	
$h_1 + k_2$	$\tau(\varepsilon) = \tau_0 + \xi_2 \varepsilon$	$k_{21}$	$\operatorname{tg}\varphi_0 = \xi_2 a = \xi_2(\beta_0/E_0)$
	$\varepsilon(\tau) = \xi_3(\tau - \tau_0)$	$h_{12}$	
$h_2 + k_1$	$\tau(\varepsilon) = \xi_4(\varepsilon - \varepsilon^*)$	$k_{12}$	$\operatorname{tg}\varphi = \xi_4 a_0 = \xi_4(\beta_0/E_{00})$
	$\varepsilon(\tau) = \varepsilon^* + \xi_5 \tau$	$h_{21}$	
$h_2 + k_2$	$\tau(\varepsilon) = \tau_{00} + \xi_6 \varepsilon$	$k_{22}$	$\operatorname{tg}\varphi_0 = \xi_6 a_0 = \xi_6(\beta_0/E_{00})$
	$\varepsilon(\tau) = \xi_7(\tau - \tau_{00})$	$h_{22}$	

Из (18) находим, что в связных грунтах, подчиняющихся законам  $h_1$  и  $k_2$ , коэффициент внутреннего трения  $\operatorname{tg}\varphi_0$  прямо пропор-



ционален коэффициенту сжимаемости  $a$  и обратно пропорционален модулю общей деформации  $E_0$ :

$$tg\varphi_0 = \xi_2 a = \xi_2 (\beta_0 / E_0), \quad (20)$$

где константа  $\xi_2$  представляет собой угловой коэффициент прямой  $tg\varphi_0 = f(a)$  и численно  $\xi_2 = tg\varphi_0$  при  $a=1$ . Опыты показывают, что в моренных суглинках величина  $\xi_2 = E_0 tg\varphi_0$  изменяется в диапазоне  $110,0 \leq \xi_2 \leq 180,0$  кг/см<sup>2</sup>.

Компрессионное уплотнение грунтов, осадка штампов и геоснований часто подчиняются обобщенному закону Гука  $h_2$  – деформативной прямой (см. рис. 2):

$$\varepsilon(\sigma) = \varepsilon^* + a_0 \sigma = \varepsilon^* + (tg\alpha_0) \sigma = \varepsilon^* + (\beta_0 / E_{00}) \sigma \quad (21)$$

с начальным отрезком  $\varepsilon(\sigma) = \varepsilon^*$  на оси деформаций ( $\sigma = 0$ ) и угловым коэффициентом

$$a_0 = tg\alpha_0 = \frac{\beta_0}{E_{00}} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{\varepsilon(\sigma) - \varepsilon^*}{\sigma}, \quad (22)$$

где

$$E_{00} = \frac{\beta_0}{a_0} = \frac{\beta_0 \sigma}{\varepsilon(\sigma) - \varepsilon^*} = \frac{\beta_0}{tg\alpha_0} = \beta_0 ctg\alpha_0 \quad (23)$$

модуль общей деформации грунта в обобщенном законе Гука (21), обозначенным как  $h_2$  (см. табл. 1);

$a_0 = tg\alpha_c$  – коэффициент относительной сжимаемости грунта в этом законе, численно равный его угловому коэффициенту  $tg\alpha_0$  (см. рис. 2).

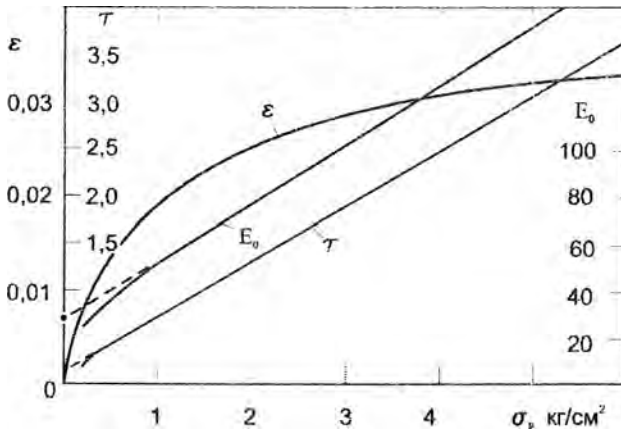


Рис. 4. Типичное сочетание нелинейно-затухающей ( $nd$ )  $\varepsilon(\sigma)$  и обобщенной кулоновской ( $k_2$ )  $\tau(\sigma)$  моделей компрессионного сжатия и плоскостного сдвига в моренном суглинке естественной структуры и влажности ( $W_I = 50,2$ ;  $W_P = 36,2$ ;  $J_p = 14,0\%$ ):  $\varepsilon(\sigma) = \beta_0 \sigma / (28,0 + 25,33\sigma)$ ;  $E_0(\sigma) = \beta_0 \sigma / \varepsilon = 28,0 + 25,33\sigma$ ;  $\tau(\sigma) = 0,13 + 0,60\sigma$ . Перед компрессионным испытанием:  $\rho_s = 2,67$ ;  $\rho = 2,05$ ;  $\rho_d = 1,79 \text{ г/см}^3$ ;  $W = 14,54\%$ ;  $\sigma, \tau, E_0 - \text{кг/см}^2$

Чтобы установить связь  $\tau(\varepsilon)$ , существующую при взаимодействии законов (2) и (21), т.е при условии  $h_2 + k_1$ , из (21) находим:

$$\sigma(\varepsilon) = \frac{\varepsilon(\sigma) - \varepsilon^*}{a_0} = \frac{E_{00}[\varepsilon(\sigma) - \varepsilon^*]}{\beta_0} \quad (24)$$

Подставляя в (2) вместо  $\sigma$  его значение по (24), имеем (см. табл. 2; рис.2,  $k_{12}, h_{21}$ ):

$$\tau(\varepsilon) = \xi_4[\varepsilon(\sigma) - \varepsilon^*]; \quad (25)$$

$$\varepsilon(\tau) = \varepsilon^* + \xi_5 \tau(\sigma), \quad (26)$$

где

$$\xi_4 = t g \gamma_4 = \frac{t g \varphi}{t g \alpha_0} = \frac{b}{a_0} = \frac{(t g \varphi) E_{00}}{\beta_0}; \quad (27)$$

$$\xi_5 = tg\gamma_5 = \frac{1}{\xi_4} = \frac{tg\alpha_0}{tg\varphi} = \frac{a_0}{b} = \frac{\beta_0}{(tg\varphi)E_{00}} \quad (28)$$

угловые коэффициенты прямых соответственно (25) и (26);

$\varepsilon^*$  – отрезок на оси  $\varepsilon$ , отсекаемый этими прямыми ( $\varepsilon = \varepsilon^*$  при  $\tau = 0$ ). Это значит, что в условиях взаимодействия законов  $h_2$  и  $k_1$  сопротивляемость грунтов сдвигу  $\tau(\sigma)$  линейно увеличивается с ростом их деформации сжатия  $\varepsilon(\sigma)$ .

Из (27) следует, что в несвязных грунтах, подчиняющихся законам  $k_1$  и  $h_2$ , коэффициент внутреннего трения  $tg\varphi$  прямо пропорционален коэффициенту сжимаемости  $a_0$  и обратно пропорционален модулю общей деформации  $E_{00}$ :

$$b = tg\varphi = \xi_4 a_0 = \xi_4 (\beta_0 / E_{00}), \quad (29)$$

где  $\xi_4$  является угловым коэффициентом прямой  $tg\varphi = f(a_0)$  и численно  $\xi_4 = tg\varphi$  при  $\alpha_0 = 1$ .

Взаимодействие обобщенных законов Кулона (12) и Гука (21) (см. табл. 2; рис 2,  $h_2+k_2$ ) также приводит к формированию линейных связей между присущими этим законам прочностными ( $\tau_0, tg\varphi_0$ ) и деформативными ( $\varepsilon^*, a_0, E_{00}$ ) характеристиками грунта. Действительно, подставляя значение  $\sigma(\varepsilon)$  из (21), определяемое формулой (24), в (12), имеем (см. табл. 2; рис.2,  $k_{22}; h_{22}$ ):

$$\tau(\varepsilon) = \tau_{00} + \xi_6 \varepsilon(\sigma); \quad (30)$$

$$\varepsilon(\tau) = \xi_7 [\tau(\sigma) - \tau_{00}], \quad (31)$$

где

$$\xi_6 = tg\gamma_6 = \frac{tg\varphi_0}{tg\alpha_0} = \frac{b_0}{a_0} = \frac{(tg\varphi_0)E_{00}}{\beta_0}; \quad (32)$$

$$\xi_7 = \operatorname{tg} \gamma_7 = \frac{1}{\xi_6} = \frac{\operatorname{tg} \alpha_0}{\operatorname{tg} \varphi_0} = \frac{a_0}{b_0} = \frac{\beta_0}{(\operatorname{tg} \varphi_0) E_{00}} \quad (33)$$

угловые коэффициенты прямых соответственно (30) и (31);

$$\tau_{00} = \tau_0 - \xi_6 \varepsilon^* \quad (34)$$

начальный отрезок на оси  $\tau$ , отсекаемый прямыми  $\tau(\varepsilon)$  и  $\varepsilon(\tau)$  (см. рис. 2,  $k_{22}$ ,  $h_{22}$ ), графоаналитически зависимость (34) представляет собой линейно убывающую функцию  $\tau_{00}(\varepsilon^*)$  с тем же угловым коэффициентом  $\xi_6$ .

Из (32) получаем, что *в связных грунтах, подчиняющихся обобщенным законам Гука ( $h_2$ ) и Кулона ( $k_2$ ), коэффициент внутреннего трения  $\operatorname{tg} \varphi_0$  прямо пропорционален коэффициенту относительной сжимаемости  $a_0$  и обратно пропорционален модулю общей деформации  $E_{00}$  этих грунтов (см. табл. 2;  $h_2 + k_2$ ):*

$$b_0 = \operatorname{tg} \varphi_0 = \xi_6 a_0 = \xi_6 (\beta_0 / E_{00}), \quad (35)$$

где  $\xi_6$  является угловым коэффициентом прямой  $\operatorname{tg} \varphi_0 = f(a_0)$  и численно  $\xi_6 = \operatorname{tg} \varphi_0$  при  $a_0 = 1$ .

С другой стороны, из (34) следует, что при подчинении грунта обобщенным законам  $h_2$  и  $k_2$  его удельное сцепление по Кулону  $\tau_0$  линейно возрастает с ростом «аппроксимационной» деформации  $\varepsilon^*$ :

$$\tau_0(\varepsilon^*) = \tau_{00} + \xi_6 \varepsilon^*, \quad (36)$$

где  $\xi_6$  – угловой коэффициент прямой  $\tau_0(\varepsilon^*)$ ;

$\tau_{00}$  – начальный отрезок этой прямой ( $\tau_{00} = \tau_0$  при  $\varepsilon^* = 0$ ).

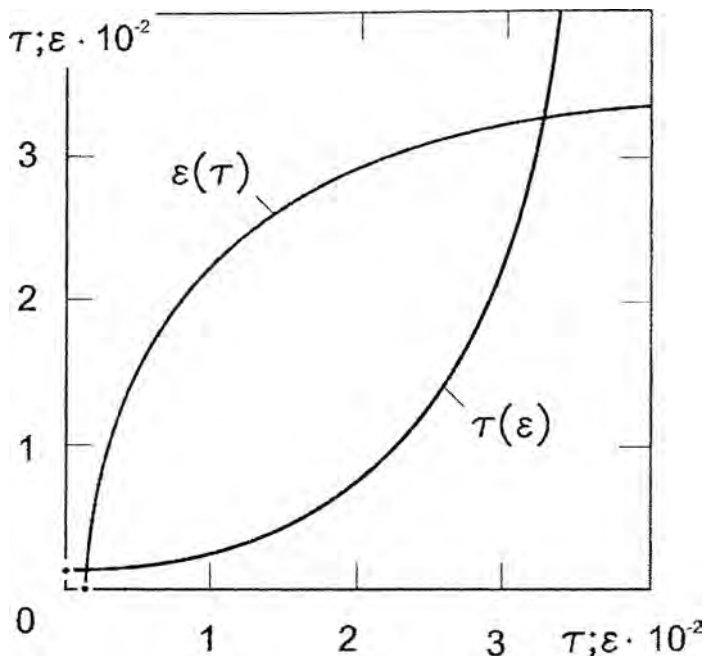


Рис. 5. Аналитические функции связи  $\varepsilon(\tau)$  и  $\tau(\varepsilon)$  в моренном суглинке, компрессионное сжатие  $\varepsilon(\sigma)$  и сдвиговая прочность  $\tau(\sigma)$  которого подчиняются соответственно нелинейно-затухающей модели (*nd*) и обобщенному закону Кулона  $\kappa_2$  (см. рис. 4). Здесь:  $\tau(\varepsilon) = 0,13 + 16,8/(\beta_0/\varepsilon - 25,33)$ ;

$$\varepsilon(\tau) = \beta_0/[25,33 - 16,8/(\tau - 0,13)]; \tau - \text{кг/см}^2; \varepsilon - \text{д.е.}$$

Многочисленные опыты показывают, что компрессионное сжатие дисперсных грунтов, осадка штампов и геоснований часто подчиняются нелинейным моделям, стремящимся к асимптоте. Среди этих моделей преобладает нелинейно-затухающая  $\varepsilon(\sigma)$ , у которой модуль общей деформации по Гуку  $E_0 = \beta_0(\sigma/\varepsilon)$  линейно возрастает с ростом вертикальной нагрузки  $\sigma$  (см. рис. 3, *nd*):

$$E_0(\sigma) = \beta_0\sigma/\varepsilon(\sigma) = E_0^* + a_k\sigma, \quad (37)$$

где  $E_0^*$  и  $a_k$  – аппроксимационные константы прямой  $E_0(\sigma)$ . Из (37) находим, что нелинейно-затухающая деформативная модель «*nd*» имеет вид

$$\varepsilon(\sigma) = \beta_0 \sigma / (E_0^* + a_k \sigma) \quad (38)$$

и обладает пределом (см. рис. 3, модель *nd*)

$$\varepsilon_{\max} = \varepsilon_k = \lim_{\sigma \rightarrow \infty} \varepsilon(\sigma) = \beta_0 / a_k. \quad (39)$$

Подчинение геологической среды законам рассеивания, т.е. асимптотического уменьшения в направлении (по пути) распространения напряжений и деформаций, позволяет допустить, что в условиях существования деформативной модели (38) сдвиговая прочность грунтов  $\tau(\sigma)$  характеризуется такими огибающими кругов Мора, которые также подчиняются нелинейно-затухающим функциям, стремящимся к асимптоте. Положим, что данные функции идентичны деформативным (38). Тогда по аналогии с (37) для сыпучих грунтов можем записать (см. рис. 3, *ns<sub>1</sub>*):

$$E_\varphi(\sigma) = \sigma / \tau = E_\varphi^* + a_\varphi \sigma = ctg\varphi^* + a_\varphi \sigma, \quad (40)$$

где  $E_\varphi^* = ctg\varphi^*$  – начальный отрезок оси  $E_\varphi(\sigma) = ctg\varphi(\sigma)$  прямой (40);

$$a_\varphi = \frac{E_\varphi(\sigma_2) - E_\varphi(\sigma_1)}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{E_\varphi(\sigma) - E_\varphi^*}{\sigma} = const - \quad (41)$$

угловой коэффициент этой прямой (см. рис.3, модель *ns<sub>1</sub>*).

Из (40) получаем нелинейно-затухающую модель сдвиговой прочности

$$\tau(\sigma) = \sigma / (E_\varphi^* + a_\varphi \sigma), \quad (42)$$

асимптотой которой является предел

$$\tau_k = \lim_{\sigma \rightarrow \infty} \tau(\sigma) = 1/a_\phi = const. \quad (43)$$

Сочетание в грунте нелинейно-затухающих деформативной (38) и сдвиговой (42) моделей приводит к соответствующим взаимосвязям между деформацией сжатия  $\varepsilon(\sigma)$  и сдвиговой прочностью сыпучего грунта  $\tau(\sigma)$ . Чтобы установить их, из (38) и (42) находим общее значение  $\sigma$ :

$$\sigma = \frac{E_0^* \varepsilon}{\beta_0 - a_k \varepsilon} = \frac{E_\phi^* \tau}{1 - a_\phi \tau}, \quad (44)$$

откуда выводим функциональные связи между сдвиговой прочностью сыпучего грунта и его деформацией сжатия:

$$\tau(\varepsilon) = \frac{E_0^* \varepsilon}{\beta_0 E_\phi^* + (a_\phi E_0^* - a_k E_\phi^*) \varepsilon}; \quad (45)$$

$$\varepsilon(\tau) = \frac{\beta_0 E_\phi^* \tau}{E_0^* - (a_\phi E_0^* - a_k E_\phi^*) \tau}. \quad (46)$$

Из (45) и (46) следует, что при подчинении сыпучего грунта нелинейно-затухающим моделям (38) и (42) функциональные связи между сдвиговой прочностью и деформацией сжатия также являются нелинейно-затухающими и обладают соответствующими пределами.

В связных грунтах модель (42) будет иметь вид (см. рис. 3, нелинейная сдвиговая модель  $ns_2$ ):

$$\tau(\sigma) = \tau_s + \sigma / (E_\phi^* + a_\phi \sigma), \quad (47)$$

где  $\tau_s$  – удельное сцепление грунта, равное  $\tau(\sigma)$  при  $\sigma = 0$ ;

$\tau_{k0} = \tau_k + \tau_s$  – асимптота кривой (47).

При подчинении связного грунта моделям  $nd$  (38) и  $ns_2$  (47) функции связи между деформацией  $\varepsilon(\sigma)$  и сдвиговой прочностью  $\tau(\sigma)$  также определяются через общее значение  $\sigma = const$

$$f(\varepsilon, \tau) = \frac{E_0^* \varepsilon}{\beta_0 - a_k \varepsilon} = \frac{E_\varphi^* (\tau - \tau_s)}{1 - a_\varphi (\tau - \tau_s)} \quad (48)$$

и характеризуются теми же нелинейно-затухающими моделями, которые присущи исходным уравнениям деформации и сдвига (38) и (47).

Отличительными чертами нелинейно-затухающих моделей деформации (38) и сдвига (42) являются их двухпараметричность и линейная зависимость модулей общей деформации  $E_0(\sigma) = \sigma/\varepsilon$  и внутреннего трения  $E_\varphi(\sigma) = \sigma/\tau$  от нормального давления  $\sigma$ . Эти свойства моделей (38) и (42) позволяют установить аналитическую связь между деформативными ( $a_k, E_0^*$ ) и прочностными ( $a_\varphi, E_\varphi^*$ ) параметрами данных моделей. Для решения задачи сначала из (37) и (40) находим общее значение  $\sigma$ :

$$\sigma = \frac{E_0(\sigma) - E_0^*}{a_k} = \frac{E_\varphi(\sigma) - E_\varphi^*}{a_\varphi}, \quad (49)$$

откуда имеем линейную функцию  $E_0(E_\varphi)$

$$E_0(E_\varphi) = (E_0^* - \frac{a_k}{a_\varphi} E_\varphi^*) + \frac{a_k}{a_\varphi} E_\varphi = E_0^0 + \frac{a_k}{a_\varphi} E_\varphi, \quad (50)$$

где

$$E_0^0 = E_0^* - (a_k/a_\varphi) E_\varphi^* \quad (51)$$

начальный отрезок на оси  $E_0$  (при  $E_\varphi = 0$ ), отсекаемый прямой  $E_0(E_\varphi)$ ;

$a_k/a_\varphi$  – угловой коэффициент этой прямой.



При геотехническом проектировании нелинейная сдвиговая модель « $ns_1$ » (42) аппроксимируется обобщенным законом Кулона « $k_2$ ». В этом случае взаимодействие моделей нелинейной деформативной « $nd$ » (38) и линейной кулоновской « $k_2$ » (12) также приводит к нелинейным соотношениям между сдвиговой прочностью грунта  $\tau$  и его деформацией уплотнения  $\varepsilon$ . Чтобы убедиться в этом, из (12) и (38) найдем общее значение нормального давления  $\sigma$ :

$$\sigma = \frac{\tau - \tau_0}{b_0} = \frac{E_0^* \varepsilon}{\beta_0 - a_k \varepsilon}, \quad (52)$$

откуда имеем искомые связи (рис.4,5):

$$\tau(\varepsilon) = \tau_0 + \frac{b_0 E_0^* \varepsilon}{\beta_0 - a_k \varepsilon}; \quad (53)$$

$$\varepsilon(\tau) = \frac{\beta_0(\tau - \tau_0)}{b_0 E_0^* + a_k(\tau - \tau_0)}. \quad (54)$$

Определим взаимосвязи между механическими характеристиками грунта при подчинении его деформативной модели  $nd$  (38) и сдвиговой кулоновской  $k_2$ . Для этого из (12) и (37) находим равенство

$$(\tau - \tau_0)/b_0 = (E_0 - E_0^*)/a_k, \quad (55)$$

из которого следует, что при подчинении грунта формуле « $nd + k_2$ » модуль общей деформации по Гуку  $E_0(\sigma) = \sigma/\varepsilon$  линейно возрастает с ростом сдвиговой прочности грунта  $\tau$ :

$$E_0(\tau) = (E_0^* - \frac{a_k}{b_0} \tau_0) + \frac{a_k}{b_0} \tau = \Delta E_\tau + \frac{a_k}{b_0} \tau, \quad (56)$$

где  $\Delta E_\tau = E_0^* - a_k \tau_0 / b_0$  – начальный отрезок на оси  $E_0$  прямой  $E_0(\tau)$ ;  
 $a_k / b_0$  – угловой коэффициент этой прямой.

*Выводы:* 1. Взаимодействие линейных законов деформации ( $h_1, h_2$ ) и сдвига ( $k_1, k_2$ ) во всех 4-х сочетаниях (см. табл. 2) является строго определенным и приводит к двум основным закономерностям. Первая из них гласит: при действии формулы  $(h_1; h_2) + (k_1; k_2)$  во всех сочетаниях ее законов сдвиговая прочность грунтов  $\tau$  линейно возрастает с ростом их уплотняющей деформации  $\varepsilon$ ; при этом только для условия « $h_1 + k_1$ » данная линейность приобретает аналитический вид исходных законов ( $h_j; k_j$ ) и становится прямо пропорциональной (см. рис. 1; табл. 2).

Вторая закономерность, порождаемая действием линейных законов формулы  $(h_1; h_2) + (k_1; k_2)$ , сводится к правилу: результирующие функции связи между прочностными и деформативными характеристиками грунта ( $\tau(\varepsilon), \varepsilon(\tau), tg\varphi(a), tg\varphi_0(a), tg\varphi(a_0), tg\varphi_0(a_0), \tau_0(\varepsilon^*),$  и др.) также являются линейными. Исключение составляют, как следует из (9), (20), (29) и (35), модули общей деформации  $E_0$  и  $E_{00}$ , находящиеся в обратно пропорциональной зависимости от коэффициентов внутреннего трения грунта  $tg\varphi$  и  $tg\varphi_0$ :

$$E_0 = \frac{\beta_0 \xi_1}{tg\varphi} = \frac{\beta_0 \xi_2}{tg\varphi_0}; \quad E_{00} = \frac{\beta_0 \xi_4}{tg\varphi} = \frac{\beta_0 \xi_6}{tg\varphi_0}. \quad (57)$$

2. При подчинении грунтов нелинейно-затухающим моделям деформации и сдвига (типа “ $nd$ ” (38), “ $ns_1$ ” (42) и “ $ns_2$ ” (47)) аналитические связи между сдвиговой прочностью  $\tau$  и деформацией уплотнения  $\varepsilon$  также характеризуются нелинейно-затухающими функциями, вытекающими из исходных уравнений деформации и сдвига. В этих случаях соотношения между деформативными и прочностными характеристиками грунтов зависят от параметричности и других свойств исходных моделей  $\varepsilon(\sigma)$  и  $\tau(\sigma)$  и могут быть как линейными, так и нелинейными.

3. Полученные зависимости справедливы при условии, что грунт подчиняется только одному из линейных ( $h_1, h_2, k_1, k_2$ ) или нелинейных ( $nd, ns_1, ns_2$  и т.д.) законов деформации и сдвига. Однако в природных условиях из-за различной увлажненности (и соответственно фазового состояния [2, 4]) и других факторов (прежде всего

несовершенства строительной и гранулометрических классификаций) один и тот же грунт или ИГЭ может проявлять «непостоянство» и подчиняться различным линейным и нелинейным моделям деформации и сдвига. Такие «взаимодействия» сжимающих и сдвигающих напряжений отличаются неустойчивыми связями и требуют дальнейших исследований.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Крошнер, И.П. Графоаналитическое представление линейной фазовой модели дисперсных грунтов / И.П. Крошнер // Теоретические и практические проблемы геотехники: межвузовский тематический сборник трудов. СПбГАСУ. – СПб, 2005. – С. 161–169.
2. Крошнер, И.П. Теория фазовых моделей грунтов Беларуси / И.П. Крошнер, П.Н. Костюкович // Будаўніцтва. Стrojitel'stvo. Construction. – Минск. – 2002. – № 1-2. – с. 101–122.
3. Крошнер, И.П. Определение прочности грунтов по их сопротивлению стесненному сдвигу / И.П. Крошнер, П.Н. Костюкович // Городские агломерации на оползневых территориях: материалы Международ. научн. конф. ВолгГАСА. – Волгоград, 2003. – Ч. 1. – С. 167–172.
4. Маслов, Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии / Маслов Н.Н. – М.: Высшая школа, 1968. – 630 с.
5. Механика грунтов / под ред. Б.И. Далматова. – СПб., 2000. – Ч. 1. Основы геотехники. – 204 с.

*Костюкович Петр Николаевич, д-р техн. наук, проф. кафедры «Геотехника и экология в строительстве» Белорусского национального технического университета, г. Минск, Беларусь*

***Деформативные и компрессионные функции сжимаемости грунтов***

***Deformation and compressive functions of soil compressibility***

На основе сопоставления физических процессов, происходящих в одометрах и геоснованиях, подвергаемых сжатию фундаментами, приводятся решения, отражающие графоаналитическую связь между относительной вертикальной деформацией (осадкой)  $\epsilon$  и фазовыми характеристиками грунта: пористостью, коэффициентом пористости и плотностью скелета уплотненного грунта. Для различных законов уплотнения получены соответствующие компрессионные кривые и показано, что действительные компрессионные функции  $e(\sigma)$  идентичны функциям деформативным  $\epsilon(\sigma)$ , но противоположны им. Отмечается, что результаты исследований будут способствовать созданию более реальной теории осадок геоснований для различных законов уплотнения их слоев.

In terms of correlation of physical processes, which take place in odometers and geobasis, which are taken to compression by foundations, the decisions are taken which reflect graphic-analytical connection between unit vertical strain (slump)  $\epsilon$  and phasic characteristics of soil: porosity, coefficient of porosity and density of compact soil skeleton. For different principles of compaction proper compressive lines are found and it is shown that objective compressive functions  $e(\sigma)$  are identical to functions of deformability  $\epsilon(\sigma)$  but they are counter to them. It is marked that results of research will promote for creation more real theory of slumps of geobasis for different principles of compaction of their coats.

Прогноз развития осадок геоснований требует предварительного изучения закономерностей их сжимаемости при действии вертикальных нагрузок  $\sigma$ . В лабораторных условиях эта задача обычно решается на одометрах, в первом приближении имитирующих сжатие геоснований под фундаментами (в первом приближении потому, что в одометрах, в противовес геоснованиям, используется бесконечно малый объем сжимаемой среды и потому исключаются такие важные природные аспекты как длительность процесса консолидации, боковое расширение грунта и рассеивание  $\sigma$  по глубине, горизонтальный отток поровых вод, непрерывная изменяемость во времени степени уплотненности и водонасыщения слоев активной зоны и другие факторы, определяющие осадку геоснований).

Получаемые по результатам данных испытаний деформативные параметры грунтов практически напрямую, без соответствующих масштабных, граничных и временных корректировок переносятся на полубесконечную среду с ее мощными пластами и совершенно другими, нередко неустойчивыми краевыми условиями сжимаемой зоны. В этой связи весьма актуальны исследования, направленные на дальнейшее развитие теории и методологии компрессионных испытаний дисперсных грунтов.

Среди важнейших задач данного направления инженерной геологии и механики грунтов приоритетное место занимают *первичные деформативные* ( $\varepsilon(\sigma)$ ) и *компрессионные* ( $n(\sigma)$ ,  $e(\sigma)$ ,  $\rho_u(\sigma)$ ) функции, непосредственно получаемые в опытах и составляющие экспериментальную базу для последующих вычислений деформативных параметров и осадок геоснований. Исследуем эти функции, опираясь на методологию К. Терцаги [3, 4] и теорию нелинейных фазовых моделей дисперсных грунтов [1].

Пусть в одометре испытывается на компрессию (сжатие) без бокового расширения образец грунта высотой  $h_0$  и площадью поперечного сечения  $A = \text{const} \neq f(\sigma)$  (рис. 1). Объем образца до опыта ( $\sigma = 0$ )

$$V_0 = h_0 A = V_1 + V_n = V_1(1 + V_n / V_1) = V_1(1 + e_0) \quad (1)$$

состоит из неизменного объема твердых частиц

$$V_1 = V_0 / (1 + e_0) = \text{const} \neq f(\sigma) \quad (2)$$

и объема пор  $V_n = V_0 - V_1 = h_n A = f(\sigma)$ .

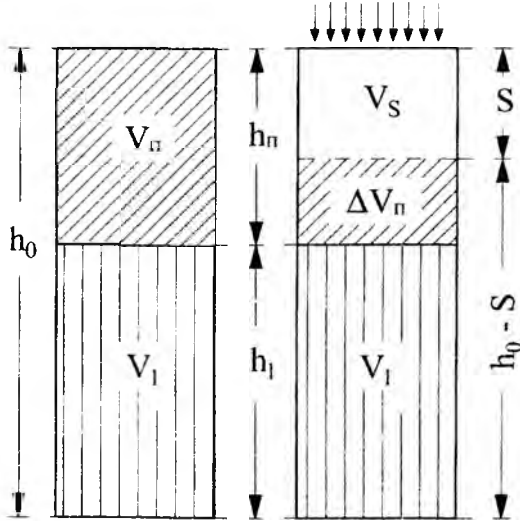


Рис. 1. Схема сжатия грунта в компрессионном приборе (одометре) без его бокового расширения:

$h_0$  – высота образца до опыта;  $h_0 - S$  – то же. после уплотнения;  $S$  – осадка штампа;  $V_1$  – объем минеральных частиц;  $V_n$  – объем пор в грунте до опыта;  $\Delta V_n = V_n - V_s$  – оставшийся неуплотненным объем пор;  $V_s$  – объем уплотнения

Начальные ( $\sigma = 0$ ) пористость  $n_0 = V_n / V_0$ , коэффициент пористости  $e_0 = V_n / V_1$  и плотность скелета  $\rho_{d0} = q_1 / V_0$  грунта (1) составляют [2]:

$$n_0 = e_0 / (1 + e_0) = 1 - \rho_{d0} / \rho_s = f_1(\sigma); \quad (3)$$

$$e_0 = n_0 / (1 - n_0) = (\rho_s / \rho_{d0}) - 1 = f_2(\sigma); \quad (4)$$

$$\rho_{d0} = \rho_s (1 - n_0) = \rho_s / (1 + e_0) = f_3(\sigma), \quad (5)$$

где  $q_1 = \text{const}$  – масса скелета (твердых частиц) грунта;

$\rho_s = q_1 / V_1 = \text{const}$  – плотность твердых частиц.

Приложение к поверхности образца сжимающего давления  $\sigma$  приводит к ее понижению (осадке) на величину  $S$ , которая называется вертикальной деформацией. Развитие этой деформации носит затухающий характер, т.е. имеет асимптоту или предел  $\lim_{t \rightarrow \infty} S(t) = S_{\max} = \varepsilon_0 h_0 = n_0 h_0$ , и в производственных условиях может протекать годами. Поэтому в одометрах вертикальная деформация (абсолютная  $S$  или относительная  $\varepsilon = S/h_0$ ) всегда условно стабилизированная (неустановившаяся), еще способная развиваться определенное время. Однако во всех случаях она приводит к уплотнению грунта и соответствующему уменьшению его первоначального объема  $V_0$  на величину  $V_s = SA$ . Поскольку компрессия происходит за счет объема пор  $V_n$ , то их резервная величина  $\Delta V_n$ , оставшаяся не сжатой, составляет  $\Delta V_n = V_n - V_s$ ; при этом пористость  $n(\varepsilon)$ , коэффициент пористости  $e(\varepsilon)$  и плотность скелета  $\rho_d(\varepsilon)$  уплотненного грунта объемом  $V_1 + \Delta V_n$  принимают новые (по сравнению с фазовым состоянием при  $\sigma = 0$ ) значения (это относится и к естественной влажности, которая здесь не рассматривается):

$$n(\varepsilon) = (V_n - V_s) / (V_0 - V_s) = (n_0 - \varepsilon) / (1 - \varepsilon); \quad (6)$$

$$\rho_d(\varepsilon) = q_1 / (V_0 - V_s) = \rho_{d0} / (1 - \varepsilon); \quad (7)$$

$$e(\varepsilon) = \Delta V_n / V_1 = e_0 - (e_0 / n_0) \varepsilon = e_0 - (1 + e_0) \varepsilon. \quad (8)$$

С теоретической точки зрения *косвенные компрессионные функции* (6)–(8) абсолютно равнозначны и одинаково точно характеризуют фазовое состояние уплотненного грунта, выражая его конечные параметры через начальные или естественные  $n_0$ ,  $e_0$  и  $\rho_{d0}$ .

Однако с позиции определения деформативных характеристик уплотненного грунта и прогноза его осадки выгоднее использовать самые простые из них – линейные.

Графики функции  $n(\epsilon)$  приведены на рис. 2 и показывают, что из-за их явной нелинейности (особенно у высокопористых грунтов) они не подходят к использованию в качестве практической основы для последующего построения деформативных зависимостей.

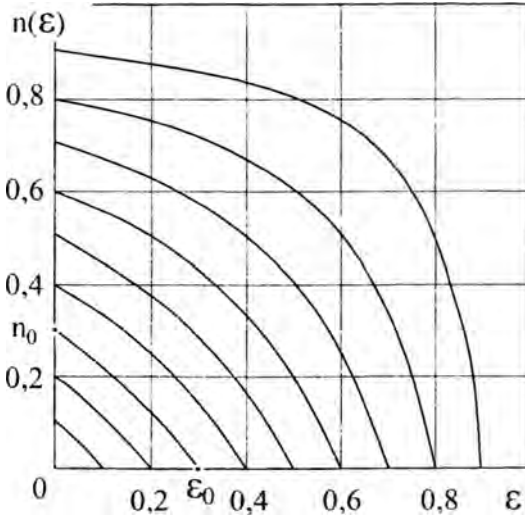


Рис. 2. Косвенные компрессионные кривые  $n(\epsilon) = (n_0 - \epsilon)/(1 - \epsilon)$  для девяти различных значений начальной (при  $\epsilon = 0$ ) пористости грунтов  $n_0 = 0,1 \dots 0,9$ . По оси абсцисс  $\epsilon$  расположены предельные (максимальные) значения вертикальной деформации  $\epsilon_{\max} = \epsilon_0$ , соответствующие нулевым значениям пористости для каждой кривой (в предположении абсолютной несжимаемости минеральных частиц)

Очевидно, если минеральные частицы не подвергаются сжатию и уплотнение грунта идет за счет пористости, то из (10) следует, что предельная величина относительной осадки геос основания  $\epsilon_0$  не превышает естественной пористости грунта  $n_0$ ,  $V_0 \rightarrow V_1$  и  $\rho_{d\max} \rightarrow \rho_v$ .



Аналогичной оценки заслуживают компрессионные кривые  $\rho_d(\varepsilon)$ , представленные на рис. 3, 4.

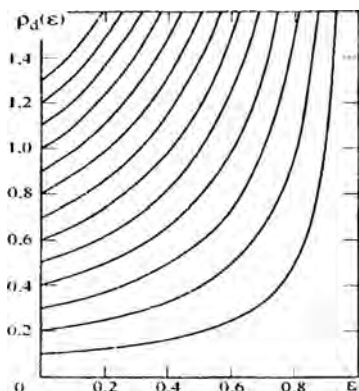


Рис. 3. Компрессионные функции  $\rho_d(\varepsilon) = \rho_{d0} / (1 - \varepsilon)$  для значений  $\rho_{d0}$ , изменяющихся от 0,1 до 1,3 г/см<sup>3</sup> (торфа и заторфенные грунты)

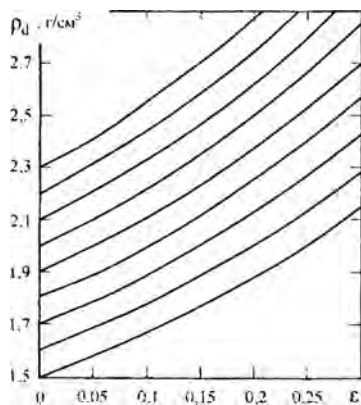


Рис. 4. Компрессионные функции  $\rho_d(\varepsilon) = \rho_{d0} / (1 - \varepsilon)$  для естественных значений  $\rho_{d0}$ , равных 1,5 ... 2,3 г/см<sup>3</sup> (песчаные и глинистые грунты)

Третья компрессионная функция  $e(\varepsilon)$ , как впервые установлено К. Терцаги [3, 4], является единственной в линейной теории фазового состояния дисперсных грунтов, которая удовлетворяет основным требованиям косвенной характеристики их сжимаемости. Действительно, графоаналитически функция К. Терцаги (8) в системе координат  $e = f(\varepsilon)$  представляет собой прямую  $e(\varepsilon)$  с начальными отрезками

$$e(\varepsilon) = e_0 = e_{\max} \quad (9)$$

на оси ординат ( $\varepsilon = 0$ );

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{\max} = S_{\max} / h_0 = e_0 / (1 + e_0) = n_{\max} = n_0 \quad (10)$$

на оси абсцисс ( $e(\varepsilon) = 0$ ) и угловым коэффициентом (рис. 5)

$$\operatorname{tg} \alpha = -(e_0 / \varepsilon_0) = -(1 + e_0) = -(e_0 / n_0). \quad (11)$$

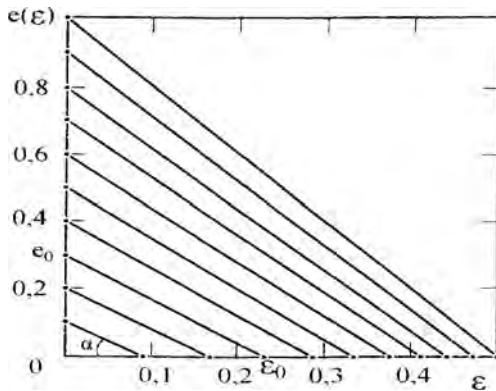


Рис. 5. Графоаналитическое представление компрессионной функции К. Терцаги  $e(\varepsilon)$  в координатах «коэффициент пористости – относительная вертикальная деформация (осадка)» для десяти разновидностей песчано-глинистых грунтов с естественными коэффициентами пористости соответственно  $e_0 = 0,1 \dots 1,0$

В формуле (8) коэффициент пористости уплотненного грунта  $e(\varepsilon)$  – прямая функция относительной вертикальной деформации  $\varepsilon$ , но не давления  $\sigma$ , при котором эта деформация произошла. Для преобразования  $e(\varepsilon)$  в непосредственно компрессионную функцию  $e(\sigma)$  воспользуемся опытным графиком «деформация  $\varepsilon$  – уплотняющее давление  $\sigma$ ». Из этого графика путем его аппроксимации находим *деформативную функцию*

$$\varepsilon = f(\sigma). \quad (12)$$

Для опытного диапазона напряжений деформативная функция  $\varepsilon(\sigma)$  может быть представлена рядом достаточно точных одно- и двухпараметрических моделей (рис. 6): прямо пропорциональной (закон Гука)

$$\varepsilon(\sigma) = (\beta/E_0)\sigma = (tg\alpha_1)\sigma; \quad (13)$$

кусочно-линейными (обобщенный закон Гука)

$$\varepsilon(\sigma) = \varepsilon^* + (tg\alpha_2)\sigma; \quad (14)$$

степенными

$$\varepsilon(\sigma) = \varepsilon_1\sigma^k; \quad (15)$$

экспоненциальными и другими нелинейными.

Подставляя ту или иную деформативную функцию  $\varepsilon(\sigma)$  в исходное равенство (8), получаем одну из множества *действительных компрессионных кривых*

$$e(\sigma) = e_0 - (1 + e_0)f(\sigma), \quad (16)$$

напрямую отражающих зависимость коэффициента пористости от уплотняющей нагрузки. В этой связи выясним влияние деформа-

тивных функций  $\varepsilon(\sigma)$  на аналитический вид компрессионных кривых  $e(\sigma)$ . Подставляя в (16) значения  $f(\sigma)$  по (13), находим, что при подчинении вертикальной деформации  $\varepsilon(\sigma)$  закону Гука (прямая 1 на рис. 6) действительная компрессионная функция

$$e(\sigma) = e_0 - (tg\alpha)(tg\alpha_1)\sigma = e_0 - (tg\alpha_3)\sigma \quad (17)$$

сохраняет графоаналитический вид прямой К. Терцаги  $e(\sigma)$ , имея тот же начальный отрезок  $e_0$  на оси ординат ( $\sigma = 0$ ), но приобретает совершенно другой угловой коэффициент

$$tg\alpha_3 = (tg\alpha)(tg\alpha_1), \quad (18)$$

равный произведению угловых коэффициентов прямых  $e(\varepsilon)$  и  $\varepsilon(\sigma)$ .

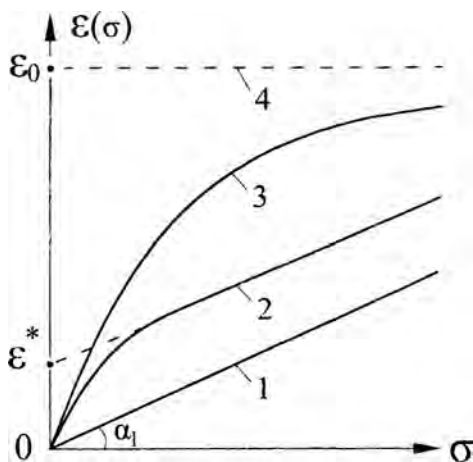


Рис. 6. Три вида наиболее распространенных деформативных функций  $\varepsilon(\sigma)$  в условиях сжатия грунтов без бокового расширения при нормальных давлениях  $\sigma \leq 300...500$  кПа:

- 1 – прямо пропорциональная (закон Гука); 2 – кусочно-линейная (обобщенный закон Гука); 3 – степенная или экспоненциальная; 4 – общая асимптота деформативных функций

Когда деформация грунта  $\varepsilon(\sigma)$  подчиняется обобщенному закону Гука (14) (прямая 2 на рис. 6), то и в этом случае действительная компрессионная функция (16) принимает вид (рис. 7):

$$e(\sigma) = e_{04} - (tg\alpha_4)\sigma, \quad (19)$$

присущий терцаговской прямой (8). При этом, как следует из (19), действительная компрессионная прямая отличается от всех остальных компрессионных функций тем, что имеет «лично свои», не характерные для других компрессионных прямых, угловой коэффициент

$$tg\alpha_4 = (tg\alpha)(tg\alpha_2) \quad (20)$$

и начальный отрезок на оси ординат ( $\sigma = 0$ )

$$e_{04} = e_0 - (tg\alpha)\varepsilon^*, \quad (21)$$

где  $\varepsilon^*$  – начальный отрезок на оси деформаций ( $\sigma = 0$ ), отсекаемый деформативной прямой  $\varepsilon(\sigma)$ .

При наличии нелинейных моделей вертикальной деформации грунтов (15) их действительные компрессионные зависимости  $e(\sigma)$  также приобретают вид, обратный деформативным функциям  $\varepsilon(\sigma)$ :

$$e(\sigma) = e_0 - [(tg\alpha)\varepsilon_1]\sigma^\varepsilon, \quad (22)$$

где  $\varepsilon_1$  – величина вертикальной деформации при  $\sigma = 1$ .

Таким образом, мы приходим к выводу, что действительные компрессионные функции  $e(\sigma)$  идентичны деформативным  $\varepsilon(\sigma)$ , но противоположны им: если с ростом  $\sigma$  значения  $\varepsilon(\sigma)$  возрастают, асимптотически стремясь к  $\varepsilon_{\max} = n_0$ , то значения  $e(\sigma)$ , наоборот, по тем же закономерностям убывают.

Приведенные решения, несомненно, будут способствовать созданию более реальной теории вертикальной деформации геосоставов для различных законов сжимаемости их слоев  $\varepsilon(\sigma)$ .

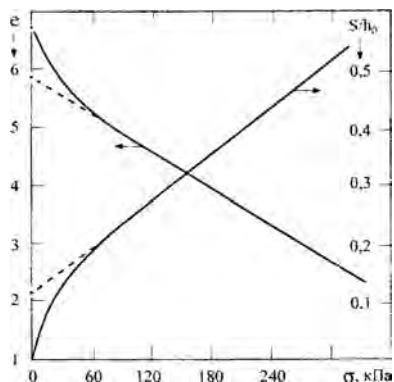


Рис. 7. Результаты испытаний торфа (монолит) на компрессию: в интервале напряжений  $90 \leq \sigma \leq 330$  кПа справедливы линейные аппроксимации  $S/h_0 = 0,112 + 0,00136\sigma$  и  $e(\sigma) = 5,87 - 0,0105\sigma$ , где  $\sigma$  – кПа. Начальные (до опыта) параметры торфа:  $\rho_S = 1,47$ ;  $\rho_d = 0,19$  и  $\rho = 1,03$  г/см<sup>3</sup>;  $n_0 = 87,1\%$ ;  $e_0 = 6,75$ ; естественная влажность  $W = 443,3\%$ ; после опыта  $W = 165,0\%$

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Костюкович, П.Н. Основные положения теории нелинейных и комбинированных фазовых моделей дисперсных грунтов / П.Н. Костюкович // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник статей XIV Международ. научно-практич. семинара. – Минск: БНТУ, 2006. – Т. 2. – С. 229–235.
2. Крошнер, И.П. Графоаналитическое представление линейной фазовой модели дисперсных грунтов / И.П. Крошнер // Теоретические и практические проблемы геотехники. Межвузов. тематич. сборник трудов. – СПб.: СПбГАСУ, 2005. – С. 161–169.
3. Механика грунтов / под ред. Б.И.Далматова. – М.–СПб., 2000. – Ч. 1. Основы геотехники. – 204 с.
4. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович – М.: Высшая школа, 1973. – 280 с.

*Уласик Тамара Михайловна, старший преподаватель  
Белорусского национального технического университета,  
г. Минск, Беларусь*

***Прочностные испытания грунтов на основе модели  
контактного сдвига***

***Strength test of soils on basis of contact shear model***

Анализируются данные испытаний однородных фракций на дилатометрическом приборе контактного сдвига. Акцентируется внимание на разделении методик испытаний несвязных грунтов в связи с объемным стеснением деформаций в зоне сдвига.

Some data of the tests homogeneous size fraction on dilatometric tool of contact shear are analysed. Noticed that testing methods of clay soils should be divided in connection with three-dimensional compression of deformations in the shear zone.

Испытания грунтов на срез (сдвиг) предполагают определенные условия, при которых сдвиговые или срезные приборы работают на основе моделей, позволяющих оценить как начальное напряженное состояние, так и состояние предельного равновесия грунта.

За основу модели контактного сдвига принято допущение: вся зона деформаций грунта разделяется на зону упругих деформаций и область пластических деформаций. Модель контактного сдвига соответствует феноменологической модели. При этом условная граница, отделяющая слой пластических деформаций скольжения зерен грунта от области упругих деформаций в массиве грунта, располагается нормально по отношению к дилатантной составляющей сдвига  $\Delta\sigma_d$ . Деформации формоизменения при сдвиге, связанные с явлениями дилатансии или контракции, ведет к расширению или сужению полосы сдвига. Дилатантные напряжения неотъемлемо связаны с дилатантными перемещениями и упругими деформациями, происходящими в исследуемом грунте. От того, насколько зна-

чительными будут изменения нормального давления, зависит весь процесс сдвига грунта.

Дилатантные перемещения для условий «стесненной» дилатансии, определенные нами при испытании песка крупного, среднородного ( $U_{max} = 6,28$ ) довольно незначительны и составляют  $\delta_d = 0,14$  мм,  $\sigma_o = 0,1$  МПа;  $\delta_d = 0,19$  мм,  $\sigma_o = 0,2$  МПа с коэффициентом упругого отпора  $K = 420$  МН/м<sup>3</sup>. Соответствующие им дилатантные напряжения составили 0,05 МПа и 0,075 МПа. Очевидно, что перемещения, составляющие доли миллиметров, вызывают значительный прирост нормального давления в плоскости сдвига. В момент сдвига, как известно, грунт достигает определенной или «критической» плотности. И то, насколько близкой будет плотность грунта от начала испытания к «критической» определит дальнейшее поведение исследуемого образца. Нами отмечен тот факт, что в опытах на сдвиг несвязных грунтов при различных значениях нормального давления в диапазоне 0,1 МПа до 0,5 МПа предельные сдвигающие напряжения могут возникать как на этапе контракции, так и на этапе дилатансии. В опытах наблюдались следующие варианты сдвига несвязного грунта:

1-й вариант, когда исследуемый образец сначала испытаний проходит этап контракции или уплотнения, уменьшения его объема, затем на нескольких ступенях нагружения нормальное давление остается постоянным и далее начинается этап дилатансии, который завершается сдвигом;

2-й вариант, когда от начала испытаний идет этап контракции, нормальное давление при этом существенно снижается и на этом этапе происходит сдвиг;

3-й вариант, от начала опыта начинается уплотнение грунта или его контракция и уже непосредственно перед сдвигом нормальное давление незначительно увеличивается;

4-й вариант, когда сразу после приложения сдвигающего усилия наблюдается дилатансия исследуемого грунта, нормальное давление в ходе всего опыта увеличивается и в конце испытания наступает сдвиг.

Некоторые исследователи отмечают, что «...важным фактором, определяющим несущую способность основания, является связанная с проявлением дилатантных свойств плотных песков их способность к снижению сопротивляемости сдвигу». Очевидно, что здесь



речь идет об условиях дилатирования, когда отсутствуют стеснения объемных деформаций, что соответствует условиям свободного дилатирования грунта. Схожие результаты были получены и в наших опытах. Из этого следует, что достижение «критической» плотности после этапа контракции позволяет зернам несвязного грунта переупаковаться так, что на этапе дилатансии, постепенно приближаясь к состоянию «критической» плотности, несвязный грунт проявляет большую сопротивляемость сдвигу, чем при условии только дилатансии.

На наш взгляд, контракция несвязных грунтов является определяющим фактором дальнейшего процесса сдвига. Глубина так называемой «петли контракции» характеризует как начальное состояние грунта (плотность, влажность, форму и размеры зерен грунта, минеральный состав их), так и изменение начального, нормального давления, степень изменения пористости от момента приложения вертикального давления до завершения испытания.

Чем больше «глубина петли контракции», тем более рыхлым будет несвязный грунт до начала сдвиговых испытаний и чем плотнее испытываемый грунт, тем меньше «петля контракции». Отсутствие «петли контракции» в сдвиговых испытаниях говорит о плотности несвязного грунта, соответствующей такой плотности упаковки его зерен, при которой сразу после приложения сдвигающего усилия начинается разворот зерен, возникает дилатантный распор. Насколько большими будут значения дилатантных напряжений зависит от размеров зерен грунта и от условий стеснения объемных деформаций, в которых происходит испытание.

Передача изменяющихся в ходе сдвига напряжений происходит через контакты зерен несвязного грунта, поэтому будет иметь значение не только количество контактов, но и минеральный состав зерен грунта, равно как и их размеры. Для дальнейших исследований нами был выбран грунт, зерна которого представлены различными минералами: кварц, полевые шпаты, мелкие обломки гранита и др.

Чтобы выяснить, как влияют на характер сдвига такие факторы, как однородность для опытов были взяты отсеянные фракции диаметром 2–5 мм, 5–10 мм, 1–2 мм. Используя зерна диаметром 2–5 мм, как основной грунт к нему добавлялись зерна 5–10 мм в процентном соотношении по массе 10 %, 30 %, 50 %.

Отсортированные фракции редко встречаются в основании сооружений, однако влияние присутствия зерен определенной крупности на характер сдвига, на проявление дилатансии и контракции, представляют интерес.

Присутствие более крупных зерен в основной массе грунта с менее крупными, оказывает тем большее влияние на сдвиг, чем больше их в грунте по массе. Дилатантные напряжения  $\Delta\sigma_d$  увеличиваются с процентным увеличением более крупных зерен в образце грунта по массе.

Определяющим фактором конечных значений сдвигающих напряжений служит начальное состояние грунта, характеризующее плотностью его упаковки или начальным коэффициентом пористости  $e_0$ . Следовательно, дилатантный распор также зависит от исходных физических характеристик грунта. Для песка крупного повышенной неоднородности значения дилатантных напряжений уменьшаются с увеличением  $e_0$  для испытаний при одном и том же коэффициенте упругого отпора  $K$ ; с уменьшением значений  $K$  дилатантные напряжения изменяются от 153 кПа до 75 кПа для наименьших значений  $e_0$  и от 34 кПа до 18 кПа для наибольших значений  $e_0$ . Подобная закономерность изменения дилатантных напряжений прослеживается и для песка средней крупности среднеоднородного и для песка мелкого однородного. Для песка среднего, среднеоднородного максимальное значение дилатантных напряжений при наибольшем значении  $K = 680 \text{ МН/м}^3$  составляет 130 кПа при  $e_0 = 0,4$ . При этом же коэффициенте пористости, но для  $K = 250 \text{ МН/м}^3$  дилатантное напряжение для песка среднего составляет 81 кПа. Для песка мелкого однородного с теми же начальными физическими параметрами дилатантное напряжение еще меньше – от 108 кПа при  $K = 680 \text{ МН/м}^3$  и до 67,5 кПа при  $K = 250 \text{ МН/м}^3$ .

Очевидно, что для более крупного грунта значения дилатантных напряжений больше, чем более мелкого. Увеличение стеснения объемных деформаций, выражаемое в увеличении коэффициента упругого отпора, приводит к закономерному росту дилатантных напряжений для конкретного вида грунта.

В более плотном несвязном грунте дилатансия проявляется сильнее, чем в рыхлом. Приведенные графики (рис. 1) построены для условий испытаний при проявлении дилатансии, т.е. когда все зафиксированные дилатантные напряжения имеют знак плюс и при

приложении сдвигающего усилия не наблюдается явление контракции или уплотнения песчаного грунта. Общий вид графиков характеризуется схожим расположением прямых дилатантных напряжений. Пользуясь этими графиками, можно количественно оценить величину дилатантных напряжений при сдвиге, а так же рассчитать, на сколько будут отличаться значения контактного трения, определенные с учетом дилатантных напряжений от определяемых на основе данных традиционных испытаний.

Традиционно в механике грунтов угол внутреннего трения считается величиной постоянной для конкретного вида грунта. Условия сдвига или разрушения, при которых определен угол внутреннего трения, обычно не учитываются.

Когда проводят сдвиговые испытания с использованием стандартных методик, в этом случае моделируются условия сдвига вблизи поверхности грунта. Когда же сдвиг происходит по контакту тела сваи, анкера, тогда зона сдвига зажата между сдвигаемым телом и массивом грунта. В этом случае наблюдаются условия, которые можно моделировать с помощью дилатометрических приборов (специальных сдвиговых приборов).

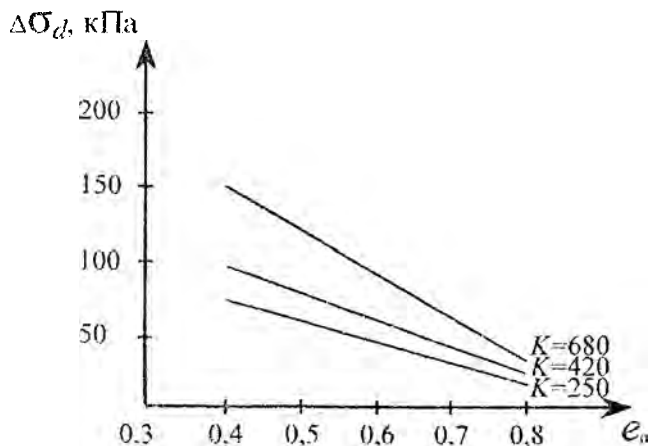


Рис. 1. Графики изменения дилатантных напряжений  $\Delta\sigma_d$  в зависимости от начального коэффициента пористости  $e_0$  при различных значениях коэффициента упругого отпора  $K$

Действие внешней нагрузки на массив грунта может привести к нарушению прочности внутренних связей между зернами грунта. Это приведет к скольжению (смещению) зерен относительно друг друга. И, поскольку сопротивление сдвигу внутри массива грунта зависит от ряда факторов (гранулометрический состав грунта, минеральное трение зерен, начальная плотность упаковки их, влажность, жесткость грунтового массива), то необходимо максимально учесть все вышеперечисленное. Прочностные характеристики, получаемые на основе испытаний грунтов на сдвиг (удельное сцепление  $C$  и угол внутреннего трения  $\varphi$ ) используются в расчетах прочности и устойчивости при проектировании оснований и фундаментов. Определение достоверных значений прочностных характеристик является, таким образом, важнейшей задачей сдвиговых испытаний грунтов.

В традиционных методах испытаний на сдвиг (срез), проводимых для несвязных грунтов, в консолидированно – дренированных испытаниях, консолидированно – недренированных испытаниях согласно нормативным требованиям (ГОСТ 12248 – 96) чаще всего сопротивление грунтов сдвигу определяют по заранее фиксированным плоскостям. Причем для испытаний несвязных (сыпучих) грунтов приборы должны иметь неподвижную нижнюю часть. Поскольку деформация сдвига – это смещение одной части грунта относительно другой, вызванное действием касательных напряжений от внешней нагрузки, то при таком смещении неизбежно изменение высоты образца за счет явления дилатансии в плоскости сдвига. На подобное явление исследователи обращали внимание неоднократно, были зафиксированы эти незначительные перемещения (миллиметры и доли миллиметров) и в связи с такой незначительностью этими перемещениями пренебрегали.

Предлагаемые нами методики определения параметров прочности основаны, в том числе, и на учете этих незначительных перемещений, названных дилатансией.

Процесс сдвига несвязного грунта, в условиях которого определяют значения сопротивления грунта сдвигу, хорошо моделируется с помощью специальных приборов, называемых дилатометрическими. Такими приборами являются дилатометрический прибор контактного сдвига и дилатометрический прибор плоского среза.

Название «дилатометрические» объединяет их по принципу учета явления дилатансии: дилатантных перемещений при сдвиге  $\delta_d$  (весьма незначительных), дилатантных напряжений  $\Delta\sigma_d$  и дилатантных составляющих предельных сдвигающих напряжений  $\tau_d$ .

Предельное состояние при сдвиге – незатухающее скольжение одной части несвязного грунта относительно другой – соответствует состоянию или состоянию исчерпания прочности. Именно в этот момент, в зависимости от значения дилатантных перемещений  $\delta_d$  и дилатантных напряжений  $\Delta\sigma_d$  мобилизуется предельное сдвигающее усилие и его составная часть – дилатантная составляющая сдвига  $\tau_d$ .

Разделение методики испытаний на испытания, в которых происходит объемное стеснение деформаций в зоне сдвига и когда такое стеснение отсутствует, позволяет четко разграничить традиционные и нетрадиционные методики испытаний несвязных грунтов. Традиционная методика испытаний известна как закон Кулона: сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление внутреннего трения, прямо пропорциональное нормальному давлению. С учетом явления дилатансии традиционная методика требует специального дополнения, уточнения при определении параметров прочности несвязного грунта. Этим дополнением является методика на определение дилатантных составляющих сдвига, дилатантных напряжений и дилатантных перемещений.

В соответствии с исследованиями, проведенными по учету явления дилатансии [5], предложена следующая формула определения предельных сдвигающих напряжений:

$$\tau = \sigma_{no} \operatorname{tg} \varphi + \Delta\sigma_d \operatorname{tg} \varphi.$$

Очевидно, что первая часть уравнения – это закон Кулона для сыпучих (несвязных) грунтов, а вторая – названа нами дилатантной составляющей сдвига  $\tau_d$ .

Для того чтобы зафиксировать в опытах изменение нормального давления необходимо смоделировать условия стеснения объемных деформаций. В дилатометрических приборах таким устройством для моделирования стеснения объемных деформаций является винтовой домкрат и динамометр типа ДОСМ с индикатором часового

типа. Полученные в опытах значения дилатантных напряжений могут существенно повлиять на величину несущей способности оснований фундаментов, определяемую на основании параметров прочности несвязного грунта.

Дилатометрические приборы устроены так, что с их помощью можно моделировать испытания, проводимые по традиционной методике. В этом случае нормальное давление поддерживается в ходе всего опыта постоянным и не происходит подавления дилатансии.

Существует ряд факторов, определяющих влияние дилатансии на напряженное состояние грунта и процесс сдвига. Влияние физических характеристик несвязного грунта на проявление дилатансии неотъемлемо связано с таким явлением, как контракция. Падение нормального давления, также как и его увеличение, может быть зафиксировано в опытах, проводимых на дилатометрических приборах. Методика испытаний дилатирующих несвязных грунтов на сдвиг от этого не меняется. Различие будет только в конечном результате – предельном сдвигающем напряжении, которое определится с учетом явления контракции. В том случае, когда сдвиг или разрушение несвязного грунта произойдет на этапе контракции, знак  $\Delta\sigma_d$  будет «минус».

Плотные и рыхлые несвязные грунты по-разному будут реагировать на приложение сдвигающего усилия при одном и том же нормальном давлении. Но все они могут быть испытаны по одной методике, позволяющей определить, зафиксировать и количественно описать явление дилатансии несвязного грунта.

Следовательно, использование стандартных методов испытаний грунтов на сдвиг, когда происходит свободное изменение объема образца грунта в процессе сдвига, может привести к определению неточных значений сопротивления сдвигу. Это обусловлено тем, что при наличии дилатантных перемещений с возникновением дилатантного распора в грунте наблюдается противодействие дилатансии. При использовании приборов, в которых объемное расширение образца не ограничивается, условия при которых происходит сдвиг, будут оставаться достаточно неопределенными. Ни один из таких приборов не позволит нам количественно измерить величину дилатансии и определить влияние ее на параметры прочности грунта.

Использование традиционных методов испытаний грунтов на сдвиг не моделирует условия, при которых деформации объема в

области разрушения стеснены. Подобные условия испытаний моделируют дилатометрические приборы. С использованием таких приборов связаны методики испытаний, существенно дополняющие существующие стандартные методики.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М.: Высшая школа, 1983.– 288 с.
2. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. – М.: Стройиздат, 1973. – 375 с.
3. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. – М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.
4. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. – М.: Издательство литературы по строительству, 1971. – 367 с.
5. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск: Навука і тэхніка, 1994.– 232 с.

*Игнатов Сергей Владимирович, магистр техн. наук,  
Крошнер Ирина Петровна, инженер,  
Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Беларусь*

***Изменчивость свойств супеси пылеватой при устройстве  
заливных цилиндров***

***The pulverulent clays internal changeability during  
erecting grout cylinders***

В статье рассмотрены результаты проведенных опытов по определению изменчивости свойств супеси пылеватой при устройстве заливных цилиндров, приведены графики изменения влажности и сцепления грунта, как в радиальном, так и в продольном направлении.

The article is devoted to the results of the experiments of the terminating changeability of the pulverulent clays during making grout cylinders. There are graphs showing the change of the humidity and cohesion of the ground in the radial and lengthwise direction.

Изменчивость свойств грунтов при устройстве буронабивных и буроинъекционных анкеров и свай существенно влияет на несущую способность их оснований. Изучение законов, по которым происходят такие изменения, имеет важное значение для совершенствования методов расчета конструкций нулевого цикла, оптимизации технологии производства работ, рациональному использованию материальных и трудовых ресурсов.

В основу проведенных лабораторных исследований положено допущение изменчивости физико-механических свойств грунта вокруг заливных цилиндров в радиусе до 3 их диаметров.

*\* Исследования выполнены под руководством Никитенко Михаила Ивановича, кандидата технических наук, доцента, заведующего кафедрой «Геотехника и экология в строительстве» Белорусского национального технического университета.*



Опыты проводились в цилиндрической емкости высотой 900 мм и диаметром 540 мм с супесью пылевой, в которой соосно устанавливалась цилиндрическая полость  $\varnothing 118$  мм длиной 600 мм при ее нахождении в грунте над дном и под верхом по 150 мм. В такую полость заливался цементный раствор с В,Ц = 0,5, который приготавливался из портландцемента марки М 400. Оценка изменения свойств грунта приводилась на седьмые сутки после устройства цилиндров. Схема отбора образцов грунта при этом приведена на рис. 1.

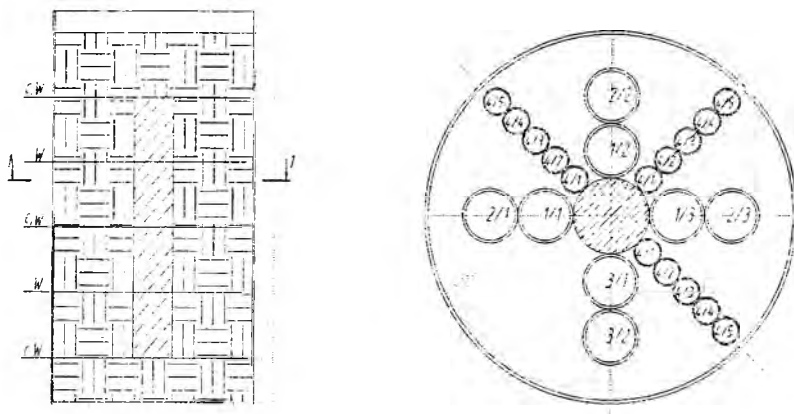


Рис. 1. Схема расположения отбираемых образцов грунта в плане:  
1, 2 – образцы первого и второго ряда для определения угла внутреннего трения и сцепления супеси пылевой; 3 – дополнительные образцы; 4 – образцы для определения влажности грунта.

На рис. 2, б представлены графики изменения влажности по высоте и на удалении от границы заливного цилиндра. Как видим, максимальное значение влажности находится в уровне центра и убывает к его торцам и с удалением от заливного цилиндра. Это обусловлено тем, что избыточная влага из заливаемого цементного раствора поглощалась в центральной части цилиндров только в радиальном направлении, а сверху и снизу еще и примыкающим к торцам грунтом.

Графики изменения сцепления супеси пылевой приведены на рис. 2, а. Они свидетельствуют об уменьшении сцепления супеси

пылевой соразмерно увеличению ее влажности вдоль заливных цилиндров и на их контакте с грунтом.

На рис. 3 представлена зависимость изменения удельного сцепления супеси пылевой от влажности.

В результате откопки заливного цилиндра было определено изменение диаметра заливного цилиндра по высоте: сверху – 120 мм, посередине – 123 мм, внизу – 127 мм.

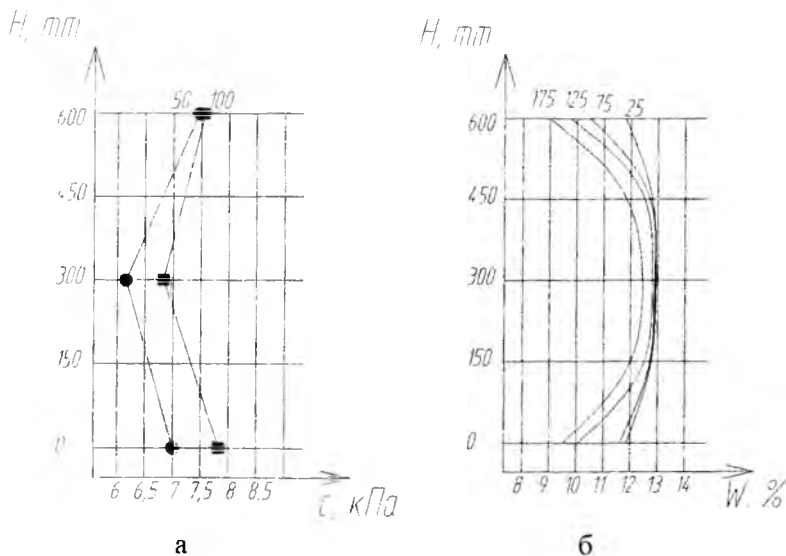


Рис. 2. Распределение влажности и сцепления супеси пылевой вокруг заливного цилиндра:  
 а – изменение сцепления; б – изменение влажности (25, 50, 75, 100, 125, 175 – расстояния от грани цилиндра, мм)

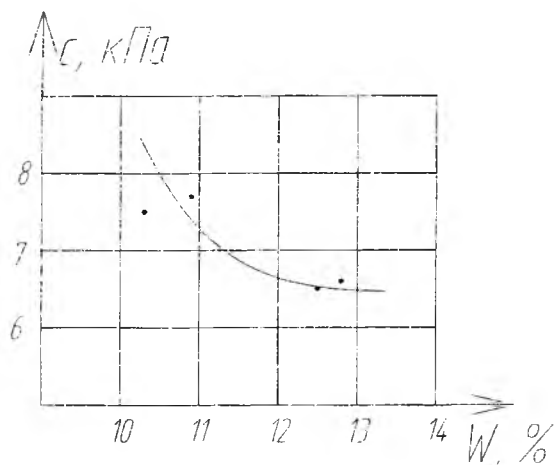


Рис. 3. График зависимости удельного сцепления супеси пылеватой от влажности

## ВЫВОДЫ

1. При устройстве заливных цилиндров в супеси пылеватой наибольшее увеличение влажности в центральной части обусловлено поглощением влаги из цементного раствора только в радиальном направлении, а меньшие значения в верхней и нижней частях связано с поглощением также и в торцах.

2. Сцепление пылеватой супеси вокруг при этом уменьшается соразмерно увеличению влажности данного грунта вдоль заливных цилиндров, а на удалении от них этот процесс асимптотически затухает до исходного состояния при естественной влажности грунта.

## **Часть 2. ИННОВАЦИОННЫЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ТЕХНОЛОГИИ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ**

УДК 693.059.7(075.5)

*Овчинников Эльмар Викторович канд. техн. наук, проф.  
Белорусский национальный технический университет, Минск,  
Кулак А.А., инженер РУП "Институт НИПТИС"*

### ***Инновационные технологии при реконструкции подземной части зданий***

#### ***The innovative technologies during reconstruction of underground part of buildings***

В статье рассматриваются некоторые перспективные направления развития технологии гидроизоляции при реконструкции зданий, находящихся в длительной эксплуатации. Использована информация организаций, имеющих положительный опыт выполнения реконструкции. Проблемы рассматриваются во взаимосвязи с тенденциями повышения эффективности использования подземных объемов зданий в крупных городах Республики Беларусь.

This paper describes some perspective ways of development of collar technologies during the reconstruction of buildings which are in continuous service. The information from organizations which have positive experience of making reconstruction is used here. The problems are seen in interaction with tendencies of rising the effectiveness of using underground buildings in big cities of the Republic of Belarus.

При реконструкции и реставрации зданий используются различные технологии гидроизоляции. Большинство заимствовано из практики нового строительства. В процессе их адаптации к условиям реконструкции не всегда удается избежать снижения эффективности и негативных воздействий на окружающую среду городской застройки.

Опыт европейских стран и Российской федерации свидетельствует, что реконструкция городской застройки дает максимальную эффективность при комплексном решении использования всего объема здания, а не только его надземной части [1].

При реконструкции зданий, построенных до начала 80-х XX века и эксплуатируемых длительный период, возникает необходимость выполнять работы на объектах, имеющих значительную степень физического износа и в сложной геотехнической ситуации.

В городах Республики Беларусь многие здания относятся к застройке, имеющей архитектурную и историческую ценность. Она возрастает в условиях развития трансъевропейских коммуникаций и международного туризма на территории Беларуси. Последнее способствует привлечению инвестиций в комплексную реконструкцию городской застройки с сохранением исторически сложившихся районов. В такой ситуации целесообразность нового функционального использования цокольных и подвальных помещений зданий становится очевидной. Для большинства подобных объектов качество гидроизоляции оказывает существенное влияние на надежность и долговечность технико-эксплуатационных показателей, достигнутых в результате реконструкции.

В Республике Беларусь при реконструкции зданий в крупных городах строительное производство, помимо соответствия традиционным для этих условий требованиям, должно удовлетворять также дополнительным нормативам безопасности. Это связано, прежде всего, с экологической ситуацией, осложненной последствиями аварии Чернобыльской АЭС и высокой концентрацией ряда производственных объектов, прежде всего химической и нефтехимической отраслей промышленности. С целью минимизации негативного проявления этих условий в Республике Беларусь повышен уровень требований безопасности и предупреждения неблагоприятного влияния техногенных и антропогенных факторов. Это в полной мере относится к безопасности использования материалов и технологий во всех отраслях экономики, и в строительной особенно. Уместно отметить, что технические кодексы установившейся практики (ТКП) в этой сфере деятельности гармонизированы со стандартами безопасности, принятыми в ЕС.

Реализуя проекты реконструкции, поиск эффективных конструктивных и организационно-технических решений приходится осуще-

ствлять не только, соблюдая требования ТКП и ограничения, связанные с экологией, но и требования государственной программы импортозамещения.

Как выполняются перечисленные выше требования к технологическому обеспечению реконструкции, можно иллюстрировать примерами деятельности некоторых организаций строительной отрасли. Положительный опыт качественного выполнения гидроизоляции при реконструкции зданий имеют организации производственного концерна «Минскстрой», УП АО «Минскремстрой», УП «Гродноремстройсервис» и др. Заслуживают внимания сведения, опубликованные в профессиональных ориентированных изданиях о технологических решениях гидроизоляции зданий, в надлежащей степени отвечающих требованиям экологии и импортозамещения.

В процессе реконструкции зданий, прежде всего имеющих историческую и архитектурную ценность, трест «Гродноремстройсервис» использовал для восстановления и устройства горизонтальной гидроизоляции стен следующую технологию. В ней используется агрегат, изготовленный трестом. Агрегат передвижной и действует по принципу баровой машины, но с горизонтальным расположением рабочего органа. Он выполнен с использованием узлов и деталей горных машин, заимствованных на рудоуправлениях АО «Беларуськалий». С помощью агрегата делается прорезь на всю толщину стены (max 100 см) высотой 15...40 мм, участками пунктирно по периметру здания. В зависимости от состояния кладки в зоне гидроизоляции, длина участков равна 1...1,5 м. В прорези нагнетается композиция отверждаемая холодного применения «Полимикс», либо иные пластичные составы с аналогичными характеристиками, предпочтительно тех, что выпускаются в Республике Беларусь. После достижения композицией необходимой прочности, прорези выполняются на следующих участках, примыкающих к заполненным. Операции повторяются, пока не будет образован гидроизоляционный слой по всему периметру стен здания. По сравнению с традиционными методами: коронкового сверления прорези, устройство «подруба» и др., технология треста «Гродноремстройсервис» имеет ряд преимуществ: нет необходимости устраивать выемки (траншеи) по периметру стен; скорость выполнения на порядок больше, чем

при коронковом сверлении; обеспечивается высокое качество работ; минимум негативного влияния на окружающую среду и др.

Перспективными представляются: метод инъектирования растворов кольматирующих капиллярно-пористую структуру материала в объеме изолируемой конструкции и метод проникающей гидроизоляции (пенегирования) аналогичного действия, но в поверхностном слое изолируемой конструкции. В последние годы на рынке строительных услуг Беларуси эти методы были представлены фирмами ФРГ. Инъектирование одно- и двухрастворным способом – фирма Schomburg, а пенетрирующими материалами – Aquafin-IC. Позже появились материалы российского производства «Гидротекс», «Кальматрон» и др.

Необходимость импортозамещения стимулировали отечественные научные и производственные организации к созданию конкурентоспособных систем, позволяющих реализовывать упомянутые инновационные технологии на базе собственных разработок, материалов и технических средств для их использования.

«Институт БелНИИС» совместно с НПФ «Радекс» разработали и реализуют представительную гамму материалов и способов для эффективных технологий гидроизоляции широкой номенклатуры зданий и сооружений. Перспективной представляется технология гидроизоляции с использованием композиции хлорсульфополиэтилен-битумной отверждаемой холодного применения. Композиция может наноситься вручную или с помощью установок безвоздушного напыления (типа Wagner). Наносится на любой материал. Для повышения надежности и долговечности гидроизоляции она может армироваться стеклотканью или фиброй из стекловолокна. Организации производственного концерна «Минскстрой», УП «Минскметрострой», АО «Минскремстрой» и ряд других реализуют разработки институтов НАН РБ, РУП «Институт БелНИИС» и других организаций, обеспечивающие импортозамещение в гидроизоляционных работах.

Характерной особенностью работ по внедрению инновационных технологий гидроизоляции, выполняемых организациями Беларуси, является обязательная сертификация используемых материалов и технологий, требования которой корреспондируются с аналогичными нормами ЕС. Кроме того, на предлагаемые методы, как правило, должны разрабатываться типовые технологические карты, согласованные и утвержденные в установленном порядке.

Правомерно отметить, что для эффективного использования новых материалов и технологий в практике реконструкции необходимо детальное изучение и систематизация позитивного опыта организаций их реализующих. В условиях современного рынка строительных услуг, преобладания на нем организаций негосударственной формы собственности и сложной конкурентной среды, это задача достаточно сложная, но весьма продуктивная.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Булгаков, С.Н. Технологические инновации в инвестиционно-строительном комплексе. Издание РААСН / С.Н. Булгаков. – М., 1999.
2. Информационные издания Минстройархитектуры и Минжилкомхоза РБ. 2000...2007 гг.



*Анисимов Юрий Владимирович, инженер, ассистент кафедры «Геотехника и экология в строительстве», Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь, Екимова Светлана Анатольевна, студентка строительного факультета, Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь*

***Мировой и отечественный опыт применения технологии струйной цементации при решении сложных геотехнических задач***

***National and worldwide experience of the implementation of the jet-grouting technology as a solution of complex geotechnical problems***

В статье изложена сущность технологии струйной цементации, область ее применения, приведены достоинства и недостатки данной технологии, а также проанализированы мировые и отечественные примеры применения струйной цементации для решения ряда геотехнических задач

The article deals with the fundamentals of the jet-grouting technology, describes wide range of jet-grouting applications, its' merits and demerits. The analysis of the national and worldwide cases of the implementation of the technology is given below

В технической литературе последнего времени неоднократно отмечается, что одной из наиболее прогрессивных технологий образования в грунте различных по назначению подземных конструкций, а также сооружений является струйная технология (jet grouting).

Появившаяся впервые в Японии в начале 70-х годов как технология устройства противодиффузионных завес (ПФЗ) в настоящее время струйная технология широко применяется во всем мире не только для изготовления ПФЗ, но и для образования цементогрунтовых свай и опор, а также для разработки вечномерзлых грунтов.

Технология основывается на использовании энергии высоконапорной струи воды или раствора для размыва грунта. При этом од-

одновременно может происходить смешивание грунта с раствором, либо замещение размытого грунта (пульпы) более тяжелым раствором. В результате образуются цементогрунтовые элементы, которые могут выполнять роль свайного фундамента.

Высокий интерес инженеров и ученых к струйной технологии объясняется ее широкими возможностями и существенными преимуществами по сравнению с другими технологиями устройства подземных сооружений. Эффективность струйной технологии не зависит от физико-механических свойств грунтов, влажности, водонасыщенности, фильтрационной способности. При этом полностью отсутствует вибрация, не нарушается природная структура грунтов.

Так, к примеру, в Италии фирмой "Инектоджет" струйная технология успешно применяется в делювиальных грунтах, характеризующихся высоким содержанием крупнообломочных включений.

Устройство цементогрунтовых элементов при помощи струйной технологии производится непосредственно с поверхности строительной площадки, исключая выполнение дополнительных земляных работ. При этом работы могут производиться в стесненных условиях, не сопровождаются динамическими и вибрационными воздействиями, экологически безопасны. Не случайно, что данный метод особенно часто применяется при реконструкции и усилении оснований существующих зданий.

Струйная технология как в случае упрочнения грунтов при геотехнических реконструкциях, так и при устройстве новых фундаментов повышенной несущей способности, вертикальных и горизонтальных ПВД является более эффективной в сравнении даже с методом «стена в грунте» или буроинъекцией в силу ряда причин:

- меньшей зависимости от особенностей напластований грунтов и их свойств, а также степени обводненности;
- возможности создания выработок в фунтах с одновременным их заполнением или перемешиванием с твердеющими составами при формировании несущих и противofильтрационных конструкций, причем даже под существующими объектами;
- повышенной производительности работ и увеличением темпов возведения нулевого цикла, а соответственно и самих объектов в целом.

Однако струйная технология имеет и ряд недостатков, основными из которых являются: опасность локальных деформаций в про-

цессе временного размыва грунтового массива под фундаментом до набора прочности: высокая стоимость и материалоемкость из-за больших объемов закрепления грунта; повышенная опасность при работе с высоким давлением.

При соответствующем оборудовании струйная технология может применяться не только для устройства вертикальных свай, но и для образования горизонтальных жестких конструкций, например, для образования свода из располагаемых вплотную друг к другу горизонтальных свай или анкерных элементов.

Изменяя количество и расположение сопел гидромонитора, а также режим поступательно-вращательного движения штанги гидроструйной установки, можно получить и более сложные формы цементогрунтовых образований, которые невозможно получить каким-либо другим способом. Так, например, трех-, четырехлопастные сваи, винтовые поверхности, крестообразные сваи с поперечными ребрами, конические оболочки и т.п.

Кроме того, при расположении различных по форме элементов достаточно близко друг к другу сопряжение между ними может быть монолитным. Тем самым становится возможным устраивать в грунте различные пространственные конструкции, в том числе и армирующие.

Эффективность струйной технологии была неоднократно доказана практическими примерами ее использования при сооружении противофильтрационных завес при реконструкции оснований существующих зданий и усилении слабых оснований.

Богатый опыт практического использования струйной технологии накоплен за рубежом. При помощи струйной технологии выполнены многочисленные проекты создания подземных конструкций, усиления фундаментов реконструируемых зданий и т.п., наиболее интересные из которых по мнению авторов и приведены в данной статье.

### **Португалия, Лиссабон 1994**

Во время строительства тоннелей метрополитена под монументом площади Marquis de Pombal на линии между станциями “Rotunda” “Rato” с помощью одно-двух компонентных технологий произведено предварительное закрепление грунтов в основании монумента.

Для исключения повреждений было выполнено 786 колонн диаметром 1,0 м по двухкомпонентной (воздушной технологии) и 102 колонны диаметром по 0,6 м по однокомпонентной. Угол наклона скважин находился в диапазоне от 0° до 68° (рис. 1).

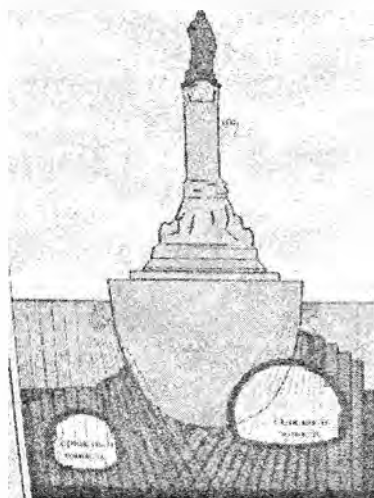


Рис. 1. Схема усиления монумента на площади Marquis de Pomfal

### **Kraft Foods, Dover (США)**

Так при реконструкции Kraft Foods, Dover (США) возникла необходимость размещения подземного сооружения для разгрузки грузовых автомобилей внутри уже существующего здания. В данном случае, струйная технология применялась по трём направлениям: укрепление грунта при отрывке котлована, укрепление фундамента существующего здания и контроль грунтовых вод. В результате был разработан котлован, по периметру которого были возведены пересекающиеся колонны по 6 м в длину (рис. 2). Периметральные колонны обеспечили возможность надежной отрывки котлована, в то время как угловые выполняли также функцию поддержки смежного фундамента основного здания.

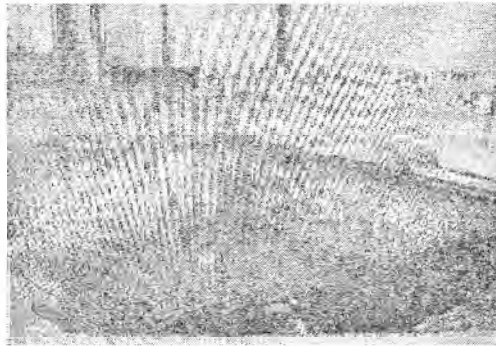


Рис. 2. Устройство котлована при реконструкции Kraft Foods, Dover (США)

### **Transmission Tower, Texas**

Четыре башни линии электропередач высотой по 55 м медленно кренились в сторону. Причина заключалась в недостаточном диаметре и глубине заложения фундаментов опор. С целью предотвращения падения башен была использована технология струйной цементации, которая должна была укрепить фундамент опор до той степени, чтобы он выдерживал оказываемое давление. До начала работ на отдельной площадке была возведена пробная колонна для установления необходимого диаметра и других характеристик. В среднем по 12 колонн диаметром 1,2 м были возведены для каждой башни.

В последние годы струйная технология начала применяться и на территории Республики Беларусь. Предвестником внедрения струйной технологии на территории Республики Беларусь стал успешно реализованный проект усиления внутренних стен здания КБТЭМ на Партизанском проспекте в г. Минске путем подковки ростверка с устройством посредством струйной технологии козловой системы из свай малого диаметра, предложенный коллективом кафедры «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ. Работы были произведены весьма быстро в стесненных условиях при невозможности использования бурового механизма.

Дальнейший толчок к развитию в Беларуси технологии струйной цементации осуществила компания «СтройСпецИмпорт» при

строительстве второй очереди республиканского горнолыжного центра Силичи. При возведении свайных фундаментов опор требовалось пройти насыпь склона и углубиться в несущее основание. Устройство таких свай с помощью традиционных технологий оказалось практически невыполнимым решением. В результате был реализован технически сложный проект по устройству свайных фундаментов с использованием струйной технологии верхней обводной станции канатной дороги, расположенной на высоте 20 м от подошвы склона.

Наиболее показательный объект по части применения технологии струйной цементации как ограждающей конструкции глубоких котлованов – устройство подпорной стенки котлована при строительстве здания филиала «Приорбанка» по пр. Победителей в Минске. В данном проекте была совмещена технология устройства буронабивных свай с технологией струйной цементации. Буронабивные сваи чередовались с грунтоцементными сваями метрового диаметра, создавая при этом целостное ограждение котлована, глубина которого составила 6 м, а с учетом перепада высот по рельефу до дна котлована – 13 м.

Дальнейшему внедрению струйной технологии в строительную практику Беларуси должен поспособствовать ТКП 45-5.01-45-2006 «Фундаменты и подземные сооружения, возводимые с использованием струйной технологии. Правила проектирования и устройства» к СНБ 5.01.05-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений», разработанный при участии одного из авторов статьи.

Имеющийся зарубежный и отечественный опыт, а также проведенные исследования показывают, что проектируемые конструкции фундаментов и подземных сооружений, возводимых с использованием струйной технологии, за счет рациональной компоновки и улучшения свойств грунтов основания обеспечат снижение расхода цемента до 10–25 %, арматуры – до 30–50 % по сравнению с традиционными технологиями фундаментостроения, что позволит получить не только экономический, но и социальный эффект. Ускорение строительства, снижение затрат труда и уменьшение объемов земляных работ будет зависеть от исходных физико-механических свойств грунтов. Важно и то, что обеспечивается выполнение работ без раскопок грунтов с соблюдением экологических требований охраны окружающей среды.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Никитенко, М.И. Влияние инъекции цементного раствора в скважине на свойства окружающего песчаного грунта. Основания, фундаменты и механика грунтов / М.И. Никитенко, Д.Ю. Соболевский. – М., 1986. – № 3. – С. 17–18.
2. Провести исследования, разработать научные основы и технологию упрочнения оснований с применением струйной технологии // Отчет о НИР/ПГУ, № г.р. 99108, Новополоцк, 1999. – 150 с.
3. ТКП 45-5.01-45-2006 «Фундаменты и подземные сооружения, возводимые с использованием струйной технологии. Правила проектирования и устройства» к СНБ 5.01.05-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» – МАиС РБ, Минск, 2006. – 33 с.
4. Журнал «Мастерская». – Минск. – 2007. – № 9 (42). – 43 с.
5. Техническое заключение по инженерно-геологическим изысканиям для объекта «Здание филиала ОАО Приорбанк по пр. Победителей в г. Минске», ЗАО «Синклиналь», Минск, 2006. – 21 с.
6. Интернет источники: [www.Jet-grouting.com](http://www.Jet-grouting.com), [www.yurkevich.ru](http://www.yurkevich.ru), [www.haywardbaker.com](http://www.haywardbaker.com)

*Семенюк Вячеслав Денисович, д-р техн. наук, доц, заведующий кафедрой «Строительные конструкции, здания и сооружения»*

*Белорусско-Российского университета, г. Могилев, Беларусь,*

*Босаков Сергей Викторович, д-р техн. наук, проф., проф. кафедры «Строительная механика» Белорусского национального технического университета, г. Минск, Беларусь,*

*Астафьев Ярослав Вячеславович, канд. техн. наук, старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения» Белорусско-Российского университета, г. Могилев, Беларусь,*  
*Баранов Николай Николаевич, канд. техн. наук, доц. кафедры «Геотехника и экология в строительстве» Белорусского национального технического университета, г. Минск, Беларусь*

***Расчет и конструирование устья ствола № 2 Краснослободского рудника РУП ПО «Беларуськалий»***

***Calculation and construction of shaft collar №2 of Krasnoslobodsky mine RUE "Belaruskaliy"***

Предложены расчет и конструирование постоянного ствола № 2 Краснослободского рудника РУП «Беларуськалий». Авторами произведена проверка правильности подсчитанных заказчиком нагрузок на устье ствола № 2. На основе этих нагрузок с помощью ПК «Лира-9» выполнен расчет устья. По найденным величинам усилий и напряжений подобрана арматура и выполнено конструирование.

Calculation and designing of a constant trunk № 2 Krasnoslobodsky mines RUP "Беларуськалий" is offered. Authors make check of correctness of the loadings counted up by the customer on a mouth of a trunk № 2. On the basis of these loadings by means of the personal computer «Lyre-9» mouth calculation is executed. The armature is picked up for the found sizes of efforts and pressure and designing is executed.



## 1. ВВЕДЕНИЕ

Самый крупный на территории СНГ производитель и поставщик калийных минеральных удобрений и один из крупнейших в мире является Республиканское унитарное предприятие "Беларуськалий". Функционируя на базе Старобинского месторождения калийных солей "П.О. "Беларуськалий" включает в себя четыре рудоуправления, вспомогательные цеха и обслуживающие подразделения, в которых занято около 20 тысяч человек. Старобинское месторождение калийных солей является одним из крупнейших калийных месторождений мира (около 350 кв.км). Оно расположено в южной части Минской области Республики Беларусь. По своему строению месторождение представляет собой пологую (угол падения – 1–30°) пластовую залежь, состоящую из четырех калийных горизонтов – с первого по четвертый (сверху вниз). Расстояние между калийными горизонтами составляет от 50–60 метров (между первым и вторым) до 150–200 метров (между вторым и третьим, а также между третьим и четвертым). Разрабатываются пласты на II и III калийных горизонтах (Второй и Третий пласты). Калийный пласт I горизонта рудника 1 РУ разрабатывается с 2004 года. Калийный пласт IV горизонта рассматривается как перспективный для последующего освоения. Кроме того, за границами горного отвода действующих рудников разведаны значительные запасы калийных солей, которые в перспективе ПО "Беларуськалий" планирует к отработке (Краснослободский и Нежинский участки месторождения). Основной целью "Программы развития РУП "ПО "Беларуськалий" до 2012 года" является повышение экспортного потенциала РУП "ПО "Беларуськалий" за счет увеличения мощности по производству калийных удобрений до 9 млн тонн в год и выпуска конкурентоспособной по качеству и ассортименту продукции. Для достижения этой цели «Беларуськалий» решает следующие задачи:

- строительство Краснослободского и Березовского рудников, для поддержания и расширения рудной базы РУП "ПО "Беларуськалий", в связи со снижением сырьевых запасов на Первом и Втором рудоуправлениях;
- модернизация и реконструкция рудников, обогатительных фабрик и вспомогательных цехов, с заменой физически и морально устаревшего оборудования;

– разработка и внедрение отечественного оборудования взамен импортного согласно "Программе создания импортозамещающей техники, оборудования и материалов для РУП "ПО "Беларуськалий" на предприятиях Республики Беларусь в 2004–2009 гг.";

– снижение техногенного воздействия на окружающую среду в Солигорском промышленном районе.

Устье ствола № 2 Краснослободского рудника следует отнести к уникальным объектам, что потребовало привлечения коллектива исполнителей из БНТУ и БРУ для выполнения расчетов и конструирования. Исполнители выполнили работу в три этапа, используя проектную документацию заказчика в лице РУП П.О. «Беларуськалий».

#### Этап 1.

Проверка правильности определения заказчиком нагрузок на устье ствола от копра и грунта.

#### Этап 2.

Расчет МКЭ по ПК «ЛИРА -9» устья ствола на основании данных этапа 1.

#### Этап 3.

Подбор арматуры и конструирование ж/б устья ствола на основании данных этапа 2.

## 2. ОЦЕНКА ПРАВИЛЬНОСТИ ПОДСЧЕТА НАГРУЗОК ОТ ГРУНТА НА ПОСТОЯННОЕ УСТЬЕ СТВОЛА

Строение грунтовой толщи, характеристики грунтов и положение уровня грунтовых вод приняты по данным заказчика. Вертикальные нагрузки на уровне подошвы фундаментов подсчитаны с учетом их собственного веса и значения коэффициента надежности  $\gamma_f = 1,1$ . Были построены эпюры бокового давления:

- от строительно-монтажной пригрузки  $q = 10$  кПа;
- от собственного веса грунта при значении коэффициента надежности  $\gamma_f = 1,1$ ;
- гидростатическая от грунтовой воды при отметке  $WL = 12,78$  м;
- от вертикальных нагрузок фундаментов.

Эпюра бокового давления от строительно-монтажной пригрузки с ординатой 2,8 кПа начинается с отметки – 17,8, кровли пласта песчаного грунта. Песчаный грунт обратной засыпки обладает сцепле-

нием  $C = 2,55$  кПа, а пласт суглинка –  $C = 27,9$  кПа; при этих параметрах давление связности превышает боковое.

Эпюра бокового давления от собственного веса и гидростатическая имеют треугольное очертание с максимальными ординатами соответственно  $\sigma_{xy} = 125,9$  кПа и  $\sigma_L = 124,6$  кПа.

Расчет горизонтального давления от вертикальных нагрузок фундаментов выполнен отдельно для вплотную примыкающих к стенке фундаментов и близлежащих на расстоянии до 12,7 м.

Эпюры давлений от фундаментов рассчитаны по методу угловых точек для вертикалей по краям фундаментов и вертикалей по краям и середине ствола.

Расчеты и значения величин давлений на ствол от отдельных фундаментов рассчитаны по формуле Буссинеска в зависимости от расстояния, глубины заложения подошвы и положения рассматриваемой точки.

Общая схема нагружения постоянного устья ствола от грунта, фундаментов и воды представлена на рис. 1.

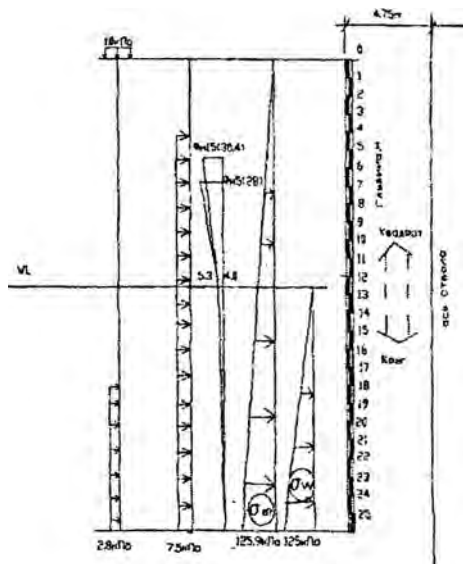


Рис. 1. Общая схема нагружения постоянного устья ствола от грунта, фундаментов и воды

В результате проведенного анализа были получены следующие выводы:

Значения величин горизонтального давления на ствол имеют некоторые отличия от представленных заказчиком.

1. Постоянная нагрузка (вес грунта, вес железобетона фундаментов) исполнителями принималась с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$ .

2. Рассчитана эпюра бокового давления от строительно-монтажной пригрузки, и, хотя она сказывается в нижней части ствола, ее ордината ориентировочно составляет около 1 % от суммы грунтовой с гидростатической.

3. На графическом листе № 2, представленным заказчиком не приводятся контактные (с очертанием близким к треугольному) полосовые эпюры от фундаментов  $\Phi_m 15$  и  $\Phi_m 35$ .

4. Некоторые превышения в значениях максимальных ординат эпюр – грунтовой ( $125,9 - 118,7 = 7,2$  кПа) и гидростатической ( $147,0 - 125,0 = 22$  кПа) могут быть связаны с учетом коэффициента  $\gamma_f = 1,1$  и изменившимся положением уровня грунтовых вод.

5. Полученная ордината бокового давления от фундаментов  $\sigma_{ху,ф} = 7,5$  кПа превышает на 1 кПа графическом листе № 2, представленным заказчиком, что можно связать с инженерной, точностью расчетов.

### 3. РАСЧЕТ МКЭ ПОСТОЯННОГО УСТЬЯ СТВОЛА

#### 3.1. Обоснование выбора расчетной схемы устья при его расчете МКЭ на ПК «ЛИРА-9,2»

Соотношение размеров отверстий, толщин и диаметров с остальными линейными размерами устья не позволили исполнителям использовать конечные элементы оболочек. При построении конечно-элементной модели пришлось использовать трехмерные конечные элементы типов:

- пространственный 8-узловой изопараметрический (КЭ - 36);
- пространственный 6-узловой изопараметрический (КЭ - 34);
- пространственный 8-узловой типа параллелепипед (КЭ - 31);
- пространственный 6-узловой типа прямоугольная призма (КЭ-33).

Каждый из перечисленных конечных элементов имеет три степени свободы в узле.

Тип жесткости для всех конечных элементов принимался, соответствующим бетону  $C^{30/37}$  (B37);  $E_b = 3510000 \text{ т/м}^2$ ;  $\nu_b = 0,167$ ;  $\gamma_0 = 2,500 \text{ т/м}^3$ .

Нагрузки на поверхность постоянного устья брались в соответствии с данными, приведенными выше. Причем нагрузки от копра принимались непосредственно приложенными к устью без учета разгрузочной способности распределительных балок, что шло в запас прочности.

Граничные условия по перемещениям брались на отметке - 22,0 м, где принималось:  $U = V = W = 0$ .

Исполнителями рассматривались три загрузки:

Загрузка 1 – собственный вес бетона устья + нагрузки от грунта + загрузка 3 от копра.

Загрузка 2 – собственный вес бетона устья + нагрузки от грунта + загрузка 2 от копра.

Загрузка 3 – собственный вес бетона устья + нагрузки от грунта + загрузка 1 от копра.

### 3.2. Результаты расчетов

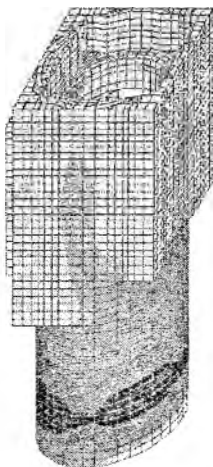


Рис. 2. Результат расчета устья ствола в виде изополей напряжений (загрузка 1)

При каждом нагружении анализировались величины перемещений устья на отметке +0.0 и значения главных растягивающих напряжений  $\sigma_1$  и главных напряжений  $\sigma_3$  (как правило, сжимающих напряжений). Результаты численных расчетов выполнены в форме изолиний. Расчеты на ПЭВМ показали, что:

1. Максимальные горизонтальные перемещения точек устья на отметке +0.0 для всех нагружений не превышают допусковых нормами.

2. Максимальные по абсолютной величине главные сжимающие напряжения для всех случаев нагружения  $4,57 \text{ МПа} < 20,0 \text{ МПа}$ . Следовательно для восприятия главных растягивающих напряжений необходимо в плоскости их действия установить стальную арматуру.

3. Максимальные главные растягивающие напряжения –  $1,86 \text{ МПа} > 1,33 \text{ МПа}$ .

#### 4. ПОДБОР АРМАТУРЫ И КОНСТРУИРОВАНИЕ

##### 4.1. Общая часть

В разделе даны рабочие чертежи железобетонных конструкций устья ствола № 2 для объекта «2 РУ. Ввод мощности по руде взамен выбывающей за счет строительства Краснослободского рудника РУППО «Беларуськалий», разработанные Белорусским национальным техническим университетом и Белорусско-Российским университетом.

Используя исходные данные, представленные «Заказчиком», а также уточненные нагрузки от грунта и от копра на постоянное устье ствола, взяв за основу расчет постоянного устья ствола методом конечных элементов, был произведен подбор арматуры в характерных сечениях ствола и ее сравнение с требованиями по конструированию.

Расчет выполнен в соответствии СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции»; конструктивные требования – в соответствии п. 11 СНБ 5.03.01-02. Изготовление устья ствола производится из бетона класса  $C^{30}/_{37}$ . Продольное, спиральное и косвенное армирование выполняется из стержней класса S500 (ТУ РБ 190266671.001;

ТУ РБ 04778771.001; ТУ РБ 400074854.025), поперечное армирование (хомуты) – из стержней класса S240 (ГОСТ 5781).

#### 4.2. Расчет на местное сжатие (смятие)

Передача нагрузки от веса копра на устье ствола осуществляется через опорные плиты стальных составных балок Б1 в четырех точках (22; 23; 24; 25). Нагрузка от воздействия копра (максимальная) при третьем сочетании в точке 25 составляет 248,75 тс.

Прочность бетонного элемента, подвергнутого действию местной сжимающей нагрузки, проверяем из условия

$$N_{sd} \leq \alpha_u \cdot f_{cud} \cdot A_{co}, \quad (1)$$

где  $N_{sd}$  – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия  $A_{co}$ .

$$N_{sd} = 248,75 \text{ тс} = 2487,5 \text{ кН.}$$

Площадь смятия соответствует площади опорной плиты. Площадь опорной плиты (по данным «Заказчика») под стальные балки Б1 составного сечения составляет

$$\begin{aligned} A_{co} &= 55 \text{ см} \cdot \frac{70 \text{ см} + 80 \text{ см}}{2} - 2 \cdot 14 \text{ см} + 5 \text{ см} \cdot 80 \text{ см} - 24 \text{ см} \cdot 8 \text{ см} = \\ &= 7677 \approx 0,768 \text{ м}^2; \end{aligned}$$

$$\alpha_u = \frac{1}{4} \left( 3 + \frac{\sigma_{u,\min}}{\sigma_{u,\max}} \right) \geq \frac{3}{4}, \quad (2)$$

где  $\sigma_{u,\min}$ ,  $\sigma_{u,\max}$  – соответственно минимальные и максимальные напряжения сжатия. По данным проведенных расчетов

$$\sigma_{u,\min} = 2,8 \text{ МПа}; \quad \sigma_{u,\max} = 14,0 \text{ МПа};$$

тогда  $\alpha_u = \frac{1}{4} \left( 3 + \frac{2,8}{14,0} \right) = 0,80 > 0,75$ , условие (2) соблюдается.

$$f_{cud} = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{cd} \quad (3)$$

расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое при расчетных сопротивлениях бетона сжатию  $f_{cd}$  и растяжению  $f_{ctd}$  при коэффициенте безопасности по бетону  $\gamma_c = 1,8$ .

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,8} = 16,67 \text{ МПа}; \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,8} = \frac{2,0}{1,8} = 1,11 \text{ МПа}.$$

$$\omega_u = 1 + K_u \cdot K_f \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \left( \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \leq \omega_{u,\max}, \quad (4)$$

где  $K_u$  – коэффициент эффективности бокового обжатия при смятии

$$K_u = 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ctd}} = 0,8 \cdot \frac{16,67}{1,11} = 12;$$

$K_f = 0,8$  по табл. 7.6 СНБ 5.03.01-02;

$$\omega_u = 1 + 12 \cdot 0,8 \cdot \frac{1,11}{16,67} \cdot \left( \sqrt{\frac{3,07}{0,768}} - 1 \right) = 1,38;$$

по табл. 7.6 СНБ 5.03.01-02 принимаем  $\omega_{u,\max} = 1,0$ .

$\alpha = 0,85$  по п. 6.1.5.4 СНБ 5.03.01-02.

$$f_{cud} = 1,0 \cdot 0,85 \cdot 16,67 = 14,17 \text{ МПа};$$

$$248,75 \text{ тс} < 0,8 \cdot 1417 \cdot 0,768 = 870,6 \text{ тс}.$$

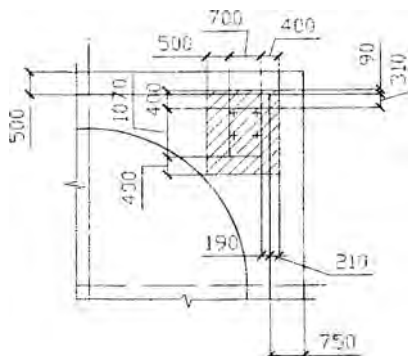
Однако, учитывая активность солей на коррозионные свойства арматурных сталей, а также непредвиденные воздействия клетки на конструкцию устья ствола для безотказной работы конструкций по-



стоянного устья ствола при эксплуатации в течение длительного периода времени, принимаем косвенное армирование из четырех сеток из арматуры  $\varnothing 16$  S500 ячейкой  $200 \times 200$  мм, с шагом по высоте  $S = 200$  мм.

Фрагмент расположения сеток косвенного армирования под опорой копра представлен на рис. 3, а. Конструкция сетки косвенного армирования представлена на рис. 3, б.

а)



б)

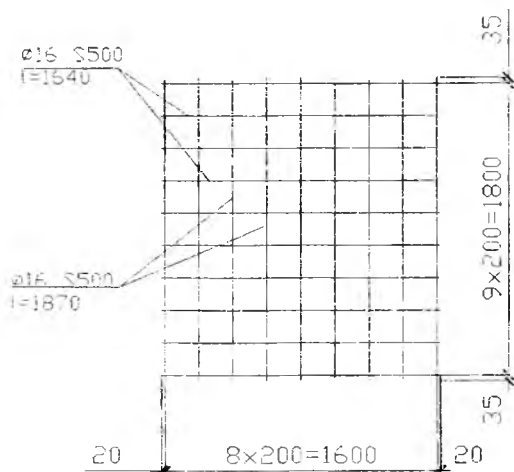


Рис. 3. Сетка косвенного армирования под опорой стальной балки (а); фрагмент расположения сеток косвенного армирования под опорой копра (б)

Крепление опорной части балки Б1 к устью ствола осуществляется при помощи анкерных болтов диаметром 48 мм.

Конструкция анкерного болта, сопрягающего устье ствола с опорной плитой балки Б1 представлена на рис. 4. Под анкерные болты  $\varnothing 48$  мм с резьбой М48 служат гайки шестигранные классов точности В по ГОСТ 5915-70\*, А по ГОСТ 5927-70\*, С по ГОСТ 15526-70\*. Диаметр описанной окружности  $D=83,4$  мм; размер под ключ  $S = 75$  мм; высота гайки  $H = 38$  мм; вес одной гайки 0,96 кг.

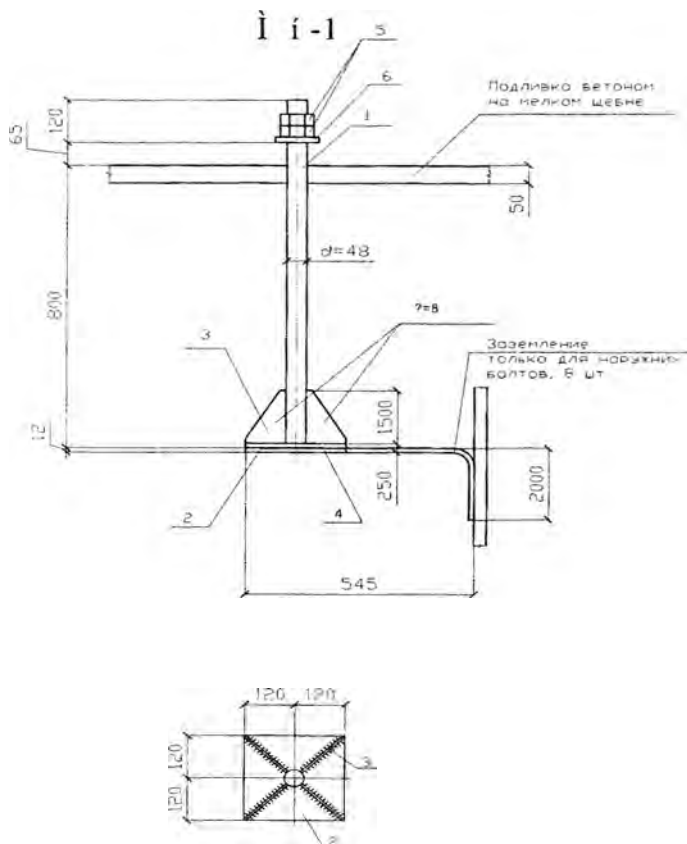


Рис. 4. Конструкция анкерного болта, сопрягающего устье ствола с опорной плитой балки Б1

Схема расположения анкерных болтов представлена на рис 5.

Под анкерные болты  $\text{Ø}30$  мм с резьбой М30 служат гайки с диаметром описанной окружности  $D = 50,9$  мм; размер под ключ  $S = 46$  мм; высота гайки  $H = 24$  мм; вес одной гайки  $0,225$  кг. Конструкция анкерного болта  $\text{Ø}30$  мм представлена на рис. 3, а.

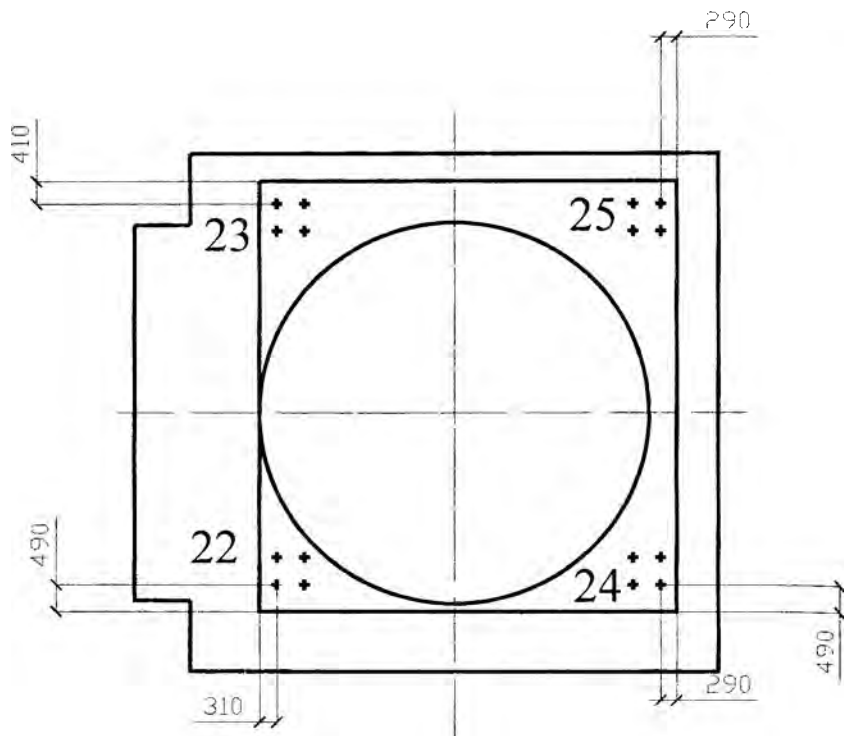


Рис. 5. Схема расположения анкерных болтов на отм.  $-2.480$  м

#### 4.4. Армирование устья ствола

##### а) спиральное армирование

Максимальные расчетные напряжения на отметке  $-14.5$  м составляют  $320 \text{ т/м}^2$  или  $32 \text{ кг/см}^2$ . Площадь поперечного сечения спиральной арматуры составляет  $7,11 \text{ см}^2$ ; по конструктивным требованиям согласно СНБ 5.03.01-02 площадь поперечного сечения арматуры  $S_1$  и  $S_2$  должна быть не менее  $0,2\%$ , т.е. не менее  $20 \text{ см}^2$ . Спиральную арматуру ставим из конструктивных соображений  $5\text{O}25 \text{ S}500$  с каждой стороны сечения (см. армирование).

##### б) продольная (вертикальная) арматура

принята также из конструктивных соображений –  $\text{O}25 \text{ S}500$  с шагом  $450$  мм по внешнему периметру кольца и с шагом  $360$  мм по внутреннему периметру кольца. Схема армирования ствола спиральной арматурой и вертикальной представлена на рис. 8 и рис. 9.

Фрагмент стыка продольной арматуры представлен на рис. 7.

##### в) поперечная арматура (хомуты)

принята также из конструктивных соображений –  $\text{O}16 \text{ S}500$  с шагом  $400$  мм, в месте стыковки продольных стержней шаг хомутов  $200$  мм.

Армирование характерных сечений представлено на рис. 10–12.

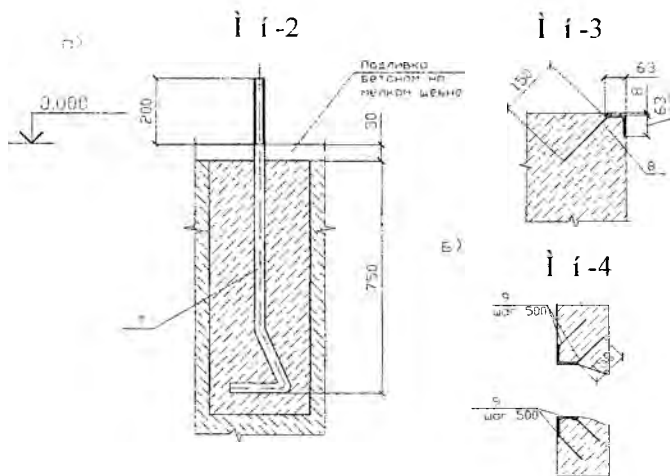


Рис. 6. Конструкция анкерного болта  $\varnothing 30$  мм (а) и деталь обрамления проемов (б)

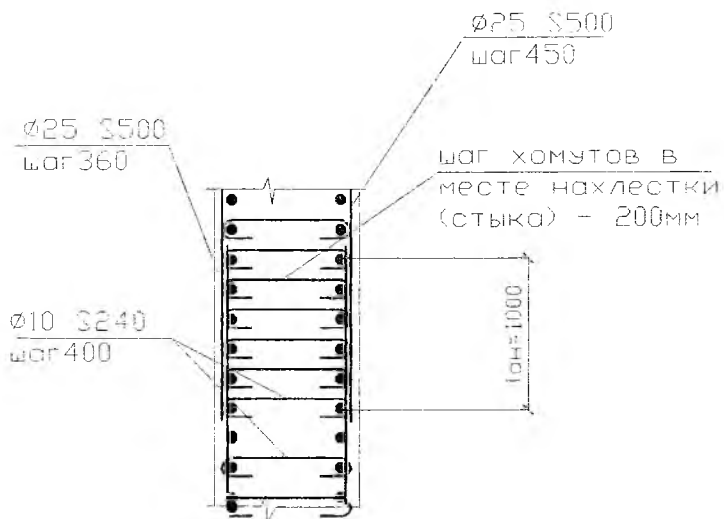
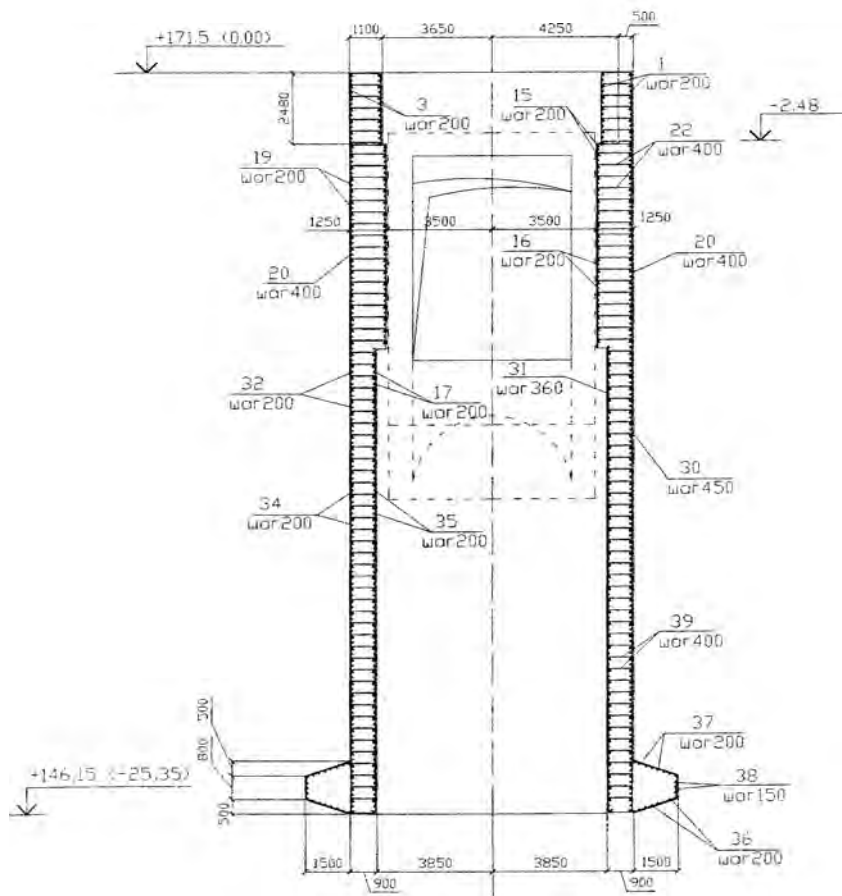


Рис. 7. Фрагмент стыка продольных стержней устья ствола

2-2 (1:100)



1-1 (1:100)

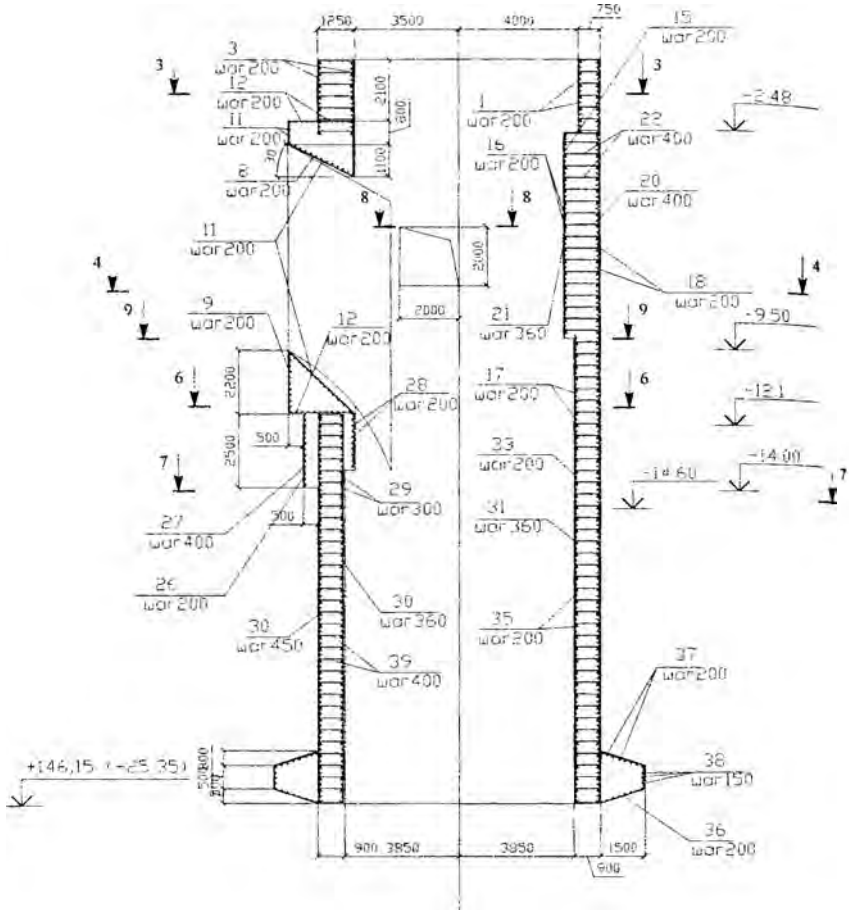


Рис. 9. Разрез – 1-1

# 7-7 (1:100)

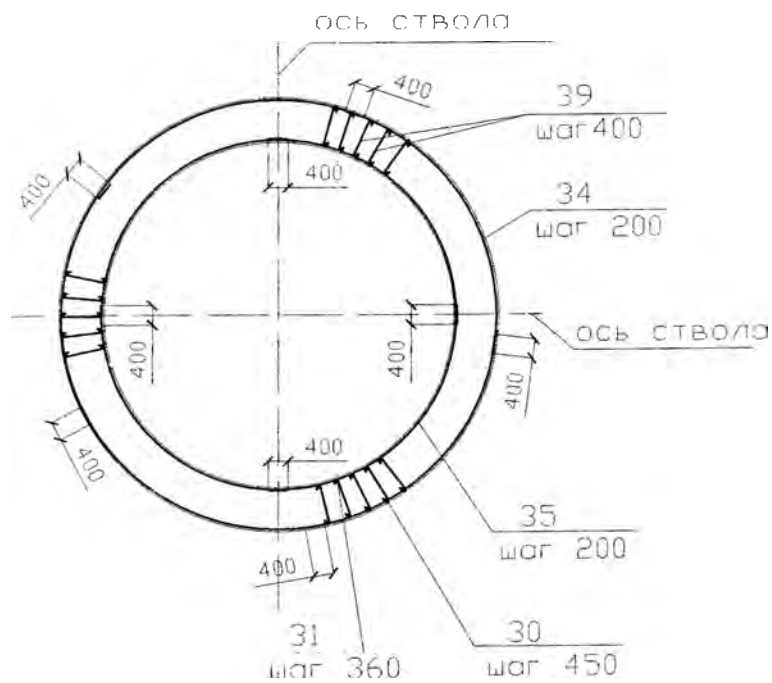


Рис. 10. Сечение – 7-7



9-9 (1:100)

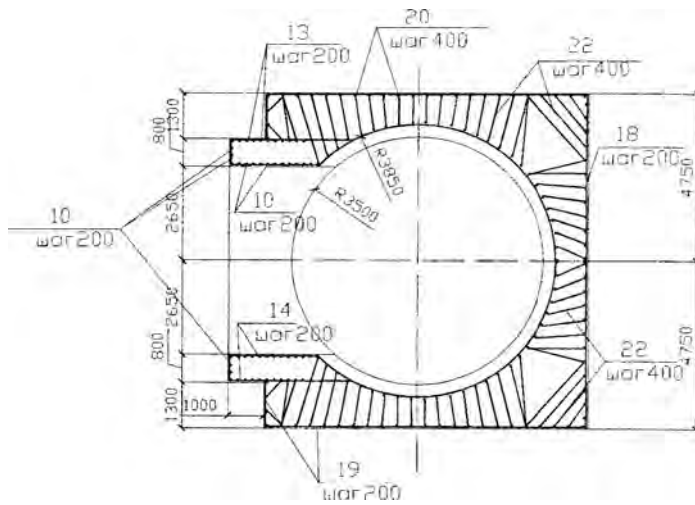


Рис. 11. Сечение – 9-9

5-5 (1:100)

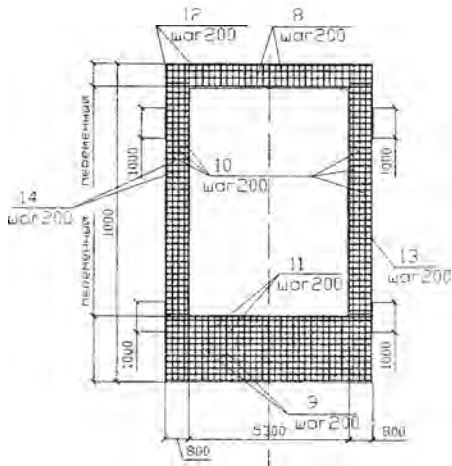


Рис. 12. Сечение – 5-5

## 6. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Реализация развития РУП "ПО "Беларуськалий" на 2006– 2012 годы позволит разрешить основные вопросы развития рудной базы (в первую очередь за счет строительства нового рудника на Краснослободском участке нашего месторождения), а также обновить морально и физически устаревшее оборудование, обеспечить поддержание производственных мощностей и конкурентоспособность выпускаемой продукции как по качеству, так и по ценовому фактору. Исполнителями в лице сотрудников БНТУ и БРУ выполнены расчет и конструирование постоянного ствола № 2 Краснослободского рудника РУП «Беларуськалий». Авторами произведена проверка правильности подсчитанных заказчиком нагрузок на устье ствола № 2. На основе этих нагрузок с помощью ПК «Ли́ра-9» выполнен расчет устья. По найденным величинам усилий и напряжений подобрана арматура и выполнено конструирование.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Цитович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цитович. – М.: Высшая школа, 1983. – 288 с.
2. Руководство по расчету башенных копров угольных и рудных шахт. – М.: Стройиздат, 1975. – 109 с.
3. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 56 с.
4. СНиП 2.01.09-91. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. – М.: Стройиздат, 1992. – 33 с.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.
6. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140 с.
7. Программный комплекс «Ли́ра-Windows». – Киев: Факб., 1997. – 137 с.
8. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности / А.В. Александров. – М.: Высшая школа, 1990. – 398 с.

*Семенюк Вячеслав Денисович, д-р техн. наук,  
Шутов Руслан Зурабович, ст. преподаватель,  
Белый Николай Васильевич., магистрант  
Государственное учреждение высшего профессионального  
образования, «Белорусско-Российский университет»  
Могилев, Беларусь*

***Несущая способность железобетонных плит покрытия  
испытательного полигона РУПП «Белорусский автомобильный  
завод»***

***The bearing capacity of armoured concrete slabs of covering of proof  
ground RUPE "Belarussian automobile factory"***

В представленной статье коротко изложена теория расчета прочности железобетонных сечений нормальных к продольной оси элемента, а также теория расчета прочности пространственных сечений, которая учитывает физическую нелинейность бетона и арматуры. Предложенный способ был применен для расчета конкретных плит участка с пороговыми неровностями испытательной дороги РУПП «Белорусский автомобильный завод». Примеры расчета фиксируют прочность нормальных сечений плит по двум ортогональным осям, а также прочность пространственных сечений при совместном воздействии на конструкцию изгибающего и крутящего моментов.

In presented article the theory of calculation of durability of ferro-concrete sections normal to a longitudinal axis of an element, and also the theory of calculation of durability of spatial sections which considers physical nonlinearity of concrete and armature is shortly stated. The offered way has been applied to calculation of concrete plates of a site with threshold roughnesses of test road RUPP «Belarus automobile factory». Calculation examples fix durability of normal sections of plates on two orthogonal axes, and also durability of spatial sections at joint influence on a design of the bending and twisting moments.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Разработанные железобетонные плиты предназначены для испытательной дороги РУПП «Белорусский автомобильный завод» на участке с пороговыми неровностями при проведении испытаний самосвалов грузоподъемностью в 500 тонн.

Плиты имеют маркировку ППН-1; ППН-2; ППН-3; ППН-4. Буквенный индекс обозначает – «Плита пороговых неровностей»; цифровой индекс 1, 2, 3, 4 – тип плиты, характеризующий поперечное сечение (рис. 1, 2).

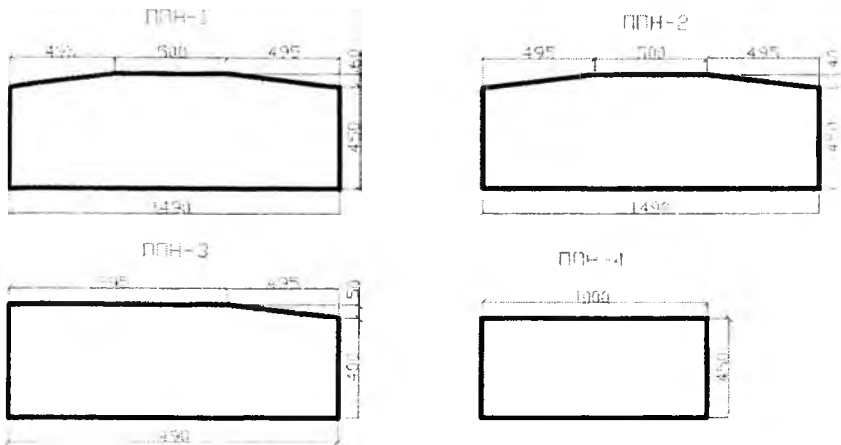


Рис. 1. Поперечные сечения плит

Плиты представляют собой элемент покрытия дороги с пороговыми неровностями размером в плане 1490×5990мм, толщиной 450 мм.

Изготовление плит производится из бетона класса С25/30. Армирование плит выполняется в виде сеток из стержней класса S400(ГОСТ 5781-82) сталь марки 35ГС или 35ГС2С диаметром 16...22 мм, связанных между собой при помощи П-образных хомутов с открылками из стержней класса S240(ГОСТ 5781-82) сталь марки Ст3пс3.

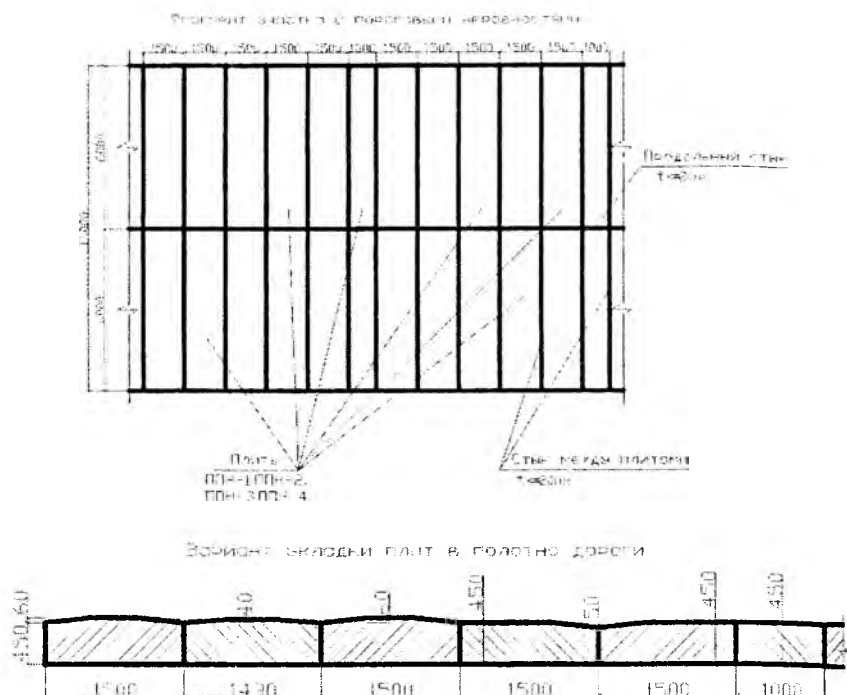


Рис. 2. Фрагмент участка с пороговыми неровностями

Железобетонные плиты тормозного участка испытательного полигона имеют маркировку ПДТ-1, ПДТ-2. Буквенный индекс обозначает – “плита дорожная тормозная”; цифровой индекс 1-прямоугольная в плане; 2-шестиугольная в плане (рис. 3).

Конструкции плит разработаны двух типоразмеров: прямоугольная с размерами 2000×2420×45 см, изготавливаемых на тормозном участке в количестве 3 шт с температурно-усадочными швами между ними в 20...30 мм и шестиугольной плиты длиной 2740 см; при этом прямоугольная часть плиты имеет размеры 2000×240 см, трапециевидная часть плиты длиной 2500 см с равнобокими скосами оканчивается размером 1200 см.

Плита запроектирована под нагрузку от карьерного самосвала при торможении с замедлением 4 м/с<sup>2</sup>, которая на переднюю ось

может достигать 764 тонны. Плита рассчитана как конструкция на упругом основании.

Конструкция плит запроектирована в соответствии с требованиями НБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [1] под нагрузку от карьерного самосвала грузоподъемностью в 500 тонн.

Основание под плиты выполнено из монолитного бетона класса С8/10 толщиной 300 мм, уложенного на уплотненный грунт из песчанно-гравийной смеси.

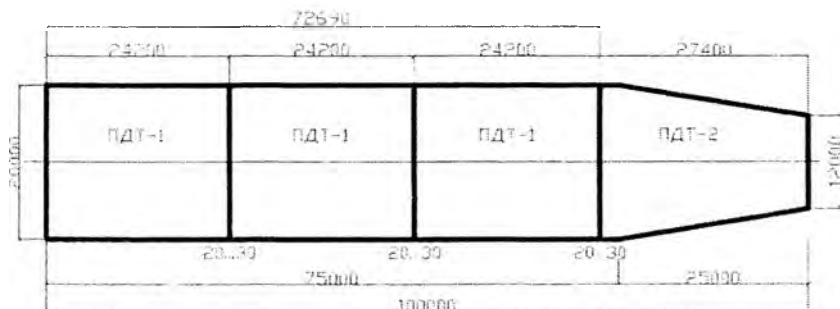


Рис. 3. Тормозной участок испытательного полигона

## 2. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

а) Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента.

При расчете прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, в расчет вводится бетон с прочностными и деформативными характеристиками, зависящими от предельной сжимаемости, напряженно-деформированного состояния, геометрии и компоновки сечения.

Определение предельных усилий в нормальных сечениях основывается на следующих допущениях:

– связь между напряжениями и деформациями бетона, а также между напряжениями и деформациями арматуры принимают в виде билинейной зависимости (рис. 4);

– для средних деформаций бетона конструкции и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечений;

– в качестве расчетного принимают сечение со средней высотой сжатой зоны “х”, соответствующей средним деформациям;

– сопротивление расчетного сечения будет исчерпано, если деформации крайних сжатых волокон бетона для растянутой арматуры достигают предельных значений.

Прочность нормальных сечений находится в зависимости от степени использования сопротивления сжатого бетона и растянутой арматуры. При работе железобетонных плит дорожного покрытия прямоугольного сечения, армированных сталью, имеющей физический предел текучести (арматура классов S240, S400, S500) считается, что сопротивления арматуры и бетона используются полностью.

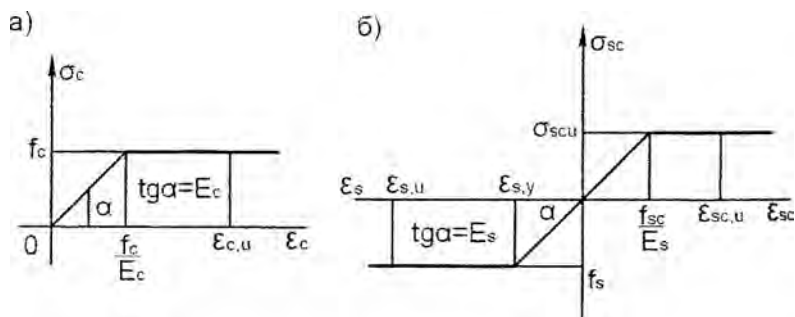


Рис. 4. Диаграммы “ $\sigma - \epsilon$ ”:

а – для бетона; б – для арматурных сталей, имеющих физический предел текучести

Проверку прочности нормальных сечений (рис. 5) производят из условия

$$M \leq M_u = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \left[ (1 + \lambda_c) \cdot d - 0,33 \cdot x \cdot (1 + \lambda_c + \lambda_c^2) \right] + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (d - c^1). \quad (1)$$

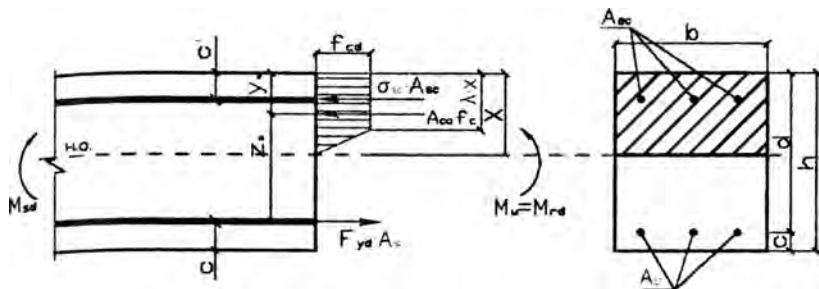


Рис. 5. К расчету прочности нормальных сечений

Высоту сжатой зоны “ $x$ ” находят из квадратного уравнения

$$A_1 \cdot x^2 + A_2 \cdot x + A_3 = 0; \quad (2)$$

$$A_1 = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot (1 - \lambda^2) \cdot b; \quad (3)$$

$$A_2 = \alpha_m \cdot A_{s1} \cdot f_{cd} + (1 - \lambda) \cdot \sigma_{sc} \cdot A_{sc}; \quad (4)$$

$$A_3 = -\alpha_m \cdot A_{s1} \cdot d \cdot f_{ck}; \quad (5)$$

$$\alpha_m = \frac{E_s}{E_{cd}}; \quad (6)$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (x - c)}{(1 - \lambda_{red}) \cdot x}. \quad (7)$$

При этом должно выполняться условие  $\sigma_{sc} \leq f_{yd}$ , в противном случае проверку прочности производят из условия (1) с учетом замены  $\sigma_{sc}$  на  $f_{yd}$  тогда

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s - f_{sc} \cdot A_s}{0,5 \cdot (1 + \lambda_{red}) \cdot f_c \cdot b}. \quad (8)$$



Во всех случаях должно соблюдаться условие

$$\frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot d}{\alpha \cdot f_{cd} + 0,02 \cdot E_s \cdot (1 - \lambda_c)} \leq x \leq \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot d}{\alpha \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot (1 - \lambda_c)}. \quad (9)$$

При проектировании конструкций численные значения параметров  $f_{cd}$ ,  $f_{ck}$ ,  $f_{yk}$  и  $E_c$  для применяемых бетонов определяют по СНБ 5.03.01-02, коэффициент пластичности  $\lambda_c$  [2] вычисляют по формуле

$$\lambda_c = 0,93 - 0,014 \cdot f_{cd} \quad (10)$$

или по данным натурных испытаний [3].

В равенстве (10) значение  $f_{cd}$  выражено в МПа.

б) Расчет прочности пространственных сечений.

При действии на железобетонную плиту дорожного покрытия крутящего и изгибающего моментов разрушение происходит по пространственному сечению, образованному спиральной трещиной и замыкающей ее сжатой зоной, расположенной под углом  $\alpha$  к горизонтальной оси элемента (рис. 6).

Положение сжатой зоны в пространстве определяется параметром  $c_1$  – проекцией отрезка нейтральной оси на продольную ось элемента. По нормали к косому сечению действуют проекции внешних расчетных моментов

$$M_y \cdot \sin \alpha \text{ и } T_x \cdot \cos \alpha ,$$

где

$$\sin \alpha = \frac{b}{b_T}; \cos \alpha = \frac{c_1}{b_T}; b_T = \sqrt{b^2 + c_1^2}; \quad (11)$$

$c_1 = (2 \cdot h + b) \cdot ctg \beta$  – проекция отрезка нейтральной оси на продольную ось элемента.

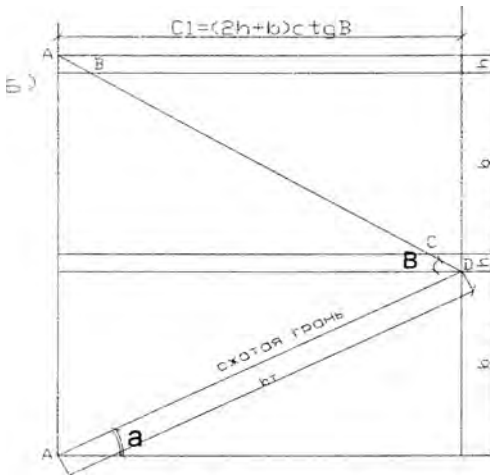
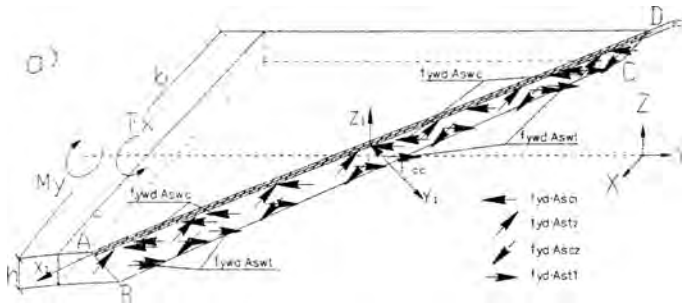


Рис. 6. Расчетная схема пространственного сечения при совместном действии крутящего и изгибающего моментов:  
 а – схема внешних и внутренних усилий; б – развертка граней пространственного сечения

Из условия ограничения деформаций с учетом упругопластических характеристик бетона вычисляют граничную высоту сжатой зоны:

$$\chi_{lim} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot d \cdot \sin \alpha}{\alpha \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot (1 - \lambda_c)} \quad (12)$$

Так как арматурные стержни расположены не в одном уровне, то приведение их к сосредоточенному армированию даст погрешность. Поэтому расчет производим полагая, что  $|\sigma_{s1}| \geq f_{yd}$ ;  $|\sigma_{s2}| < f_{yd}$ ;  $|\sigma_{s3}| \geq f_{yd}$ , тогда получаем следующие зависимости при кручении с изгибом:

$$\begin{cases} \sigma_{s1} = -f_{yd} \cdot \sin \alpha; \\ \sigma_{s2} = -\frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_2 - x)}{(1 - \lambda_{cd}) \cdot x} \cdot \cos \alpha; \\ \sigma_{s3} = f_{yd} \cdot \cos \alpha; \\ \sigma_{s4} = f_{yd} \cdot \sin \alpha. \end{cases} \quad (13)$$

Определяют высоту сжатой зоны “x” из уравнения проекций всех сил, действующих в рассматриваемом пространственном сечении на нормаль к плоскости сжатой зоны.

$$\begin{aligned} 0,5 \cdot (1 + \lambda) \cdot f_{cd} \cdot b_T \cdot x = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \sin \alpha + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot \cos \alpha - \\ - A_{scl} \cdot \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_2 - x)}{(1 - \lambda) \cdot x} \cdot \sin \alpha - A_{sc2} \cdot f_{yd} \cdot \cos \alpha + f_{ywd} \cdot A_{swt} \cdot \frac{b \cdot ctg \beta}{S} \cdot \sin \alpha - \\ - f_{ywd} \cdot A_{swc} \cdot \frac{b \cdot ctg \beta}{S} \cdot \sin \alpha. \end{aligned} \quad (14)$$

Плечо внутренней пары сил для каждого арматурного ряда определяют из выражения

$$Z_i = d_i - \frac{x \cdot (\lambda_c^2 + \lambda_c + 1)}{3 \cdot (\lambda_c + 1)}. \quad (15)$$

Условие прочности в расчетном предельном состоянии выводится из соотношения моментов внешних и внутренних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны. При этом, учитывая упругопластическую работу бетона, эпюру напря-

жений в сжатой зоне принимают в виде прямоугольной трапеции. При симметричном армировании плиты:

$$\begin{aligned} & \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \cdot Z_{s1} \cdot \sin\alpha + \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot Z_{s2} \cdot \cos\alpha + \sigma_{sc1} \cdot A_{sc1} \cdot Z_{sc1} \cdot \sin\alpha - \\ & - \sigma_{sc2} \cdot A_{sc2} \cdot Z_{sc2} \cdot \cos\alpha + f_{ywd} \cdot A_{swr} \cdot \frac{b \cdot ctg\beta}{S} \cdot Z_{swr} \cdot \sin\alpha + \\ & + f_{ywd} \cdot A_{swc} \cdot \frac{b \cdot ctg\beta}{S} \cdot Z_{swc} \cdot \sin\alpha, \end{aligned} \quad (16)$$

где

$$\begin{aligned} \sigma_{s1} = \sigma_{s4} &= \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_1 - x)}{(1 - \lambda_c) \cdot x} \cdot \sin\alpha, \\ \sigma_{s2} = \sigma_{s3} &= \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_1 - x)}{(1 - \lambda_c) \cdot x} \cdot \cos\alpha. \end{aligned} \quad (17)$$

### 3. ПРИМЕР РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПОРОГОВЫХ НЕРОВНОСТЕЙ ППН-1

Несущая способность плиты по сечению нормальному к оси "у".

Поперечное сечение дорожной плиты принято по рис. 7. Монолитный бетон класса C25/30; арматура 11Ø16 S400 с  $As1 = 22,1 \text{ см}^2$  и 11Ø22 S400 с  $As2 = 41,81 \text{ см}^2$ .

Для рабочей арматуры  $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ ;  $f_{yk} = 400 \text{ МПа}$ ;

$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Определяем прочностные и деформативные характеристики бетона:

$$f_{ck} = 25 \text{ МПа}; f_{cd} = 16,667 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk}^m = 1,8 \text{ МПа}; f_{ctd}^m = 1,2 \text{ МПа};$$

$$E_{ck}^m = 3,2 \cdot 10^4 \text{ МПа}; E_{cd}^m = 2,4 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Несущая способность бетонного сечения

$$M = f_{ctd} \cdot W_{pl} = 1,2 \cdot 102214 \cdot 0,1 = 12265,7 \text{ кН} \cdot \text{см} = 122,657 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где  $W_{pl} = \frac{b \cdot h^2}{3,5} = \frac{149,0 \cdot 49^2}{3,5} = 102214 \text{ см}^3$ .

Коэффициент пластичности

$$\lambda_c = 0,93 - 0,014 \cdot 16,667 = 0,697.$$

$$d = d_2 = 490 - 50 = 440 \text{ мм} = 44,0 \text{ см}, \quad \alpha_m = \frac{E_s}{E_{cd}} = \frac{20,0 \cdot 10^4}{2,4 \cdot 10^4} = 8,333.$$

Граничная высота сжатой зоны:

$$\chi_{lim} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot d}{\alpha \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot (1 - \lambda_c)} = \frac{8,333 \cdot 16,667 \cdot 44,0}{8,33 \cdot 16,667 + 365 \cdot (1 - 0,697)} = 24,5$$

Высоту сжатой зоны определяем из квадратного уравнения:

$$A_1 \cdot x^2 + A_2 \cdot x + A_3 = 0;$$

где неизвестные при  $x$ :

$$A_1 = 0,5 \cdot 16,667 \cdot 149,0 \cdot (1 - 0,697^2) = 638,467;$$

$$A_2 = 8,333 \cdot 16,667 \cdot 41,81 + 365 \cdot 22,1 \cdot (1 - 0,697) = 8250,978;$$

$$A_3 = -8,333 \cdot 16,667 \cdot 41,81 \cdot 44 = -255500,445;$$

$$638,467 \cdot x^2 + 8250,978 \cdot x - 255500,445 = 0;$$

$$x = \frac{-8250,978 \pm \sqrt{8250,978^2 + 4 \cdot 638,467 \cdot 255500,445}}{2 \cdot 638,467} = 14,6 \text{ см}.$$

Напряжения в арматурных рядах по высоте сечения вычисляем по формуле

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_i - x)}{(1 - \lambda_c) \cdot x},$$

$$\sigma_{sc} = \frac{8,333 \cdot 16,667 \cdot (5,0 - 14,6)}{(1 - 0,697) \cdot 14,6} = -301,39 \text{ МПа.}$$

Несущая способность сечения составляет

$$M_u = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \left[ (1 + \lambda_c) \cdot d_2 - 0,33 \cdot x \cdot (1 + \lambda_c + \lambda_c^2) \right] + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (d_2 - c^1)$$

$$M_u = 0,5 \cdot 16,667 \cdot 149,0 \cdot 14,6 \cdot 10^2 \cdot [(1 + 0,697) \cdot 44,0 - 0,33 \cdot 14,6x \cdot (1 + 0,697 + 0,697^2)] + 301,39 \cdot 10^2 \cdot 22,121 \cdot (44 - 5) = 14229929 \text{ Н} \cdot \text{см} =$$

$$142299 \text{ кН} \cdot \text{м} = 142,299 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

что на 1 м погонный составляет 95,5 тс·м.

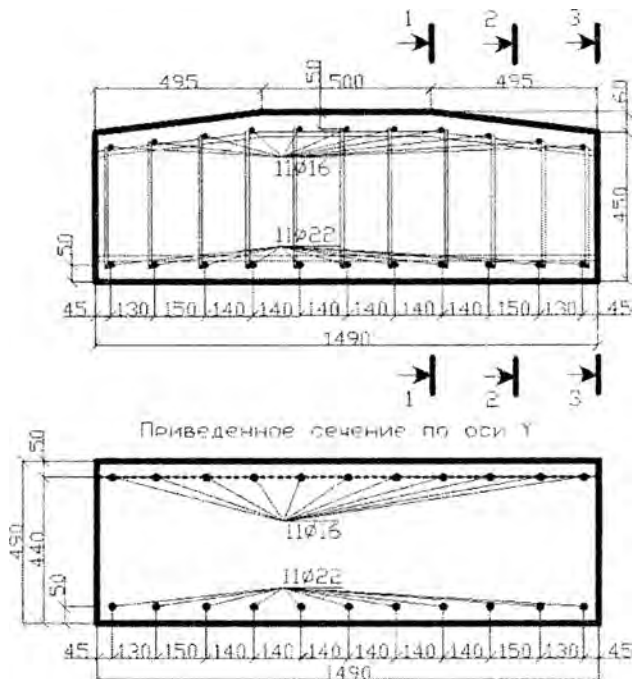


Рис. 7. Поперечное сечение дорожной плиты ППН-1

Несущая способность плиты по сечению нормальному к оси "х".  
 Монолитный бетон класса C25/30; арматура 92Ø16 S400 c  
 $A_s = 185,012 \text{ см}^2$ .

Для рабочей арматуры

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа}; f_{yk} = 400 \text{ МПа}; E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Определяем прочностные и деформативные характеристики бетона:

$$f_{ck} = 25 \text{ МПа}; f_{cd} = 16,667 \text{ МПа};$$

$$f^{m}_{ctk} = 1,8 \text{ МПа}; f^{m}_{ctd} = 1,2 \text{ МПа};$$

$$E^{m}_{ck} = 3,2 \cdot 10^4 \text{ МПа}; E^{m}_{cd} = 2,4 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Сечение 1-1 рис. 8.

Несущая способность бетонного сечения

$$M = f_{ctd} \cdot W_{pl} = 1,2 \cdot 445142,6 \cdot 0,1 = 53417,1 \text{ кН} \cdot \text{см} = 534,171 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $W_{pl} = \frac{599,0 \cdot 51^2}{3,5} = 445142,6 \text{ см}^3$ .

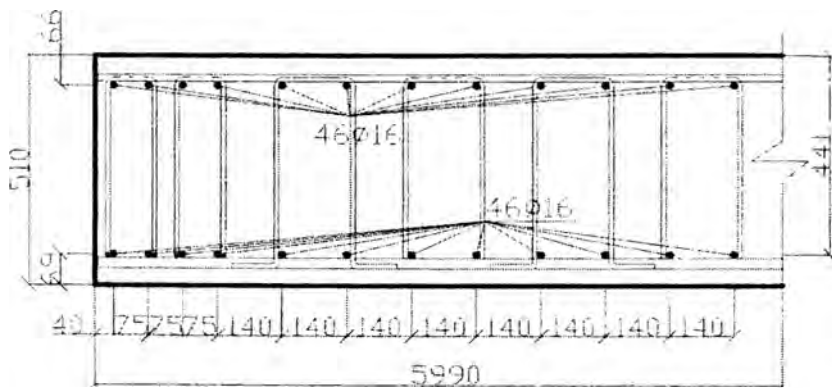


Рис. 8. Сечение 1-1 дорожной плиты ППН-1

Для определения несущей способности армированного сечения вычисляем коэффициент пластичности

$$\lambda_c = 0,697, d = d_2 = 51 - 6,9 = 44,1 \text{ см}, \alpha_m = 8,333.$$

$$\chi_{\text{lim}} = \frac{8,333 \cdot 16,667 \cdot 44,1}{8,33 \cdot 16,667 + 365 \cdot (1 - 0,697)} = 24,55 \text{ см.}$$

“ $\chi$ ” находим из квадратного уравнения

$$A_1 \cdot x^2 + A_2 \cdot x + A_3 = 0,$$

$$\text{где } A_1 = 0,5 \cdot 16,667 \cdot 599,0 \cdot (1 - 0,697^2) = 2566,721;$$

$$A_2 = 8,333 \cdot 16,667 \cdot 92,506 + 365 \cdot 92,506 \cdot (1 - 0,697) = 23078,5;$$

$$A_3 = -8,333 \cdot 16,667 \cdot 92,506 \cdot 44,1 = -566587,918;$$

$$2566,721 \cdot x^2 + 23078,5 \cdot x - 566587,918 = 0;$$

$$x = 11,0 \text{ см.}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{8,333 \cdot 16,667 \cdot (6,6 - 11,0)}{(1 - 0,697) \cdot 11,0} = -183,348 \text{ МПа.}$$

Несущая способность сечения составляет

$$M_u = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \left[ (1 + \lambda_c) \cdot d_2 - 0,33 \cdot x \cdot (1 + \lambda_c + \lambda_c^2) \right] + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (d_2 - c^1)$$

$$M_u = 0,5 \cdot 16,667 \cdot 599,0 \cdot 11,0 \cdot 10^2 \cdot [(1 + 0,697) \cdot 44,1 - 0,33 \cdot 11,0 \cdot x$$

$$x(1 + 0,697 + 0,697^2)] + +183,348 \cdot 10^2 \cdot 92,506 \cdot (44,1 - 6,6) =$$

$$431024500 \text{ Н} \cdot \text{см} = 4310,245 \text{ кН} \cdot \text{м} = 431,0 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

что на 1 м погонный составляет 71,96 тс·м.



Сечение 2-2 рис. 9.

Несущая способность бетонного сечения

$$M = f_{ctd} \cdot W_{pl} = 1,2 \cdot 394313,1 \cdot 0,1 = 47317,6 \text{ кН} \cdot \text{см} = 473,176 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $W_{pl} = \frac{599,0 \cdot 48^2}{3,5} = 394313,1 \text{ см}^3$ .

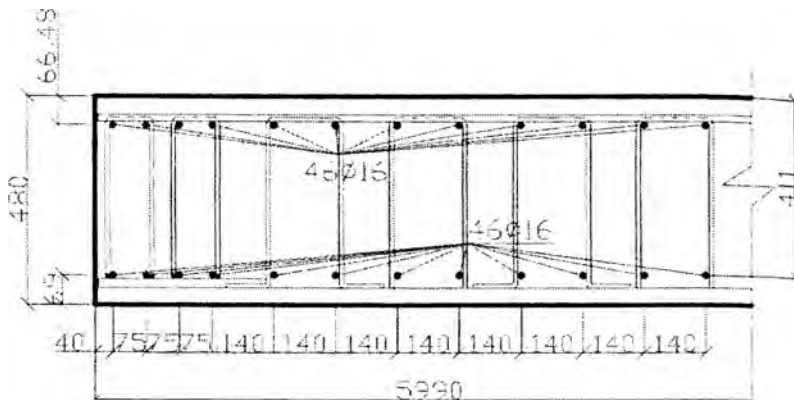


Рис. 9. Сечение 2-2 дорожной плиты ППН-1

Для определения несущей способности армированного сечения вычисляем коэффициент пластичности

$$\lambda_c = 0,697, d = d_2 = 48 - 6,9 = 41,1 \text{ см}, \alpha_m = 8,333.$$

$$\chi_{lim} = \frac{8,333 \cdot 16,667 \cdot 41,1}{8,33 \cdot 16,667 + 365 \cdot (1 - 0,697)} = 22,88 \text{ см}.$$

“x” находим из квадратного уравнения

$$A_1 \cdot x^2 + A_2 \cdot x + A_3 = 0,$$

где  $A_1 = 2566,721$ ;  $A_2 = 23078,5$ ;  $A_3 = -528044,522$ ;

$$2566,721 \cdot x^2 + 23078,5 \cdot x - 528044,522 = 0;$$

$x = 10,5$  см.

$$\sigma_{sc} = \frac{8,333 \cdot 16,667 \cdot (6,6 - 10,5)}{(1 - 0,697) \cdot 10,5} = -170,252 \text{ МПа.}$$

Несущая способность сечения составляет

$$M_u = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \left[ (1 + \lambda_c) \cdot d_2 - 0,33 \cdot x \cdot (1 + \lambda_c + \lambda_c^2) \right] + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (d_2 - c^1),$$

$$M_u = 0,5 \cdot 16,667 \cdot 599,0 \cdot 10,5 \cdot 10^2 \cdot [(1 + 0,697) \cdot 41,1 - 0,33 \cdot 10,5 \cdot x \cdot (1 + 0,697 + 0,697^2)] + 170,252 \cdot 10^2 \cdot 92,506 \cdot (41,1 - 6,648) = 380184163 \text{ Н} \cdot \text{см} = 3801,8 \text{ кН} \cdot \text{м} = 380,18 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

что на 1 м погонный составляет 63,47 тс·м.

Сечение 3-3 рис. 10.

Несущая способность бетонного сечения

$$M = f_{cld} \cdot W_{pl} = 1,2 \cdot 346564,3 \cdot 0,1 = 41587,7 \text{ кН} \cdot \text{см} = 415,877 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $W_{pl} = \frac{599,0 \cdot 45^2}{3,5} = 346564,3 \text{ см}^3$ .

Для определения несущей способности армированного сечения вычисляем коэффициент пластичности

$$\lambda_c = 0,697, d = d_2 = 45 - 6,9 = 38,1 \text{ см}, \alpha_m = 8,333.$$

$$\chi_{lim} = \frac{8,333 \cdot 16,667 \cdot 38,1}{8,33 \cdot 16,667 + 365 \cdot (1 - 0,697)} = 21,2 \text{ см.}$$

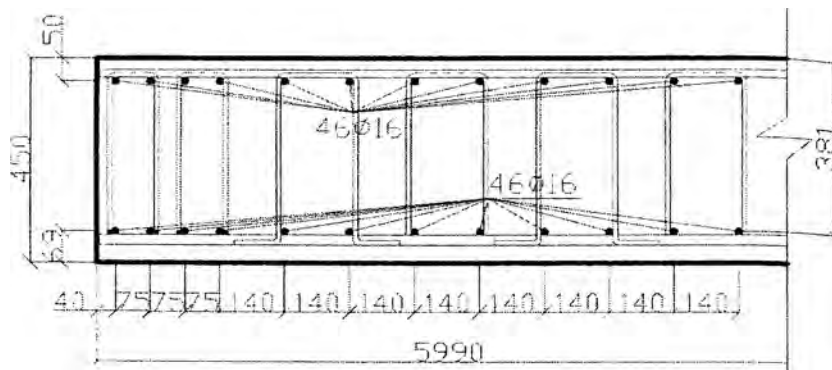


Рис. 10. Сечение 3-3 дорожной плиты ППН-1

“ $x$ ” находим из квадратного уравнения

$$A_1 \cdot x^2 + A_2 \cdot x + A_3 = 0;$$

где  $A_1 = 2566,721$ ;  $A_2 = 23078,5$ ;  $A_3 = -489501,126$ ;

$$2566,721 \cdot x^2 + 23078,5 \cdot x - 489501,126 = 0;$$

$x = 10,0$  см.

$$\sigma_{sc} = \frac{8,333 \cdot 16,667 \cdot (5,0 - 10,0)}{(1 - 0,697) \cdot 10,0} = -229,185 \text{ МПа.}$$

Несущая способность сечения составляет

$$M_u = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \left[ (1 + \lambda_c) \cdot d_2 - 0,33 \cdot x \cdot (1 + \lambda_c + \lambda_c^2) \right] + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (d_2 - c^1).$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 0,5 \cdot 16,667 \cdot 599,0 \cdot 10,0 \cdot 10^2 \cdot [(1 + 0,697) \cdot 38,1 - 0,33 \cdot 10,0 \cdot \\
 & \quad x(1 + 0,697 + 0,697^2)] + 229,185 \cdot 10^2 \cdot 92,506 \cdot (38,1 - 5,0) = \\
 & = 356964386 \text{ Н} \cdot \text{см} = 3569,6 \text{ кН} \cdot \text{м} = 356,96 \text{ тс} \cdot \text{м},
 \end{aligned}$$

что на 1 м погонный составляет 59,6 тс·м.

Несущая способность плиты при совместном действии  $M_u$  и  $T_x$ .

Монолитный бетон класса С25/30; арматура в продольном направлении 11Ø16 S400 с  $A_{sc1} = 22,121 \text{ см}^2$  и 11Ø22 S400 с  $A_{st1} = 41,811 \text{ см}^2$ , в поперечном направлении 11Ø16 S400 с  $A_{st2} = 22,121 \text{ см}^2$  и 17Ø16 S400 с  $A_{sc2} = 34,187 \text{ мм}^2$ . Для рабочей арматуры  $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ ;  $f_{yk} = 400 \text{ МПа}$ ;  $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ . Для хомутов: 6Ø10 S240 с  $A_{swc} = 4,71 \text{ см}^2$ , 5Ø10 S240 с  $A_{swt} = 3,925 \text{ см}^2$ ;

где  $A_{sc1}$  – площадь верхней арматуры в продольном направлении;

$A_{sc2}$  – площадь верхней арматуры в поперечном направлении;

$A_{st2}$  – площадь нижней арматуры в поперечном направлении;

$A_{st1}$  – площадь нижней арматуры в продольном направлении;

$A_{swc}$  – площадь хомутов в сжатой зоне;

$A_{swt}$  – площадь хомутов в растянутой зоне (площадь открылок).

Для бетона:

$$f_{ck} = 25 \text{ МПа}; f_{cd} = 16,667 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk}^m = 1,8 \text{ МПа}; f_{ctd}^m = 1,2 \text{ МПа};$$

$$E_{ck}^m = 3,2 \cdot 10^4 \text{ МПа}; E_{cd}^m = 2,4 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

$$\lambda_c = 0,697, d = d_2 = 44,0 \text{ см}, \alpha_m = 8,333.$$

Граничная высота сжатой зоны:

$$\chi_{lim} = \frac{8,333 \cdot 16,667 \cdot 44,0 \cdot 0,516}{8,33 \cdot 16,667 + 365 \cdot (1 - 0,697)} = 12,6 \text{ см}.$$

Ширина сжатой зоны от действия  $M_u$  и  $T_x$ :

$$b_T = \sqrt{247^2 + 149^2} = 288,46 \text{ см};$$

$$c_1 = (2 \cdot 49 + 149) \cdot ctg45 = 247 \text{ см};$$

$$\cos \alpha = \frac{247}{288,46} = 0,856; \sin \alpha = \frac{b}{b_T} = \frac{149}{288,46} = 0,516.$$

Определяем высоту сжатой зоны “х” из уравнения проекций всех сил, действующих в рассматриваемом пространственном сечении на нормаль к плоскости сжатой зоны.

$$0,5 \cdot (1 - \lambda^2) \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot x^2 - f_{yd} \cdot A_{st1} \cdot \sin \alpha \cdot (1 - \lambda) \cdot x - f_{yd} \cdot A_{st2} \cdot \cos \alpha \cdot (1 - \lambda) \cdot x + A_{sc1} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot d \cdot \sin \alpha - A_{sc1} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot x \cdot \sin \alpha + A_{sc2} \cdot f_{yd} \cdot \cos \alpha \cdot (1 - \lambda) \cdot x - f_{ywd} \cdot A_{swt} \cdot \frac{b \cdot ctg \beta}{S} \cdot \sin \alpha + f_{ywd} \cdot A_{swc} \cdot \frac{b \cdot ctg \beta}{S} \cdot \sin \alpha = 0.$$

$$0,5 \cdot (1 - 0,697^2) \cdot 16,667 \cdot 28846 \cdot x^2 - 365 \cdot 41,811 \cdot 0,516 \cdot (1 - 0,697) \cdot x - 365 \cdot 22,121 \cdot 0,856 \cdot (1 - 0,697) \cdot x + 22,121 \cdot 8,333 \cdot 16,667 \cdot 44,0 \cdot 0,516 - 22,121 \cdot 8,333 \cdot 16,667 \cdot x \cdot 0,516 + 34,187 \cdot 365 \cdot 0,856 \cdot (1 - 0,697) \cdot x - 365 \cdot 3,925 \cdot 2 \cdot \frac{149 \cdot 1}{28} \cdot 0,516 + 174 \cdot 4,71 \cdot \frac{149 \cdot 1}{23,3} \cdot 0,516 = 0.$$

$$1236,05 \cdot x^2 - 2828,49 \cdot x + 64590,2 = 0; \quad x = 8,5 \text{ см.}$$

$$Z_i = d_i - \frac{x \cdot (\lambda_c^2 + \lambda_c + 1)}{3 \cdot (\lambda_c + 1)},$$

$$\text{где } \frac{x \cdot (\lambda_c^2 + \lambda_c + 1)}{3 \cdot (\lambda_c + 1)} = \frac{8,5 \cdot (0,697^2 + 0,697 + 1)}{3 \cdot (0,697 + 1)} = 3,7 \text{ см.}$$

Тогда

$$Z_{st1} = 44 - 3,7 = 40,3 \text{ см; } Z_{st2} = 42,1 - 3,7 = 38,4 \text{ см;}$$

$$Z_{sc1} = 5 - 3,7 = 1,3 \text{ см; } Z_{sc2} = 6,6 - 3,7 = 2,9 \text{ см;}$$

$$Z_{swc} = 5,3 - 3,7 = 1,6 \text{ см; } Z_{swt} = 44,6 - 3,7 = 40,9 \text{ см.}$$

$$\sigma_{st1} = 987,8 \text{ МПа; } \sigma_{st2} = 1551 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{sc1} = -97,39 \text{ МПа; } \sigma_{sc2} = -87,71 \text{ МПа.}$$

Несущая способность дорожной плиты при восприятии крутящего и изгибающего моментов:

$$\begin{aligned}
 & 365 \cdot 41,811 \cdot 40,3 \cdot 0,516 \cdot 10^2 + 365 \cdot 22,121 \cdot 38,4 \cdot 0,856 \cdot 10^2 - \\
 & - 97,39 \cdot 22,121 \cdot 1,3 \cdot 0,516 \cdot 10^2 - 87,71 \cdot 34,187 \cdot 2,9 \cdot 0,856 \cdot 10^2 + \\
 & + 365 \cdot 3,925 \cdot \frac{149 \cdot 1}{24} \cdot 40,9 \cdot 0,516 + 175 \cdot 4,71 \cdot \frac{149 \cdot 1}{23,3} \cdot 1,6 \cdot 0,516 = \\
 & = 57757268,4 \text{ Н} \cdot \text{см} = 577,57 \text{ кН} \cdot \text{м} = 57,8 \text{ тс} \cdot \text{м},
 \end{aligned}$$

что на 1 м погонный составляет 20,04 тс·м.

Аналогично рассчитываем железобетонные плиты ППН-2, ППН-3, ППН-4, ПДТ-1. Несущая способность плит по оси “у” – ППН-2 = 90,76 тс·м; ППН-3 = 78,55 тс·м; ППН-4 = 99,4 тс·м; ПДТ-1 = 83,54 тс·м;

по оси “х” – ППН-2 = 59,59 тс·м; ППН-3 = 46,59 тс·м; ППН-4 = 57,54 тс·м; ПДТ-1 = 134,6 тс·м.

При восприятии крутящего и изгибающего моментов – ППН-2 = 19,55 тс·м; ППН-3 = 18,65 тс·м; ППН-4 = 16,77 тс·м; ПДТ-1 = 65,534 тс·м;

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате расчета получаем, что несущая способность плит при совместном действии крутящего и изгибающего момента является наименьшей. Следовательно, данный вид загрузки необходимо учитывать при проектировании железобетонных плит дорожного покрытия. При эксплуатации дорог избежать совместное воздействие крутящего и изгибающего моментов не возможно, так как передача нагрузки на плиту от колес автомобиля всегда будет вне оси симметрии конструкции, а также не исключена вероятность образования выбоин, воронок и других дефектов под основанием плиты.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции». – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
2. Семенюк, С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании: монография / С.Д. Семенюк. – Могилев: Белорусско-Российский университет, 2003. – 269 с.
3. Семенюк, С.Д. К определению модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при кратковременном центральном сжатии / С.Д. Семенюк // Вестник БГТУ. – 2001. – № 1. – С. 40–45.

*Сернов В.А., магистр техн. наук, Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь*

***Исследование напряженно-деформированного состояния грунта в межсвайном пространстве***

***Investigation of the mode of deformation of pile space ground***

В статье приведены результаты модельных исследований напряженно-деформированного состояния грунта межсвайного пространства выполненных в лаборатории кафедры «Геотехника и экология в строительстве». Проведен сравнительный анализ полученных данных с результатами исследований других авторов. Установлено что напряжения и деформации в основании ростверка и фундамента на естественном основании аналогичны.

The results of model investigation of the mode of deformation of pile space ground carried out at the department of “Geotechnics and ecology in the building” are described. Comparative analysis of the acquired data with research results of other authors is given. Ascertained that stresses and deformations of the ground under the piled raft and Shallow foundations are similar

Традиционный подход к проектированию свайных фундаментов предполагает, что вся нагрузка от сооружения передается на основание сваями. Принимается, что грунт межсвайного пространства оседает совместно с группой свай. Однако это предположение противоречит многочисленным экспериментальным данным, полученным различными авторами.

Исследования перемещений частиц грунта в активной зоне свайного фундамента выполнены в лаборатории кафедры «Геотехника и экология в строительстве» для моделей свайных фундаментов (рис. 1) в лотке с прозрачной стенкой (рис. 2). Лоток заполнен песком средней крупности. Укладка осуществлялась слоями по 5 см с уплотнением трамбовкой до значения  $18 \text{ кН/м}^3$ . Через 5 см по высоте выполнены индикационные полоски из мела для измерения вертикальных



деформаций грунта. Сваи забивались вплотную к стеклу на расстоянии  $3d$  и  $6d$  друг от друга. Сечение свай  $2 \times 2$  см, длина  $L=15$  и  $30$  см, ширина ростверка  $B=15$  и  $27$  см. Перемещения частиц грунта в основании свай и в межсвайном пространстве фиксировались на фотопленку как в процессе забивки свай, так и при нагружении отдельных свай и их групп с высокими и низкими ростверками.

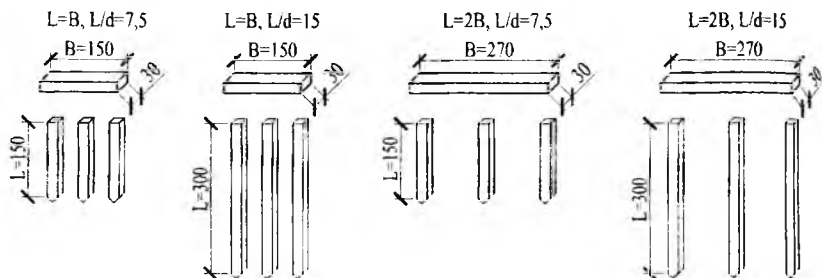


Рис. 1. Модели свайных фундаментов

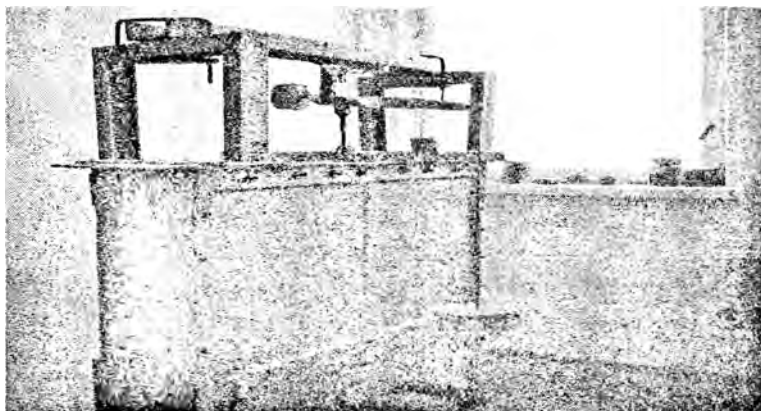


Рис. 2. Опытная установка

Исследования показали, что при забивке свай грунт в верхней части разуплотняется до глубины  $4d$  ( $d$  – диаметр свай), поверхность грунта поднялась на высоту  $1d$ . Выпор грунта у поверхности

наблюдается в радиусе  $3d$  от сваи. С увеличением глубины забивки (свыше  $4d$ ) поднятие грунта не наблюдается, происходит его уплотнение. При загрузке свайного фундамента с высоким ростверком наблюдаются 2 зоны деформации грунта основания: первая непосредственно под свайей и вторая на глубине  $2-2,5d$  от ее острия. Первая зона деформации образуется от давления под нижним концом данной сваи и аналогична зоне деформации одиночной сваи, вторая – является результатом группового эффекта и образуются за счет вертикальных напряжений в грунте от сил трения вдоль боковых поверхностей свай. Деформации первой зоны намного больше, чем второй. Проведенные исследования для групп свай с межсвайным расстоянием  $a=3d$  и  $a=6d$  показывают, что в обоих случаях грунт межсвайного пространства деформируется лишь непосредственно у боковой поверхности свай. Таким образом, грунт, уплотненный между сваями, не оседает вместе с ними и способен воспринимать часть нагрузки от ростверка. На рис. 3 приведены деформации грунта в основании свайного фундамента с шагом свай  $a=3d$ .

При включении в работу ростверка под его подошвой возникают напряжения, и грунт основания деформируется как под фундаментом на естественном основании. С глубиной эти напряжения затухают и на расстоянии  $h \approx 2B$  (где  $B$  – ширина ростверка) полностью рассеиваются. Эпюры деформаций грунта в межсвайном пространстве и ниже уровня свай, построенные по результатам исследований приведены на рисунке 3.

Аналогичные исследования траектории движения частиц грунта в основании свай и ростверка проведены В.А. Кондрашовым [1] на моделях забивных свай в грунтовом лотке с прозрачной передней стенкой. Варьировались шаг свай, их длина и тип ростверка. При осадке группы свай без ростверка деформации межсвайного грунта происходят в непосредственной близости от боковой поверхности свай и под их нижними концами. Грунт межсвайного пространства не оседает (рис. 4а, 4в, 4д). При осадке свайного фундамента с низким ростверком в работу включается межсвайный грунт (рис. 4б, 4г, 4е). Максимальные осадки грунта в межсвайном пространстве наблюдаются непосредственно под подошвой ростверка и с глубиной затухают как под фундаментом на естественном основании. Сравнивая эпюры деформаций грунта можно заключить, что при

отношении  $L/d=10$  и шаге свай  $a=3d$  в межсвайном пространстве затухает около половины напряжений от взаимодействия ростверка с грунтом. Другая половина создает дополнительную пригрузку в уровне нижних концов свай и должна учитываться при расчете осадки фундамента. При отношении  $L/d=20$  напряжения от взаимодействия ростверка с основанием полностью рассеиваются в грунте межсвайного пространства. В этом случае можно считать, что группа свай и ростверк работают раздельно.

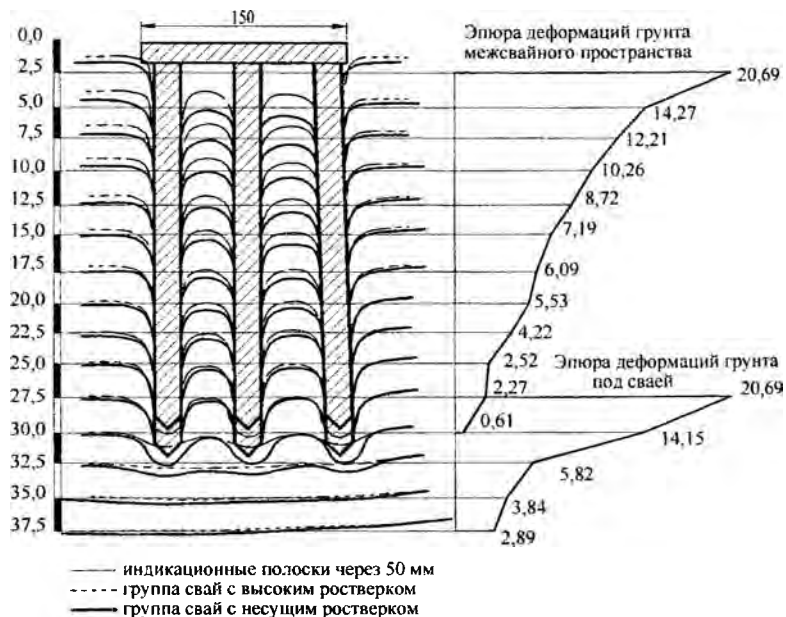


Рис. 3. Деформации грунта основания при работе свайного фундамента

На основании результатов исследований моделей и натурных свайных фундаментов можно сделать вывод, что грунт в межсвайном пространстве не оседает вместе со сваями при загрузке группы с высоким ростверком и способен воспринимать значительную часть нагрузки от сооружения через подошву ростверка.

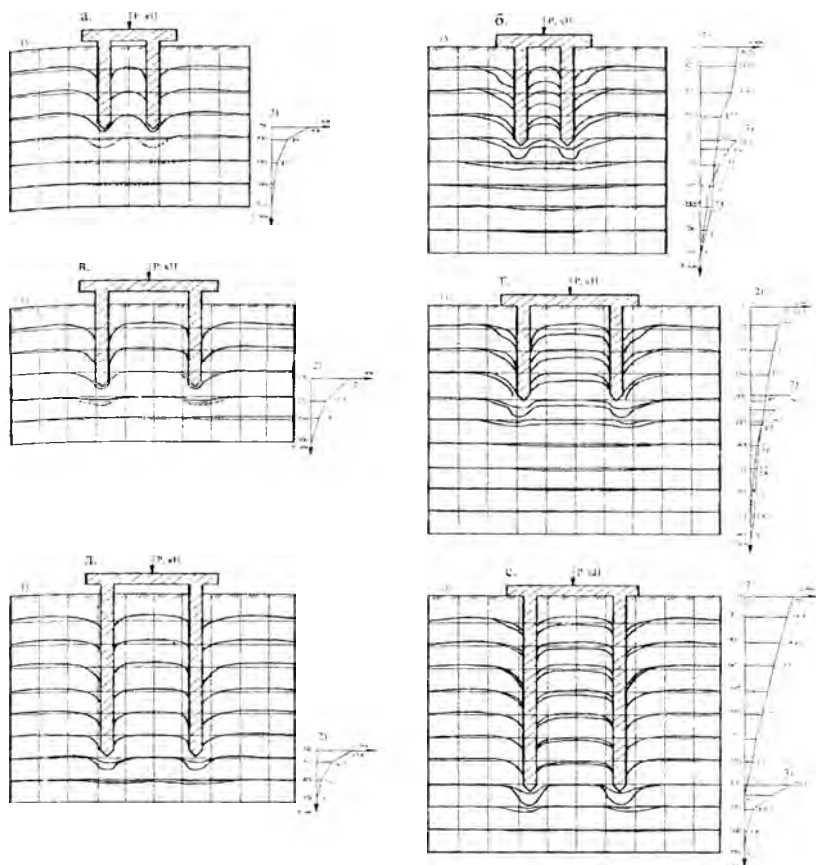


Рис. 4. Деформации грунта в основании свайного о фундамента: а –  $L/d=10$ ,  $a=3d$ , высокий ростверк; б –  $L/d=10$ ,  $a=3d$ , низкий ростверк; в –  $L/d=10$ ,  $a=6d$ , высокий ростверк; г –  $L/d=10$ ,  $a=6d$ , низкий ростверк; д –  $L/d=20$ ,  $a=6d$ , высокий ростверк; е –  $L/d=20$ ,  $a=3d$ , низкий ростверк (1 – общий вид деформаций; 2 – эпюра послойных перемещений грунта под ростверком; 3 – эпюра послойных перемещений грунта под острием свай;  $L$  – длина,  $d$  – ширина поперечного сечения,  $a$  – шаг свай)

Исследования напряженного состояния грунта в межсвайном пространстве, выполненные Л.Д. Козачком [2], показывают, что распределение напряжений в основании ростверка аналогично фундаменту на естественном основании. Эпюры напряжений в основании разных групп из 4-х и 9-ти свай с высокими и низкими ростверками даны на рис. 5. При взаимодействии ростверка с основанием

часть нагрузки передается на верхние слои грунта и несущая способность основания используется более полно. Напряженное состояние грунта межсвайного пространства и по внешнему контуру группы свай определяется силами трения вдоль их боковых поверхностей и давлением ростверка на грунт. Силы трения возрастают с глубиной, напряжения от ростверка, наоборот, рассеиваются. В итоге получается седлообразная эпюра с минимальным значением в точке равных напряжений от сил трения вдоль боковых поверхностей свай и сопротивления ростверка.

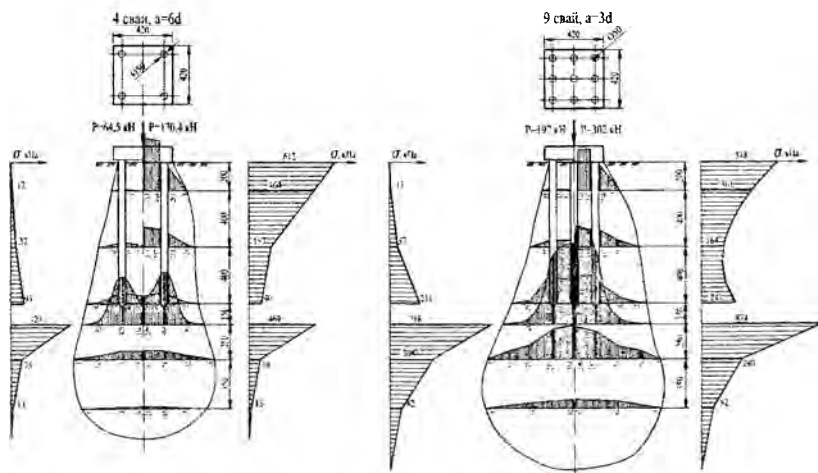
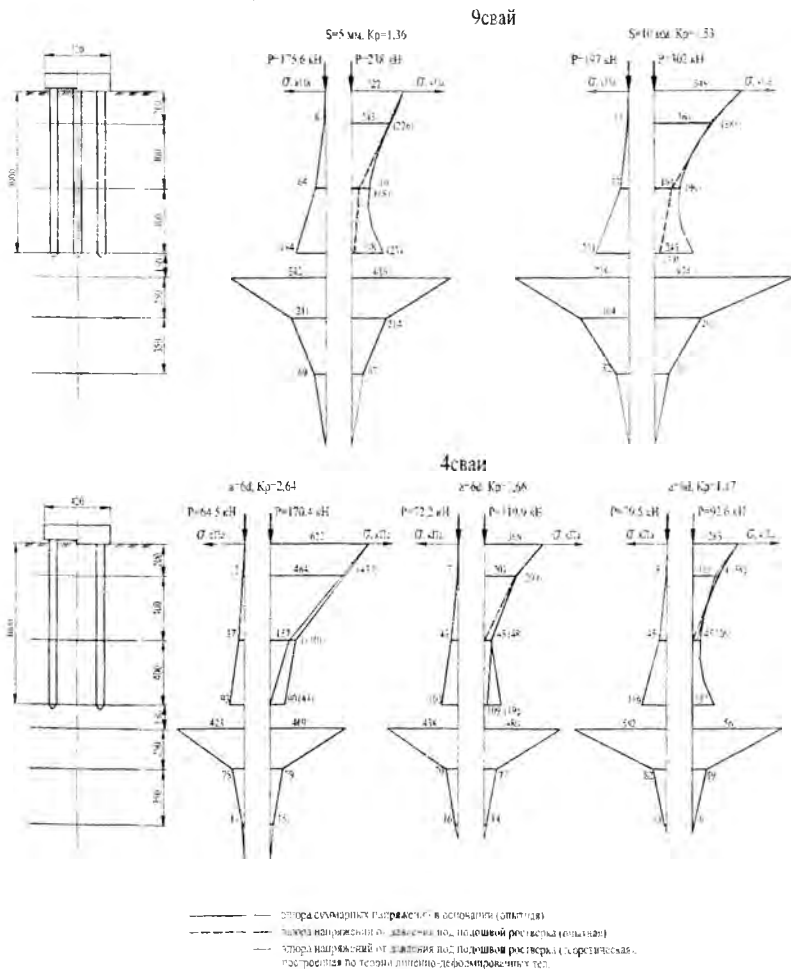


Рис. 5. Напряженное состояние грунта в основании групп из 4-х свай с шагом  $a=6d$  и 9-ти свай с шагом  $a=3d$  с высокими и низкими ростверками

Деформации грунта в межсвайном пространстве, зафиксированные при испытании моделей затухают на глубине  $h \approx 2B$  ( $B$  – ширина ростверка). Эпюры вертикальных деформаций грунта под ростверком и фундаментом на естественном основании, полученные экспериментально (при давлении под подошвой  $p < 0,3$  МПа), аналогичны. На рис. 6 представлены эпюры распределения напряжений в основании различных ростверков, построенные по экспериментальным данным [2] и по теории линейно-деформированных тел. Сравнение теоретических и опытных значений показывает их совпадение, даже при давлениях под ростверками свыше 0,6 МПа. Для расчета же фундамента на естественном основании схожих размеров по теории

линейно-деформированных тел, давление под подошвой должно быть не выше 0,24 МПа при заглублении  $d=1$  м. Т.о. напряжения в межсвайном пространстве с высокой точностью можно определить по теории линейно-деформированных тел.



(в скобках – значения, полученные расчетом по теории линейно-деформированных тел)

Рис. 6. Экспериментальные и теоретические эпюры распределения напряжений в основании свайного фундамента

Из графиков на рис. 4.3 видим, что давления в основании группы свай с низким ростверком несколько выше, чем с высоким. Это происходит в случаях, когда напряжения под подошвой ростверка не полностью рассеялись по длине свай. Этот фактор необходимо учитывать при расчете осадки фундамента.

Группа свай под ростверком создает вертикальную анизотропию основания и препятствует выпору грунта из-под его подошвы. Этот фактор вызывает значительное увеличение несущей способности грунта в основании ростверка в сравнении с фундаментом на естественном основании. Предельная несущая способность защемленного между сваями грунта в основании ростверка происходит при осадках во много раз больших, чем осадки группы свай при расчетных нагрузках. В связи с этим сопротивление ростверка оценивается только расчетом основания по деформациям.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кондрашов, В.А. Исследование деформаций грунта основания моделей свайных фундаментов методом фотофиксации траектории движения грунтовых частиц / В.А. Кондрашов // Основания, фундаменты и подземные сооружения: труды пятой конференции молодых научных сотрудников. – М., 1970.

2. Козачок, Л.Д. Исследование распределения вертикальных напряжений в основании кустов висячих свай с низким ростверком: Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / Л.Д. Козачок. – Ленинград, 1979.

*Сернов В.А., Голубкова О.А., Макаров К.Н., Белорусский национальный технический университет, г. Минск*

***Опыт применения фундаментов из коротких конических свай с несущими ростверками***

***The experience of application of the foundations consist of short cast-in-situ tapered piles with bearing rafts***

В статье приведены результаты натурных испытаний фундаментов из коротких выштампованных конических свай и несущих ростверков. При устройстве таких фундаментов в насыпных грунтах прочностные и деформационные характеристики оснований возрастают и насыпной слой становится несущим как для свай, так и для ростверка. Улучшение свойств мягкопластичных глинистых грунтов происходит так же за счет втрамбовывания по нижний конец свай сухой бетонной смеси.

On application of a group of cast-in-situ tapered piles the soil in pile space under the raft and pile foots is compacted. Therefore filled-up ground at the surface becomes the bearing layer both for piles and for rafts. Bearing capacity of soft clay is improved by means of rammed dry concrete mix. Some examples of increase of bearing capacity of piles and pile foundations with bearing rafts at sites in Minsk are shown.

В настоящее время в г. Минске наметилась тенденция увеличения этажности зданий. В связи с этим, возрастают и нагрузки, передаваемые на основание. Эти факторы приводят к более широкому применению свай. Строительные площадки г. Минска характеризуется сложным геологическим строением и разнообразием инженерно-геологических условий. Часто, при благоприятных грунтовых условиях у поверхности, на глубине 5–10 м встречаются линзы и прослойки слабых грунтов. Нередко выполняется планировка территории подсыпкой. Традиционно, в таких случаях применяются длинные забивные сван (длиной 12–24 м) передающие нагрузку на глубокие прочные слои грунта. Альтернативным вариантом фунда-



мента в подобных грунтовых условиях являются короткие конические сваи с несущими ростверками. Наклонные боковые поверхности свай способствуют максимальному уплотнению грунта в межсвайном пространстве. Ростверк, опирающийся на такой грунт, имеет большее сопротивление, чем в фундаменте из свай с постоянным поперечным сечением. Основная часть нагрузки от сооружения передается на верхние слои основания. Напряжения рассеиваются, не достигая прослойки слабого грунта.

Результаты испытаний доказали эффективность таких фундаментов при мощной толще насыпного грунта у поверхности. Прочностные характеристики насыпного грунта значительно улучшаются за счет уплотнения. Наклон боковой поверхности исключает развитие отрицательных сил трения. Уплотненное основание становится несущим слоем, как для свай, так и для ростверка.

Для оценки эффективности свайных фундаментов из коротких конических свай с несущими ростверками на различных строительных площадках г. Минска были выполнены статические испытания, как отдельных свай, так и фрагментов фундаментов.

При строительстве дома по улице Бельского 48 в г. Минске у поверхности залежали суглинки прочные и средней прочности, а на глубине более 10 м пылеватые суглинки с прослойками торфа. Существовало 2 альтернативных решения: устройство свай длиной свыше 12 м, чтобы пройти эти слои, либо коротких свай, чтобы передать всю нагрузку от сооружения на поверхностные более прочные грунты. Был принят второй вариант: выштампованные конусные сваи уплотнения длиной 3–4 м с уширениями нижних концов и включением в работу ростверка. Это привело к значительному удешевлению проекта в сравнении с первым вариантом. Здесь сопротивление грунта сжатию была увеличена на 80% за счет уширений на нижних концах свай. При включении ростверка в работу несущая способность фундамента возросла еще на 30%. Коэффициент влияния ростверка составил  $K_p=1,30$ . На рис. 1 приведены графики зависимости  $S=f(N)$  для конических свай сечением поверху 0,5 м, понизу 0,25 м, длиной 3 м и пары свай совместно с фрагментом ростверка с размерами в плане 0,9x1,8 м.

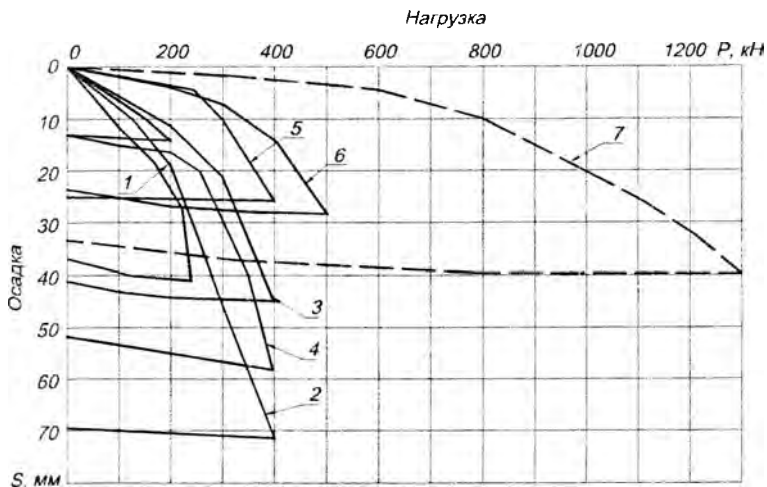


Рис. 1. Результаты статических испытаний конических свай с уширенной пяткой, в том числе по две с фрагментами ростверка на ул. Бельского: 1, 2 – испытания свай без уширенных пят; 3, 4 – то же после устройства уширенных пят; 5, 6 – испытания после твердения бетона в составе пят; 7 – испытания свай с фрагментом ростверка

По данным инженерно-геологических изысканий в пятне застройки здания в районе улиц Притыцкого-Бельского в г. Минске, основание строительной площадки неоднородно, сложено глинистыми грунтами и песками мелкозернистыми различной прочности с линзами и прослойками торфа (рис. 2, 3, 4). Поскольку, у поверхности залегал мощный слой насыпного грунта (до 4 м), были приняты выштампованные конические сваи уплотнения, позволяющие избежать воздействия сил отрицательного трения на боковую поверхность, и уплотнить основание в межсвайном пространстве. Такое решение привело к значительному снижению стоимости фундамента, однако испытания свай статической нагрузкой выявили их недостаточную несущую способность. В связи с этим, были выполнены испытания фрагментов свайных фундаментов совместно с ростверками.

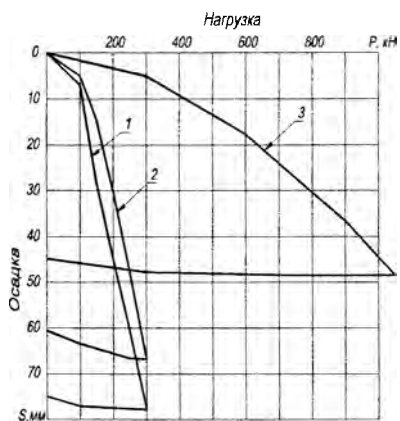


Рис. 2. Результаты испытаний фрагмента 1:  
1 – свая №55; 2 – свая №58; 3 – фрагмент из двух свай с ростверком

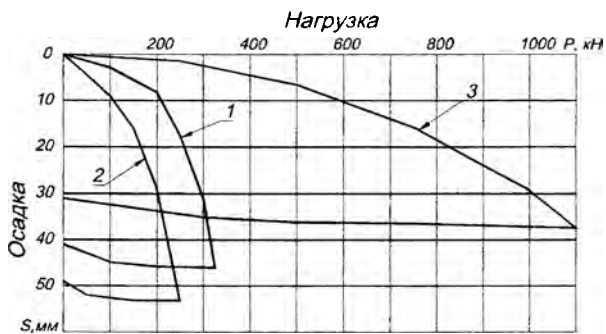


Рис. 3. Результаты испытаний фрагмента 2:  
1 – свая №58; 2 – свая №55; 3 – фрагмент из двух свай с ростверком

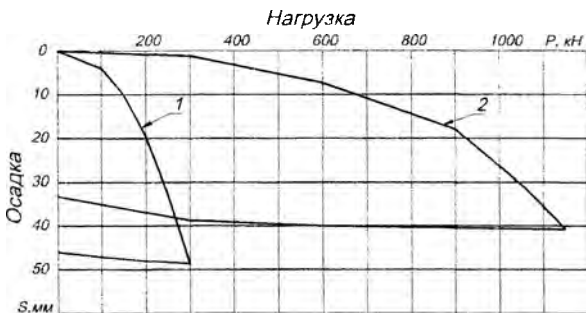


Рис. 4. Результаты испытаний фрагмента 3:  
1 – свая №375; 2 – фрагмент из двух свай с ростверком

Всего на данном объекте испытано три фрагмента ростверка с двумя и тремя сваями под каждым. Для оценки влияния ростверков предварительно испытывались одиночные сваи, а затем совместно с фрагментом ростверка. Первый фрагмент ростверка выполнен по головам двух свай №55 и №58 с длинами по 4 м и диаметрами на верхних концах по 0,43 м и на нижних – по 0,28 м. Второй фрагмент ростверка выполнен по головам двух свай №741, №743 длиной 4 м при диаметрах на верхних концах по 0,53 м и на нижних – по 0,3 м. Третий фрагмент ростверка выполнен по головам двух свай №375, №377 длиной 3 м и диаметрами поперечных сечений на верхнем и нижнем концах 0,43х0,28 м. У всех свай выполнены уширения пят от втрамбовывания сухой бетонной смеси в объемах по 0,2 м<sup>2</sup>. Коэффициенты влияния ростверков составили: для фрагмента №1 –  $K_p=2,03$ ; фрагмента №2 –  $K_p=1,3$ ; фрагмента №3 –  $K_p=1,49$ .

По данными изысканий на площадке строительства православного храма во имя Архистратига Божия Михаила в м-не Сухарево г. Минска под подошвой ростверка залегают следующие грунты:

1. Супеси пылеватые средней прочности –  $E=18$  МПа,  $h=4$  м.
2. Суглинки озерные мягкопластичные –  $E=6$  МПа,  $h=2$  м.
3. Суглинки с растительными остатками –  $E=10$  МПа,  $h=1,5$  м.
4. Заторфованные грунты и торф –  $E=3$  МПа,  $h=2,5$  м.
5. Пески средней прочности и прочные –  $E=25$  МПа.

Первоначально был выполнен проект фундамента, состоящего из 480 забивных свай длиной 12 и 14 м с поперечным сечением 0,3 и

0,35 м. Сваи пронизывали слои заторфованных грунтов и погружались в несущий песчаный слой.

Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки выявил неэффективность фундамента из длинных забивных свай. При забивке свай атмосферный воздух попадет в слои торфа, что приведет к интенсивному разложению органических веществ, усадке грунта и развитию сил отрицательного трения.

Наиболее рациональным решением, в данном случае, является передача всей нагрузки от здания на верхние, относительно прочные, слои основания. Расчет фундаментов в соответствии с [1] показал, что в данных грунтовых условиях ростверк способен воспринимать около 40% нагрузки от здания. Остальную часть нагрузки воспринимают конические выштампованные сваи длиной 3 м и диаметром от 0,5 м в голове до 0,3 м нижнего конца сваи. Схема расположения конических свай в составе ростверка приведена на рис 5. Общее количество свай составило 285 конических длиной 3 м и 32 забивных (погруженных ранее) длиной 12–14 м.

Стоимость первого варианта фундамента из длинных забивных свай составила 372,186 (315,508 – свайное поле и котлован, 56,678 – ростверк) тыс. руб. (в ценах 1991 г.), второго, из коротких конических – 200,756 (147,01 – свайное поле и котлован, 53,746 – ростверк) тыс. руб. (в ценах 1991 г.). Экономический эффект внедрения разработки составил 171,43 тыс. руб. (в ценах 1991 г.). Стоимость фундаментов снижена почти в 2 раза.

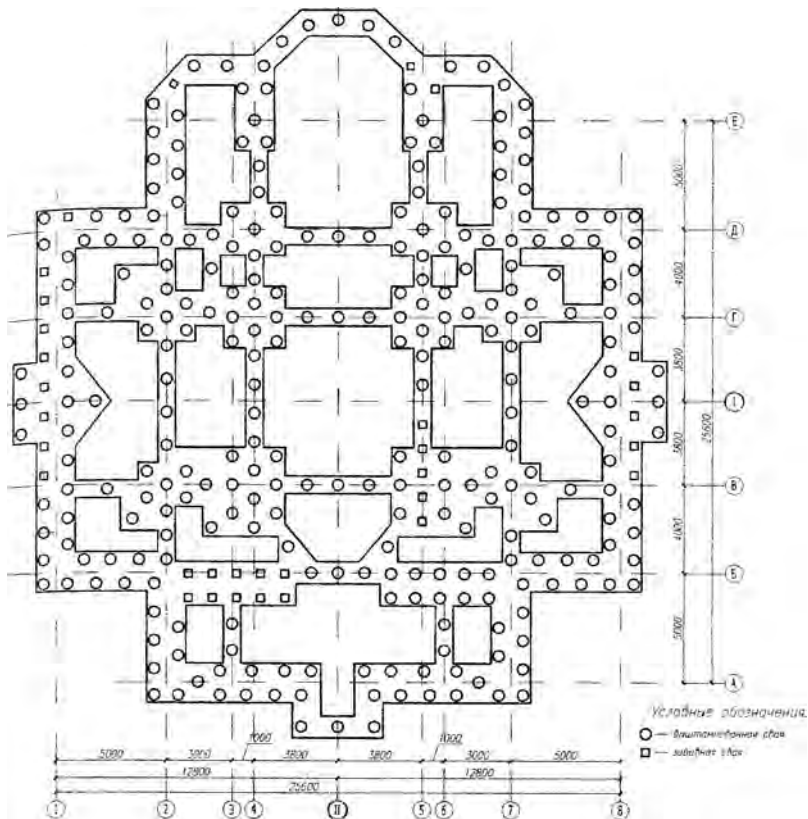


Рис. 5. Свайно-плитный фундамент под храм во имя Архистратига Божия Михаила в м-не Сухарево в г. Минске

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Р5.01.015.05. Рекомендации по расчету свайных фундаментов с несущими ростверками. – Минск: БНТУ, 2005. – 24 с.

### Часть 3. ИСКУССТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ

УДК 624.15

*Пойта Петр Степанович, д-р техн. наук, проф., Брестский государственный технический университет, г. Брест, Беларусь,  
Лях Юлия Владимировна, канд. техн. наук, Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь*

***Анализ системы технико-экономических показателей квадратных столбчатых фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках, подстилаемых песчаными основаниями***

***Analysis of the system of the technical-economic factors square tude foundation on compacted sandy-gravel pillow, laid under by sandy bases***

Разрабатывается новый метод, связанный с возведением фундаментов зданий и сооружений на уплотненных песчано-гравийных подушках, подстилаемых водонасыщенными и неводонасыщенными грунтовыми основаниями. В статье предлагается использовать при возведении зданий и сооружений квадратные монолитные столбчатые фундаменты на уплотненных песчано-гравийных подушках, подстилаемых песчаными основаниями. Составлена номенклатура предлагаемых конструктивных решений фундаментов, и выполнен технико-экономический анализ с определением стоимости возведения таких фундаментов, толщины и объема песчано-гравийных подушек, а также расхода бетона и арматуры. Результаты расчетов представлены в виде номограмм, свидетельствующих о целесообразности возведения фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках по сравнению с фундаментами на естественных грунтовых основаниях.

A new method connected with erecting the basement of buildings and constructions on compact sandy-gravel bed, littered with water saturated and non saturated foundation is working out. In this article we suggest using square is-situ basement on compact sandy-gravel bed, littered on sandy foundation, while erecting buildings and constructions. The list of

suggesting constructional decisions of basement is made and economical analysis with identifying the cost of erecting building, depth and space of sandy-gravel bed and expense of concrete and reinforce is done. The results are shown in the way of nomographic chart, showing the practicability of erecting basements on sandy-gravel bed in comparing with basements on natural foundational material.

Сегодня строительная отрасль Республики Беларусь находится на пике своего возрождения. В марте текущего года принята новая версия Республиканской программы развития материально-технической базы строительной отрасли Республики Беларусь на 2006–2010 гг. с реализацией мероприятий по развитию предприятий сборного железобетона и индустриального домостроения. Создание новой редакции программы обусловлено утверждением новых объемов строительства жилья, доведя объемы строительства жилья к 2010 г. до 10 млн м<sup>2</sup>, в частности с применением конструктивных схем крупнопанельного домостроения до 3 млн 420 тыс. м<sup>2</sup> в год, монолитных конструктивных систем – порядка 1,5 млн м<sup>2</sup>. Кроме того, увеличится строительство жилья в сельской местности (до 600 тыс. м<sup>2</sup> в год), в том числе индивидуального домостроения (около 2,5 млн м<sup>2</sup> в год).

Учитывая вышесказанное, экономия всех видов ресурсов является важнейшей задачей для Республики Беларусь, в том числе и для строительной отрасли, которая формирует стоимость строительной продукции.

В этой связи становится актуальным применение новых или усовершенствование уже существующих проектных решений конструкций нулевого цикла. Задача проектирования в этом случае, заключается в том, чтобы выбрать наиболее рациональную конструкцию фундамента применительно к конкретным грунтовым условиям строительной площадки.

Опыт проектирования и строительства искусственных оснований зданий и сооружений показывает, что повышение экономичности принятых решений, снижение трудоемкости при их возведении может быть достигнуто за счет совершенствования технологии производства работ, позволяя получить качественное основание при минимальных энергозатратах, а следовательно, снижая, в конечном счете, сроки строительства и стоимость работ. Выбор оптимальных



конструктивных решений в строительстве в конечном счете основывается на анализе технико-экономических показателей предлагаемых вариантов строительства.

Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь утвержден технический кодекс установившейся практики «Фундаменты зданий и сооружений на уплотненных песчано-гравийных подушках. Правила проектирования» [1], регламентирующий правила определения значений физико-механических характеристик песчаных грунтов уплотняемых подушек и подстилаемых их естественных уплотняемых грунтов для выбора оптимальных размеров подошвы фундаментов и толщины песчаных подушек и предназначенный для проектирования фундаментов мелкого заложения на уплотненных песчано-гравийных подушках при возведении гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений различного назначения. Для широкого внедрения в строительную практику указанного нормативного документа нами с учетом СНБ 5.03.01 [2] разработана номенклатура квадратных столбчатых фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках в сопоставлении с квадратными столбчатыми фундаментами на песчаных основаниях (пески мелкие и пылеватые), определяющая толщину и объем песчано-гравийных подушек для всей номенклатуры фундаментов (табл. 1 и 2).

Обычно при проектировании фундаментов основные технико-экономические показатели определяются в комплексной форме для всех фундаментов строящихся зданий и сооружений с учетом действующих конкретных нагрузок на фундаменты и принятых расчетных сопротивлений грунтов оснований в пределах пятна застройки. При таком подходе не могут быть выявлены индивидуальные особенности какого-либо определенного типа фундаментов, что особенно важно при сопоставлении с другими вариантами фундаментов.

В соответствии с Инструкцией по определению сметной стоимости строительства и составлению сметной документации [3] с учетом Постановления Совета Министров Республики Беларусь от 29.12.2007 года №1917 [4] нами был разработан графо-аналитический метод, позволяющий проанализировать основные технико-экономические показатели возведения квадратных столбчатых фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках и на естественных песчаных основаниях. Этот метод предусмат-

ривает построение номограмм, связывающих величины действующих нагрузок на фундаменты, физико-механических характеристик песчаных оснований с показателями стоимости возведения фундаментов, расходов на заработную плату, эксплуатацию машин и механизмов, материальных расходов, накладных расходов, плановых накоплений и трудоемкости. Наиболее характерные из номограмм приведены на рис. 1-4.

Таблица 1

Номенклатура монолитных квадратных столбчатых фундаментов на естественном основании

Вариант	Нагрузка, кН/	Наименование грунтов (коэффициент пористости)	Фундамент на естественном основании			
			Ширина фундамента по расчету, м	Номенклатура блока	Расход материалов	
					Бетон, м <sup>3</sup>	Металл, кг
1	2	3	4	5	6	7
1	6300	Песок Мелкий (0,45)	3,30	ФКС 3,3-612	5,64	234,49
2	4800		2,80	ФКС 3,3-566	4,27	178,00
3	3500		2,45	ФКС 2,4-641	3,24	110,29
4	2400		2,09	ФКС 2,1-577	1,69	59,96
5	6300	Песок мелкий (0,55)	3,55	ФКС 3,6-519	6,26	338,86
6	4800		3,09	ФКС 3,0-566	4,27	178,00
7	3500		2,71	ФКС 2,7-513	3,93	150,51
8	2400		2,31	ФКС 2,4-450	2,16	110,28
9	6300	Песок мелкий (0,65)	4,19	ФКС 4,2-390	9,00	391,03
10	4800		3,71	ФКС 3,9-348	6,72	306,88
11	3500		3,21	ФКС 3,3-354	5,90	182,17
12	2400		2,70	ФКС 2,7-362	2,84	117,08
13	6300	Песок мелкий (0,75)	4,78	ФКС 4,8-306	12,83	493,28
14	4800		4,22	ФКС 4,2-305	9,00	299,84
15	3500		3,65	ФКС 3,9-263	6,72	252,96
16	2400		3,10	ФКС 3,3-253	5,90	133,91
17	6300	Песок пылеватый (0,45)	3,55	ФКС 3,6-519	234,49	338,86
18	4800		3,14	ФКС 3,3-474	178,00	220,05
19	3500		2,71	ФКС 2,7-513	110,29	150,54
20	2400		2,32	ФКС 2,4-450	59,96	110,28

Окончание табл. 1

1	2	3	4	5	6	7
21	6300	Песок пылеватый (0,55)	3,86	ФКС 3,9-447	338,86	330,43
22	4800		3,41	ФКС 3,6-403	178,00	262,61
23	3500		2,94	ФКС 3,0-422	150,51	146,10
24	2400		2,51	ФКС 2,7-362	110,28	117,08
25	6300	Песок пылеватый (0,65)	4,48	ФКС 4,5-344	391,03	442,79
26	4800		3,99	ФКС 4,2-305	306,88	299,84
27	3500		3,45	ФКС 3,6-303	182,17	201,23
28	2400		2,86	ФКС 3,0-300	117,08	94,70
29	6300	Песок пылеватый (0,75)	5,13	ФКС 5,1-275	493,28	551,04
30	4800		4,51	ФКС 4,5-270	299,84	338,97
31	3500		3,99	ФКС 4,2-231	252,96	275,15
32	2400		3,34	ФКС 3,6-218	133,91	160,91

Таблица 2

Номенклатура монолитных квадратных столбчатых фундаментов на уплотненной песчано-гравийной подушке

Вариант	Нагрузка, кН/	Наименование грунтов (коэффициент пористости)	Номенклатура блока	Расход материалов		Экономия, раз по сравнению с фундаментом на естественном основании	
				Бетон, м <sup>3</sup>	Металл, кг	Бетон	Металл
1	2	3	4	5	6	7	8
1	6300	Песок мелкий (0,45)	ФКС 2,4-1127 (УП)	2,65	170,15	2,13	1,38
2	4800		ФКС 2,1-1120 (УП)	2,35	98,70	1,82	1,80
3	3500		ФКС 1,8-1113 (УП)	1,22	74,73	2,66	1,48
4	2400		ФКС 1,5-1100 (УП)	0,92	30,93	1,84	1,94
5	6300	Песок мелкий (0,55)	ФКС 2,4-1127 (УП)	2,65	170,15	2,36	1,99
6	4800		ФКС 2,1-1120 (УП)	2,35	98,70	1,82	1,80
7	3500		ФКС 1,8-1113 (УП)	1,22	74,73	3,22	2,01
8	2400		ФКС 1,5-1100 (УП)	0,92	30,93	2,35	3,56
9	6300	Песок мелкий (0,65)	ФКС 2,4-1127 (УП)	2,65	170,15	3,40	2,30
10	4800		ФКС 2,1-1120 (УП)	2,35	98,70	2,86	3,11
11	3500		ФКС 1,8-1113 (УП)	1,22	74,73	4,84	2,44
12	2400		ФКС 1,5-1100 (УП)	0,92	30,93	3,09	3,78

1	2	3	4	5	6	7	8
13	6300	Песок мелкий (0,75)	ФКС 2,4-1127 (УП)	2,65	170,15	4,84	2,90
14	4800		ФКС 2,1-1120 (УП)	2,35	98,70	3,83	3,04
15	3500		ФКС 1,8-1113 (УП)	1,22	74,73	5,51	3,38
16	2400		ФКС 1,5-1100 (УП)	0,92	30,93	6,41	4,33
17	6300	Песок пылеватый (0,45)	ФКС 2,4-1127 (УП)	2,65	170,15	2,36	1,99
18	4800		ФКС 2,1-1120 (УП)	2,35	98,70	2,31	2,23
19	3500		ФКС 1,8-1113 (УП)	1,22	74,73	3,22	2,01
20	2400		ФКС 1,5-1100 (УП)	0,92	30,93	2,35	3,56
21	6300	Песок пылеватый (0,55)	ФКС 2,4-1127 (УП)	2,65	170,15	2,93	2,23
22	4800		ФКС 2,1-1120 (УП)	2,35	98,70	2,57	2,66
23	3500		ФКС 1,8-1113 (УП)	1,22	74,73	3,85	1,95
24	2400		ФКС 1,5-1100 (УП)	0,92	30,93	2,84	3,78
25	6300	Песок пылеватый (0,65)	ФКС 2,4-1127 (УП)	2,65	170,15	4,60	2,60
26	4800		ФКС 2,1-1120 (УП)	2,35	98,70	3,83	3,04
27	3500		ФКС 1,8-1113 (УП)	1,22	74,73	4,96	2,69
28	2400		ФКС 1,5-1100 (УП)	0,92	30,93	5,11	3,06
29	6300	Песок пылеватый (0,75)	ФКС 2,4-1127 (УП)	2,65	170,15	5,69	3,24
30	4800		ФКС 2,1-1120 (УП)	2,35	98,70	5,19	3,43
31	3500		ФКС 1,8-1113 (УП)	1,22	74,73	6,48	3,68
32	2400		ФКС 1,5-1100 (УП)	0,92	30,93	5,81	5,20

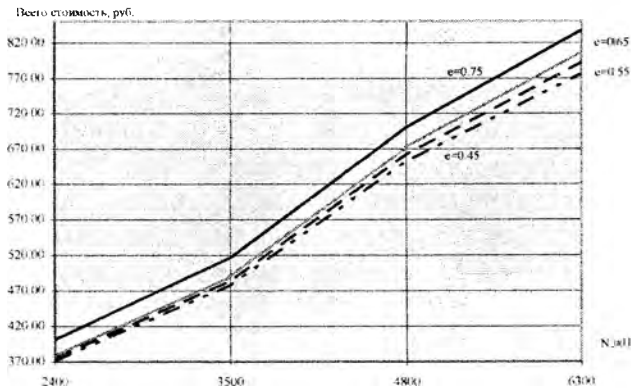


Рис. 1. Стоимость возведения квадратных столбчатых фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках, подстилаемых песками мелкими, в расчете на один фундамент:

$N$  – нагрузка на фундамент, кН;  $e$  – коэффициент пористости

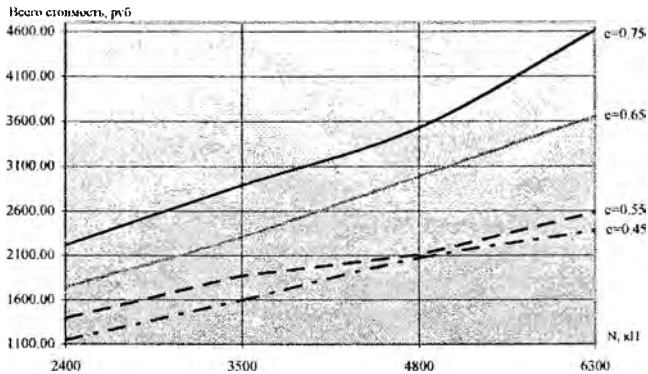


Рис. 2. Стоимость возведения квадратных столбчатых фундаментов на естественном основании из песка мелкого, в расчете на один фундамент:  
 N – нагрузка на фундамент, кН; e – коэффициент пористости

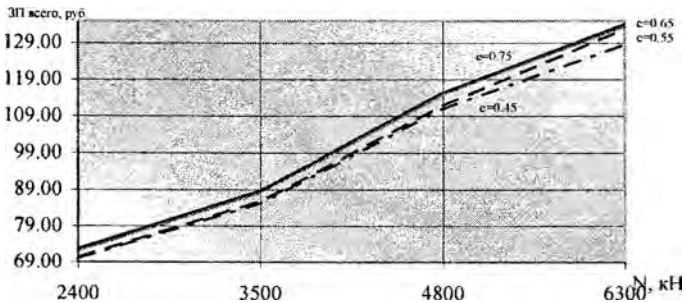


Рис. 3. Изменение основной заработной платы рабочих-строителей при возведении квадратных столбчатых фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках, подстилаемых песками мелкими, в расчете на один фундамент:  
 N – нагрузка на фундамент, кН; e – коэффициент пористости

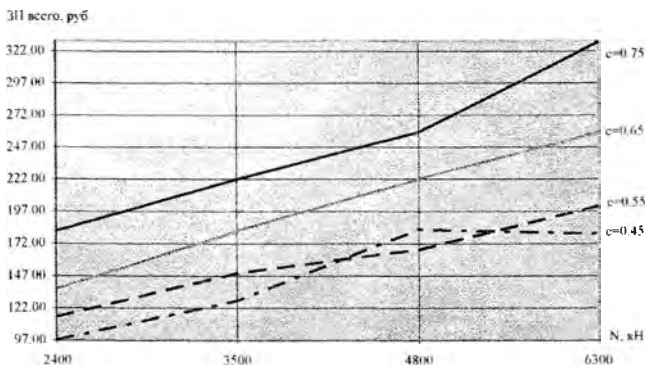


Рис. 4. Изменение основной заработной платы рабочих-строителей при возведении квадратных столбчатых фундаментов на естественном основании из песка мелкого, в расчете на один фундамент:  
 $N$  – нагрузка на фундамент, кН;  $e$  – коэффициент пористости

В результате проведенных исследований в отношении динамики изменения основных технико-экономических показателей, можно сделать вывод: при возведении квадратных столбчатых фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках размер затрат на эксплуатацию машин и механизмов колеблется в пределах 52,10–104,68 руб. (в т.ч. затраты на заработную плату машинистов – от 14,60 до 29,37 руб.), материальные затраты изменяются от 60,13 до 231,97 руб., диапазон изменения накладных расходов и плановых накоплений составляет 79,76–154,23 руб. и 109,87–212,45 руб. соответственно. При возведении аналогичных фундаментов на естественных основаниях из песка мелкого размер затрат на эксплуатацию машин и механизмов колеблется в пределах 55,79 – 194,03 руб. (в т.ч. затраты на заработную плату машинистов – от 15,22 до 52,78 руб.), материальные затраты изменяются от 108,07 до 781,41 руб., диапазон изменения накладных расходов и плановых накоплений составляет 106,12–359,95 руб. и 146,19–495,84 руб. соответственно.

В целом можно отметить, что разработанный графо-аналитический метод по определению основных технико-экономических показателей при возведении фундаментов особенно

эффективен на стадии проектирования строительных объектов с целью выбора наиболее оптимальных вариантов строительства.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Фундаменты зданий и сооружений на уплотненных песчано-гравийных подушках. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-66-2007 (02250). – Минск: МАиС Республики Беларусь, 2007. – 71 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минскпроект, 2003. – 139 с.
3. Постановление Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь «Об утверждении Инструкции по определению сметной стоимости строительства и составлению сметной документации» от 03.12.2007г. №25 / Национальный реестр правовых актов Республики Беларусь, 10.01.2008г., рег. №8/17904.
4. Постановление Совета Министров Республики Беларусь «О некоторых вопросах применения норм и цен в строительстве» от 29.12.2007 года №1917 / Национальный реестр правовых актов Республики Беларусь, 15.01.2008г., рег. №5/26604.
5. Основания и фундаменты зданий и сооружений: СНБ 5.01.01-99. – Минск: МАиС Республики Беларусь, 1999. – 36 с.

*Руденко Николай Иванович, старший научный сотрудник Запорожской государственной инженерной академии, г. Запорожье, Украина,  
Зражевская Илона Юрьевна, аспирант Запорожской государственной инженерной академии, г. Запорожье, Украина*

***Особенности грунтовых условий и обеспечение долговечной эксплуатации сооружений в регионе г. Запорожья***

***Peculiarities of soil conditions and ensuring of long-lived exploitation of buildings in region Zaporozhye***

На современном этапе развития строительной индустрии известно, что просадочные явления лессовых грунтов под эксплуатируемыми строительными объектами наносят колоссальный ущерб зданиям и сооружениям. Статья знакомит читателя с возможностями химических методов закрепления грунта под фундаментами как строящихся, так и уже эксплуатирующихся зданий. Для обеспечения устойчивости сооружений, возводимых на просадочных лессовых грунтах, выполняется ряд мероприятий, предусматривающих полную или частичную ликвидацию просадочных явлений.

It is known on the modern stage of development of a build industry, that the prosadochnye phenomena of loess soils under on-the-road build objects inflict huge harm buildings and buildings. The article acquaints a reader with possibilities of chemical methods of fixing of soil under foundations both built and the already exploited buildings. For providing of stability of buildings, erected on prosadochnykh loess soils, the row of measures, foreseeing complete or partial liquidation of the prosadochnykh phenomena is executed.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Просадочные явления лессовых грунтов под сооружениями наносят колоссальный ущерб народному хозяйству. Важность и актуальность проблемы связана с широким распространением таких грунтов в районах интенсивного строительства.



Просадочные грунты естественной структуры при сравнительно небольшой влажности обладают высокой несущей способностью и прочностью. Они хорошо держат вертикальные откосы и для разработки их применяются взрывные работы. Но при избыточном увлажнении прочность их значительно уменьшается, что приводит к проявлению резких дополнительных осадков, даже от собственного веса.

Возведенные на лессовых просадочных грунтах здания и сооружения в результате замачивания оснований подвергаются повышенным деформациям, которые иногда приводят к разрушениям этих зданий.

Поэтому строительство на этих грунтах представляет одну из важных народнохозяйственных проблем. Сложность данной проблемы связана с развитием просадочных деформаций в лессовых толщах, мощность которых достигает более 30 м, а также от сил нагружающего трения на уплотненные закрепленные массивы и свайные фундаменты, возникающих при просадках окружающих их грунтов от собственного веса.

Достойный вклад в развитие проблемы строительства на просадочных лессовых грунтах внесли ученые нашей страны и СНГ Ю.М. Абелев, В.П. Ананьев, В.В. Аскалонов, Л.Г. Балаев, А.А. Григорян, Н.Я. Денисов, А.М. Дранников, А.А. Кириллов, С.Н. Клепиков, В.И. Крутов, А.К. Ларионов, И.М. Литвинов, Г.М. Ломизе, А.А. Мусаелян, Н.А. Осташов, Б.А. Ржаницын, В.Е. Соколович, Р.А. Токарь, Н.А. Цытович и другие.

Для обеспечения устойчивости сооружений, возводимых на просадочных грунтах, выполняется ряд мероприятий, предусматривающих полную или частичную ликвидацию просадочных явлений.

При неуклонно растущем объеме строительства многоэтажных зданий и сооружений в грунтовых условиях II типа нагрузки на основания возрастают, вследствие чего возникает необходимость передачи их посредством свай на более плотные непросадочные грунты. Чаще всего применяются буронабивные сваи с уширенной пятой.

Еще в прошлом веке нашим соотечественником, киевским горным инженером А.Э. Страусом в 1899 году предложена идея изготовления набивных свай. Ценность данной идеи заключается в изготовлении свай с образованием скважины без выемки грунта и с последующим заполнением ее бетоном.

С тех пор как в нашей стране, так и за рубежом, до настоящего времени появляются и совершенствуются различные разновидности набивных свай, устраиваемых посредством бурения.

В связи с тем, что проблема строительства на просадочных лессовых грунтах и ее решение в области фундаментостроения возникла в годы первых пятилеток при грандиозном масштабе возведения металлургических комплексов, машиностроительных и других заводов Днепропетровска, Мариуполя, Запорожья, Кузнецка, Николая, Херсона. Тогда впервые пришлось решать сложные вопросы обеспечения нормальной эксплуатации построенных зданий и сооружений при полном отсутствии отечественного и зарубежного опыта в таких грунтовых условиях, авторами для исследования и частичного решения этой проблемы выбран регион Запорожского промышленного комплекса.

Инженерно-гидрогеологическое строение района является типичным для Приднепровья и других районов страны.

Исследуемый район получил свое развитие во время первых пятилеток, в послевоенный восстановительный период, и особенно интенсивное строительство и реконструкция, происходит на современном этапе исследования. При строительстве и реконструкции объектов комбината «Запорожсталь», Днепровского алюминиевого завода, электродного, коксохимического заводов и возведении жилых массивов приходится решать проблему строительства на просадочных грунтах.

Разработана новая технология изготовления буронабивных свай на базе отечественного сырья, серийного оборудования и приспособлений.

## 2. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ИСККУСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ НА ПРОСАДОЧНЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТАХ РЕГИОНА г. ЗАПОРОЖЬЯ

### 2.1 Сущность просадочных грунтов

Лессовые грунты широко распространены по всей территории земного шара, залегают в горных и предгорных районах, а также в бассейнах рек.

Просадочные грунты занимают свыше 12 % всей территории СНГ, в том числе 35 % территории Украины.

Лессовые грунты выделены в подгруппе пылевато-глинистых грунтов в самостоятельный тип, как грунты, обладающие специфическими неблагоприятными свойствами.

Лессовые грунты характеризуются содержанием, как правило, более 50 % пылеватых частиц, преимущественно с макропористой структурой, наличием солей, среди которых преобладают карбонаты кальция. Эти грунты при замачивании дают просадку под действием внешней нагрузки или собственного веса [1].

Лессовые грунты подразделяются по числу пластичности на супеси, суглинки и глины [1].

Лессовые просадочные грунты в естественном состоянии при малой влажности имеют высокие физико-механические свойства. При увлажнении резко снижается их структурная прочность, что сопровождается вертикальными деформациями. Особенно опасны неравномерные просадки, которые приводят к частичной или полной потере устойчивости и эксплуатационной способности сооружений [2, 3, 4, 5, 6].

Рассмотрим один из районов Украины I и II типа грунтовых условий по просадочности, который является наиболее исследованным и представляет интерес для решения проблемы строительства и эксплуатации в этих условиях.

## 2.2. Местоположение и инженерно-гидрогеологические условия исследуемого района

Город Запорожье расположен на юге Украины и приурочен к коренным берегам р. Днепр. В районе Днепровских порогов с востока на запад разделяется Днепровской гидроэлектростанцией имени В. И. Ленина на верхний и нижний водоразделы с перепадом высоты до 40 м. Таким образом, северная часть города в результате перепада высот как бы оказалась в зоне водного подпора верхним бьефом Днепровского водохранилища имени В. И. Ленина.

Однако, подпор воды в Днепре после постройки плотины, судя по данным бурения Гидротехнического института в 1933 году, не отразился на высоте стояния грунтовых вод в районе доменного цеха завода «Запоржсталь», отметка подпора воды 42 м [2].

Кристаллические породы по обоим берегам в верхней право и левобережных частях залегают на отм. 32–43 м [2].

Следовательно, строительство плотины не оказало существенного влияния на глубину стояния подземных вод на территории города.

В нижнем бьефе река разделена островом Хортица на старый и новый Днепр. Остров проходит вдоль всей черты города.

Коренной правый берег – почти девственный, крутой, местами вертикальный, высотой до 50 метров возле электростанции, скрывается вниз по течению к охвостью острова и представлен древней корой выветривания кристаллических пород, покрытых четвертичными отложениями, имеющими общий уклон к реке.

Левый коренной берег – более пологий, измененный строительством искусственных гидротехнических сооружений и каменными карьерами для строительства города, также представлен древней корой выветривания кристаллических пород, местами высотой более 50 метров, возле шлюза – Дурная скала и скрывается вниз по течению в черте города, в дельте р. Капустянка. Породы покрыты четвертичными отложениями и имеют общий уклон с севера на юг, т.е. к реке.

В геологическом строении района исследований принимают участие породы Украинского кристаллического массива докембрия.

На кристаллических породах залегают продукты их разрушения: палеогеновые, неогеновые и четвертичные отложения.

Кристаллические породы докембрия представлены магматитами, гнейсами и гранитами.

Отложения палеогена и неогена состоят из известковых глин и песчано-глинистых осадконакоплений, сверху перекрытых четвертичными отложениями.

Четвертичные отложения развиты в районе повсеместно. Они покрывают красно-бурые глины и более древние осадочные образования, местами залегающая непосредственно на кристаллических породах докембрия.

Четвертичные отложения представлены лессами, лессовидными суглинками и супесями, общая мощность которых составляет 20–35 м. Они перерезаются погребенными почвами и красно-бурыми суглинками и глинами мощностью от 1,5 до 5 м. Подстилаются просадочные лессовые толщи красно-бурыми глинами, которые покоятся

на песчано-глинистых осадконакоплениях, вдоль речных долин, балок и озерных впадин.

Лессовые грунты палево-желтого и желтого цвета характеризуются наличием комковато-столбчатой структуры с содержанием включений карбонатов. Тектоника района исследований простая. Тектологических нарушений-сбросов, надвигов и тому подобных явлений не наблюдается. Сейсмические процессы отсутствуют.

Из физико-геологических процессов в районе исследований наиболее интенсивно развита ветровая и водная эрозии.

В результате инженерной деятельности человека резко изменились гидрогеологические условия района.

Так, например, в 30-е годы в северной промышленной части города, в районе комбината «Запорожстали», подземные воды до начала строительства на глубинах 30–50 м не были обнаружены. В 70–80 годах, в результате эксплуатации промзоны, подземные воды обнаружены всеми геологоразведочными партиями на 2–10 м от дневной поверхности. Причем, подземные воды часто имеют куполообразные зонты, вершины куполов приурочены к цехам и залегают на 2-5 м от дневной поверхности.

Купола имеют тенденции сливаться, образуя мощный горизонт со свободной поверхностью воды.

Аналогичная картина поднятия подземных вод наблюдается на предприятиях, построенных позже – алюминиевый завод, электродный, моторостроительный и другие.

К примеру, на правом берегу в районе Запорожского Трансформаторного завода, в 60-х годах на глубине 30 м воды не было. В настоящее время подземные воды обнаружены на глубине 15 м.

Многолетний опыт строительства и эксплуатации территории района г.Запорожья подтверждает подъем подземных вод и на жилых массивах – Шевченковский микрорайон, район многопрофильной областной больницы на Ореховском шоссе, космический микрорайон. В будущем подобные явления ожидаются и в новом Хортицком массиве, где также строится и эксплуатируется промышленная зона – Запорожский пивоваренный завод № 2, домостроительный комбинат № 2 и другие.

Из вышеуказанного следует, что инженерно-гидрогеологические условия исследуемого района города Запорожья типичны для региона Приднепровья, а также и других районов нашей страны.

### 2.3. Опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений района

В исследуемом районе для обеспечения устойчивости сооружений, возводимых на лессовых просадочных грунтах, применялись все существующие комплексы мероприятий, предусматривающих ликвидацию просадочных явлений. К ним относятся:

- конструктивные мероприятия;
- водозащитные мероприятия;
- глубинное уплотнение грунтов грунтовыми сваями;
- поверхностное уплотнение грунта тяжелыми трамбовками;
- устройство грунтовых подушек;
- уплотнение предварительным замачиванием (обычным или ускоренным способом и с применением энергии взрывов);
- термическое закрепление;
- химические способы закрепления лессовых грунтов;
- передача давлений с помощью свай на глубинные непросадочные грунты, подстилающие просадочную толщу.

Запорожский промышленный комплекс получил свое развитие во время первых пятилеток и интенсивное строительство и реконструкции производятся за последние пятилетки. В этой связи приходится решать проблему строительства на просадочных грунтах.

Обследование осадок фундаментов доменного цеха «Запорожстали», коксовых батарей и угольной башни коксохимкомбината [2] в годы первых пятилеток послужило хорошей школой для строительства зданий и сооружений в будущем всего Запорожского индустриального промышленного комплекса.

Здесь впервые были предложены и в дальнейшем внедрены в жизнь конструктивные противопросадочные мероприятия: возведение технологических зданий на отдельных фундаментах, прокладка водозащитных коммуникаций в отдельных проходных тоннелях и др. Была организована служба водозащиты.

До 50-х годов при проектировании и возведении зданий и сооружений на просадочных грунтах служили в основном водозащитные и конструктивные мероприятия.

Одним из первых способов ликвидации просадочности был предложен и разработан метод глубинного уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями [7].

Глубинное уплотнение просадочных грунтов грунтовыми сваями было применено в 1936 году в основании двух рядов колонн цеха тридцатитонных печей «Запорожстали» [8]. Просадочная толща уплотнялась до 8 м.

Этот способ был применен и при строительстве Днепровского алюминиевого завода в годы первых пятилеток. Так, в основном, на примере г. Запорожья был разработан один из актуальных способов строительства промышленных предприятий на просадочных лессовых грунтах [9].

Самое широкое распространение этот способ получил с 1963 года, когда была установлена возможность использования станков ударно-канатного бурения БС-1М для механического уплотнения грунтов на любую глубину [8].

Поверхностное уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками устраняет просадочные свойства грунтов на глубину до 1,5–2,0 м ниже подошвы фундаментов и в основном применяется при строительстве на просадочных грунтах I типа [8].

Устройство грунтовых подушек широко применялось в г. Запорожье для предотвращения просадок при строительстве на просадочных грунтах I типа и уменьшения величин просадок при возведении зданий на просадочных грунтах II типа [8].

Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием обеспечивает уплотнение просадочных грунтов только в пределах их нижней толщи, а верхние слои грунта остаются неуплотненными [6].

Этот способ в городе больше не применялся, так как требуется дополнительное время для его выполнения, а также дополнительная грунтовая подушка.

В целях повышения эффективности уплотнения нижних слоев просадочного грунта применяется способ предварительного замачивания с одновременными взрывами [10, 11].

Этот способ применяется в городе Запорожье в 15-м микрорайоне Хортицкого жилмассива.

Термическое укрепление просадочных грунтов было успешно применено на стройках Запорожья, при строительстве универмага «Украина», здания областной типографии, здания Запорожского отделения НИИСК, а также укрепления оснований под фундаментами высотных домов башенного типа на проспекте Ленина.

Недостатком в широком распространении этого прогрессивного метода является отсутствие высокопроизводительных агрегатов, которые давали бы дешевый сжатый воздух в больших количествах [11].

Способ силикатизации лессовых грунтов широко применялся на строительных площадках г. Запорожья. В восстановительный период 1948–1949 гг. на Днепровском алюминиевом, Днепровском электродном заводах в основаниях дымовых труб грунты закреплялись при помощи силикатизации. С успехом применяется способ силикатизации грунтов оснований на Запорожском трансформаторном заводе, Запорожском абразивном комбинате, а также для ликвидации аварийного состояния жилых домов на территории города: дом № 1 по ул. Седова, дом № 8 по ул. Каменогорской, дом № 32 по ул. Держинского и другие.

Многолетнее наблюдение за этими зданиями и сооружениями с окончания строительных и восстановительных работ по настоящее время не обнаружило признаков их деформаций.

Семидесятилетний срок эксплуатации зданий и сооружений, возведенных на основаниях с противопросадочными мероприятиями, без устранения просадочных свойств в пределах всей толщи лессовых грунтов, не исключает возможность проявления просадки при появлении источника замачивания.

О ненадежности противопросадочных мероприятий в Запорожском промышленном районе говорит такой факт, что 70 % объектов после ввода в эксплуатацию подвержены деформациям, превышающим нормативные, и для их эксплуатационной пригодности требуется постоянный текущий ремонт. А 30% из них находятся в аварийном или предаварийном состоянии. На этих объектах необходимо выполнить искусственное укрепление оснований, а затем произвести капитально-восстановительные ремонты. Это ведет к большому непредвиденному материальному ущербу.

Вот во что выливается иногда «экономия» средств в построечный период на наиболее ответственных элементах здания, как фундаментах и основаниях.

Устранение просадочных свойств в пределах всей толщи лессовых грунтов исключает возможность проявления просадки, и здания могут строиться без дополнительных мероприятий, как на обычных непросадочных грунтах. Этот метод наиболее надежен, он



гарантирует прочность, устойчивость и многолетнюю, безремонтную эксплуатацию возводимых зданий [12].

Многолетний опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений на просадочных грунтах подтверждает, что надежными и экономичными являются свайные фундаменты.

#### 2.4. Выбор основных направлений исследования

Сваи в зависимости от свойств грунтов, залегающих под нижним концом, подразделяются на сваи-стойки и висячие сваи [13].

Несущая способность свай определяется по материалу, из которого они изготовлены, и по грунту, который окружает ее и на который они опираются своим нижним концом, т. е. основанием.

В связи с ранее указанным, при эксплуатации зданий и сооружений, происходит подъем грунтовых и техногенных вод, а также с аварийным замачиванием в данных обводненных грунтовых условиях территорий, связанным с инженерным вмешательством человека, появилась необходимость в решении данной проблемы.

Одним из наиболее эффективных способов, впервые в мировой практике, для поддержания безаварийной способности и обеспечения технологических процессов в данных обводненных грунтовых условиях, является химически регулируемый процесс закрепления грунтов с предварительной активацией [14].

### 3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Семидесятилетний срок эксплуатации зданий и сооружений, возводимых на основаниях с противопросадочными мероприятиями, без устранения просадочных свойств в пределах всей толщи лессовых грунтов, не исключает возможность проявления просадки при появлении источника замачивания.

2. Семидесятилетняя эксплуатация зданий и сооружений, построенных с использованием противопросадочных мероприятий, подтвердила их безнадежность. Для безаварийной эксплуатации и обеспечения производственных технологических процессов, необходимо производить постоянно ремонтно-восстановительные работы.

3. Учитывая пункты 1, 2 (заключения), появилась необходимость в разработке более эффективных и надежных способов устройства фундаментов и оснований.

4. Из применяемых в исследуемом районе видов фундаментов, наиболее эффективными и надежными являются свайные фундаменты, прорезающие всю просадочную толщу и опирающиеся на плотные непросадочные грунты.

5. Из проведенного исследования видно, что необходимым и окончательным пунктом укрепления основания является закрепление естественных и обводненных грунтов (плавунгов) регулируемым процессом с предварительной активацией их.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1 Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – М.: Стройиздат, 1966. – С. 23.

2 Рыбаков, В.И. Осадки фундаментов сооружений (Результаты наблюдений и анализ причин) / В.И. Рыбаков; под ред. проф. В.К. Дмоховского. – М., Л., Главная редакция строительной литературы, 1937. – С. 148–196, 148–207.

3 Абелев, Ю.М. Явление просадки и ее закономерности для макропористых глинистых (лессовых) грунтов / Ю.М. Абелев // Вопросы строительства на макропористых просадочных грунтах: сб. НИИ оснований. М.: Госстройиздат, 1959. – № 37. – С. 5–8.

4 Кригер, Н.И. Лесс, его свойства и связь с географической средой / Н.И. Кригер. – М.: Наука, 1965. – С. 7–88.

5 Гольштейн, М.Н. Некоторые результаты новых исследований просадочных грунтов и способов строительства на них // Геотехника в строительстве. – М.: Стройиздат, 1966. – Вып. 1: Вопросы строительства на просадочных грунтах. – С. 5–7.

6 Крутов В. И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. Киев, Будівельник, 1982, с. 22...43, 177...186, 43...58.

7 Абелев, Ю.М. Основы проектирования и строительства на макропористых грунтах / Ю.М. Абелев. – М.: Стройленмориздат, 1948. – С. 154–187.

8 Абелев, Ю.М. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах / Ю.М. Абелев, М.Ю. Абелев. –

2-е изд., перераб. и доп. – М.: Госстройиздат, 1968. – С. 243–246, 145–160, 111–122, 122–126.

9 Ржаницын, Б.А. Незабываемые годы / Б.А. Ржаницын // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – № 5. – С. 10–11.

10 Литвинов, И.М. Опыт глубинного уплотнения просадочных грунтов с применением энергии взрыва / И.М. Литвинов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 6. – С. 25–29.

11 Литвинов, И.М. Глубинное укрепление и уплотнение просадочных грунтов / И.М. Литвинов. – Киев: Будівельник, 1969. – С. 57–163.

12 Литвинов, И. М. О некоторых рекомендациях по строительству на просадочных грунтах / И.М. Литвинов, Б.А. Ржаницын // Строительство и архитектура. – Киев: Будівельник, 1973. – № 12. – С. 24–27.

13 Ганичев, И.А. Применение свайных фундаментов в СССР / И.А. Ганичев // Основания, фундаменты и механика грунтов: тезисы пленарных и обобщающих докладов на III Всесоюзном совещании. – Киев: Будівельник, 1971. – С. 23–30.

14 Руденко, М.І., Руденко, А.М., Донцова, О.М. Спосіб хімічного закріплення ґрунту. Заявлено 29.12.2003 р./№ 20031212820/ Патент № 75409. Бюлетень № 4.17.04.2006.

Лях Владимир Николаевич, инженер, РУП «Институт БелНИИС»,  
г. Минск, Беларусь

**Фундаменты на насыпных основаниях комплекса зданий  
ледового дворца в г. Барановичи**

***Foundation based on filled-up grounds of building complex of the icy  
palace in baranovichi***

В статье приведено принципиальное техническое решение устройства фундаментов на насыпных основаниях мощностью 5-7 м в сложных инженерно-геологических условиях при строительстве комплекса зданий Ледового дворца в г. Барановичи.

This article shows principally technical solution of the foundations on filled-up grounds with the capability about 5-7 m in close geotechnic conditions during constructing the Icy Palace in Baranovichi.

## 1. ХАРАКТЕРИСТИКА ЗДАНИЙ

Комплекс зданий Ледового дворца в г. Барановичи состоит из ряда сооружений, основными из которых являются:

- здание Ледового дворца на 2000 мест (I пусковой комплекс);
- здание Специализированного зала акробатики на 360 мест (II пусковой комплекс);
- здания котельной, очистных сооружений дождевых вод, резервуаров дизельного топлива и сливного устройства (I пусковой комплекс).

Ледовый дворец запроектирован из металлического каркаса с пролетом над ледовым полем равным 54 м. Размеры в плане 111x72 м.

Специализированный зал акробатики также выполнен в металлоконструкциях и имеет пролет равный 36 м. Размеры в плане 48x48,6 м.

Здание котельной представляет собой сооружение с продольными несущими стенами из штучных материалов. Размеры в плане 9x12 м.

Нагрузки на фундаменты находятся в пределах – для вертикальной составляющей: 150–1950 кН, для горизонтальной составляющей: 5–55 кН и для момента: 2–105 кН.

## 2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

Площадка изысканий располагается в северной части г. Барановичи на полях фильтрации ТЭЦ и территории примыкающей к ним. Поля фильтрации разделены дамбами на карты, куда более 50 лет сбрасывалась пульпа с отходами производства ТЭЦ (песок, зола, шлаки, торфокрошка, известь).

В геоморфологическом отношении территория приурочена к флювиогляциальной равнине, осложненной древней ложбиной стока, которая прослеживается с востока на запад. Ширина ложбины стока в пределах площадки изысканий 300–400 м.

Естественный рельеф территории изменен в результате строительства дамб, полей фильтрации и многолетнего складирования отходов ТЭЦ. Условия поверхностного стока в целом по площадке затруднены.

Значительная часть территории может затапливаться поверхностными водами и заболачиваться: ледовое поле, участки благоустройства.

Для площадки характерно чередование глинистых и песчаных грунтов, залегающих под техногенными образованиями.

Верхняя часть разреза озерно-аллювиальных отложений представлена суглинками и супесями, иногда с примесью и следами органического вещества, залегающими до глубины 0,4–4,9 м, мощность 0,4–3,2 м. Суглинки слабозаторфованные вскрыты на глубине 2,2–2,5 м.

Под супесями и суглинками залегают пески пылеватые, мелкие, средние, редко крупные. Мощность песков 0,8–5,5 м. Преобладают пески пылеватые и мелкие, редко с прослойками супеси.

Под песками на глубине 3,9–6,0 м залегают супеси и суглинки, суглинки с примесью органического вещества, мощность 0,5–3,9 м. В суглинках с примесью органического вещества встречаются линзы песка мелкого и среднего мощностью 0,5–1,4 м.

В нижней части разреза на глубине 7,4–10,0 м вскрыты мергели, иногда глинистые, с содержанием растительных остатков, слабозаторфованные. Мощность слоя карбонатно-глинистых грунтов 0,7–3,5 м.

Гидрогеологические условия площадки достаточно сложные и определяются неоднородностью геолого-литологического разреза, распространением грунтов с различными фильтрационными свой-

ствами, наличием насыпей (дамб), карт, заполненных, преимущественно, обводненными отходами ТЭЦ.

Грунтовые воды озерно-аллювиальных отложений и техногенных образований вскрываются на глубине 0,1–4,8 м. Водовмещающие грунты: пески пылеватые, мелкие, средние, редко крупные, прослойки песков в глинистых насыпных грунтах, насыпные песчаные грунты, заторфованные грунты, прослойки (от 2–3 мм до 10–20 см) и линзы (0,4–1,5 м) песков в глинистых и карбонатно-глинистых грунтах.

Питание грунтовых вод осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков и поступления водонасыщенной пульпы на поля фильтрации по трубопроводам от ТЭЦ.

### 3. ТЕХНИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Архитектурным проектом УП «Белпроект» была предусмотрена подсыпка территории под Ледовый Дворец. Высота отсыпаемого слоя – до 4,0 м с уплотнением до состояния средней плотности.

Фундаменты были приняты свайными с монолитными железобетонными ростверками. Сваи длиной от 5–7 м до 10–12 м.

В этой связи при рассмотрении архитектурного проекта Ледового Дворца у экспертов Белгосэкспертизы возник ряд сомнений, касающихся как надежности свайного варианта, так и целесообразности применения забивных свай.

Это, прежде всего, связано с необходимостью защиты забивных свай от агрессивного воздействия некоторых грунтов, слагающих строительную площадку, как по отношению к бетону, так и по отношению к арматуре. А таких дешевых и надежных методов защиты на сегодняшний день не существует.

Здесь следует добавить, что, в данном случае, применение варианта забивных свай недостаточно эффективно. Это объясняется тем, что в условиях наличия достаточно прочного перекрывающего слоя (мощностью до 3-4 м) из уплотненных насыпных грунтов, наличия прочных прослоев грунтов естественного сложения чередующихся с прослоями слабых водонасыщенных грунтов применение забивных свай может привести:

– к технической сложности погружения свай из-за трудности прорезки прочных слоев и демпфирующего эффекта от слабых водонасыщенных прослоев грунта;

– как следствие к недобиву свай или резкому удорожанию стоимости работ (лидерные скважины и т.п.);

– неопределенности реальной несущей способности и осадок свай как в связи с возможностью их недобива, так и с возможностью развития отрицательного трения по их боковой поверхности, вследствие возможной осадки окружающего сваи прочного перекрывающего слоя (уплотненных насыпных грунтов) из-за деформирования слабых подстилающих.

В этой связи генеральная проектная организация (УП «Белпром-проект») обратилась к автору для быстрого решения проблемы.

После всестороннего анализа ситуации было рекомендовано поднять отметку 0.000 на 1,0 м и увеличить толщину уплотненного песчаного основания до 5–7 м с устройством монолитных столбчатых фундаментов под колонны для Ледового дворца и зала акробатики и сборных ленточных фундаментов под котельную.

Основные характеристики технического решения фундаментов следующие:

1. Давление по подошве фундаментов не более 0,28 МПа, оптимально – 0,25–0,27 МПа.

2. Глубина заложения фундаментов – не более 2,5 м, оптимально – 1,8–2,3 м.

3. Толщина уплотненной песчаной подушки под подошвой фундаментов – не менее 2,5 м, оптимально – 2,5–3,0 м.

4. Насыпной грунт уплотненной песчаной подушки – песчаный грунт, состоящий из песка крупного, среднего, мелкого (согласно СТБ 943-93) или их смеси без глинистых частиц (масса частиц менее 0,1 мм не должна превышать 10%).

5. Оптимальная отметка 0.000 составляет 190.700.

Характеристики уплотненных песчаных грунтов под фундаментами на всю их глубину должны быть не менее:  $\gamma = 17,4 \text{ кН/м}^3$ ,  $c = 1 \text{ кПа}$ ,  $\varphi = 34^\circ$ ,  $E = 20 \text{ МПа}$ .

Под подошвой фундаментов устраивается уплотненная щебеночная подготовка толщиной 0,1–0,15 м.

Выполнение указанных условий обеспечивает надежную эксплуатацию фундаментов. В таблице приведены результаты расчетов оснований по деформациям.

Все это позволило УП «Белпромпроект» быстро и в срок выдать проектное решение фундаментов (ГИП – А.Н. Гаيدا, гл. конструктор – Л.А. Аускерн, начальник АСО-1 – В.С. Баринов).

Таблица

Результаты расчета деформаций оснований

Расположение точек расчета осадок	Значение расчетной осадки фундамента, мм		Предельно-допустимое значение осадки $S_u$ , мм	Предельно-допустимое значение неравномерности осадок, $(\Delta S/L)_u$
	абсолютное значение осадки, S	разность осадок, $\Delta S/L$		
1-й пусковой комплекс: инженерно-геологические разрезы I-I' (скв.38-44), II-II' (скв.45, 79-103), III-III' (скв.80-86), IV-IV' (скв.81-87), V-V' (скв.60-62), VI-VI', VII-VII', XII-XII', XIII-XIII', XIV-XIV', XV-XV', XVI-XVI', XVII-XVII', XIX-XIX', XX-XX', XXI-XXI'	15–35	0,0033	120	0,004
2-й пусковой комплекс: инженерно-геологические разрезы I-I' (скв.34-38), II-II' (скв.69-70, 73, 76, 79), III-III' (скв.68, 71, 74, 77, 80), IV-IV' (скв.67, 72, 75, 78, 81), V-V' (скв.63-66), VIII-VIII', IX-IX', X-X', XI-XI', XII-XII'	10–28	0,0030	120	0,004

Примечания. 1. При давлении по подошве проектируемых фундаментов  $P_0 = 0,3-0,4$  МПа, абсолютное значение осадок будет составлять 40–60 мм, а неравномерность осадок может превысить допустимые пределы.

2. При толщине уплотненного слоя под подошвой фундаментов менее 2,0 м осадки возрастают на 15–25% по сравнению с осадками при толщине уплотненного слоя более 2,5 м.

3. При толщине уплотненного слоя грунта под подошвой фундаментов более 2,5 м повсеместно выполняется требование строительных норм по проверке по слабому подстилающему слою.



#### 4. МОНИТОРИНГ УСТРОЙСТВА ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

В процессе отсыпки и уплотнения насыпного основания осуществлялся постоянный мониторинг в виде оперативного послойного контроля качества уплотнения отсыпаемых грунтов. Всего было выполнено около 200 точек динамического зондирования легкими забивными зондами и 15 испытаний штампом площадью  $2500 \text{ см}^2$  (рис. 1), которые производились как согласно действующим нормативно-техническим документам [1–5 и др.], так и используя собственный опыт БелНИИС [6].

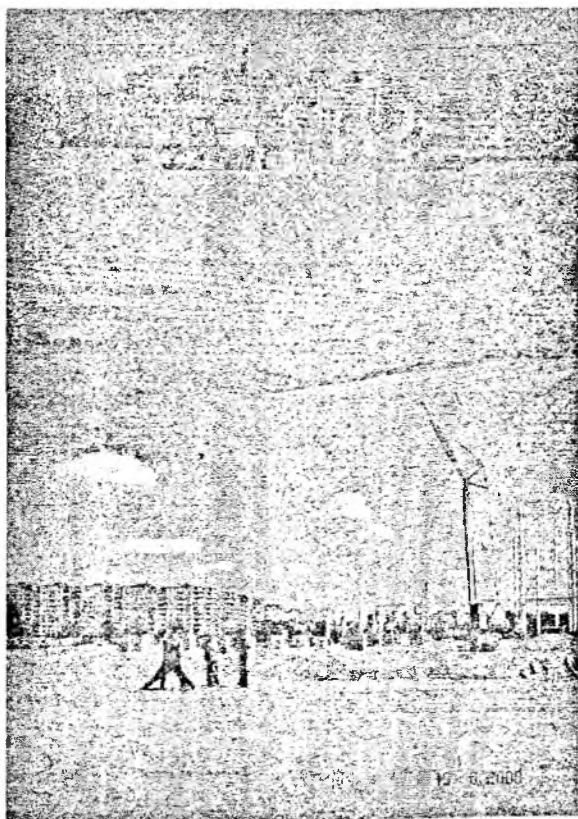


Рис. 1. Оперативный контроль качества уплотнения насыпных оснований

## 5. ВЫВОДЫ

Возведение фундаментов на насыпных основаниях большой мощности завершено, что дало возможность вести строительство Ледового дворца в установленные сроки согласно графика строительства. На рис. 2–5 показаны наиболее характерные этапы возведения фундаментов комплекса зданий Ледового дворца в г. Барановичи.

Общий объем вертикальной планировки составляет 240 тыс. м<sup>3</sup>, из них насыпного основания под фундаментами – около 100 тыс. м<sup>3</sup>.

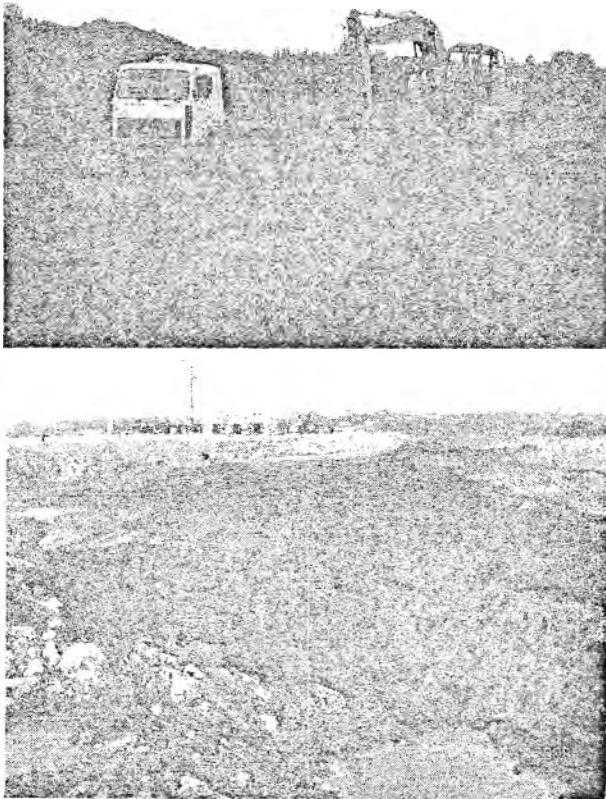


Рис. 2. Локальное удаление техногенных отложений и начало строительства

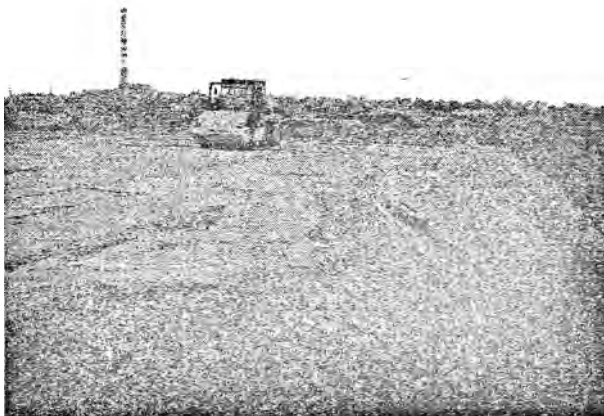
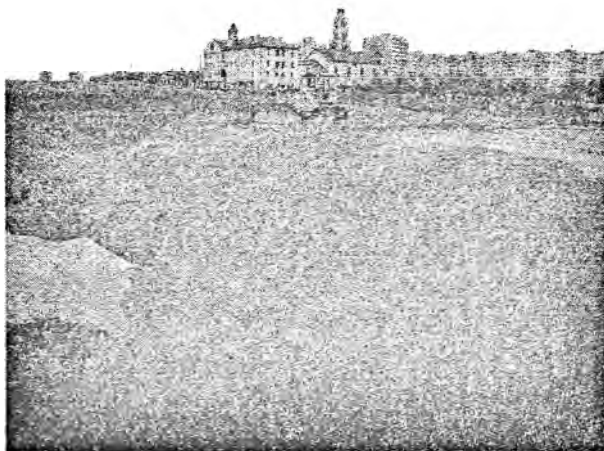


Рис. 3. Отсыпка и послыное уплотнение насыпного песчаного основания

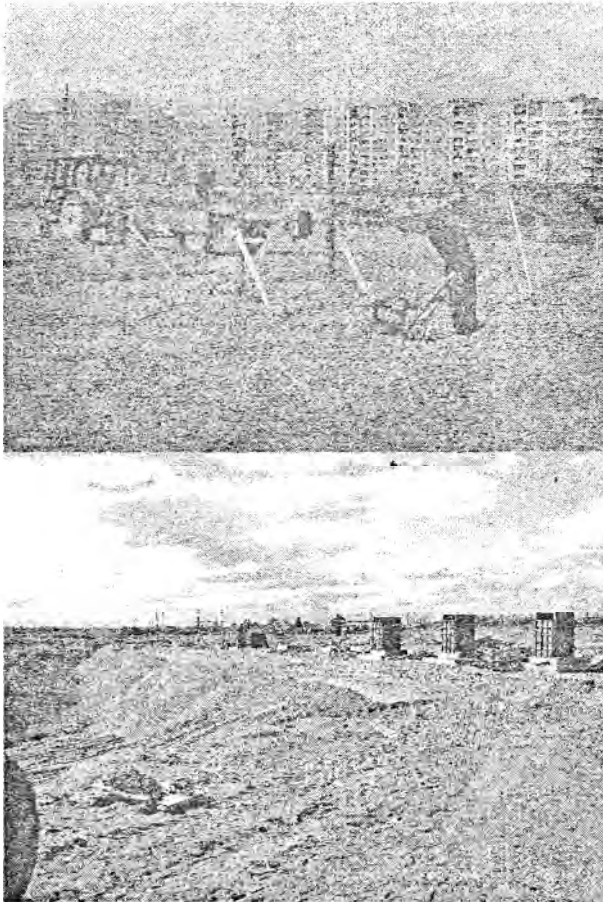


Рис. 4. Возведение монолитных столбчатых фундаментов

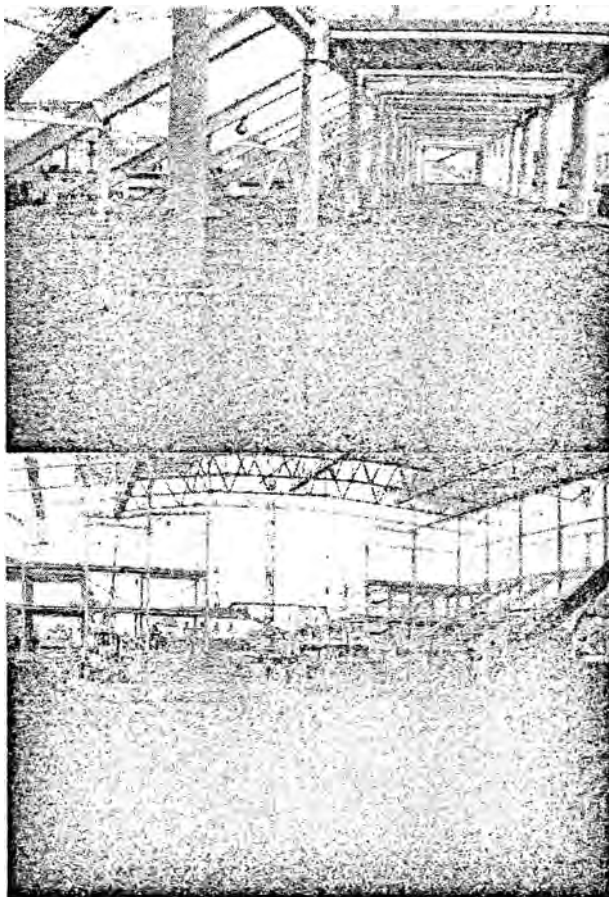


Рис. 5. Обратная засыпка фундаментов и возведение каркаса здания

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СТБ 1241-2000. Зонд забивной. Технические условия.
2. П12-2000 к СНБ 5.01.01-99. Контроль степени уплотнения грунтов при возведении земляных сооружений.

3. П5-2000 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом.

4. ТКП 45-5.01-17-2006 (02250). Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным динамического зондирования.

5. ГОСТ 20276-99. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.

6. Сеськов, В.Е. Технология уплотнения грунтов оснований зданий и сооружений вибродинамическими методами / В.Е. Сеськов, В.Н. Лях. – Минск: БелНИИС, 1997. – 61 с.

*Архангельская Тамара Михайловна, старший преподаватель кафедры геотехники и экологии в строительстве Белорусского национального технического университета*

### ***Геотехнические свойства цементогрунта***

#### ***Geotechnical properties of soil cement***

Приведены определенные лабораторными испытаниями характеристики песчано-цементных смесей с различными содержанием цемента и песка и плотностями. Выявлены зависимости между прочностными свойствами смесей и содержанием в них цемента. Приведены опытные зависимости осадок моделей плитных фундаментов при использовании поверхностных слоев из песчано-цементной смеси.

The properties of sand-cement mixtures with various sand/cement ratio and density received from laboratory tests are given. Stress-sand/cement ratio relation is detected. The experimental dependences of settlement of raft foundation models with surface sand-cement mixture layers are given.

## **1. ВВЕДЕНИЕ**

При устройстве фундаментов на слабых грунтах в ряде случаев оправдывает себя выполнение под их подошвами уплотненных песчаных подушек. Находясь в зоне наибольших сжимающих напряжений, они позволяют свести к минимуму осадки фундаментов благодаря увеличенным значениям модулей деформации при качественном уплотнении. Выполнение подушек из песчано-цементных смесей улучшает их прочностные и деформационные характеристики [1, 2]. Эти смеси могут успешно применяться при снижении бокового давления на подпорные стены и для повышения несущей способности свайных фундаментов.

## 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ ПЕСКА И ПЕСЧАНО-ЦЕМЕНТНЫХ СМЕСЕЙ С РАЗЛИЧНЫМИ ПЛОТНОСТЯМИ И СОДЕРЖАНИЕМ ЦЕМЕНТА

Испытания выполнены под научным руководством канд. техн. наук, доц. М.И. Никитенко на приборах ГПП-30 Гидропроекта со сдвигом по заданной плоскости при площади поперечного сечения образца  $40 \text{ см}^2$  с песком средней крупности и его смесями при постоянной влажности ( $w = 5\%$ ), но разных содержаниях цемента (от 2 до 20%) и удельных весах ( $\gamma = 15 \text{ кН/м}^3$ ,  $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$ ,  $\gamma = 17 \text{ кН/м}^3$ ). Полученные при этом значения углов внутреннего трения  $\varphi$  и сцеплений  $c$  приведены в сводной табл. 1.

Таблица 1

Сводные данные определения  $\varphi$  и  $c$  песка среднего и его смеси с цементом при различных значениях плотности и процентного содержания цемента

$W, \%$	$\gamma, \text{кН/м}^3$	Ц:П, %	$\varphi$	$c, \text{МПа}$
5	15	—	29,4	0
	16		29,5	0
	17		30,5	0
	15	2	29,5	0,010
	16		29,8	0,015
	17		30,5	0,020
	15	4	30,0	0,020
	16		30,2	0,025
	17		30,4	0,033
	15	6	30,2	0,028
	16		30,3	0,035
	17		30,4	0,045
	15	10	30,3	0,040
	16		30,5	0,050
	17		30,6	0,060
	15	20	30,3	0,066
	16		30,6	0,080
	17		30,7	0,095



Как видим, значения  $\phi$  изменяются мало, а  $c$  возрастают интенсивно по мере уплотнения песка или смеси и повышения процентного содержания цемента. При этом зависимости  $c = f(\text{Ц:П})$  имеют нелинейный характер (рис. 1).

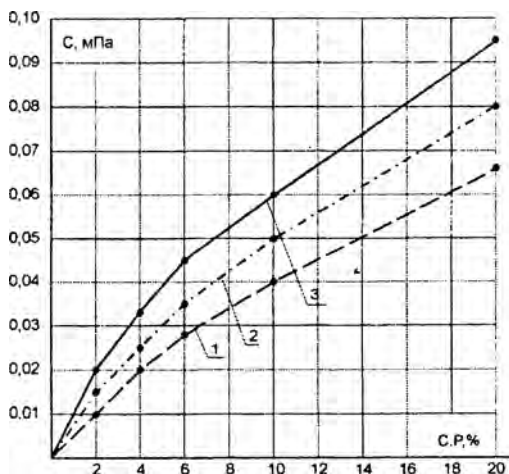


Рис. 1. График зависимости сцепления песчано-цементных смесей от процентного содержания в них цемента:  
 1 –  $\gamma = 15$  кН/м<sup>3</sup>; 2 –  $\gamma = 16$  кН/м<sup>3</sup>; 3 –  $\gamma = 17$  кН/м<sup>3</sup>

### 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЖИМАЕМОСТИ ПЕСКА И СТАБИЛИЗИРОВАННОЙ ЦЕМЕНТОМ СМЕСИ

Опыты поведены в лотке размером 120x25x50 см, при этом на поверхности грунта укладывали модель фундамента в виде стального штампа с размерами в плане 23x23 см. В качестве базового принималось однородное основание из песка средней крупности при влажности  $w = 5\%$  с его уплотнением до  $\gamma = 17$  кН/м<sup>3</sup>. У поверхности на рыхлом песке ( $\gamma = 15$  кН/м<sup>3</sup>) в зоне наибольших сжимающих напряжений под штампом на глубину 21 см (примерно на его ширину) укладывали слои песчано-цементной смеси при расходе цемента 20%. В первом случае был один слой смеси, а во втором между двумя ее слоями по 7 см находился слой песка 7 см. При

этом у смеси значения  $w$  и  $u$  были одинаковыми с песком в базовом варианте. Схемы испытаний приведены на рис. 2.

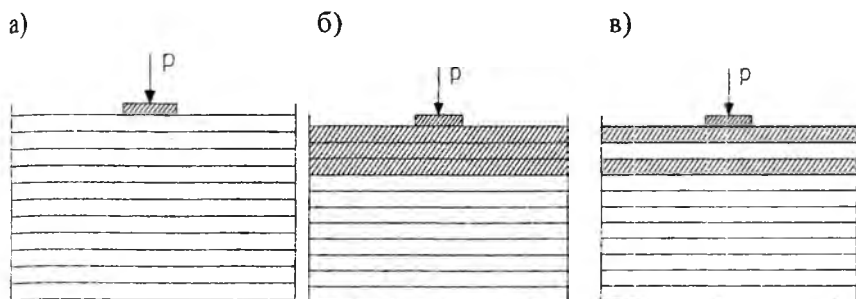


Рис. 2. Схема вдавливания штампа в песок со слоями песчано-цементной смеси у поверхности:

- а – однородный песок; б – один слой смеси толщиной 21 см;  
в – 2 слоя смеси по 7 см с песчаной прослойкой 7 см

Построенные по данным испытаний графики зависимостей осадок оснований от нагрузок на штамп приведены на рис. 3. На этих графиках для сопоставления приведены данные испытаний сжимаемости однородного песка.

Как видим, наличие поверху рыхлого песка под штампом (фундаментом) слоев из песчано-цементной смеси уменьшает осадки и увеличивает несущую способность основания. В случае двух слоев смеси по 7 см и прослойке 7 см песка между ними нагрузки при одинаковых осадках больше примерно в 2 раза по сравнению с однородным грунтом. В то же время один слой смеси в 21 см под штампом (примерно на одну его ширину) еще эффективнее, поскольку повышает нагрузку при осадках от 2 до 8 мм в 6–4 раза по сравнению с однородным грунтом, а по сравнению с двумя слоями смеси в 3–2,5 раза.

В обоих схемах выполнения под подошвой штампа упрочненных подушек из песчано-цементных смесей рост осадок происходит в два этапа. На первом основная доля напряжений приходится на упрочненный слой, поэтому осадки нарастают медленно. При дальнейшем увеличении нагрузки сжимается нижний рыхлый песок и более интенсивно увеличиваются осадки штампа.

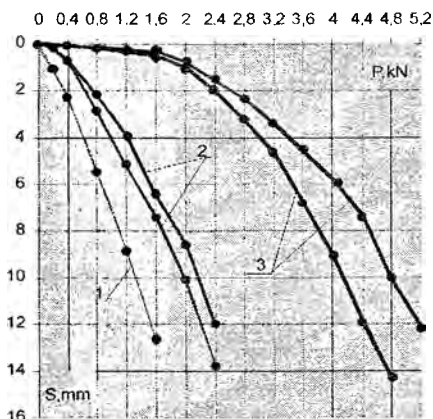


Рис. 3. Графики зависимостей осадков штампов от нагрузок:  
 1 – однородный песок; 2 – 2 слоя смеси по 7 см с песчаной прослойкой 7 см  
 3 – один слой смеси толщиной 21 см

#### 4. ПРИМЕРЫ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРИМЕНЕНИЯ ПЕСЧАНО-ЦЕМЕНТНЫХ СМЕСЕЙ

**Плитные фундаменты.** Характерным примером может служить предложенное канд. техн. наук, доц. М.И. Никитенко применение на жилом доме по улице Филимонова песчано-цементных смесей для упрочнения перешедших в текучее состояние глинистые грунтов в основании фундаментов за счет их промораживания и последующего оттаивания. При этом сборные блоки ленточных фундаментов толщиной по 0,6 м были демонтированы, а по их контуру отрыты экскаватором «Беларусь» траншеи такой же ширины на 0,5 м ниже проектной отметки подошв и засыпаны сухой песчано-цементной смесью (при расходе цемента 10%) с послойным уплотнением. На такой слой вновь уложили сборные блоки фундаментов. При этом сухая смесь поглотила потребную для гидратации избыточную влагу из пластичного грунта и улучшила его физико-механические характеристики. Монолитный железобетонный пояс толщиной 30 см поверху сборных блоков по всему контуру фундаментов снизил чувствительность здания к неравномерным осадкам фундаментов.

Последующая эксплуатация жилого дома подтвердила эффективность указанных мероприятий. Аналогичные решения применены при устройстве фундаментов под теплицы в Гомельской области и на ряде других объектов.

**Обратные засыпки за подпорными стенами и возле стен подвалов** за счет сцепления песчано-цементных смесей снижают боковые давления по аналогии со связными глинистыми грунтами. Такое решение использовано на здании блока вспомогательных цехов Минского вокзала возле железнодорожных путей, В обратной засыпке пазух возле стен подвала расход цемента составил 5%. Аналогичный прием уменьшения распора на стены был применен при ликвидации аварии циркуляционно-насосной станции на ТЭЦ-5 в Руденске, а также при восстановлении обрушившейся подпорной стены у подножия высокой откосной насыпи возле здания школы на Юго-Западе г. Минска.

**Упрочнение грунтов при создании уширений под нижними концами свай и под ростверками** применено на многоэтажном жилом доме в квартале улиц Бурдейного-Якубовского, где моренный суглинок в их основании вместо полутвердой консистенции фактически оказался текучепластичным. Здесь без увеличения количества свай грунт упрочнили за счет выштамповывания в забое скважин уширения из сухой смеси песка, гравия и цемента с его расходом 10%. Под подошвы ростверков также втрамбовывали такую смесь, что привело к требуемому увеличению несущей способности свайных фундаментов. Аналогичное упрочнили лессовидные суглинки при устройстве свайных фундаментов на двух многоэтажных жилых домах на ул. Бельского и Храме Архистратига Михаила на ул. Шаранговича. Выштамповывание уширений под нижними концами свай из сухой бетонной смеси производилось также в песках (рис. 4) на многоэтажном здании на ул. Тимирязева. Проектные решения фундаментов и их устройство на этих объектах осуществлялись под научным руководством канд. техн. наук, доц. М.И. Никитенко.

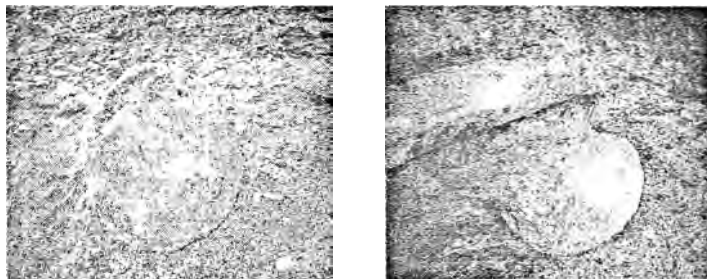


Рис. 4. Общий вид раскопанной уширенной пяты свай, выштампованной из сухой бетонной смеси в песке (на левом снимке видна пята сверху, на правом – сбоку рядом с трамбовкой)

## ВЫВОДЫ

1. При устройстве под подошвами плитных фундаментов подушек из песчано-цементных смесей наблюдается существенное снижение осадок и увеличение расчетного сопротивления грунта за счет повышения его физико-механических свойств, особенно в пластичных глинистых грунтах, из которых поглощается необходимая для гидратации цемента избыточная влага.

2. Использование в обратных засыпках за подпорными стенами и стенами подвалов песчано-цементных смесей позволяет снизить боковое давление грунта и повысить устойчивость таких стен за счет увеличения удельного сцепления.

3. Впрессовывание сухих песчано-цементных смесей под подошвы ростверков и нижние концы свай при создании уширенных пят приводит к упрочнению грунтов и существенному увеличению их несущей способности.

4. При геотехнических реконструкциях для повышения несущей способности слабых пылевато-глинистых грунтов основания песчано-цементные смеси могут применяться при заполнении с уплотнением пазух возле фундаментов и втрамбовывании под их подошвы. При этом уменьшается опасность проседания такой обратной засыпки, нарушения целостности отмостки и проникновения поверхностных вод в грунт под подошвы фундаментов.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Nikitenko, V.I. Nový spôsob stabilizácie podložia cementom. In: 4. Geotechnická konferencia s medz. účasťou / V.I. Nikitenko, T.M. Archangelskaja // Prognoza a verifikacia v geotechnickom inžinierstve. – Bratislava, 1999. – S. 131–134.

2. Feda, J. Stabilizací zemin cementem / J. Feda // Zakládání staveb. – Brno, 1998. – S. 92–95.

*Сеськов Валерий Ефимович, кандидат технических наук,  
РУП «Институт БелНИИС», г. Минск, Беларусь,  
Кравцов Владимир Николаевич, кандидат технических наук,  
РУП «Институт БелНИИС», г. Минск, Беларусь*

***Свайные фундаменты из набивных микросвай в пробитых  
вибропробойниками скважинах***

***Foundations made of built-in-place micropiles in head wells  
produced with vibrodrift hammer***

Разработаны, исследованы и внедрены микросвайные фундаменты с использованием вибропробойников для устройства скважин и забивки сборных свай. Снижение себестоимости по сравнению с традиционными решениями до 100%.

Abstract: developed, researched and implemented micropiles foundations using vibrodrift hammer for head wells and driving precast piles. Cost reducing as against with traditional solutions up to 100%.

На основании исследований, выполненные в РУП «Институт БелНИИС» и других организациях /1,3/, можно заключить, что для условий Беларуси наиболее эффективными являются мелкозаглубленные свайные фундаменты из свай уплотнения (пирамидальных, конических, в пробитых скважинах и др.), позволяющие целенаправленно изменять свойства грунта до требуемых значений и распределять нагрузку от надземных конструкций в верхних слоях основания.

Установлено, что в наибольшей мере указанным критериям отвечают предложенные в РУП «Институт БелНИИС» набивные и забивные сваи, устраиваемые с использованием пневмо-гидро-вибропробойников.

Технологические аспекты устройства и конструкции таких микросвай даны на рис. 1а-г. Навесное оборудование разработано в двух вариантах: на базе трактора или экскаватора и переносной треноги.

По первому варианту навесное оборудование с вибро-пневмо-пробойником (рис. 1д, ж) состоит из базовой машины трактора «Беларус», экскаватора Э02621А или ЭО-4321 и навесного оборудования, на котором устанавливаются пневмопробойник и ИП4603А, ИП4605А или гидромолот со скважинообразователем (штампом) диаметром 15 см и длиной до 200 см. Общий вид установки показан на рис. 1д.

Второй вариант легкой переносной установки разработан на треноге (рис. 1ж), где скважинообразователь имеет диаметр от 95 мм с уширением в верхней части до 250 мм и длину 1500 мм.

В процессе пробивки скважины в грунте штампом-скважинообразователем происходит втрамбовывание грунта в ее стенки (без выемки), чем достигается увеличение несущей способности основания в 2-3 раза за счет уплотнения окружающего грунта. Это позволяет уменьшить материалоемкость микросвай и фундамента.

Схемы устройства микросвайных фундаментов на базе легкой переносной установки показаны на рис. 1а, ж. Расход бетона на изготовление одной микросваи составляет  $0.023 \text{ м}^3$ , производительность установки около 40 микросвай в смену.

Установка на базе Э02621А может использоваться и для забивки железобетонных сборных микросвай длиной до 5 м и диаметром (сечением) до 150 мм с одновременным подтаскиванием и заводкой их в наголовник погрузателя без использования ручного труда, дополнительных устройств и приводов.

Данная установка защищена АС 1553608 СССР.

Разработанные конструкции свай прошли опытную проверку, испытание и внедрение. Наиболее характерные результаты испытаний различных типов грунтов по методике ГОСТ5686-94 даны на рис. 2, результаты внедрения на рис. 3. Разработана техническая документация на оборудование и устройство фундаментов, изготовлены опытные образцы. Проектирование конструкций и свай по материалу производится по СНБ5.03.01-02, а по грунту – согласно указаниям Пособия П19-04 к СНБ5.01.01.

Расчет микросвай выполняется по стандартной методике суммированием сопротивления грунта под их острием и на боковой поверхности с использованием расчетных сопротивлений грунта по табл. 1 и 2, составленных на основе исследований микросвай в различных видах грунтов республики.

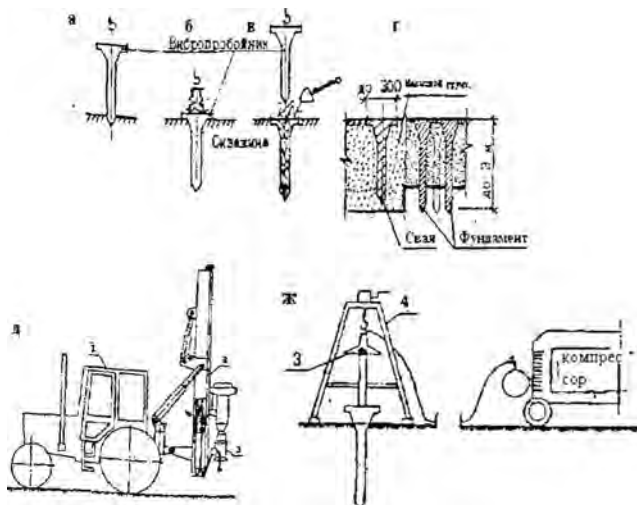


Рис. 1. Принципиальная технологическая схема и состав оборудования для устройства набивных и забивных микросвай с использованием вибропробойников: а – установка штампа или забивной микросваи на точку погружения; б – погружение штампа или сваи; в – извлечение штампа и бетонирование скважины; г – готовая набивная микросвая или фундамент; д – вариант виброустановки навешенной на базовую машину трактор «Беларус»; ж – то же, на переносной треноге; 1 – базовая машина; 2 – навесное оборудование с вибропогружателем; 3 – гидropневмопробойник; 4 – переносная тренога

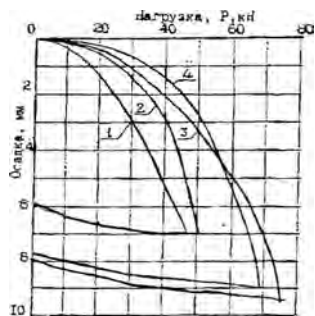


Рис. 2. Графики испытаний набивных микросвай статической нагрузкой, изготовленных с использованием пневмопробойников ИП 4605А с уширителем: 1 –  $\varnothing 150$  мм, длиной 1200 мм в песках насыпных ( $K_{com} < 0,93$ ); 2 –  $\varnothing 150$  мм, длиной 1500 мм в глинистых грунтах ( $II = 0,55$ ); 3 –  $\varnothing 150$  с уширением 300 мм, длиной 1500 мм в песках насыпных; 4 –  $\varnothing 150$  мм с уширением 300 мм, длиной 2000 мм в глинистых песках



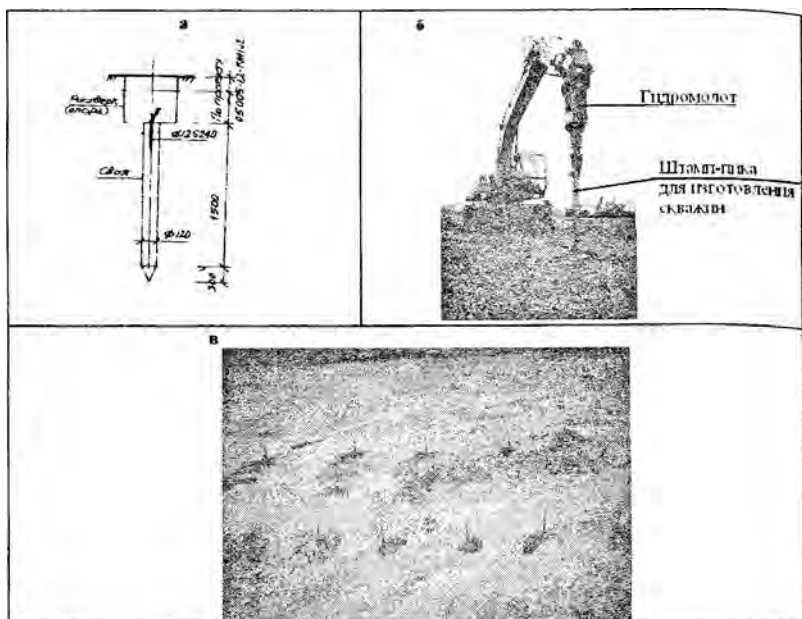


Рис. 3. Примеры возведения фундаментов из свай в виброштампованных скважинах на тепличном агрокомбинате «Ждановичи» в д. Богатырево Минской области и для жилых домиков в Солигорском районе:  
 а – конструкция микросвайной опоры; б – навесное оборудование треста «Солигорскпромстрой» на базе экскаватора ЕК12 с использованием гидромолота МГ300; в – общий вид готовых микросвай

Особенно эффективны предложенные микросвайные фундаменты для насыпных грунтов и в условиях стесненной городской застройки, в т.ч. при реконструкции существующих зданий, т.к. их устройство не оказывает вредного динамического воздействия на конструкции сооружений.

Экономический анализ показывает, что набивные микросваи в виброштампованных скважинах даже в сравнении с микросваями в пробитых скважинах (штампованных, вытрамбованных) оказываются экономичнее последних по себестоимости, энергоемкости и трудоемкости на 20%, а с забивными сборными железобетонными сваями – на 100% и более.

Таблица 1

Расчетные сопротивления грунтов под нижним концом забивных и вибронбивных свай, выполненных с применением пневмопробойников и гидромолотов без выемки грунта

Расчетная глубина свай $H_{\text{св}}$ , м	Коэффициент пористости $e$	Расчетное сопротивление сжатию под острием свай $R$ , МПа ( $\text{тс}/\text{см}^2$ )						
		песчаных грунтов средней прочности						
		крупных		средних	мелких	пылеватых		
		пылеватых глинистых грунтов с показателем текучести $I_L$ равным						
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1,5	0,5	6,4(64)	2,0(20)	3,7(37)	2,3(23)	1,7(17)	0,9(9)	0,5(5)
		3,7(37)		1,3(13)	1,2(12)	1,0(10)		
	0,65	4,0(40)	1,3(13)	2,3(23)	1,4(14)	1,0(10)	0,7(7)	0,6(6)
		2,6(26)		1,2(12)	0,9(9)	0,8(8)		
	0,8	2,4(24)	1,0(10)	1,6(16)	1,0(10)	0,7(7)	0,3(3)	0,4(4)
		1,3(13)		0,8(8)	0,6(6)	0,5(5)		
2,0	0,5	9,0(90)	2,9(29)	4,8(48)	2,6(26)	1,7(17)	1,0(10)	0,9(9)
		4,2(42)		2,1(21)	1,5(15)	1,1(11)		
	0,65	6,0(60)	2,2(22)	3,0(30)	1,6(16)	1,1(11)	0,5(5)	0,7(7)
		3,2(32)		1,6(16)	1,2(12)	0,9(9)		
	0,8	4,2(42)		2,1(21)	1,1(11)	0,9(9)	0,35(3,5)	0,5(5)
		2,2(22)		1,1(11)	0,8(8)	0,6(6)		
2,5	0,5	10,0(100)	3,3(33)	5,1(51)	2,7(27)	1,8(18)	1,0(10)	0,9(9)
		4,5(45)		2,3(23)	1,7(17)	1,4(14)		
	0,65	6,4(64)	2,7(27)	3,2(32)	1,7(17)	1,1(11)	0,8(8)	0,8(8)
		3,5(35)		1,8(18)	1,3(13)	1,0(10)		
	0,8	4,4(44)	1,9(19)	2,2(22)	1,2(12)	0,8(8)	0,6(6)	0,5(5)
		2,5(25)		1,2(12)	0,9(9)	0,7(7)		
3,0	0,5	10,5(105)	4,0(40)	5,5(55)	3,0(30)	1,9(19)	1,1(11)	1,0(10)
		5,2(52)		2,5(25)	1,9(19)	1,5(15)		
	0,65	6,7(67)	3,1(31)	3,4(34)	1,9(19)	1,1(11)	0,9(9)	0,8(8)
		4,0(40)		2,0(20)	1,4(14)	1,1(11)		
	0,8	4,6(46)	2,2(22)	2,4(24)	1,3(13)	0,8(8)	0,6(6)	0,6(6)
		2,8(28)		1,7(17)	1,0(10)	0,7(7)		

Расчетные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных и вибронбивных свай, выполненных с применением пневмопробойников и гидромолотов без выемки грунта

Средняя расчетная глубина расположения сваи на длине $l$ , м	Расчетное сопротивление свай $f$ , МПа ( $\text{тс/м}^2$ )						
	песчаных грунтов средней прочности						
	крупных	средних	мелких	пылеватых	-	-	-
	глинистых грунтов с показателем текучести $I_L$ равным						
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
0,5	47,0(4,7)	40,0(4,00)	35,0(3,50)	25,0(2,50)	9,0(0,9)	6,0(0,6)	4,0(0,4)
	35,0(3,50)	31,0(3,10)	20,0(2,00)	12,0(1,20)			
1,0	55,0(5,5)	45,0(4,50)	40,0(4,00)	30,0(3,00)	12,0(1,2)	9,0(0,9)	6,0(0,6)
	38,0(3,80)	35,0(3,50)	25,0(2,50)	15,0(1,5)			
1,5	57,0(5,70)	50,0(5,00)	45,0(4,50)	35,0(3,50)	15,0(1,5)	11,0(1,1)	9,0(0,9)
	40,0(4,00)	38,0(3,80)	28,0(2,8)	18,0(1,8)			
2,0	60,0(6,00)	55,0(5,50)	50,0(5,00)	40,0(4,00)	17,0(1,7)	13,0(1,3)	11,0(1,1)
	45,0(4,50)	42,0(4,2)	32,0(3,2)	22,0(2,20)			
2,5	62,0(6,20)	57,0(5,70)	54,0(5,40)	43,0(4,30)	19,0(1,9)	15,0(1,5)	13,0(1,3)
	50,0(5,00)	45,0(4,50)	35,0(3,50)	25,0(2,50)			

Примечания к табл. 1 и 2.

1. Над чертой даны значения  $R$  и  $f$  для песчаных грунтов, под чертой – для пылевато-глинистых.

2. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести  $I_L$  глинистых грунтов значения  $R$  и  $f$  в табл. 1 и 2 определяются интерполяцией.

3. Значения расчетных сопротивлений  $R$  и  $f$  по табл. 1 и 2 допускается использовать при условии, если заглубление свай в неразрываемый и несрезаемый грунт составляет не менее 1 м.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ловыгин, Н.И. Инженерно-геологическая характеристика грунтов Белорусской ССР / Н.И. Ловыгин, В.М. Мотуз // Проблемы применения рациональных конструкций фундаментов в условиях Белорусской ССР: Труды РНТК. – Витебск: МПО БССР, НТО и др., 1976. – С. 23–33.

2. Кравцов, В.Н. Пути повышения эффективности фундаментостроения в условиях Беларуси / В.Н. Кравцов // Архитектура и строительство. – 2005. – №6. – С. 120–123.

3. Сеськов, В.Е. Тенденция развития и опыт применения прогрессивных фундаментов в условиях Беларуси / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, В.Н. Лях // Строительная наука и техника. – 2007. – №5(14). – С. 131–142.

*Кравцов Владимир Николаевич, кандидат технических наук,  
РУП «Институт БелНИИС», Минск, Беларусь*

### ***Забивные сваи рационального поперечного сечения***

#### ***Driven piles of rational cross-section***

Разработаны и исследованы ресурсосберегающие конструкции рациональных забивных свай на базе стандартных свай типовой номенклатуры, технологий и форм для их изготовления, обеспечивающие снижение стоимости, трудоемкости и железобетона до 50%.

Resource-saving constructions of rational driven piles were developed and researched. Using basic piles of typical nomenclature, technology and forms for manufacturing provides reduction of cost, labor intensity and reinforced concrete up to 50%.

Практика отечественного и зарубежного фундаментостроения показывает, что в современных условиях строительства свайные фундаменты являются наиболее прогрессивными решениями, обеспечивающими требуемый уровень индустриализации и комплексной механизации работ нулевого цикла при их высоком качестве [1, 2]. При этом основной объем внедрения (до 80%) в массовом строительстве приходится на забивные железобетонные сваи типовой номенклатуры призматические и пирамидальные сплошного квадратного поперечного сечения.

Однако они достаточно материалоемки и трудоемки при изготовлении и не удовлетворяют современным требованиям по эффективности. Для устранения этих недостатков в РУП «Институт БелНИИС» осуществлена их модернизация. Так, забивные сваи предложено выполнять с продольными выемками и средним участком таврового, двутаврового зубчатого и др. поперечных сечений (рис. 1). Выемки образуются за счет вкладышей, устанавливаемых в опалубку типовых свай. Для фиксированной передачи нагрузки на основание и уплотнения грунта верхней зоны в оголовке пирамидальных свай предусмотрены наклонные под углом  $\alpha$  к горизонту опорные

300

плоскости (рис. 1д). Аналогичные уклоны стенок полостей, для за-  
 щемления грунта, предусмотрены по длине выемок пирамидальных  
 свай (рис. 1 ж).

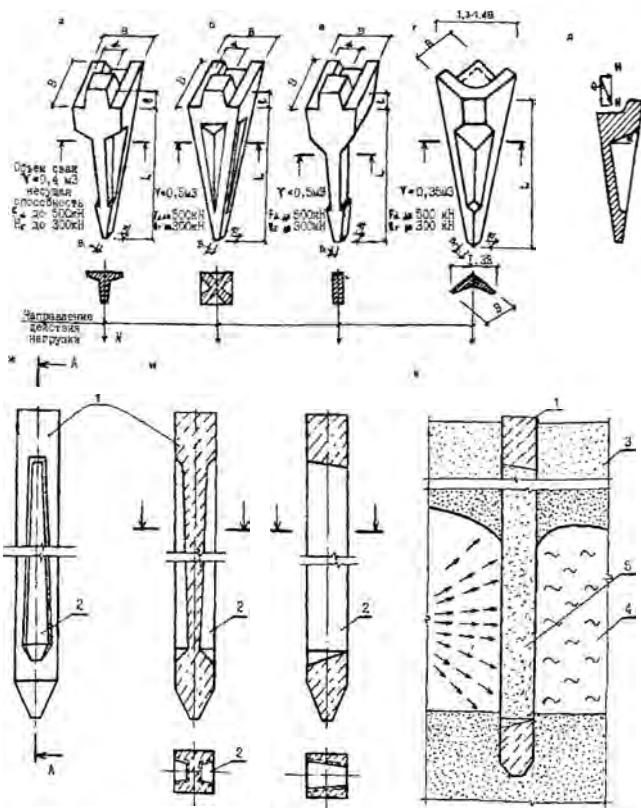


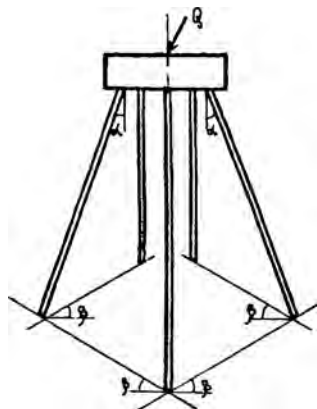
Рис. 1. Конструкции забивных свай рационального поперечного сечения,  
 изготавливаемых в опалубке типовых свай сплошного поперечного сечения  
 установкой вкладышей. Пирамидальные:

а – тавровая; б – крестообразная; в – бипирамидальная; г – уголкообразная; д – расчетная  
 схема пирамидальной сваи с полостями; ж – призматическая с продольной  
 пирамидальной полостью; и – то же. варианты продольных и поперечных сечений  
 (с корытообразным и сквозными полостями); к – принцип использования свай со  
 сквозной полостью в качестве «свай-дрены»; 1 – ствол стандартной сваи; 2 – паз  
 или сквозная полость, образованная установкой вкладыша; 3 – верхний песчаный  
 (намывной слой); 4 – подстилающий водонасыщенный слой; 5 – дренирующее  
 ядро из песка, прорезаемого слоя 3

Наличие вырезов облегчает погружение свай и снижает его энергоемкость на 20%, материалоемкость до 50% без снижения несущей способности  $F_d$  по сравнению с аналогичными сваями сплошного сечения. Это происходит за счет увеличения площади контакта с грунтом и образования грунтового ядра, достраивающего поперечное сечение сваи до полного объема сплошной сваи.

Для оснований со слабым подстилающим слоем предложены: комбинированная забивная свая-дрена и кустовой фундамент из свай переменной длины по глубине и наклонной подошвой ростверка (рис. 2).

а



б

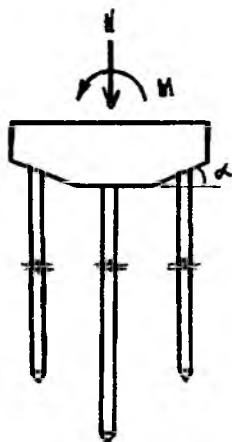


Рис. 2. Рациональные кустовые свайные (свайно-плитные) фундаменты: а – с переменной длиной сваи по глубине; б – то же, с наклонной подошвой ростверка

В кустовом фундаменте (рис. 2а) сваи располагаются с убыванием глубины погружения к периметру ростверка. Такое расположение свай позволяет избежать пересечения эпюр давления и связанного с этим кустового эффекта, приблизить работу каждой сваи в кусте к работе одиночной, уменьшить давление от фундамента на слабый подстилающий слой и включить в работу ростверк, превратив свайный фундамент в свайно-плитный. Конусное расположение свай увеличивает площадь подошвы фундамента и несущий объем

грунта под ним при одновременном сокращении зоны деформации ниже плоскости торцов свай.

Более полное использование несущей способности каждой отдельной сваи и ростверка компенсирует уменьшение их длины. В рассматриваемом случае снижение трудоемкости, материалоемкости и энергоемкости достигает 30%. При значительных горизонтальных и моментных нагрузках ростверк кустовых фундаментов устраивается с наклонными подошвой или крайними сваями. Это дополнительно снижает материалоемкость фундаментов до 30%.

Описанные выше конструкции свай и фундаментов достаточно эффективно учитывают особенности оснований, в том числе «слабых» обводненных, где они могут применяться, как конструкции совмещающие в себе функции несущего элемента и дрены (рис. 1к). Забивная свая-дрена включает ствол с верхним и нижним участками постоянного (сплошного) поперечного сечения и расположенным между ними участком с продольными пазами (в том числе сквозными), сужающимися к верхнему торцу сваи и являющимися формой для песчаной дрены (рис. 1 ж, и, к).

В качестве ствола могут использоваться сваи типовой номенклатуры по ГОСТ 19804.0. Пазы в таких сваях устраиваются с помощью вкладышей, предварительно установленных в опалубку перед их изготовлением.

Дрена формируется в пазах автоматически из песка (в т.ч. намывного), залегающего с поверхности, в процессе погружения в него забивной сваи. Песок под воздействием сил отпора грунта заполняет пазы, заклинивается там, благодаря обратному наклону стенок полостей и уносится свайей в подстилающий слабый водонасыщенный слой.

Для проверки теоретических предпосылок и данных модельных исследований выполнены натурные испытания опытных свай.

Для подтверждения эффективности предложенных решений ниже приведены результаты испытаний пирамидальных свай таврового поперечного сечения.

Опытные тавровые сваи изготовлены по рабочим чертежам РУП «Институт БелНИИС» на Гомельском ССК в металлической опалубке типовой пирамидальной сваи марки СПК 3.80.70 установкой в нее металлических вкладышей. Рабочее армирование из арматурной стали  $\varnothing 16$  и 22 мм класса S400 (AII) по ГОСТ 5781-82. Прочность



бетона после пропаривания соответствовала классу бетона на сжатие С12/15 (В15). Контрольные нагрузки приняты равными максимальным нагрузкам от рам сельскохозяйственных производственных зданий пролетом 21 м по серии 1.822.1-2, с коэффициентом  $C=1,6$ .

Для контрольных испытаний было отобрано 4 сваи: две для испытаний по материалу и две для испытаний по грунту. Для сравнения по грунту испытывалась также одна типовая пирамидальная свая сплошного сечения СПК 3.80.70, изготовленная в той же опалубке.

Испытания по материалу производились сосредоточенной наклонной нагрузкой на специальном стенде конструкции РУП «Институт БелНИИС». Угол наклона контрольной нагрузки  $\alpha$  принимался равным максимальному углу наклона равнодействующей внешних сил  $N$ , передаваемой на сваю от рамного каркаса, что соответствует  $\alpha = 30-33^\circ$ .

Результаты испытаний тавровых свай по материалу даны в табл. 1 и на рис. 3 и 4.

Таблица 1

Результаты испытаний опытных свай на прочность и жесткость

Но- мер сваи	Теоре- тическая разру- шающая нагрузка $R_t$ , кН	Фактиче- ская раз- рушаю- щая на- грузка $R_f$ , кН	Отноше- ние $\frac{R_t}{R_f}$	Прогиб		Харак- тер раз- руше- ний
				Мак- сималь- ный, мм	Отно- ситель- ный	
3	$\frac{800}{442}$	$\frac{900}{600}$	$\frac{1,125}{1,35}$	12,4	$\frac{1}{242}$	Раздроб- ление бетона сжатой зоны острия
	$\frac{800}{442}$	$\frac{850}{600}$	$\frac{1,06}{1,35}$		$\frac{1}{240}$	

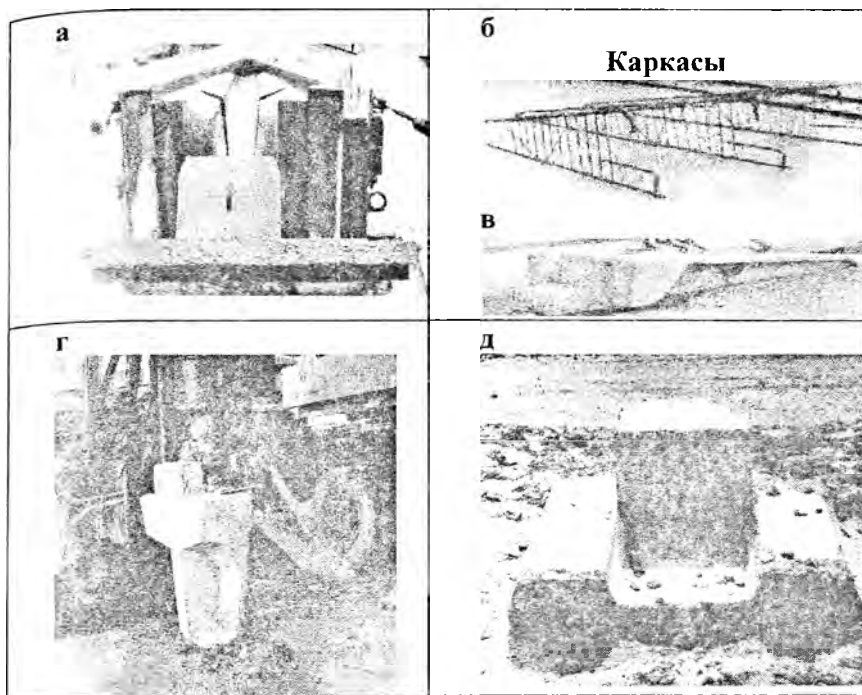


Рис. 3. Изготовление опытных свай:

а – стандартная форма для изготовления пирамидальных свай марки СПК 3.80.70 с установленными в нее вкладышами для изготовления свай с полостями таврового сечения; б – арматурный каркас; в – общий вид готовой пирамидальной свай таврового сечения; г – процесс погружения свай таврового сечения на опытной площадке; д – общий вид погруженной свай

Несущая способность опытных свай по грунту определена при допустимых осадках  $S = 80,2 = 1,6$  см и горизонтальном перемещении  $u = 1$  см.

Опытная площадка представлена слоистым основанием (сверху вниз, см. рис. 4): **1** насыпной песок в верхней зоне (0,5 м) средней крупности плотный (укатанный) и рыхлый в нижней зоне (0,6 м); **2** почва (0,15 м): **3** песок средней крупности и плотности с гумусированными остатками (до 0,4 м); **4** далее песок средней крупности и плотности.

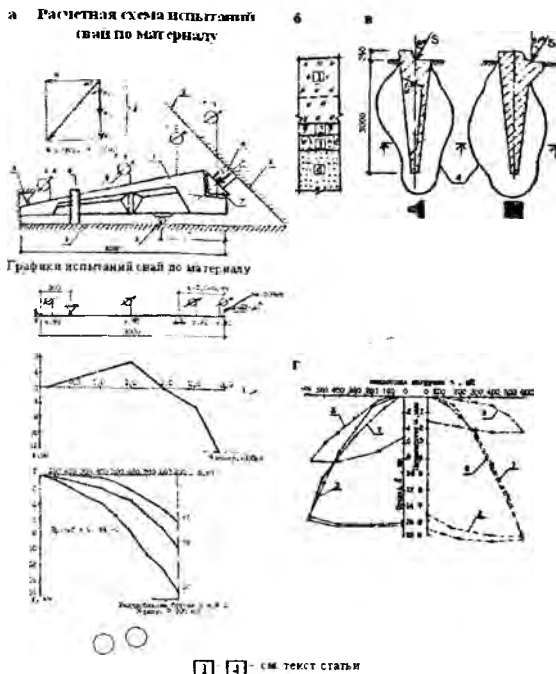


Рис. 4. Результаты испытания опытных пирамидальных свай таврового сечения: а – расчетная схема и графики испытания свай по материалу; б – геологическая колонка основания свай на опытной площадке; в – конструкция и схема испытания опытной и контрольной пирамидальных свай таврового и сплошного сечений; г – графики испытаний свай по грунту

Все сваи погружены в грунт дизельмолотом. Количество ударов при забивке составило: для тавровых свай – 89 (№ 1) и 60 (№ 2); для типовой СПК 3.80.70-100 (№ 3). Оборудование, приборы и методика испытаний соответствовали требованиям ГОСТ 5686-94. Нагрузка прикладывалась к свае под углом  $31^\circ$ . Упором для домкрата служила грузовая платформа, загруженная блоками массой 85 т. После испытаний одна из свай была откопана с послойным определением плотности и влажности грунта в деформируемой зоне основания.

Результаты испытаний приведены на рис. 3, 4.

В процессе исследования установлено, что забивные пирамидальные сваи таврового поперечного сечения при меньшем объеме, чем у сплошных пирамидальных свай ( $0,37 < 0,7 \text{ м}^3$ ) не уступают

последним по несущей способности грунта основания и удовлетворяют всем требованиям норм по жесткости, трещиностойкости и прочности.

Указанный эффект достигается за счет увеличения зоны и степени уплотнения грунта в месте фиксированной передачи нагрузки (наклонная плоскость) уменьшения эксцентриситета приложения нагрузки и рационального распределения напряжений по длине свай.

Экономия бетона и приведенных затрат достигает 50% по сравнению с заменяемыми сваями марки СПК 3.80.70.

Аналогичные исследования выполнены для призматических свай.

На разработанные конструкции свай и фундаменты получены а.с.СССР NN 1011779А, 1675500А1; 1806247А3; 1670040А1; патенты Республики Беларусь N 427, и №1852 С1 разработаны рабочие чертежи, рекомендации и ТУ 223 на изготовление и устройство свай.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ганичев, И.А. Устройство искусственных оснований и фундаментов / И.А. Ганичев. – Изд. 3-е, перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1981. – 450 с.
2. Кравцов, В.Н. Пути повышения эффективности фундаментостроения в условиях Беларуси / В.Н. Кравцов // Архитектура и строительство. – 2005. – №6. – С. 120–123.

*Невзоров Александр Леонидович, доктор технических наук, ректор  
Архангельского государственного технического университета,  
г. Архангельск, Россия,*

*Никитин Андрей Викторович, кандидат технических наук, доцент  
кафедры инженерной геотехники, оснований и фундаментов  
Архангельского государственного технического университета,  
г. Архангельск, Россия,*

*Заручевных Анатолий Витальевич, директор научно-  
исследовательского и проектного центра Архангельского  
государственного технического университета, г. Архангельск, Россия,  
Аксенов С.Е., Архангельский государственный технический  
университет, г. Архангельск, Россия*

### ***Развитие свайного фундаментостроения в г. Архангельске***

### ***The development of pile foundation engineering in Arkhangelsk***

В статье приводятся результаты обобщения и анализа инженерно-геологических условий г. Архангельска и данных несущей способности свай. Показано, что динамические испытания свай в ледниковых суглинках дают заниженные значения несущей способности свай, расчетный метод – завышенные значения несущей способности. Полученные результаты могут быть учтены при составлении региональных норм по проектированию фундаментов.

In article results of generalization and the analysis of engineering-geological conditions of Arkhangelsk and data of bearing ability of piles are placed. It is shown, that dynamic tests of piles in glacial loams give the underestimated values of bearing ability of piles, a settlement method – the overestimated values of bearing ability. The received results can be considered at drawing up of regional norms on designing the bases.

Территория, на которой расположен г. Архангельск, имеет сложные инженерно-геологические условия. В толще четвертичных отложений присутствуют слабые грунты – торф, ил, глинистые грунты в текучепластичном состоянии и др.

По результатам обобщения данных инженерно-геологических изысканий по более чем 400 строительным площадкам выделено девять инженерно-геологических элементов (ИГЭ) [1, 2]:

ИГЭ-1 – *техногенные отложения* ( $t_{IV}$ ), по составу крайне неоднородны, в старой части города представлены суглинками, строительным и бытовым мусором, в новых районах – мелким песком. Мощность изменяется в пределах от 0,5 до 4 м,

ИГЭ-2 – *болотные отложения* ( $b_{IV}$ ), торф водонасыщенный, слабо- и среднеразложившийся, мощность 2...8 м,

ИГЭ-3 – *озерно-болотные отложения* ( $b_{IV}$ ), суглинки и глины в мягко- и текучепластичном состоянии, мощность 0,5...2 м,

ИГЭ-4 – *аллювиально-морские отложения* ( $am_{IV}$ ), представлены двумя разновидностями грунтов: песками пылеватыми (ИГЭ-4а) и илами (ИГЭ-4б). Пески с примесью органики и прослойками ила, насыщенные водой, мощность 7...9 м. Илы глинистые, реже суглинистые, с прослойками песка, мощность 2...8 м,

ИГЭ-5 – *отложения континентального перерыва* ( $k_{IV}$ ), погребенный торф средне- и сильноразложившийся, водонасыщенный, мощность 0,2...1,0 м,

ИГЭ-6 – *озерно-ледниковые суглинки и глины* ( $lg_{III}$ ), мягко- и тугопластичные, с растительными остатками, мощность 0,5...4,5 м,

ИГЭ-7 – *ледниковые отложения* ( $g_{III}$ ), выходят на поверхность в центре города, на юге и севере залегают на глубине 10...25 м. Суглинки верхнего горизонта - от мягкопластичных до полутвердых с включениями гравия и гальки 5...10%, мощность 2...10 м. Суглинки нижнего горизонта – тугопластичные и полутвердые, с гравием и галькой до 5%, мощность 2...9 м,

ИГЭ-8 – *межстадиальные озерно-ледниковые отложения* ( $inst_{III}$ ) разделяют горизонты ледниковых отложений, представлены суглинками в мягко- или тугопластичном состоянии, мощность 0,5...3,5 м,

ИГЭ-9 – *морские отложения* ( $m_{III}$ ), суглинки полутвердые и твердые, с прослойками и линзами песка. Мощность достигает 40...42 м.

Физико-механические свойства названных грунтов представлены в табл. 1.

Таблица 1

Характерные значения физико-механических свойств грунтов  
г. Архангельска

Свойства грунтов	Инженерно-геологические элементы							
	ИГЭ-2, торф	ИГЭ-3, суглинок или глина	ИГЭ-4, ил	ИГЭ-5, торф	ИГЭ-6, суглинок	ИГЭ-7, суглинок	ИГЭ-8, суглинок	ИГЭ-9, суглинок
Плотность, г/см <sup>3</sup>	0,94-1,04	1,64-1,85	1,59-1,79	1,03-1,11	1,90-2,05	2,02-2,18	1,92-2,10	2,02-2,16
Плотность частиц, г/см <sup>3</sup>	1,46-1,52	2,58-2,72	2,61-2,73	1,65-1,74	2,68-2,73	2,70-2,75	2,72-2,75	2,72-2,76
Влажность	5-9	0,33-0,54	0,38-0,59	2,19-2,39	0,19-0,32	0,18-0,22	0,17-0,28	0,17-0,25
Влажность на границе раскатывания	—	0,24-0,41	0,21-0,38	—	0,26-0,36	0,22-0,32	0,26-0,37	0,17-0,25
Влажность на границе текучести	—	0,38-0,60	0,32-0,61	—	0,14-0,26	0,14-0,20	0,16-0,28	0,27-0,40
Число пластичности	—	0,11-0,2	0,09-0,24	—	0,08-0,15	0,07-0,14	0,08-0,17	0,08-0,17
Показатель текучести	—	0,6-1,0	0,9-1,5	—	0,3-0,6	0,1-0,5	0,3-0,7	-0,20-0,20
Угол внутреннего трения, град	5-10	5,1-11,2	6,9-10,2	7-12	6-14	9-18	7-13	14,5-21,3
Удельное сцепление, кПа	8-15	4,9-13,2	7,4-9,7	12-20	13-25	28-59	18-33	63,9-113,3
Модуль деформации, МПа	0,2-0,6	1,9-5,6	1,6-2,9	1,1-2,4	5-11	10-23	6-15	13,7-28,6

Указанные элементы образуют шесть типов оснований (рис. 1).

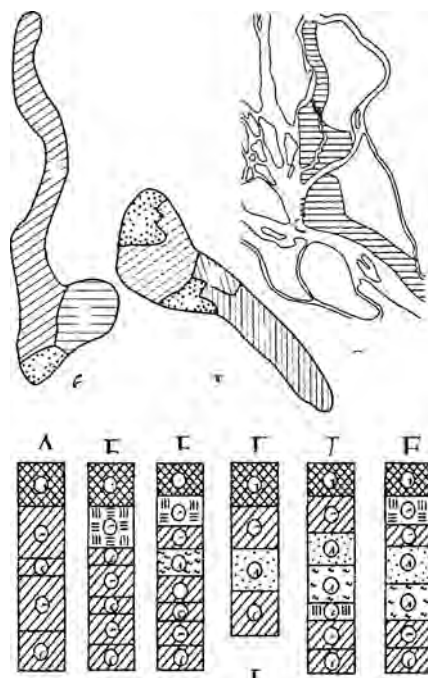


Рис. 1. Районирование территории г. Архангельска по типам оснований:  
 а – общий план города, б – северная часть города,  
 в – южная часть города, г – типы оснований

Из рис. 1 видно, что на 80% территории города возможно устройство лишь свайных фундаментов. Причем на сваях возводятся не только здания, но и все коммуникации. В городе применяются, как правило, забивные железобетонные сваи длиной до 20 м. В 70–80-х годах прошлого столетия их несущая способность определялась тремя методами:

1. Испытанием пробных свай статической нагрузкой. Исследования выполнялись лишь при строительстве крупных общественных зданий или многоэтажных жилых домов.

2. Расчетом, где сопротивление грунтов основания под нижним концом и на боковой поверхности сваи определяется по таблицам [3].



3. Испытанием пробных свай динамической нагрузкой, для создания которой применялись обычно механические молоты с массой ударной части 2–5 т и высотой падения около 1 м. К расчету принимался отказ, полученный при добивке свай после отдыха продолжительностью 14–25 суток.

Статическое зондирование грунтов в указанный период выполнялось сравнительно редко.

На рис. 2 представлены значения допустимой нагрузки на сваи длиной 11–16 м с поперечным сечением 35×35 см, погруженных в слой ледниковых суглинков (ИГЭ-7) с показателем текучести 0,1–0,33. Допустимая нагрузка рассчитывалась путем деления несущей способности на коэффициент надежности. Несущая способность определялась по результатам испытаний свай статической нагрузкой ( $N_1$ ), расчетным методом ( $N_2$ ), динамической нагрузкой ( $N_3$ ). Коэффициент надежности принимался равным 1,2 в первом методе и 1,4 при использовании двух других. Испытания проводились 20–30 лет тому назад различными изыскательскими и строительными организациями.

Из рис. 2 видно, что расчетный метод дает завышенные в среднем на 18% значения допустимой нагрузки по сравнению с результатами испытаний свай статической нагрузкой. Динамические испытания, наоборот, дают заниженные в среднем на 35% результаты. Заметим, что статические испытания проводились в исключительных случаях и при проектировании принимались наименьшие значения, найденные по данным испытаний динамической нагрузкой.

В ходе выполнения экспертных работ за последние 5 лет нами проведено более 50 испытаний свай статической нагрузкой под существующими зданиями. Сваи срубаются на 65–70 см, а домкрат упирается в низ ростверка через распределительную плиту (рис. 3). Длина свай определяется с помощью прибора ИДС-1, действие которого основано на определении времени прохождения упругих волн.

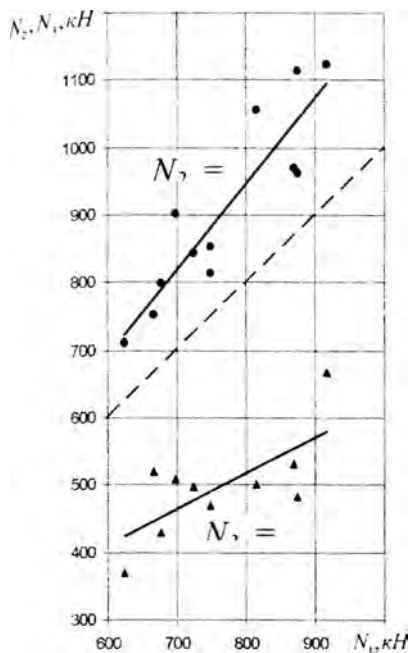


Рис. 2. Значения допустимых нагрузок на свай, испытанные в 70–80-х гг.



Рис. 3. Испытание грунтов основания статической вдавливающей нагрузкой:  
а – установка для испытаний свай. б – определение длины свай прибором ИДС-1

Перемещение большинства свай в ходе испытаний не превышало 3-4 мм. Дальнейшее наращивание нагрузки прекращалось из-за опасности разрушения ростверка или достижения нагрузки, заданной программой экспертных работ. Характерные графики испытаний свай длиной 10...14 м с расположением острия свай в нижнем горизонте ледниковых отложений представлены на рис. 4.

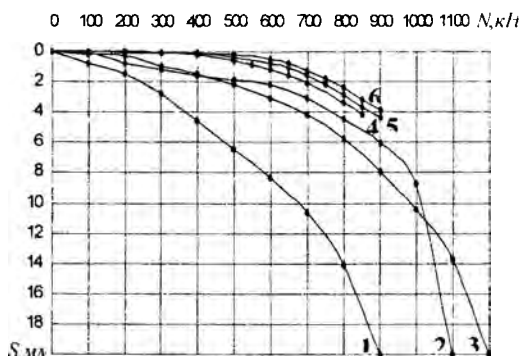


Рис. 4. Характерные графики испытаний свай статической нагрузкой:  
1, 2, 3 – испытания 1971-1979 г., 4, 5, 6 – испытания 2002-2004 гг. (под зданиями)

Из графиков, приведенных на рис. 4 видно, что осадка грунтов основания свай после 30...37 лет эксплуатации зданий при нагрузках до 300 кН уменьшились в 10...20 раз, в интервале 300...800 кН – в 2...5 раза.

До предельных перемещений удалось нагрузить лишь 6 свай длиной 5-12 м с поперечным сечением 30×30 см. Острие всех указанных свай находилось в верхнем горизонте морены (ИГЭ-4). На рис. 5 представлены значения допустимой нагрузки на эти сваи по результатам испытаний свай статической нагрузкой ( $N_1$ ) и расчетным методом ( $N_2$ ).

Данные, представленные на рис. 5, показывают, что допускаемая нагрузка на сваи, найденная расчетом по методу 2, ниже значений, полученных при испытаниях статической нагрузкой, в среднем на 25%.

Такое отличие от данных, полученных до начала строительства, свидетельствует о приросте несущей способности свай за время эксплуатации зданий.

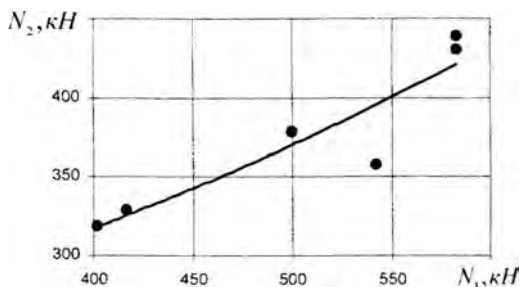


Рис. 5. Значения допустимых нагрузок на сваи под существующими зданиями

По результатам проведенных работ можно сделать следующие выводы:

- при разработке генеральных планов застройки городов необходимо обязательно выполнять обобщение и анализ инженерно-геологических условий, что позволит существенно уменьшить затраты на устройство фундаментов и инженерных коммуникаций,
- для более точного определения несущей способности реконструируемых зданий с увеличением нагрузок на фундаменты (надстройка этажей, устройство цокольных этажей и т.д.), строительства на свайных полях после длительного отдыха, необходимо выполнение испытаний грунтов основания свайных фундаментов статической нагрузкой.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Невзоров А.Л. Разработка территориальных строительных норм как способ оптимизации состава и объема инженерно-геологических изысканий / А.Л. Невзоров, А.В. Никитин // Академические чтения Н.А. Цытовича. 2-е Денисовские чтения: материалы Междунар. (2-го Всероссийского) совещания зав. кафедрами механики грунтов, инженерной геологии, оснований и фундаментов и подземного строительства строительных вузов и факультетов. – М.: МГСУ, 2003. – С.111–116.
2. Никитин А.В. Инженерно-геологические условия г. Архангельска / А.В. Никитин // Актуальные проблемы современного строительства: 56-я Междунар. науч.-техн. конф. молодых ученых: сб. докл. – СПб.: СПбГАСУ, 2004. – Ч.1. – С.11–14.
3. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты: Утв. Госстроем СССР 20.12.85. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 45 с.

*Вешняков Виктор Александрович, аспирант кафедры инженерной геотехники, оснований и фундаментов Архангельского государственного технического университета, г. Архангельск, Россия, Невзоров Александр Леонидович, доктор технических наук, ректор Архангельского государственного технического университета, г. Архангельск, Россия*

***Моделирование погружения свай с помощью программы «Plaxis dynamics»***

***Pile driving simulated with «PLAXIS Dynamics»***

Выполнено моделирование погружения забивной сваи с помощью программы «PLAXIS Dynamics» и сопоставлены результаты расчетных и фактических отказов.

A pile driving was simulated with «PLAXIS Dynamics» and calculation data and in-situ measurements was compared.

Фундаменты из забивных свай являются наиболее распространенными в г. Архангельске, что определено инженерно-геологическими условиями, опытом организаций-исполнителей, наличием сваебойной техники.

Производство работ по забивке свай сопровождается определением их несущей способности динамическим методом. Прогноз отказов при погружении свай позволяет проводить программа «PLAXIS Dynamics». Нами была поставлена цель сравнить расчетные и фактические значения отказов. На рассматриваемой строительной площадке погружали сваи сечением 30×30 см длиной 10 м с помощью дизель-молота с массой ударной части 1,8 т и высотой падения 1,5 м.

Расчетные значения получали моделированием погружения свай в динамическом модуле расчетного комплекса «PLAXIS». Моделирование выполняли в условиях осесимметричной задачи (рис. 1). Для сваи использовали линейно-упругую модель, учитывающую поведение непористого материала. Для слоев грунта использовали модель Кулона-Мора, тип их поведения принимали как недренированный.

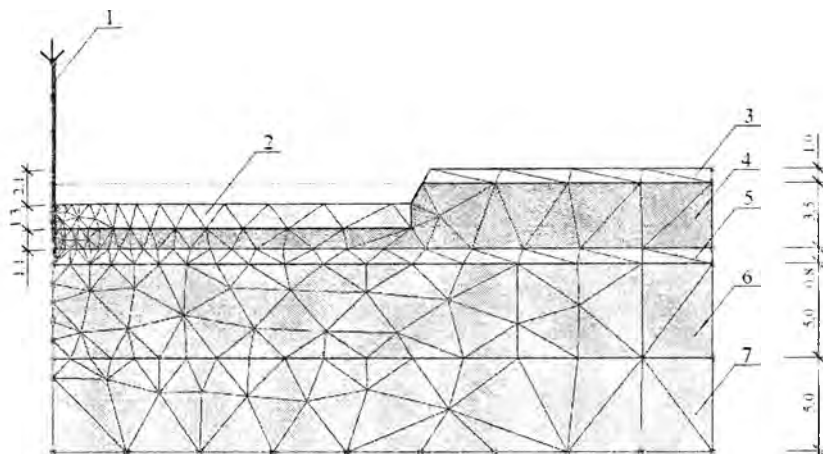


Рис. 1. Расчетная модель погружения сваи на площадке строительства:  
 1 – погружаемая железобетонная свая; грунты: 2 – насыпной песчаный слой;  
 3 – техногенные отложения; 4 – торф; 5 – суглинок тугопластичный; 6 – суглинок  
 тугопластичный; 7 – суглинок твердый

Динамическая жесткость грунта обычно выше его статической жесткости, так как динамические нагрузки из-за краткосрочности приложения вызывают незначительные деформации. В исходные данные моделей грунтов необходимо вводить значения модуля Юнга  $E$ , а не модуля деформации, который определяется в ходе инженерно-геологических изысканий. Модуль  $E$  можно определить по известной зависимости скорости продольной волны  $V_p$  [1]:

$$E = \frac{V_p^2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}, \quad (1)$$

где	$\rho$	–	плотность (грунта);
	$\nu$	–	коэффициент Пуассона

Значения  $\nu$  приняты по литературе [2, 3]. Задаваясь значениями скоростей распространения упругих продольных волн [1, 4, 5] определили  $E$ . Исходные данные моделей представлены в табл. 1 и 2.

Таблица 1

## Исходные данные моделей грунтов

Параметр	Обозначение, ед. изм	Песок ( $t_{IV}$ )	Торф ( $p_{IV}$ )	Суг-линок ( $lg_{III}$ )	Суг-линок ( $g_{III}$ )	Суг-линок ( $m_{III}$ )
Модель грунта	<i>Model</i>	М-К	М-К	М-К	М-К	М-К
Тип поведения грунта	<i>Type</i>	Не-дрен.	Не-дрен.	Не-дрен.	Не-дрен.	Не-дрен.
Удельный вес грунта	$\gamma_{мгчг}$ , кН/м <sup>3</sup>	18,6	8,2	20,0	21,2	21,3
Удельный вес насыщенного грунта	$\gamma_{нат}$ , кН/м <sup>3</sup>	20,0	10,1	20,1	21,5	21,5
Проницаемость в горизонтальном направлении	$k_x$ , м/сут	1,0	0,010	0,010	0,010	0,010
Проницаемость в вертикальном направлении	$k_y$ , м/сут	1,0	0,001	0,010	0,010	0,010
Скорость продольной волны	$V_p$ , кН/м <sup>2</sup>	225	70	205	220	245
Коэффициент Пуассона	$\nu$	0,30	0,12	0,35	0,35	0,35
Модуль Юнга	$E$ , МН/м <sup>2</sup>	71,30	3,96	53,39	65,17	81,20
Удельное сцепление	$c$ , кН/м <sup>2</sup>	1	8	32	70	80
Угол внутреннего трения	$\varphi$ , град.	30	10	7	9	14
Угол дилатансии	$\psi$ , град.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Таблица 2

## Исходные данные модели сваи

Параметр	Обозначение, ед. изм.	Свая
Модель материала	<i>Model</i>	Линейно-упругая
Тип поведения материала	<i>Type</i>	Непористый.
Удельный вес	$\gamma_{мгчг}$ , кН/м <sup>3</sup>	24,0
Модуль Юнга	$E$ , МН/м <sup>2</sup>	$27 \cdot 10^3$
Коэффициент Пуассона	$\nu$	0,2

Сетка конечных элементов системы основание-свая создана при глобальной крупности, установленной на значение «Coarse» («Крупная»), в кластерах сваи использовали глобальное измельчение. Задав уровень грунтовых вод, генерировали гидростатическое поровое давление. Начальные эффективные напряжения созданы с помощью процедуры « $K_0$ », по которой соотношение между горизонтальными и вертикальными эффективными напряжениями определяется эмпирическим выражением Яки  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ .

Нами было промоделировано 7 задач, для каждой из них положение острия сваи было различным по глубине: от кровли озерно-ледниковых отложений ( $I_{gIII}$ ), до отметки на 1 м ниже кровли морских отложений ( $m_{III}$ ).

Задачи имели одинаковые расчетные этапы: разработка котлована с частичной выторфовкой, подготовка дна котлована подсыпкой песка, создание сваи, удар падающей части молота по свае и свободное погружение сваи от удара.

Время удара молота по голове сваи  $t$  принято равным 0,01 с. За это время нагрузка, заданная гармоническим нагружением, проходит половину цикла, изменяясь от нуля до своего амплитудного значения  $F_{\alpha}$  и затем вновь падает до нуля.

Для молота одностороннего действия скорость падающей части в начале удара определяли по формуле [6]:

$$v = 0,9\sqrt{2gh_0}, \quad (2)$$

где  $h_0$  – высота падения ударной части молота;  
 $g$  – ускорение свободного падения,  $g=9,81$  м/с<sup>2</sup>.

После расчета всех стадий с помощью программы построения кривых определяли погружение острия сваи. На рис. 2 в качестве примера представлена зависимость вертикальных перемещений острия сваи во времени в озерно-ледниковом суглинке.

Значения фактических и расчетных отказов представлены на рис. 3. Фактические значения были определены, как средние при забивке трех свай. Совпадение графиков говорит о том, что с помощью программы «PLAXIS Dynamics» можно довольно точно моделировать погружение свай, а значит, прогнозировать их несущую способность.



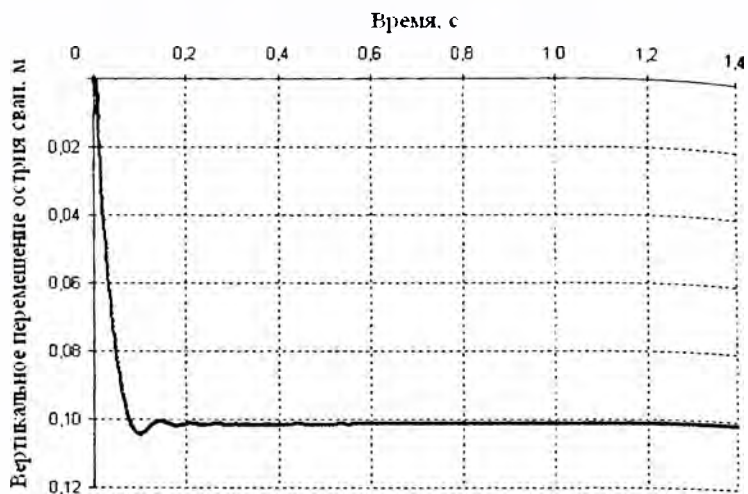


Рис. 2. Вертикальное перемещение острья свай во времени

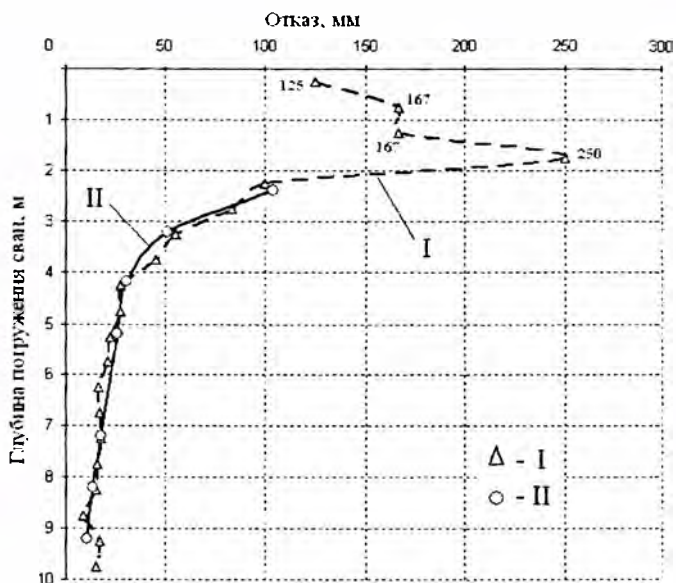


Рис. 3. Отказы свай:  
I – фактические; II – расчетные

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сейсморазведка. Справочник геофизика / под ред. И.И. Гурвича, В.П. Номоконова. – М.: Недра, 1981. – 464 с.
2. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: Изд-во стандартов, 1996. – 24 с.
3. Вешняков, В.А. Определение коэффициента Пуассона торфяного грунта / В.А. Вешняков, А.Л. Невзоров // Геотехника: научные и прикладные аспекты строительства надземных и подземных сооружений на сложных грунтах: сб. трудов. – СПб.: СПбГАСУ, 2008. – С.109–112.
4. Справочник по защите от шума и вибрации жилых и общественных зданий / В.И. Заборов, М.И. Могилевский, В.Н. Мякшин, Е.П. Самойлюк; под ред. В.И. Заборова. – Киев: Будивэльник, 1989. – 160 с.: ил.
5. Евгеньев, И.Е. Земляное полотно автомобильных дорог на слабых грунтах / И.Е. Евгеньев, В.Д. Казарновский. – М.: Транспорт, 1976. – 271 с.
6. СНиП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. – Изд. офиц. – М.: Госстрой СССР, 1988. – 32 с.

*Коршунов Алексей Анатольевич, инженер, старший преподаватель кафедры инженерной геотехники, оснований и фундаментов Архангельского государственного технического университета, г. Архангельск, Россия,*

*Невзоров Александр Леонидович, доктор технических наук, ректор Архангельского государственного технического университета, г. Архангельск, Россия*

***Комплексное исследование хвостовых отложений при использовании их в качестве основного компонента противofильтрационных экранов при проектировании полигонов отходов***

***Complex research of tail adjournment during their use as the basic component of unfiltrational screens at designing of ranges of a waste***

В статье рассмотрены вопросы комплексного исследования физико-механических свойств хвостовых отложений, образующихся в процессе обогащения кимберлитовых руд месторождения алмазов. Результаты исследования седиментационных и фильтрационных свойств хвостовых отложений, складываемых в пруде-отстойнике, указывают на перспективность использования их в конструкциях защитных противofильтрационных экранов при проектировании полигонов отходов. В зависимости от степени переработки хвостовых отложений определены области их применения.

This paper describes issues of integrated investigation of tailings physical-mechanical characteristics. Tailings are formed in process of kimberlite enriching. The results of tailings sedimentation and filtration properties investigation give us possibility of using tailings in construction of impervious membrane when designing waste disposal area. Application field of tailings depends on degree of their reprocessing.

Полигон складирования твердых бытовых и промышленных отходов – это сложный инженерный комплекс сооружений, основным из которых является чаша складирования с изолирующим экраном,

защищающим грунтовые и подземные воды от загрязнения. В качестве основного компонента экрана применяют слои глины, полимернобетона, асфальтобетона, пленки и др. Применение того или иного материала должно быть обосновано технико-экономическими и геотехническими расчетами. При выборе конструкции экрана стоимостный фактор зачастую оказывается решающим. Наиболее дешевым и простым по технологии устройства является глиняный экран.

В процессе обогащения кимберлитовых руд месторождения алмазов им. М.В. Ломоносова образуются отходы, складываемые в специальных накопителях – хвостохранилищах, так называемые хвостовые отложения. При этом наиболее тонкодисперсные частицы отложений накапливаются в прудах отстойниках и образуют прудковые отложения. По данным рентгенофазового анализа состав твердой фазы прудковых отложений представлен смешаннослойным иллит-монтмориллонитом триоктаэдрическим (63%), минералами кварца, доломита и т.д. (37%).

Монтмориллонит триоктаэдрический (сапонит) является представителем минералов с подвижной кристаллической решеткой, для которых характерно наличие слоя связанной воды, существенно влияющего на природу фильтрационных процессов. Косвенным признаком присутствия большого количества связанной влаги в хвостовых отложениях являются значительные деформации набухания и низкая седиментационная активность [2,3].

С целью изучения возможности использования прудковых отложений в конструкциях защитных экранов на полигонах твердых бытовых и промышленных отходов была поставлена серия экспериментов по исследованию седиментационных и фильтрационных свойств отложений. В качестве исходного материала использовалась глинистая суспензия плотностью  $\rho = 1,12 \dots 1,16 \text{ г/см}^3$  и влажностью  $W = 3,0 \dots 5,5$ , отобранная из пруда-отстойника хвостохранилища с глубиной 1,0–4,0 м.

Эксперименты проводились с образцами, подготовленными по 5 различным схемам:

1. Образец «0». Глинистая суспензия отстаивается в седиментационно-фильтрационном приборе. Время седиментации составляет от 4 до 6 мес. Плотность образца увеличивается до значений  $\rho = 1,20 \dots 1,30 \text{ г/см}^3$ , влажность  $W = 2,1 \dots 2,5$ .

2. Образец «I». В исходный материал вводят низкомолекулярную добавку, содержащую катионы натрия. Время седиментации составляет 15-20 суток. При этом плотность осадка увеличивается до значений  $\rho = 1,25 \dots 1,30 \text{ г/см}^3$ , влажность  $W = 2,1 \dots 2,3$ .

3. Образец «II». Исходный материал подвергается центрифугированию в течение 5 мин при скорости вращения ротора 5000 об/мин. Плотность осадка увеличивается до значений  $\rho = 1,45 \dots 1,55 \text{ г/см}^3$ . Введение перед центрифугированием в состав суспензии низкомолекулярной добавки способствует осветлению надосадочной жидкости. Результаты эксперимента представлены на рис. 1.

4. Образец «III». В качестве исходного материала используется образец «I». Далее образец подсушивается до влажности  $W = 0,7 \dots 0,9$ , при этом его плотность достигает значений  $\rho = 1,50 \dots 1,60 \text{ г/см}^3$ .

5. Образец «IV». Исходный материал высушивается до постоянной массы при температуре  $100 \pm 5^\circ \text{C}$ , измельчается и просеивается на ситах с размером отверстий 1 и 5 мм, т.е. для проведения экспериментов готовятся образцы с размером микроагрегатов менее 1 и менее 5 мм.

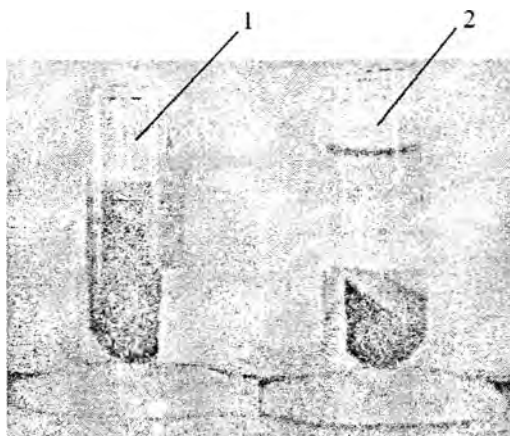


Рис. 1. Осаждение прудковых отложений с использованием центрифуги:  
1 – без добавки; 2 – с низкомолекулярной добавкой

Для оценки влияния добавок на скорость седиментации в настоящей статье используется понятие относительного седиментационного объема  $\delta$ , определяемого по формуле

$$\delta = V_{sed} / V_0 \quad (1)$$

где  $V_{sed}$  – объем неосветленной части глинистой суспензии в момент времени  $t$ ;

$V_0$  – начальный объем глинистой суспензии.

Результаты исследования седиментационных свойств представлены на рис. 2.

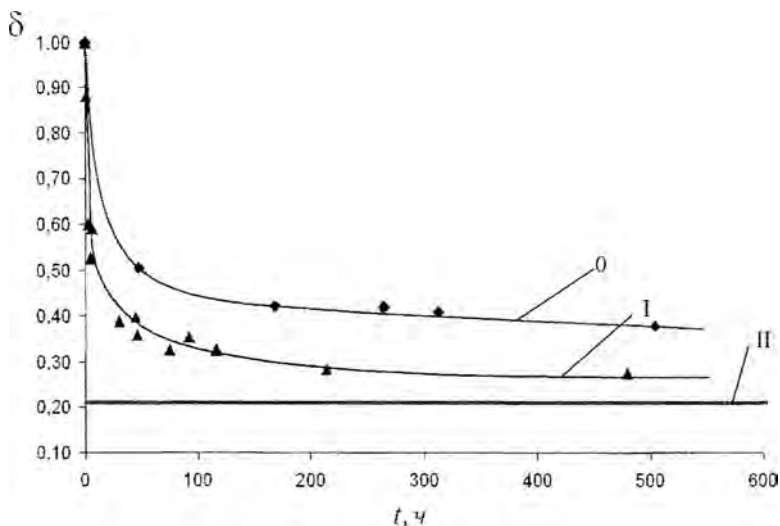


Рис. 2. Зависимость относительного седиментационного объема от времени. Цифрами обозначены схемы подготовки образцов

Для определения фильтрационных свойств подготовленных образцов проводили испытания в компрессионно-фильтрационном приборе конструкции Д.Д. Козмина (рис. 3). Слой исследуемого материала укладывался между двумя слоями песка с геотекстилем

(дорнитом). Предварительно нижний слой песка (3) уплотнялся до максимальной плотности при оптимальной влажности, слой песка (5) имел насыпную плотность.

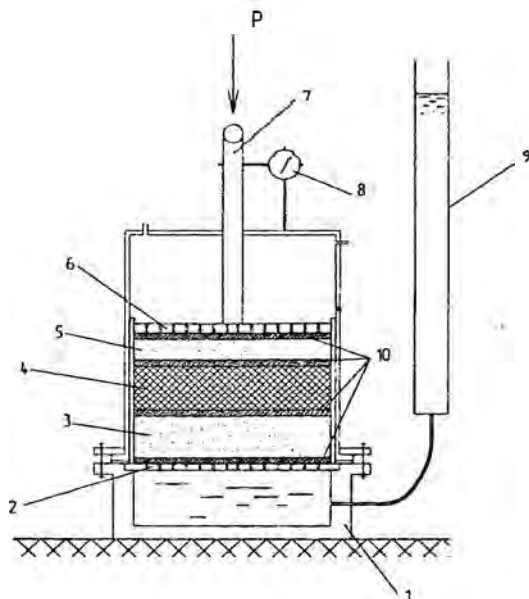


Рис. 3. Компрессионно-фильтрационный прибор:

- 1 – камера с водой; 2 – перфорированный диск; 3 – уплотненный песок;
- 4 – прудковые отложения; 5 – песок; 6 – перфорированный поршень; 7 – шток;
- 8 – индикатор часового типа; 9 – пьезометр; 10 – геотекстиль

Многослойный образец при закрепленном штоке (7) выдерживали до полного водонасыщения в течение 15 суток [3]. Испытания проводили при ступенях нагрузки 0, 10, 20, 40, 60, 100 кПа. На каждой ступени после стабилизации деформаций определяли водопроницаемость образца.

Для построения компрессионной кривой прудковых отложений была проведена серия отдельных опытов с песком и геотекстилем, позволившая дифференцировать осадку многослойного образца.

По результатам испытаний получены кривые уплотнения образцов прудковых отложений в виде зависимости  $\rho_d = f(p)$ , где  $\rho_d$  – плотность скелета прудковых отложений (рис. 4). Для каждого значения  $\rho_d$  построены зависимости скорости фильтрации от градиента напора (рис. 5). Области применения прудковых отложений представлены на рис. 6

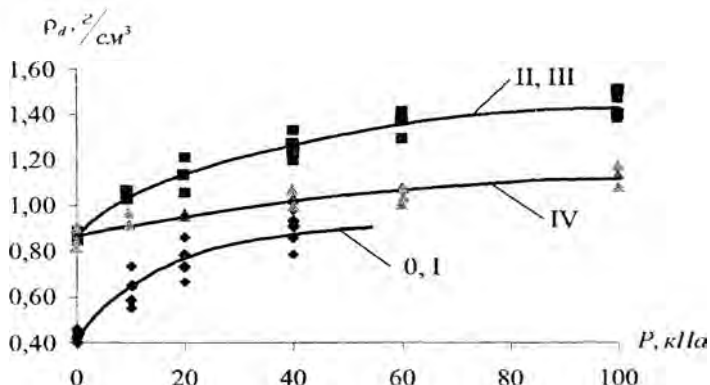


Рис. 4. Зависимость плотности скелета хвостовых отложений от давления.  
Цифрами обозначены схемы подготовки образцов

В соответствии с нормативным документом [4] при проектировании противофильтрационных экранов полигонов для твердых бытовых отходов допускается использование слоя глины (толщиной не менее 0,5 м) с коэффициентом фильтрации не более  $1 \cdot 10^{-3}$  м/сут. А при проектировании полигонов по обезвреживанию и захоронению токсичных промышленных отходов [5] разрешается применять глиняные однослойные и двухслойные экраны (толщиной не менее 0,5 м) с коэффициентом фильтрации не более  $0,08 \cdot 10^{-3}$  м/сут.

Результаты проведенных исследований показывают, что отходы обогащения кимберлитовых руд, в частности прудковые отложения, при плотности скелета более  $0,7...1,0$  г/см<sup>3</sup> можно использовать в качестве основного компонента противофильтрационных экранов на полигонах твердых бытовых и промышленных отходов. А при плотности скелета более  $1,12...1,16$  г/см<sup>3</sup> допускается применение



прудковых отложений на полигонах по обезвреживанию и захоронению токсичных промышленных отходов.

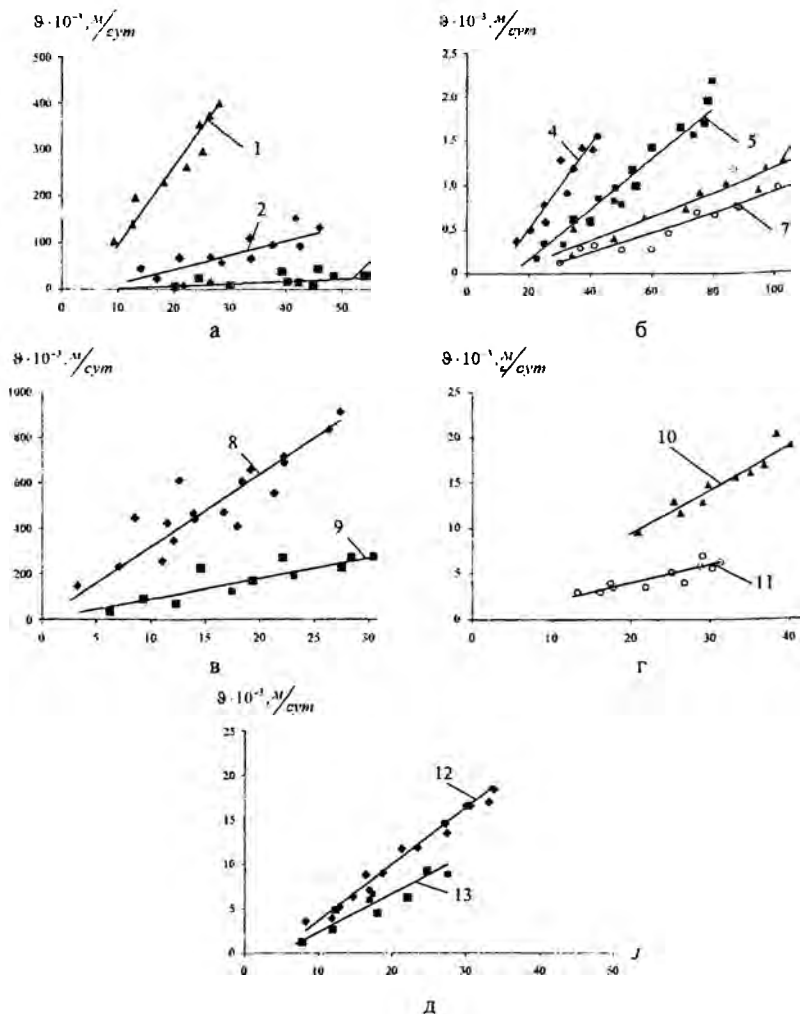


Рис 5. Зависимость скорости фильтрации прудковых отложений от градиента напора. Схемы подготовки образцов: а – 0, 1; б – II, III; в, г – IV ( $d < 5 \text{ мм}$ ), д – IV ( $d < 1 \text{ мм}$ ). Плотность скелета в  $\text{г/см}^3$  составляет: 1 – 0,4; 2 – 0,64; 3 – 0,76; 4 – 1,14; 5 – 1,27; 6 – 1,35; 7 – 1,43; 8 – 0,87; 9 – 0,96; 10 – 1,03; 11 – 1,08; 12 – 0,87; 13 – 0,96

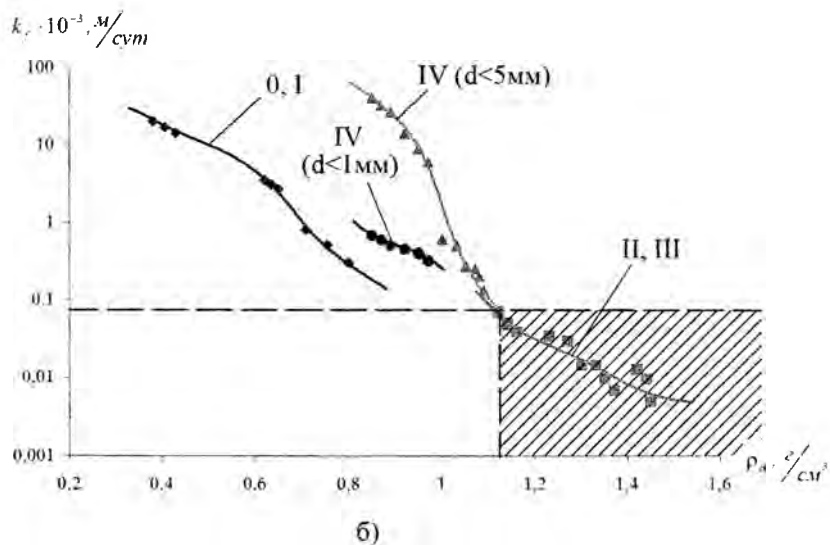
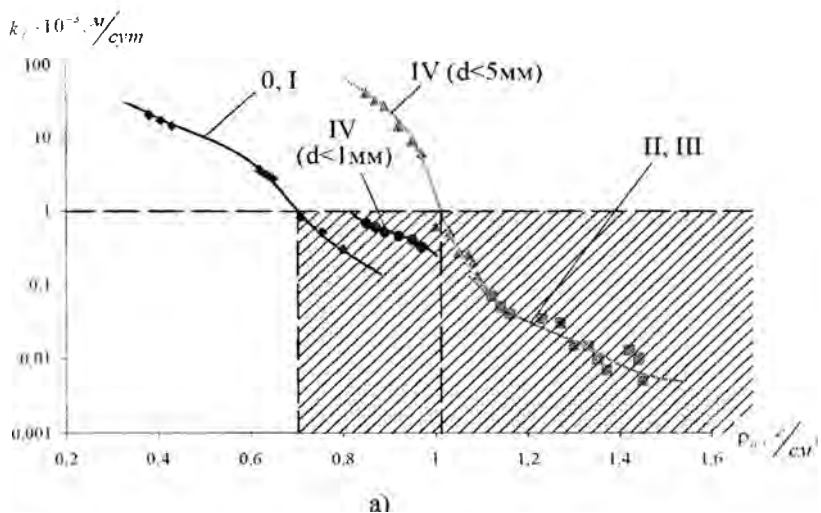


Рис 6. Области применения прудковых отложений заштрихованы для полигонов:  
 а) ТБО; б) по обезвреживанию и захоронению токсичных промышленных отходов.  
 Цифрами обозначены схемы подготовки образцов

Разработка и внедрение технологии изготовления противофильтрационных экранов на основе отходов обогащения позволит получить двойной экологический эффект. Во-первых, обеспечивается экологическая безопасность эксплуатации полигонов ТБО и токсичных промышленных отходов, во-вторых, решается вопрос с утилизацией отходов обогащения кимберлитовых руд.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1 Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород: в 2 т. Лабораторные методы / под ред. Е.М. Сергеева. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.:Недра, 1984. – Т. 2. – 438 с.

2 Невзоров, А.Л. Исследование свойств хвостовых отложений, образующихся при разработке месторождения алмазов им. М.В. Ломоносова, как источника техногенной нагрузки на окружающую среду / А.Л. Невзоров, А.А. Коршунов // Лесной журнал. – № 4. – С. 140–144.

3 Невзоров, А.Л. Исследование набухания хвостовых отложений, образующихся в процессе обогащения кимберлитовых руд месторождения алмазов им. М.В. Ломоносова / А.Л. Невзоров, А.А. Коршунов // Вестник Архангельского государственного технического университета Серия «Прикладная геоэкология». – Архангельск: Изд-во АГТУ, 2007. – Вып. 70. – С. 130–134.

4 Инструкция по проектированию, эксплуатации и рекультивации полигонов для твердых бытовых отходов. Утв. Минстрой РФ от 02.11.1996. – М.: Стройиздат, 1998.

5 СНиП 2.01.28-85. Полигоны по обезвреживанию и захоронению токсичных промышленных отходов. Основные положения по проектированию. – М.: Стройиздат, 1985. – 16 с.

*Шадуц К.Ш., д-р геолого-минералогических наук, проф.  
Кубанского государственного аграрного университета,  
г. Краснодар, Россия*

***Оползни в лессовых породах на примере правобережья  
реки Кубань***

***Landslides in loessial races on example of right-bank  
of the Kuban river***

В статье описаны особенности деформаций лессовых откосов берегов р. Кубани, которые подстилаются пластичными глинами и суглинками. Рассмотрена задача «высокой» консоли, подстилаемой пластичным материалом. Численным методом найдено решение сложной задачи об устойчивости вертикального откоса, когда возникают трещины, отделяющие слой, выдавливающий в реку пластичный вал.

In article the features of loessial slope deformations on the Kuban river coasts which are underlay by the plastic clays and loams are described. The problem of the “high console”, underlaying by a plastic material is considered. By the numerical method it is presented the solution of the vertical slope stability problem when the cracks are arised, separating a layer, which is squeezing out to the river a plastic shaft.

Характерной особенностью лессовых берегов является образование вертикальных откосов (рис. 1).

Методику расчета устойчивости вертикальных откосов и склонов рассмотрим на примере одного из участков берега р. Кубань, вблизи крупного равнинного Краснодарского водохранилища.

Лессовидные грунты широко развиты на эпигерцинской платформе Северного Кавказа. Они занимают значительную часть Азово-Кубанской аккумулятивной равнины и примыкающих к ней склонов Ставропольской возвышенности. Больших мощностей (от 15 до 30 м) лессовые породы достигают на правобережье р. Кубань

в пределах от г. Армавира до г. Усть-Лабинска и на Кубано-Лабинском водоразделе.



Рис. 1. Вертикальные откосы в лессовых грунтах

Лессовидные суглинки эолового происхождения средне-верхнеплейстоценового возраста занимают высокие надпойменные террасы и междолинные водораздельные участки. Характерна третья правобережная надпойменная терраса р. Кубань. Она во многих местах расчленена балками и оврагами, интенсивно подмывается рекой. Скорость размыва достигает 10-15 м в год. Увеличение крутизны берегового склона приводит в широкому развитию оползней.

Последние годы экзогенные процессы и, в частности, оползни все чаще активизируются в связи с ошибками в хозяйственной деятельности человека. Примером может служить район г. Усть-Лабинска, расположенного на правом берегу р. Кубань, в 70 км восточнее г. Краснодара.

Правый берег р. Кубань в среднем ее течении на участке от станции Темижбекской до станции Воронежской возвышается над урезом воды на 45-50 м и сложен с поверхности до 17-25 м толщиной

лессов и лессовидных суглинков эолово-делювиального генезиса с горизонтами погребенных почв, а в подошве с песчаными прослоями ( $dvQ_{II-IV}$ ).

Подстилаются лессовидные отложения мощной (до 30 м) толщей пестроцветных плотных делювиальных глин апшеронского яруса неогена ( $N_2^3 ad$ ). В основании склона встречены аллювиально-делювиальные пластичные суглинки с прослоями водоносных песков и супесей ( $N_2^3 ad$ ). Мощность слоя 16–18 м.

Грунтовые воды залегают на глубине 30–35 м в песчано-супесчаных прослоях. Они выклиниваются в подошве склона на высоте 2–3 м над меженным уровнем реки.

Значения основных физико-механических свойств грунтовых разностей приведены в таблице 1.

Таблица 1  
Физико-механические свойства грунтов

№ п/п	Наименование грунта	Плотность, т/м <sup>3</sup>	Сцепление, МПа	Угол внутреннего трения, градусы	Схема сдвигового испытания
1.	Лесс и лессовидные суглинки	1,79	0,05	17	Ускоренный пол
			0,11	19	Ускоренный при естественной влажности
2.	Глина пестроцветная слабо выветрелая	2,1	0,12	16	по ГОСТ
3.	Глина сильно выветрелая	1,95	0,03	15	-----
4.	Суглинок пластичный	1,95	0,04	23	-----

До последнего времени основным фактором оползнеобразования здесь был подмыв правого берега. Скорость течения реки 0,9–1,1 м/с. превышала предельную неразмывающую, составляющую для грунтов основания склона 0,6–0,7 м/с.

Подвижки на склоне начинались обычно с нижней части. Оползень развивался регрессивно. Отрыв блоков лессовых пород происходил с образованием практически вертикальных трещин, проходящих до подстилающих глин. Ширина отрывающихся блоков составила 3–5 м. При перемещении блоков вниз по склону по кровле плотных пестроцветных глин срезается верхний, сильно выветрелый слой порядка 1,5–2,0 м. Сползающие массы грунта, достигнув подошвы склона, выдавливают пластичные суглинки, создавая валы

выпираания, выдвинутые в русло Кубани на 20–30 м. Возникавший контрбанкет обеспечивал временную стабилизацию склона. После размыва контрбанкета подвижки вновь возобновлялись. Продолжительность цикла составила 30–50 лет.

Самый крупный зафиксированный здесь оползень произошел в 1926 г. в связи с Кубанским землетрясением. Высокая для степного района сейсмичности участка объясняется тем, что здесь проходит Пшехско-Адлерская поперечная зона разломов. Периодичность землетрясений в 6–7 баллов составляет 35–40 лет. С ними связывают повторяемость крупных оползней.

В последние годы в результате строительства вблизи берегов различных сооружений к естественным факторам оползнеобразования добавились искусственные, что в целом привело к активизации экзогенных процессов на склонах.

Ухудшение обстановки на участке у г. Усть-Лабинска было вызвано разработкой земснарядами руслового аллювия, прокладкой параллельно бровке склона автодороги для большегрузных автомобилей и траншеи глубиной до 2 м для газопровода. Траншея сыграла роль первичной трещины отрыва при возникновении оползня в 1979 г. Импульсом, приведшим к крупным оползневым подвижкам, была аварийная утечка при опробовании, построенных без учета особенностей лессовидных грунтов, городских очистных сооружений. В комплекс входят, например, биологические пруды, дно которых было выполнено без всякого покрытия, в результате чего происходила свободная инфильтрация в грунт.

В период с января по сентябрь 1979 г. через очистные сооружения проходило до 2,5 тыс. м<sup>3</sup> в сутки фекальных вод, причем через биопруды вся вода, попадавшая туда, поглощалась грунтом и лишь в сентябре был зафиксирован сток очистных вод р. Кубань.

По ориентировочным расчетам за это время объем фильтрата составил около 600 тыс. м<sup>3</sup> воды. В результате в лессовидных суглинках на глубинах 3–9 м сформировался техногенный водоносный горизонт. Радиус ореала замачивания вокруг очистных сооружений составил 180–220 м. Водоносный горизонт выклинивался по кровле пестроцветных глин. Развился процесс суффозии из песчаных прослоев, залегающих в подошве лессовидных пород. Первые крупные оползневые подвижки отмечены 10 марта 1979 г., т.е. спустя два месяца после пуска очистных сооружений. К декабрю 1979 г.

оползнем был охвачен участок склона шириной 600-700 м, бровка склона сместилась на 30–40 м, а образовавшиеся в подошве валы выпирания выдвинулись в русло р. Кубань на 60–70 м. Длина оползня порядка 120 м, мощность смещенных пород 15–20 м, объем оползня около 1,3 млн м<sup>3</sup>.

В пределах территории города Краснодара помимо глубинной эрозии русла существенное влияние на устойчивость берегов оказывают плановые деформации, выражающиеся в смещении излучины вниз по течению реки (скорость смещения вершин излучины 8–10 м в год, местами до 15–20 м в год), а также в постоянном расширении русла параллельно с углублением дна (скорость отступления бровки берега до 5–8 м в год).

По анализу топографических съемок 1977–78 гг. и 1957–58 гг. общие потери городской территории составили около 60 га на правом берегу, с образованием около 25 га территорий на левом берегу.

Изменение режима работы реки Кубани, включая и появление глиссирующего речного транспорта, привели к более интенсивному размыву берегов. Однако, выделить абсолютное увеличение темпов размыва за прошедшие годы не представляется возможным. Обрушению и размыву подвержены оба берега реки на всем протяжении от водохранилищ до станицы Елизаветинской. Возникла угроза смыва жилых строений рядом с западным жилым районом, нарушения устойчивости мостовых опор железнодорожного и автомобильного мостов и размыва территории промышленных предприятий (КРЭС, кожзавода, фабрики мехов и стеклозавода).

Неразработанность разделов проекта водохранилища по инженерной подготовке территории и защиты города Краснодара от ударной прорывной волны уже привели к нецелесообразности освоения более 860 га территории, предусмотренных генеральным планом городской застройки. И в связи с отказом в развитии города на левом берегу поставлен ряд исключительно сложных и дорогостоящих проблем по инженерному оборудованию, по изъятию ценных земель исследовательских институтов.

Особенности механизма оползней в лессовых породах определяют необходимость создания специальных расчетных схем для анализа первой стадии процесса, когда происходит отделения блоков с их оседанием. Был предложен метод, в котором склон, сложенный лессами подстилаемыми ослабленным на концевом участке



слоем, рассматривался как консольная балка-стенка, нагруженная собственным весом и реакцией основания (Шадунц, 1972). При приближенном расчете для определения ширины отдельного блока может быть использовано решение задачи пластичного изгиба консоли и задачи Прандтля о сжатии пластичной массы между шероховатыми плитами [1,2].

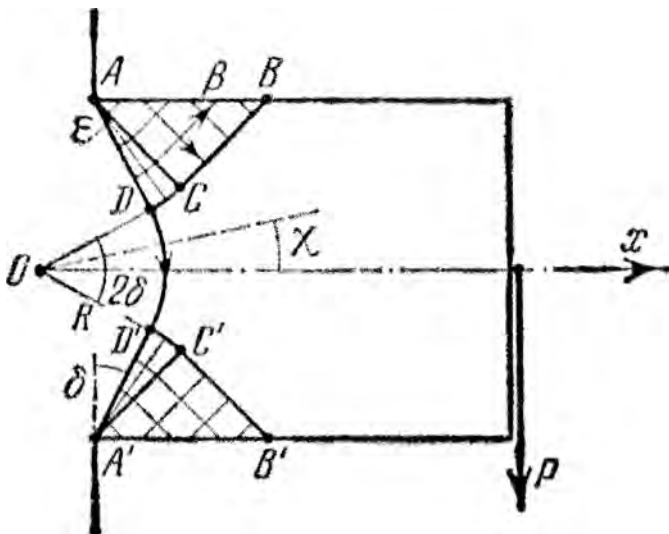


Рис. 2. Второй тип поля скольжения

Уравнение моментов относительно точки вращения консоли (рис. 2).

$$K_1 dR + 0,5\sigma_1 d^2 + K_1 \delta R^2 = 0,5Pl' \quad (1)$$

после ряда подстановок и преобразований приводится к виду:

$$0,25Pl + 0,388 \frac{P^2}{K_1} - 0,438Ph = 1,004K_1 h_1 \quad (2)$$

где  $K_1$  – среднее значение силы сопротивления сдвигу в лессовидных суглинках по линии А-А,  $\sigma_1 = K_1(1 + 2\varepsilon)$ ;  $d, R, l, \delta, e, h, l$  обозначены на рис. 3. Как показано в работе Л.М. Качанова (1969) [3].

$$\delta = 36^\circ 50', \quad a \quad 2\varepsilon = 16^\circ 20'$$

Приближенно  $P$  – суммарная сила, действующая на консоль, принята равной  $P_1 - P_2$  где в плоской задаче  $P_1 = \rho hl$  вес оползневых блока,  $P_2 = K_2 l \left( \frac{l}{h} + \pi \right)$  – предельное сжимающее усилие, необходимое, в соответствии с решением задачи Прандтля, для выдавливания тонкого пластичного слоя.  $K_2$  – среднее значение силы сопротивления сдвигу в слое.

После подстановки значений  $P_1$  и  $P_2$  в уравнении (2) оно может быть решено относительно  $l$ , если необходимо выяснить величину оползневых блоков или ту глубину, до которой должно произойти расслабление слоя глинистого грунта, чтобы произошел срыв. Если по натурным измерениям известна величина  $l$ , то можно решить уравнение (2) относительно величин  $K_1$  и  $K_2$  в целях прогноза оползневых смещений при уменьшении прочностных показателей во времени.

Например, при определении  $l$  решение имеет вид уравнения четвертой степени

$$al^4 + bl^3cl^2 + dl + e = 0 \quad (3)$$

где

$$a = 0,388 \frac{K_2^2}{K_1 h^2}; \quad b = \left[ 0,776 \frac{K_2}{K_1 h} (3,14 K_2 - \rho h) - 0,25 \frac{K_2}{h} \right]$$

$$c = \left[ 0,25 \rho h - 0,347 K_2 + \frac{0,388}{K_1} (\rho^2 h^2 - 6,28 h K_2 + 9,85 K_2^2) \right]$$

$$d = 0,438 (3,14 K_2 - \rho h); \quad e = -1,004 K_1 h^2$$

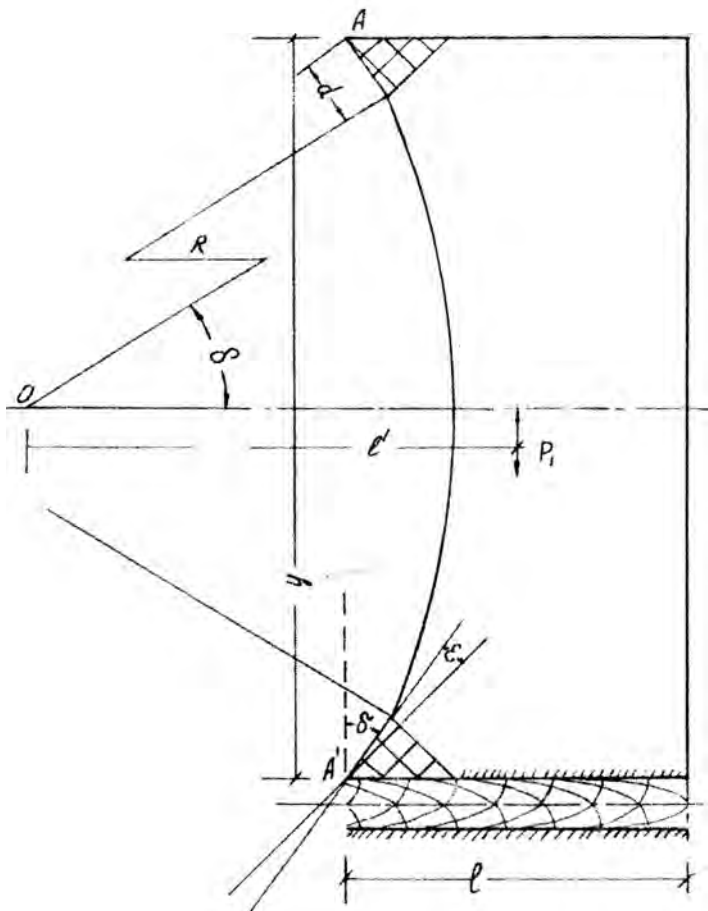


Рис. 3. Поле линий скольжения при изгибе консоли и сжатии пластического слоя малой толщины:

$d$  – длина линии скольжения в треугольной области;  $R$  – радиус дуги скольжения;  $2\delta$  – угол раствора дуги;  $l$  – вылет консоли;  $h$  – высота консоли;  $l'$  – расстояние от центра дуги до линии действия силы веса консоли;  $e$  – угол, ограничивающий центрированные участки поля линий скольжения

Найдя значение коэффициентов, дальнейшие вычисления можно выполнять по одному из известных методов. Так, при значениях  $h = 25$  м,  $c = 1,65$  т/м<sup>3</sup>;  $K_1 = 2,04$  т/м<sup>2</sup> и  $K_2 = 3$  т/м<sup>2</sup>, определенных на ос-

новании результатов лабораторных испытаний образцов грунта с рассматриваемого оползневого участка, решение уравнения (3) на ЭВМ дало значение  $l=3,6$  м (наименьшее из положительных значений корней). Эта величина хорошо согласуется с данными натуральных наблюдений о размерах оползневых блоков. В расчетах для глин пластического слоя  $K_2$  приравнено  $c$ , а для лессовидных суглинков

$$K_1 = c + \frac{\rho h}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi \quad (4)$$

Значения  $c$  и  $\varphi$  получены по методу быстрого сдвига по подготовленной поверхности.

Расчет откоса по жесткопластичной модели может быть применен при определенных условиях: допускается неизменность механических свойств лессовидных суглинков по высоте слоя, принимается существование в основании консоли тонкого протяженного пластического слоя, имеющего жесткую нижнюю границу, допускается равномерное распределение давления на границах этого слоя.

Рассмотренное нами решение задачи методом конечных элементов является попыткой приблизить расчетную модель к объекту исследования. Вертикальный откос представлен здесь балкой-стенкой, жестко прикрепленной к массиву грунта и стоящей на жестком основании. Расчет напряженного состояния откоса от действия сил тяжести проведен с разбиением области определения на прямоугольные элементы, работающие в условиях плоской деформации.

Определим реакции, возникшие в опорных связях в угловых точках элемента от действия его собственного веса  $P$ . Естественно предположить, что вертикальные составляющие этих реакций одинаковы во всех четырех точках.

Очевидно также, что горизонтальные составляющие реакций, появляющиеся в результате поперечных (в направлении оси  $u$ ) деформаций элемента, также равны между собой и образуют на вертикальных краях элемента пары сил, препятствующих указанным деформациям элемента.

Из уравнения равновесия полости шириной  $dx$  следует:

$$\sigma_v = \rho v \quad (5)$$

где  $c$  – объемная масса материала элемента.

Горизонтальные составляющие реакций при условии сохранения гипотезы плоских сечений вызывают появление на вертикальных краях элемента напряжений

$$\sigma_u = Hb/2v. \quad (6)$$

Тогда деформации полоски могут быть определены с помощью формулы обобщенного закона Гука:

$$\varepsilon_u = \frac{1}{E}(\sigma_u - \mu\sigma_v) = \frac{1}{E\delta} \left( \frac{12H}{b} - \mu \frac{P}{a} \right) \frac{v}{b}, \quad (7)$$

где  $E$  – модуль деформации,

$\mu$  – коэффициент Пуассона,

$$m = b/a$$

При  $x = \pm b/2$  деформация элемента в направлении  $u$  невозможна при наличии опорных закреплений.

Отсюда

$$H = \mu \frac{Pm}{12} \quad (8)$$

В задаче использованы два типоразмера элементов: элементы А-К с соотношением размеров  $m = 2,5$  и элементы Л-П с  $m = 1,0$ . Модули деформации приняты следующие:  $E_A = E_B = 11,0$  МПа,  $E_B = E_G = 15,5$  МПа,  $E_D = E_E = 20,0$  МПа,  $E_J = E_3 = E_{И} = E_K = 12,5$  МПа,  $E_L = E_H = 22,0$  МПа,  $E_M = E_{П} = 7,0$  МПа.

Коэффициенты Пуассона  $\mu_{А-К} = 0,05$ ,  $\mu_{Л-П} = 0,45$ .

Перемещения узлов элементов получены из разрешающей системы уравнения

$$[E_1] \{ [K] \{ q \} - (R) \} = 0 \quad (9)$$

где  $[K]$  – матрица жесткости системы элементов,

(R) – вектор узловых сил,

$[E_1]$  – единичная матрица, учитывающая условия закрепления узлов.

Распределение нормальных напряжений согласуется с результатом расчета откоса по жестко-пластической модели по порядку величины шага трещин. Оправданным оказалось предположение о выпирании разуплотненного грунта, подстилающего лессовидные суглинки (элементы Л, М, Н и П).

Существенно новым результатом явилось то, что наибольшие растягивающие напряжения в лессовидных суглинках возникают не на поверхности откоса, а в глубине массива, то есть трещины отрыва могут образоваться внутри откоса и лишь вследствие перераспределения напряжений выйти на поверхность.

Ограниченность этой модели откоса в том, что точность расчета зависит от степени разбиения расчетной области на элементы, а значит, и от точности задания механических характеристик грунтов. Кроме того, задача рассмотрена в линейной постановке, без учета нелинейности деформационной характеристики грунтов и пластических свойств.

Оба предложенных расчета, построенные на одних и тех же предпосылках, дают сходные результаты и, по-видимому, верно отражают механизм разрушения вертикальных откосов, опирающихся на сильно сжимаемый слой грунта. Следует поэтому рекомендовать защиту сложенного размокающими и выветриваемыми породами основания таких откосов.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шадунц, К.Ш. О механизме оползней правобережья р. Кубань / К.Ш. Шадунц // Современные геологические процессы и строительство: сб. трудов ПНИИС. – М., 1972. – Т. XVI. – С. 114–122.
2. Шадунц, К.Ш. Устойчивость вертикального откоса в лессовидных суглинках / К.Ш. Шадунц, П.А. Ляшенко // Проектирование и строительство сельскохозяйственных зданий и сооружений: труды КСХИ, Краснодар, 1978. – Вып. 167. – С. 23–31.
3. Качанов, Л.М. Основы теории пластичности / Л.М. Качанов. – М.: Изд-во Наука, 1969.

*Седин В.Л., Руденко Н.И., Руденко А.Н., Донцова Е.Н., частная фирма «БУК», г. Запорожье, Украина*

***Устройство водозащитного экрана (стен и днища) обжиговой печи № 7 химическим способом на ОАО «Укрграфит» в городе Запорожье***

***Arrangement of waterproof screen (walls and bottom) of calcining kiln № 7 by chemical way on OAC «Ukrgraphit» in city Zaporozhye***

Лессовые грунты распространены в областях с теплым и засушливым климатом. На территории СНГ они занимают площадь около 3 млн. км<sup>2</sup>. Мощность лессовых грунтов может достигать нескольких десятков метров. Наряду с типичными лессовыми грунтами встречаются лессовые суглинки и супеси. Лессовые грунты при естественной влажности являются достаточно прочными основаниями. Однако при замачивании лессовые грунты резко ухудшают свои физико-механические свойства. Их модуль деформации уменьшается почти в 10 раз от первоначального 50 МПа до 0,5 МПа. Сооружения, возведенные на просадочных грунтах, в результате неравномерных просадок сильно деформируются и нередко полностью разрушаются. Просадочные явления лессовых грунтов под сооружениями причиняют колоссальный ущерб народному хозяйству. Поэтому преобразование лессовых грунтов с целью устранить просадочные явления представляет важную народнохозяйственную проблему.

Loess soils of widespread in areas with a warm and droughty climate. On territory of the CIS they occupy an area about 3 million km<sup>2</sup>. Power of loess soils can arrive at a few ten of meters. Along with typical loess soils there are loess loams and supesi. Loess soils at natural humidity are durable enough grounds. However at a soakage loess soils worsen the physical and mechanical properties sharply. Their module of deformation diminishes almost in 10 times from primary 50 МПа to 0,5 МПа. Buildings, erected on prosadochnykh soils, as a result of uneven prosadok list strongly deformed and quite often collapse fully. The prosa-

dochnye phenomena of loess soils under buildings cause huge harm a national economy. Therefore transformation of loess soils on purpose remove the prosadochnye phenomena presents an important pertaining to national economy problem.

## 1. ХИМИЧЕСКОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ОБВОДНЕННЫХ ГРУНТОВ

Соколович В. Е. обобщил исследования проведенные в области химического закрепления грунтов силикатным раствором за 100 – летний период, в котором отражены успехи химического закрепления, недостатки и поставлены проблемы для их устранения.

Силикатизация отличается простой технологией, выполняется несложным оборудованием и легко осваивается. Интенсивное внедрение способа силикатизации в строительстве связано с дальнейшим повышением его эффективности и удешевлением, которые могут быть достигнуты только на основе глубокого изучения физико-химического процесса силикатизации лессовых грунтов.

С этой целью в НИИОСП проводились специальные исследования, в результате которых [2] было установлено следующее:

При воздействии раствора силиката натрия на лессовые грунты происходит мгновенная обменная реакция между катионом кальция коллоидного поглощающего комплекса (ПК) лессовых грунтов и катионом натрия силикатного раствора. Вытесненный из поглощающего комплекса кальций в условиях сильной щелочной среды силикатного раствора образует **нерастворимую** твердую фазу гидрата окиси кальция с развитой поверхностью, на которой адсорбируется полианионы кремневой кислоты.

Однако основным источником образования  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  у большинства лессовых грунтов при их силикатизации являются обменные катионы кальция поглощающего комплекса.

Лессовые грунты, подлежащие силикатизации, должны обладать хорошей проницаемостью для силикатного раствора. Коэффициент фильтрации таких грунтов должен иметь значение 0,2-2м/сут. Закрепление лессовых грунтов с коэффициентом фильтрации менее 0,1 м/сут. Практически неосуществимо.

Изучение реакции силикатизации лессовых грунтов показало, что при существующей технологии силикатизации лессов выде-



лившиеся в процессе обменных реакций  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  способен связать не более 30–50% нагнетаемого в грунт силикатного раствора, остальная часть имеет второстепенное значение и может не принимать активного участия в общем процессе силикатизации лессовых грунтов. Этот существенный недостаток усугубляется несовершенством технологии способа силикатизации.

Непрореагированный раствор силиката натрия способен выщелачиваться грунтовыми водами, в следствии чего прочность закрепления может снизиться до 30-40% первоначальной [1].

В трудах Соколовича В. Е. не решены проблемы закрепления обводненных лессовых грунтов, плавунув, способом силикатизации.

О важности и сложности данной проблемы, как выполнение водозащитного экрана в обводненных лессовых грунтах (плавунух), говорит тот факт, что в мировой строительной практике не было описано не одного случая закрепления таких грунтов.

При решении данной проблемы были проанализированы научно-исследовательские работы с 1968 г. сначала в Запорожском отделе БВ ВНИИОСП им. Н.М. Герсеванова, а в 1991 г. исследования были продолжены и по настоящее время коллективом ЧФ «БУК» под руководством ее автора Руденко Н. И.

Разработка рецептуры, проекта [3...10], контрольные полевые закрепления и фактическое выполнение объемов работ осуществлялось под непосредственным контролем главного инженера проекта, при участии сотрудников ЧФ «БУК» в соответствии с лицензией АА №320228, выданной Запорожской областной администрацией 27.05.02 г. за № 54.

Работы выполнялись технологическим оборудованием ЧФ «БУК» и разработаны по а.с. №1041638-SU (инструмент) [11], SU № 1203192 А (технология) [12], RU № 2047410 Патент (оборудование) [13].

В результате выполнения проектных решений подрядчиком ООО «Внешметпром», главным инженером проекта, главным инженером и директором организации на период реконструкции печи – Н.И. Руденко, договор подряда № 804/38319/20 от 19 мая 2003г., в течении 9 месяцев (с ноября 2003г. по август 2004 г.) закреплено 3091,0 м<sup>3</sup> обводненного грунта (плавунуха), сметная стоимость работ 2591,130 тыс. грн.

Решена основная техническая задача: обеспечена устойчивость фундаментов, колон, каркаса, всего корпуса № 2 цеха № 3 при производстве реконструкции обжиговой печи № 7 и обеспечена ее дальнейшая безаварийная долговечная эксплуатация.

Частная фирма «БУК» в состоянии осуществлять данную проблему, новое направление в фундаментостроении, как подрядчик не только на территории ОАО «Укрграфит» при реконструкции, но и при новом строительстве.

### *1 Краткая характеристика грунтовых условий*

Характеристика грунтовых условий площадки приводится по материалам инженерно-геологических изысканий, выполненных Запорожским филиалом «УкрНИНТИЗ» в 2002–2003 гг. (см. рис. 1).

Площадка сложена четвертичными лессовыми отложениями, перекрытыми насыпными грунтами. В основании изученного разреза залегают краснокоричневые плотные вязкие тяжелые суглинки, переходящие в глины.

По своим физико-механическим свойствам, номенклатурным признакам и генезису все грунты, слагающие площадку, разделены на шесть инженерно-геологических элементов (ИГЭ).

Химическому закреплению подвергались грунты ИГЭ-1в (обратная засыпка пазух котлована обжиговой печи), ИГЭ-II (суглинки лессовые) и ИГЭ-III (супеси лессовые).

Следует отметить, что специфические условия работы обжиговой печи (высокие температуры дымовых газов и наружной футеровки, различный химический состав газов), а также постоянная в течении длительного времени откачка грунтовых вод снизили химическую активность (поглощающий комплекс) лессовых грунтов в два раза (с 14 мг/экв до 8-9 мг/экв).

### *2 Противофильтрационная завеса*

Противофильтрационная завеса выполнена в виде трех перекрывающих друг друга элементов (I, II, III) (см. рис. 2).

I – противофильтрационная стенка по периметру обжиговой печи на расстоянии 2452 мм от осей рядов «П» и «Ф» на интервале глубин минус 2,150 м – минус 7,435 в 5 заходок (ниже днища на 2,0 м);

II – закрепление участка между противofильтрационной стенкой и бетонным днищем печи на интервале глубин минус 4,435 м – минус 7,435 м в три заходки (ниже днища на 2,0 м);

III – закрепление грунтов под днищем печи на интервале глубин минус 5,435 м – минус 6,435 м через отверстия, пробуренные в плите, одной заходкой (ниже днища на 1,0 м).

Как уже отмечалось, работы по всем трем элементам противofильтрационной завесы велись параллельно.

### ***3 Технология и организация производства работ***

В соответствии с проектом создание противofильтрационной завесы выполнялось двумя способами: однорастворной силикатизацией с предварительной активацией грунтов (в тексте далее «активизация») и однорастворной силикатизацией без предварительной активации грунтов (в тексте далее «силикатизация»).

В качестве закрепляющего реагента применялся раствор силиката натрия плотностью 1,43–1,45 г/см<sup>3</sup> с силикатным модулем 2,85–2,89 (ГОСТ 130078-81). Плотность рабочего закрепляющего раствора составила 1,19–1,21 г/см<sup>3</sup> при температуре 12–20 °С.

Для повышения поглощающего комплекса (химической активности) грунтов применялся раствор продуцентов катионов кальция плотностью 1,029–1,037 г/см<sup>3</sup> Ca(OH)<sub>2</sub> ГОСТ 450-77).

Для ускорения схватывания водонасыщенных грунтов при «активизации» и «силикатизации» дополнительно производилось нагнетание цементного молока (цемент М 400).

«Активизация» выполнялась по схеме «сверху-вниз» заходками (1,0 м), в каждую из которых последовательно нагнетался активатор, (известковый раствор продуцентов катионов кальция), раствор силиката натрия плотностью 1,19–1,21 г/м<sup>3</sup> и цементное молоко.

«Силикатизация» производилась по схеме «снизу-вверх» заходками (1,0 м), в каждую из которых нагнетались рабочий раствор силиката натрия плотностью 1,19–1,21 г/см<sup>3</sup>, а затем и цементное молоко.

При выполнении работ по «активизации», «силикатизации» и цементации с целью предупреждения выхода рабочих растворов на поверхность через насыпной грунт или ухода этих растворов в грунтовые полости производился подбашмачный тампонаж.

Согласно требованиям нормативных документов после завершения нагнетания закрепляющих растворов выполнена ликвидация точек инъекции путем заполнения их густым цементным раствором (тампонаж скважин).

### ***3.1 Противофильтрационная стенка (Элемент I)***

Создание противофильтрационной стенки выполнялось комбинированным способом, т.е. применялись как «активизация» так и «силикатизация».

Точки «активизации» и «силикатизации» располагались последовательно друг за другом с шагом 1,0 м и шагом 0,785 м с верхней отметкой минус 2,150 м. Нижняя отметка точек «активизации» составила минус 8,435 м, точек «силикатизации» – минус 7,435 м.

По рядам «П» и «Ф» количество точек «активизации» и «силикатизации» составило – 368 шт.

В торцах печи выполнено: в районе оси «10» по 110 точек «активизации» и «силикатизации», в районе оси «22» – по 95 шт.

### ***3.2 Участок между противофильтрационной стенкой и днищем (Элемент II)***

Закрепление грунтов на этом элементе выполнялось, как и на предыдущем, комбинированным способом, т.е. применялись как «активизация» так и «силикатизация», с шагом радиуса закрепления. Верхняя отметка точек инъекции составляет минус 4,435 м.

Нижняя отметка точек «активизации» находится на глубине минус 8,435 м, «силикатизации» – на минус 7,435 м. Выполнено по 188 точек «активизации» и «силикатизации».

### ***3.3 Днище печи (Элемент III)***

В связи с тем, что закрепление грунтов под днищем выполняется одной заходкой, в проект работ внесено изменение, по которому все технологические процессы («активизация» и «силикатизация») вместо выполнения их в трех отдельных точках инъекции совмещаются одной.

Этим достигается удешевление работ и сокращение сроков их исполнения.

Однако, при этом в одной точке инъекции практически одновременно вступают в работу реагенты (щелочь, силикат натрия, це-

мент). Согласно работам НИИОСП им. Н.М. Герсеванова одним комплектом инъекторов допускается применение не более 2-3-х реагентов, т.к. большее их количество ведет к забивке (засорению) оборудования и выходу его из строя.

Исходя из этого применялась следующая последовательность работ:

- «активизация»;
- забивка инъекторов;
- извлечение инъекторов;
- погружение второго комплекта инъекторов;
- «силикатизация».

По днищу печи точки инъекции расположены в шахматном порядке с шагом в радиусе закрепления.

Закрепление грунтов под днищем печи выполнялось на длину одной заходки (1,0 м) в интервале от отметки минус 5,435 м до минус 6,435 м.

Всего по днищу выполнено точек инъекции:

- в осях «22» -«20» – 322 шт.;
- в осях «20» -«10» – 1932 шт.

## 2. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА РАБОТ

Контроль качества работ осуществлялся по двум направлениям: контроль качества исходного закрепляющего материала (жидкого стекла) и контроль качества закрепления грунтов.

Контроль качества закрепляющего раствора (жидкого стекла), получаемого от изготовителя, заключался в определении по каждой поступающей партии исходного материала его удельного веса, и силикатного модуля. Определение указанных параметров выполнялись городским коммунальным предприятием «Основание». Результаты лабораторных анализов показывают, что исходный материал, поступающий от изготовителя, соответствует требованиям нормативных документов.

Контроль качества закрепления грунтов производился в течение всего периода работ и заключался в проходке шурфов на всю мощность закрепленного массива, отборе из шурфов образцов грунта с ненарушенной структурой (монолитов) и лабораторных исследованиях этих образцов.

Изучались деформационные и прочностные свойства закрепленных грунтов: модуль деформации, относительная просадочность, удельное сцепление и угол внутреннего трения (Запорожский филиал «Укрниинтиз»), а также прочность при одноосном сжатии («Будідустрія ЛТД»).

Результаты лабораторных исследований указывают на резкое улучшение всех физико-механических характеристик грунтов.

### 3. ВЫВОДЫ

На основании результатов выполненных работ делаются следующие выводы:

- 1 Просадочные свойства закрепляемых грунтов устранены.
- 2 Все физико-механические характеристики грунтов после их химического закрепления резко и необратимо улучшились.
- 3 Достигнута монолитность закрепления в пределах радиуса распространения закрепляющего раствора.
- 4 Прочность закрепленных грунтов при одноосном сжатии составила 0,3–0,5 МПа.
- 5 Грунты приобрели водостойкость.
- 6 Закреплено – 3091,0 м<sup>3</sup> водонасыщенных грунтов (плавунов).
- 7 Произведено регулируемое – контролируемое закрепление обводненных грунтов (плавунов) силикатным раствором.
- 8 Впервые в мировой практике авторами выполнено из силикатогрунта подземное сооружение – 20 x 90 м. Толщина стен и днища составила не менее 1,20 м. На технологии, инструменты поданы авторами заявки и получены патенты [14, 15, 16].

*призначення*

**У К Р А І Н А**  
**ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ**  
**"БУДИНДУСТРІЯ ЛТД"**

69057, м. Запоріжжя-57, вул. Томашівська, 2  
телефон/факс (061) 220-04-85, 224-66-21, 224-67-74  
Розрахунковий рахунок № 26001301155663 ЦВ ПІБ м. Запоріжжя  
МФО 313355. Код ЄДРПОУ 19266744.

**АКРЕДИТОВАНА НЕЗАЛЕЖНА ВИПРОБУВАЛЬНА ЛАБОРАТОРІЯ**

Атестат акредитації випробувальної  
лабораторії № UA.6.002.Н.592,  
зарєєстрований в Реєстрі НААУ  
30 вересня 2003 р.



м. Бабакине  
15 лютого 2004 р.

**ПРОТОКОЛ № 151**  
**випробувань продукції**

**Найменування продукції:** Зразки ґрунту, закріплені хімічним способом

**Замовник та його адреса:** ТОВ "Внешметром"

**Заявка:** № 56 від 08.07.04 р.

**Дата проведення випробування:** 16.07.04-18.07.04р.

**Мета:** Визначення міцності на стиск ґрунту відповідно  
ГОСТ 51180-84 "ґрунти. Методи лабораторного визначення  
фізических характеристик"

**Результати випробувань**  
поданого зразка (проби) продукції

№ пп	Глибина відбору зразків, м	Міцність, кг/см <sup>2</sup>
1	5,5	4,9
2	5,0	2,98
3		4,23
4	4,5	3,87
5	4,0	4,6
6		4,2
7	3,5	3,5
8		3,38

Випробування провела:

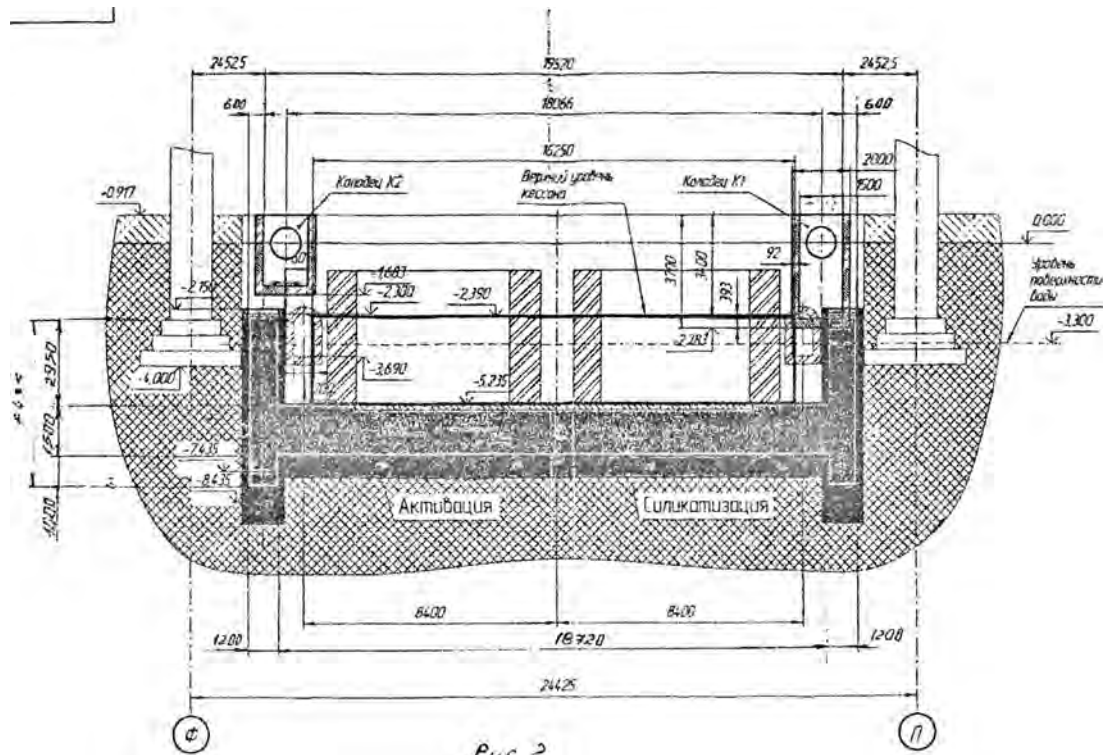
інженер ВП

В.С. Спельт

**Увага:** Протокол стосується лише зразків продукції, що були піддані випробуванням.  
Передрукування протоколу випробувань частково, або повністю, без дозволу випробувальної  
лабораторії забороняється!







## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1 Соколович, В.Е. Химическое закрепление грунтов / В.Е. Соколович. – М.: Стройиздат, 1980. – 119 с.

2 Соколович, В.Е. О силикатизации лессовых грунтов / В.Е. Соколович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1965. – № 1.

3 Ржаницын, Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. – М.: Стройиздат, 1986. – 264 с. (Надежность и качество) Госстроя СССР.

4 НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, Госстроя СССР «Руководство по производству и приемке работ при устройстве оснований и фундаментов». – М., 1977. – 187 с.

5 Пособие по химическому закреплению грунтов инъекцией в промышленном и гражданском строительстве (к СНиП 3.02.01-83). – М.: Стройиздат, 1986.

6 Рекомендации по подготовке оснований и устройству фундаментов из силикатизированного лессового грунта. – М. Стройиздат, 1985.

7 ГОСТ 25100-82. Грунты. Классификация.

8 ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.

9 ГОСТ 9.602-88. Подземные сооружения».

10 СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии.

11 Авт. свид. SU № 1041633. Инъектор для закрепления грунта. (Н.И. Руденко О.Г. Пересыпко, Л.В. Иноземцева). – заяв. 04.02.82 № 3389489/ 29-33; опуб. в Б.И., 1983 г., № 34.

12 Авт. свид. SU № 1203192. Способ закрепления просадочного лессового грунта.(И.И. Зубко и А.И. Сабанов) – заяв. 09.03.83 № 3393427/29-33; опуб. в Б. И., 1986 г., № 1.

13 Патент RU 2047410. Электромагнитный пресс. (Шевчук В.И., Герасимчук С.Д., Стоянов А.Д., Абакумов В.А.) – заяв. 17.07.92 № 5055175/08, опуб. в Б. И. 1995 г., № 31.

14 Руденко, М.І., Руденко, А.М., Донцова, О.М. «Спосіб хімічного закріплення ґрунту». Заявлено 29.12.2003 р./№ 20031212820/ Патент № 75409. Бюлетень № 4 17.04.2006 р.

15 Руденко, М.І., Руденко, А.М., Донцова, О.М. «Ін'єктор для закріплення ґрунту». Заявлено 15.04.2004 р. / № 20040402797 UA/ Патент № 78521. Бюлетень № 4 10.04.2007 р.

16 Руденко, М.І., Руденко, А.М., Донцова, О.М. «Спосіб закріплення просадочного ґрунту». Заявлено 10.08.2004 р. / № 20040806689 UA/ Патент № 78543. Бюлетень № 4 10.04.2007 р.

*Мякота Вячеслав Геннадьевич, инженер, Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь*

***Влияние трасс магистральных трубопроводов на особо охраняемые территории Республики Беларусь***

***The influence rout arterial pipeline upon particularly protected natural territories in Republic of Belarus***

В статье приводится описание особо охраняемых природных территорий, по которым проходят трассы магистральных трубопроводов, отмечена уникальность природных комплексов этих территорий, указаны негативные последствия эксплуатации магистральных трубопроводов для них. Подсчитано количество и удельный вес особо охраняемых природных территорий разного ранга, пересекаемых трассами магистральных трубопроводов.

The description of particularly protected natural territories which are crossed by arterial pipeline is resulted in the article. The originality of nature complexes, the main negative consequences connected with exploitation of rout arterial pipeline for them are detected. The quantity and density of particularly protected natural which are crossed by arterial pipeline of different rank are calculated.

При оценке геоэкологической безопасности магистральных трубопроводов одним из главных оценочных факторов является пересечение трасс магистральных трубопроводов и особо охраняемых природных территорий (ООПТ), с особым режим хозяйствования, где изменение взаимосвязанных элементов этих природных комплексов приводит к наибольшему ущербу [1].

Вопрос влияния магистральных трубопроводов как на различные памятники природы так и на особо охраняемые природные территории изучен слабо. В публикациях обычно рассматриваются состояние уникальных природных комплексов ООПТ [2], а экологическая безопасность магистральных трубопроводов рассматривается без учета их влияния на особо охраняемые природные территории [3, 4, 5]. Для изучения данного вопроса было проведено наложение карты трасс магистральных трубопроводов на карту ООПТ [6].

В результате наложения были выявлены основные особо охраняемые территории, пересекаемые трассами магистральных трубопроводов и оказавшиеся под их влиянием, приведен расчет длин участков магистральных трубопроводов, расположенных в их пределах. Количество, длина участков особо охраняемых природных территорий, попадающих в пределы трасс магистральных трубопроводов, представлено в табл. 1. Ниже приводится описание пересекаемых магистральными газопроводами ООПТ.

Таблица 1

Количество особо охраняемых природных территорий на трассах магистральных трубопроводов и длина участков в их пределах

Трубопроводы	Национальные парки	Заказники		Памятники природы	Длина в пределах ООПТ, км
		Местного значения	Республиканского значения		
Газопроводы					
Минск-Торжок-Ивацевичи	–	2	1	11	21
Щорс-Минск-Вильнюс	–	2	4	7	14
Госграница России – Госграница Украины	–	2	1	–	11
Новополоцк-Бобр	–	–	1	1	15
Витебск-Могилёв	–	1	–	1	5
Кобрин – Госграница Польши	–	2	–	2	5
Ивацевичи – Лида-Госграница Литвы	–	1	1	2	8
Ивацевичи-Гродно	–	–	1	5	6
Рось - Госграница	–	1	–	1	9
Газпровод «Ямал»	1	–	1	7	16
Нефтепровод Дружба					
Широтная ветка	1	–	4	–	91
Меридиональная ветка	1	2	1	2	41
Мозырь – Госграница Украины			1		9
	3	15	16	39	251

Газопровод Минск-Торжок Ивацевичи пересекает на своём пути территорию одного заказника местного значения и биологический заказник республиканского значения – Барановичский. Недалеко от трассы магистрального трубопровода располагается ботанический памятник природы Березник. Общая длина пересекаемым газопроводом особо охраняемых природных территорий составляет около 21 км.

Барановичский заказник был создан в 1978 году его площадь 2079га. Основная цель создания – сохранение в естественном состоянии мест роста дикорастущих лекарственных растений: ландыш майский, арника черный, чабор, брусника, черника. Преобладающие в древесной растительности хвойные [7].

Газопровод Щорс-Минск-Вильнюс пересекает на своем пути территорию заказников местного значения: Дубовицкий каскад озёр и Пограничный; двух биологических заказников республиканского значения: Буда-Кошелёвский и Кайнаковский; ландшафтный заказник Прилуцкий. Вблизи трассы магистрального трубопровода находятся: Налибокский ландшафтный заказник; памятники природы: деревья вековых и редких пород. Длина газопровода, приходящегося по территориям выше указанных заказников – 14 км.

Прилуцки лесной заказник образован в 1977г для сбережения уникальных лесных насаждений. Насаждения представлены ценными породами, уникальными для Республики Беларусь: дугласия серая и сизая, хвоя мурья веймутова, ель канадская, дуб красный, ясень пенсильванский, лиственница сибирская и европейская, орех манджурский [8].

Буда-Кошелёвский, биологический заказник республиканского значения в Буда-Кошелёвском р-не Гомельской обл. Образован в 1988 для сохранения фрагментов ценных дубрав с редкими видами растений. Площадь 13 575 га (2006), состоит из 7 отдельных участков леса. Около 70% дубрав представлены молодняком [9].

Кайковский биологический заказник республиканского значения в Минском р-не. Основан в 1986 для сохранения в зелёной зоне г. Минск высоко возрастного лесного насаждения с редкими видами растений. Площадь 1190 га (2006). Рельеф плоский. Преобладают еловые леса.

Газопровод государственная граница Российской Федерации – государственная граница Украины проходит через территорию за-

казников местного значения: Салаева, Белуга и ландшафтного заказника Стрельский, длина газопровода в пределах особо охраняемых природных территориях – 11 км.

Стрельский, ландшафтный заказник республиканского значения на территории Мозырского и Калинковичского р-нов Гомельской обл. Основан в 1999 для охраны уникальных природных территорий, где представлены почти все ландшафтные комплексы Белорусского Полесья. Площадь 12 тыс. га (2006). Во флоре более 500 видов сосудистых и 250 видов низших растений, из них 27 видов включено в Красную книгу Беларуси: венерин башмачок настоящий, волчник боровой, дрок германский, шпажник черепитчатый, сальвиния плавающая и др. Фауна включает 264 вида, из них 20 в Красной книге: усач, стерлядь, черепаха болотная, поганка малая, пустельга обыкновенная, барсук, малая вечерница и др. Объект экологического туризма [9].

Газопровод Навополоцк-Бобр проходит через территорию ландшафтного заказника республиканского значения Селява, протяженность газопровода в его пределах – 15 км, недалеко от трассы расположен памятник природы Дуб черешчатый.

Селява - ландшафтный заказник в Крупском р-не Минской области и Чашникском р-не Витебской области. Основан в 1993 для охраны уникального ландшафтно-озёрного комплекса с популяциями редких и исчезающих видов растений и животных. Площадь 19261 га (2006). Включает озёра Селява, Обида, Худово, Болюцкое, Кветино, прилегающие леса и сельскохозяйственные угодья. Рельеф крупно- и мелкохолмистый с волнисто-моренно-озёрными ландшафтами Белорусского Поозёрья. Во флоре 578 видов высших сосудистых растений, 27 водорослей, в т.ч. 11 редких и исчезающих видов, включённых в Красную книгу Беларуси: купальник горный, баранец обыкновенный, дремлик тёмно-красный и др. [9]

Газопровод Витебск-Могилёв пересекает территорию заказника местного значения Городецкий, длина газопровода в границах заказника – 5 км.

Газопровод Кобрин – государственная граница Польши пересекает на своем пути заказники местного значения: Ворохово и Высокое. В их границах длина газопровода составляет 5 км. Рядом с

трассой располагаются памятники природы: буки лесные пурпурные, дуб черешчатый (пирамидальной формы).

Газопровод Ивацевичи – Лида – Госграница Литвы пересекает на своём пути заказник местного значения – Деленки, ландшафтный заказник Липичанская Пуща, протяженность газопровода в их пределах составляет 8 км.

Газопровод Ивацевичи - Гродно на своём протяжении пересекает территорию биологического заказника Медухово длина участка газопровода в его пределах 6 км.

Медухово, биологический заказник республиканского значения в Зельвенском р-не Гродненской обл. Основан в 1996 для охраны лесного массива с комплексами редких, исчезающих и хозяйственно-полезных растений и животных. Площадь 1312 га (2006). Коренные дубравы, ельники, черноольшаники, культуры тополя бальзамического, березняки [9].

Газопровод Россь – Государственная граница Польши пересекает на своем пути заказник местного назначения – Береставицкий, его длина – 9 км

Газопровод «Ямал-Европа» пересекает территорию национального парка «Беловежская Пуща», биологический заказник Замковый лес, недалеко от трассы располагается республиканский биологический заказник – Замковый лес, а также памятники природы, представленные парками: Бальценицким, Краски, Вайдамицким и липами американскими. Протяженность газопровода в пределах особо охраняемых природных территорий составляет 16 км.

Нефтепровод «Дружба» (широтная ветка) пересекает территорию национального парка «Припятский», ландшафтных заказников – Средняя Припять, Стрельский. Нефтепровод проходит по границе биологического заказника Днепро-Сожского. Протяженность нефтепровода в пределах особо охраняемых природных территорий – 91 км.

Средняя Припять, ландшафтный заказник республиканского значения в Пинском, Лунинецком, Столинском р-нах Брестской и Житковичском р-не Гомельской области. Образован в 1999 для сохранения уникальной пойменной экосистемы реки Припять. Общая площадь 90,4 тыс. га (2006). На территории заказника сконцентрированы все типичные для Полесья и ставшие редкими в Европе биотипы – спелые пойменные дубравы, низинные болота, поймен-

ные луга, водно-болотные угодья. Во флоре 725 видов высших сосудистых растений, в Красную книгу Беларуси включены сальвиния плавающая, кувшинка белая, шпажник черепитчатый, колокольчик широколистный, фиалка топяная, касатик сибирский и др. Фауна богата и разнообразна: 36 видов млекопитающих, 182 птиц, 10 амфибий, 37 рыб и др. Обитают животные, занесённые в Красную книгу Беларуси: барсук, большая и малая выпи, большая белая цапля, змеяяд, большой и малый подорлик, орлан-белохвост, филин, камышовая жаба, болотная черепаха и др [5].

Ответвления нефтепровод Мозырь – государственная граница Украины пересекает ландшафтный заказник Стрельский, протяженность газопровода в его пределах – 9 км.

Нефтепровод «Дружба» (меридиональная ветка) пересекает территорию национального парка Браславские озера, гидрологический заказник Ельня, два заказника местного значения. Длина трассы нефтепровода в границах особо охраняемых территорий – 41 км.

Ельня, гидрологический заказник республиканского значения на территории Миорского и Шарковщинского р-нов Витебской области. Создан в 1968 для сохранения в естественном состоянии одноименного болотного массива. Площадь 23,2 тыс. га (2006). В пределах заказника около 30 дистрофных озёр, в том числе Ельно, Долгое, Чёрное. Торфяные залежи мощностью до 8,3 м, сапропелевые до 1,5 м. Преобладают сосново-кустарничково-сфагновые, кустарничково-сфагновые, а также выраженные грядово-мочажинный и грядово-озёрный комплексы, создающие своеобразный колорит местности. На минеральных участках – ельники, черноолыпаники, березняки и др. леса. Произрастает около 300 видов растений, в том числе хохлатка полая, берёза карликовая, морощка, гладыш широколистный, медвежий лук, шпажник черепитчатый. Встречаются журавль серый, кроншнепы большой и средний, ржанка золотистая, гагара чернозобая, куропатка белая, дербник и др. Объект экологического туризма.

Как видно из данных таблицы 1, наибольшее количество охраняемых объектов (14) расположено в пределах трассы газопровода Минск-Торжок-Ивацевичи. Наименьшее количество особо охраняемых территорий пересекают газопроводы Могилев – Витебск, и нефтепровод Мозырь – государственная граница Украины, при этом названный газопровод имеет также и минимальную длину в преде-



лах особо охраняемых территориях. Максимальную протяженность участков в пределах особо охраняемых природных территориях имеет нефтепровод «Дружба».

Общая протяженность участков магистральных трубопроводов, в пределах особо охраняемых территориях составляет 251 км. Общее количество особо охраняемых природных территорий, по которым проходят магистральные трубопроводы или которые располагаются недалеко от трасс, составляет 68 единиц из 446 особо охраняемых объектов на 1.01. 2004 [2]. Из 97 заказников республиканского значения [2] магистральными трубопроводами пересекаются 16 единиц, а из 334 памятников природы [2] вблизи трасс находятся 39 единиц. Таким образом, трассами магистральных трубопроводов пересекается 15% всех особо охраняемых природных территорий Республики Беларусь. На долю пересекаемых заказников приходится 17%, а памятники природы, которым может угрожать опасность составляют 11%. Из трех национальных парков два национальных парка пересекаются магистральными трубопроводами. Единственный вид особо охраняемых территорий, которые не пересекают магистральные трубопроводы – заповедники.

Большинство особо охраняемых территорий было создано после строительства магистральных трубопроводов, поэтому основные изменения территории ООПТ происходят во время эксплуатации магистральных трубопроводов. К основным неблагоприятным изменениям, которые могут происходить на 15% всех особо охраняемых территориях Республики Беларусь, относятся: вырубка ценных видов древесных пород, изменение почвенного и растительного покрова, исчезновение ценных видов растений в результате разливов нефти и проведении ремонтных работ. Все это создает риск деградации охраняемых уникальных природных комплексов

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коробов, В.Б. Географическое обоснования создания транспортной инфраструктуре Тимано-Печерской нефтегазовой провинции / В.Б. Коробов // Известия РАН серия географическая. – 2006. – №4. – С. 87–98.
2. Сушня, Л.М. Природоохранная сеть Беларуси как часть европейской экологической сети / Л.М. Сушня, М.М. Рыбинец,

М.Е. Никифиров // Известия НАН Беларуси серия биологическая. – 2004. – С. 100–103.,

3. Колпашников, Г.А. Система предупреждений появления и развития аварийных ситуаций в строительстве трубопроводов в связи с проявлением опасных геологических процессов / Г.А. Колпашников, Н.Н. Баранов, В.Г. Мякота // Европейское Полесье – хозяйственная значимость и экологические риск: материалы международного семинара. – Пинск, 2007. – С. 229–232.

4. Хомич, В.С Загрязнения почв нефтепродуктами в Беларуси / В.С. Хомич // Природные ресурсы. – 2005. – №2. – С. 43–52.

5. Экология магистрального трубопроводного транспорта / А.А. Кудельский, М.С. Копора, В.Г. Левашкевич, А.А. Руденок // Надежность и безопасность трубопроводного транспорта: материалы III научно-технической конференции. – Новополоцк: ПГУ, 2000 – С. 188–190.

6. Национальный Атлас Республики Беларусь, 2002

7. Энциклопедыя Прыролы Беларусі – Минск: Беларуская савецкая энциклопедыя ім. П. Броўкі, 1983. – Т.1.

8. Энциклопедыя Прыролы Беларусі – Минск: Беларуская савецкая энциклопедыя ім. П. Броўкі, 1985. – Т.4.

9. Туристская энциклопедыя Беларусі. – Минск: Беларуская Энциклапедыя, 2007. – 648 с.

*Мякота Вячеслав Геннадьевич, инженер,  
Игнатов Владимир Сергеевич, магистр техн. наук, Белорусский  
национальный технический университет, г. Минск, Беларусь*

***Опасные геологические процессы как критерий геоэкологической  
оценки безопасности трасс магистральных трубопроводов  
Республики Беларусь***

***Dangerous geological processes as criterion geoeological estimat***

В представленной статье описываются опасные геологические процессы, которые влияют на безопасное функционирование трасс магистральных трубопроводов и выступают в качестве одного из критериев при геоэкологической оценке их безопасности. Определены основные районы распространения опасных геологических процессов в пределах трасс магистральных трубопроводов. Выявлен самый опасный и безопасный магистральный трубопровод, проходящий по территории Республики Беларусь.

In presented article are described dangerous geological processes, which influence upon safe operating the routes main pipe line and act as, one of the criterion geoeological estimations to their safety. The main regions of the spreading the dangerous geological processes are determined within routes main pipe line. It is revealed the most dangerous and safe main pipe line with standpoint given criterion.

Трубопроводный транспорт в настоящее время занимает одно из главных место по транспортировки жидких и газообразных веществ, поэтому очень остро стоит вопрос об его безопасном функционировании. По территории Беларуси проходит ряд магистральных трубопроводов, представленных газопроводами: Торжок-Минск-Ивацевичи; Щорс-Гомель-Минск-Вильнюс; «Ямал-Европа»; Ивацевичи-Брест; Кобрин-Брест-госграница и нефтепроводом «Дружба». Общая протяженность газопроводов по территории Республики Беларусь составляет 7220,4 км, в одноконтинентном исчислении – 3009,6 км, а протяженность нефтепровода – около 2500 км.

Безопасность функционирования магистральных трубопроводов регламентируется рядом нормативных документов [1,2].

Проблема изучения безопасного функционирования магистральных трубопроводов в Республике Беларусь развивается по трем направлениям: оценка состояния труб магистральных трубопроводов, безопасное функционирование их при проявлении опасных геологических процессах, воздействие магистральных трубопроводов на окружающую среду. В публикациях по первому направлению большое внимание уделяется диагностики и техническому состоянию труб [3,4]. Второе направление базируется на научных работах, связанных с изучением влияния неблагоприятных процессов, протекающих в геологической среде на здания и сооружения [5]. Третье направление связано с изменениями в окружающей среде, которые происходят в результате аварий на магистральных трубопроводах и влияния продуктов транспортировки на природную среду [6].

Наибольшее развитие данные направления получили в Российской Федерации. Это связано, прежде всего, с увеличением числа аварий на трассах магистральных трубопроводов на территории РФ и большого экологического ущерба. Также это создало необходимость разработки методических рекомендаций по оценке степени риска на магистральных нефтепроводах [7]. Согласно им выделяются несколько факторов влияния на безопасность магистральных трубопроводов: внешние антропогенные воздействия (минимальная глубина заложения магистрального трубопровода, защищенность наземного оборудования, состояние охранной зоны магистрального трубопровода и др.), эксплуатационные (дефект труб и сварных швов), коррозия металлических труб, природные (вероятность перемещений грунта или размыва подземного перехода) и др.

Проявление опасных геологических процессов в пределах трасс магистральных трубопроводов является одним из главных критериев при проведении геоэкологической оценки их безопасного функционирования.

Целью статьи является установление особенностей проявления опасных геологических процессов на трассах магистральных трубопроводов в Республике Беларусь. Для этого понадобилось решить 3 задачи:

1. Охарактеризовать опасные геологические процессы, влияющие на безопасность магистральных трубопроводов.
2. Установить размер и распространение опасных геологических процессов в пределах трасс магистральных трубопроводов.
3. Выявить степень опасности каждого опасного процесса для магистральных трубопроводов.

Основным методом исследования выступил картографический метод. Он заключался в наложении карты магистральных трубопроводов на карты возможного проявления опасных геологических процессов: агрессивности грунтовых вод, распространения и просадочности лёссовых пород Беларуси, карта распространения карстующихся пород.

Основные опасные геологические процессы, влияющие выступающие в качестве критериев геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов, следующие: карст, просадочность лёссовых пород, оползневые процессы, агрессивность грунтовых вод. Эти процессы проявляются с различной интенсивностью во всех регионах Беларуси, т.к. с точки зрения инженерно-геологических условий территория Беларуси отличается значительной сложностью.

*Карст.* Карстовые проемы, проявляющиеся в оседании и проседании (при радиусе кривизны поверхности соответственно более 1 км и менее 1 км), протекающие без нарушения сплошности массива длительное время (оседания до нескольких лет) [5]. На рис. 1 показано пересечение магистральных трубопроводов с областями карстопоявления.

*Оползни.* Особенно высока вероятность возникновения осыпей и оползней при переходе магистральных трубопроводов через русла рек и возникновении напряженности на трубопроводах.

Переработка береговых склонов наиболее интенсивно идет в период прохождения паводков, когда вначале наступает максимум скоростей, затем – максимум расходов и, наконец, – максимум уровней. Наибольшая сила воздействия на прибрежные склоны начинается в момент, когда паводок вступает в максимум расходов. В это время возникают предельные скорости циркуляции воды в реке. Скорость воды у дна вследствие трения меньше, чем у поверхности реки. Поэтому у поверхности результирующая сила давления не в состоянии обеспечить движение частиц воды по окружности с большей скоростью и вода «отбрасывается» к дальнему (от центра

поворота) берегу. На этом участке, как и в месте, где река делает поворот, происходит интенсивная переработка склона. И если в этом месте происходит пересечение магистрального трубопровода рекой, то вероятность аварии увеличивается.

Просадочность лессовидных отложений. На территории Беларуси лессовидные породы занимают около 10% площади и распространены южнее главного пояса конечных морен, в основном, отдельными участками и островами. Они приурочены к Оршано-Могилёвскому плато, Минской и Новогрудской возвышенностям.

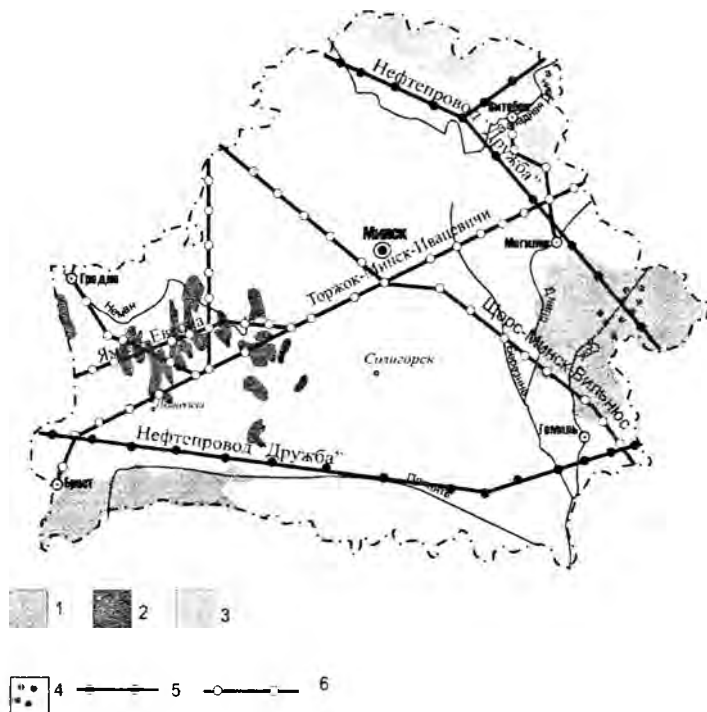


Рис. 1 Схема распространение областей карстопроявлений по трассам магистральных трубопроводов:

1 – Верхнемеловые отложения, представлены мергельно-меловыми породами с глубиной залегания 20–50 м; 2 – Верхнемеловые отторженцы породы в конечно-мооренных образованиях, представлены мергельно-меловыми породами; 3 – Долмиты франского яруса с глубиной залегания до 20 и 50 м; 4 – открытые карстовые формы; 5 – магистральные нефтепроводы; 6 – магистральные газопроводы

Мозырско-Брагинской и Копыльской грядам. Залегают лессовидные отложения в комплексе с другими генетическими типами отложений – моренными, флювиогляциальными, озерными, аллювиальными и др. Приурочены к склонам моренных гряд и платообразным участкам водоразделов рек с абсолютными отметками 140–150 м. Мощность отложений варьирует в диапазоне от 0,5 до 10 и более метров [8]. На рис. 2 видно пересечение магистральных трубопроводов с областями распространения лессовидных пород.

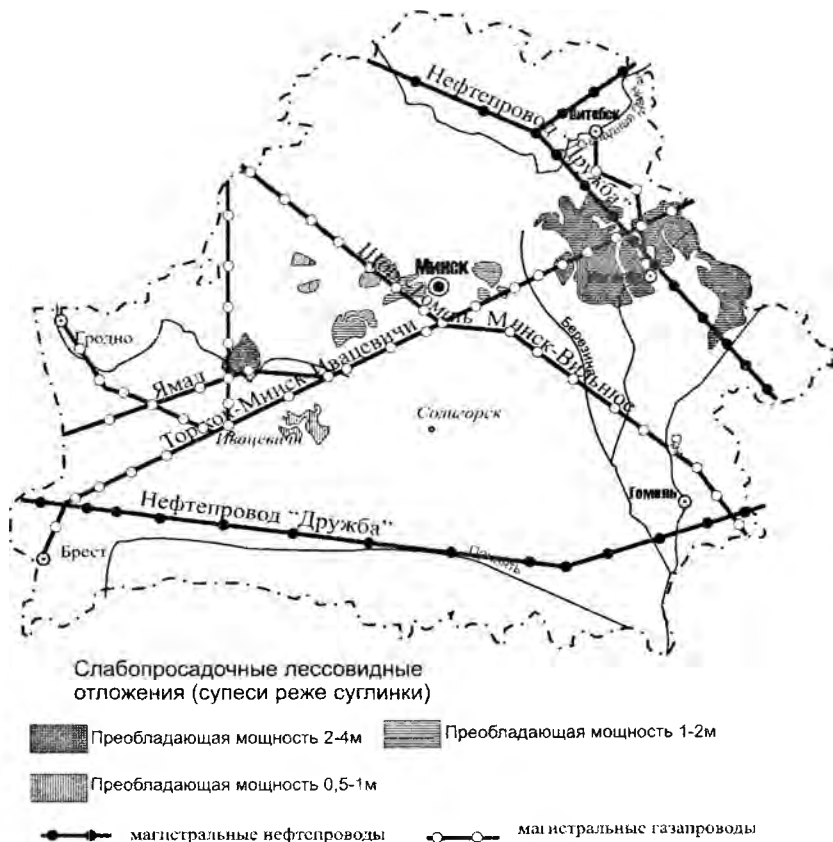


Рис. 2. Схема пересечения магистральных трубопроводов с областями распространения лессовидных отложений

Агрессивность грунтовых вод. В пределах Республики Беларусь выделяется 4 геолого-гидрохимические зоны, характеризующиеся определенными закономерностями распространения грунтовых вод с выраженными показателями агрессивности по отношению к бетонным конструкциям (рис. 3) [9].

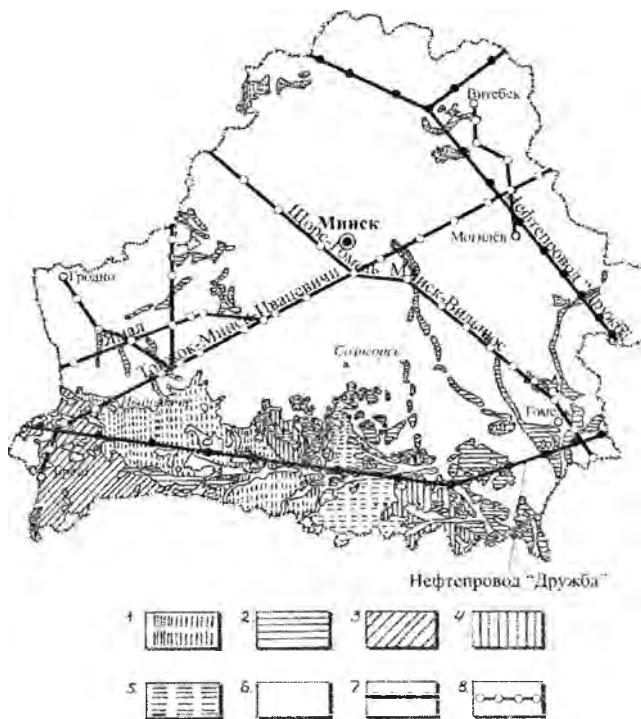


Рис. 3. Схема проявления агрессивных подземных вод в пределах трасс магистральных трубопроводов:

1 – Площади распространения грунтовых вод с преобладающим углекислотным типом агрессивности; 2 – площади распространения грунтовых вод с преобладающим карбонатным типом агрессивности; 3 – площади распространения грунтовых вод, обладающих общекислотным и углекислотным типом агрессивности; 4 – площади распространения грунтовых вод, обладающих карбонатным и углекислотным типами агрессивности; 5 – Площади распространения грунтовых вод, обладающих общекислотным, карбонатным и углекислотным типами агрессивности; 6 – Площади распространения грунтовых вод преимущественно не агрессивных; 7 – нефтепроводы; 8 – газопроводы



Первая зона охватывает северную часть страны (бассейн реки Западная Двина), где на общем фоне преимущественно неагрессивных вод фрагментарно выделяются небольшие участки (на севере Белорусского Поозерья, в районе Бешенковичей и Шумилино), воды которых содержат повышенное количество  $\text{CO}_2$  и относятся к водам с углекислотным типом агрессивности. Характерна принадлежность к этому виду агрессивности грунтовых вод, заключенных в отложениях различных генетических типов – современных аллювиальных отложений пойм, древнеаллювиальных, внутриморенных и болотных отложений

Вторая зона охватывает всю центральную и юго-восточную часть Беларуси и характеризуется распространением преимущественно неагрессивных грунтовых вод за исключением вод, приуроченных к древнеаллювиальным отложениям крупных рек. На отдельных участках (территориально сопряженных с древнеаллювиальными) агрессивными являются флювиогляциальные и болотные водоносные горизонты. Основным видом агрессивности в этой зоне в указанных отложениях (участки надпойменных террас р. Немана, Березины, Сожа и Днепра) является карбонатный тип агрессивности.

Третья зона – юго-западная часть республики (бассейн р. Зап. Буг), для которой характерно широкое распространение грунтовых вод, обладающих одновременно общекислотными и углекислотными типами агрессивности. Стратиграфически эти воды приурочены ко всем характерным горизонтам – болотным, озерно-аллювиальным, древнеаллювиальным, флювиогляциальным, нередко и моренным.

Четвертая зона охватывает практически всю центральную часть Белорусского Полесья и характеризуется повсеместным распространением грунтовых вод, обладающих различным типом агрессивности и их разнообразным сочетанием. На рисунке 3 показана картасхема распространения агрессивных подземных вод и трасс магистральных трубопроводов.

Как показано на рис. 1, 2, 3 магистральные трубопроводы пересекают все области распространения опасных геологических процессов. Как видно из табл. 1 показано процентное соотношение участков трасс магистральных трубопроводов, расположенных в областях проявления опасных геологических процессов.

Проявление опасных геологических процессов  
на трассах трубопроводов

Трубопроводы	Опасные геологические процессы, %		
	Карст	Просадочность лессовых пород	Агрессивные подземные воды
Нефтепровод «Дружба»			
Широтная ветка	–	–	60
Меридиональная ветка	23	9	18
Газопроводы			
Торжок–Минск–Ивацевичи	9	26	2
Щорс–Гомель–Минск–Вильнюс	11	2	8
Ямал–Европа	29	8	3
Ивацевичи–Брест	15	–	100
Витебск–Могилёв	13	10	6
Ивацевичи – государственная граница Литвы	3	9	9

Широтная ветка нефтепровода «Дружба» почти на всем своем протяжении пересекает территории с агрессивными грунтовыми водами, которые представлены всеми типами. Удельный вес для области распространения преимущественно карбонатного типа агрессивности составляет 15% от протяженности нефтепровода, общекислотный карбонатный и углекислотный тип агрессивности занимает около 6% территории трассы, области распространения карбонатного и углекислотного типа агрессивности – около 4%, области с преобладанием углекислотного типа агрессивности – около 20% и области общекислотного типа агрессивности – около 15%. Трубопровод пересекает несколько крупных водных преград: р. Сож, Днепр и Припять (в двух местах), Уборть, Ствига, Горынь, Ясельда в местах пересечения которых возможны проявления оползней и подработка берегов.

Меридианальная ветка нефтепровода «Дружба» проходит через области с распространением агрессивных грунтовых вод, лессовидных отложений и карстопроявления. На долю агрессивных грунтовых вод с преимущественно карбонатным типом агрессивности приходится около 10%, а на территории распространения карбонатного и углекислотного типа агрессивности – около 8%, около 23% длины нефтепровода приходится на верхнемеловые отложения, а 9% – на лессовидные отложения, мощностью 2–4 м. Трасса нефтепровода пересекает следующие водные преграды: р. Бесядь, Проня, Днепр, Западная Двина (в двух местах), Дисна.

Газопровод Торжок–Минск–Ивацевичи пересекает лессовидные отложения мощностью 2–4 метра в трех местах, мощностью 1–2 м в одном месте. Суммарная доля длины трассы с областями распространения лессовидных отложений составляет – 26% из них 1% приходится на территории с мощностью лессовидных отложений 1–2 м, 25% – соответственно с мощностью 2–4 м. Область карстопроявлений, представленная верхнемеловыми отторженцами занимает 9% длины трассы. Агрессивные подземные воды на трассе газопровода представлены общекислотным, карбонатным и углекислотными типами агрессивности. На своём пути газопровод проходит через несколько водных преград: р. Березина, Свислочь, Птичь, Уса, Нёман.

Трасса магистрального газопровода Щорс–Гомель–Минск–Вильнюс на своем протяжении пересекает территории с распространением лессовидных отложений мощностью 1–2 м, которые занимают 2% длины трассы газопровода. В пределах трассы встречаются карстовые проявления, представленные верхнемеловыми отложениями, на которые приходится 11% длины газопровода. На своем пути газопровод пересекает районы с распространением грунтовых вод с преобладающим карбонатным типом агрессивности, несколько водных преград: рр. Сож, Днепр, Березина, Свислочь, Вилия, Птичь.

В пределах трассы газопровода Ямал–Европа располагаются области распространения лессовидных отложений, занимающих 8% длины трубопровода. Районы областей карстопроявления, представленных верхнемеловыми отторженцами занимают 29% длины. Газопровод пересекает несколько небольших водных объектов, среди которых наиболее крупные р. Щара, Рось, Нарев.

Трасса газопровода Ивацевичи–Брест пересекает районы распространения карста, состоящие из верхнемеловых отторженцев и верхнемеловых отложений. На их долю приходится 7 и 8% длины трассы соответственно. Половину трассы занимают области распространения грунтовых вод, обладающих кислотным, карбонатным и углекислотными типами агрессивности, а вторую половину – области распространения грунтовых вод, обладающих общекислотным и углекислотным типами агрессивности. Среди водных преград надо отметить пересечение газопроводом водохранилища Селец.

На трассе газопровода Витебск–Могилёв лессовидные отложения мощностью 2–4 м занимают 10% длины трассы, а участки с распространением карстующихся пород, представленные доломитами франского яруса – 13%. В пределах трасы встречаются области распространения грунтовых вод, обладающих общекислотным, карбонатным и кислотным типами агрессивности. На пути газопровода располагается одна водная преграда – р. Днепр.

Чтобы оценить опасность территории с проявлением опасных геологических процессов при геоэкологической оценке трасс магистральных трубопроводов, следует выявить наиболее подверженные к опасным геологическим процессам магистральные трубопроводы и влияние процессов на их трубопроводы. Для достоверной оценки влияния опасных геологических процессов, используется мера изменения состояния сооружения (по сравнению с проектным) в процессе его эксплуатации, обозначаемая термином «стабильность» (S).

Показатель стабильности варьирует в пределах от 1 до 0, причём значение  $S=1$  соответствует полному отсутствию деформаций сооружения, превышающих предусмотренные проектом, а при  $S=0$  сооружение выходит из строя в результате развития инженерно-геологических процессов табл. 1. В табл. 2 представлена эволюция разрушения магистральных трубопроводов, оцениваемая показателем стабильности.

В Республике Беларусь под влиянием многих, в том числе, и перечисленных выше факторов происходит изменение стабильности магистральных трубопроводов.

Наименее безопасный с точки зрения распространения опасных геологических процессов является газопровод Щорс–Гомель–Минск–Вильнюс. Неблагоприятные участки занимают около 21% протяженности газопровода.

Состояние подземных газопроводов в зависимости от стабильности (S) [10]

S	Состояние подсистемы сооружений	Возможные дефекты газопровода
1	Газопровод полностью соответствует проекту	—
0,7	Газопровод обнажён частично	Разрушение гидроизоляции, покрытия за счёт солнечной радиации, активизация коррозии; потенциальная возможность разрушения соседних ниток при аварии одной из них
0,5	Газопровод обнажён полностью	То же, что при $S = 0,7$ , кроме того газопровод не заземлён, подвижен создаются условия для развития скрытых дефектов трубы
0,3	Газопровод обнажён полностью, арки, змейки	То же, что при $S = 0,5$ ; кроме того возможна работа трубы с напряжениями выше допустимых
0,1	Газопровод обнажён полностью, арки, змейки с гофрами	То же, что при $S = 0,3$ , кроме того возможно течение материала трубы
0	Разрыв газопровода	

К магистральным трубопроводам, где суммарная доля опасных участков превышает 50% относятся: нефтепровод «Дружба», газопровод Ивацевичи–Брест. Газопровод Ивацевичи–Брест является наиболее подверженными воздействию опасных геологических процессов, так как полностью проходит по территориям с их распространением.

Наиболее опасными для функционирования магистрального трубопроводного транспорта являются территории с распространением агрессивных подземных вод. На этих территориях происходит длительное воздействие на изоляцию и бетонное основание трубопроводов (при надземной укладке).

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Закон Республики Беларусь о промышленной безопасности опасных производственных объектов №363-З от 10.01.2000.
2. Правила охраны магистральных трубопроводов. – Минск, 2006.
3. Липский, В.К. Особенности оценки рисков при декларировании опасностей магистральных трубопроводов / В.К. Липский, А.Г. Кульбей, А.И. Вечёра // Чрезвычайные ситуации: предупреждение и ликвидация: тезисы докладов. – Минск, 2003. – Ч. 1. – С. 110–111.
4. Станкевич, А.В. К вопросу о выборе типа системы обнаружения утечек в системах магистрального трубопровода / А.В. Станкевич // Чрезвычайные ситуации: предупреждение и ликвидация: тезисы докладов. – Минск, 2003. – Ч.2. – С. 95–95.
5. Колпашников, Г.А. Система предупреждений появления и развития аварийных ситуаций в строительстве трубопроводов в связи с проявлением опасных геологических процессов / Г.А. Колпашников, Н.Н. Баранов, В.Г. Мякота // Европейское Полесье – хозяйственная значимость и экологические риск. Материалы международного семинара. – Пинск, 2007. – С. 229–232.
6. Хомич, В.С. Загрязнения почв нефтепродуктами в Беларуси / В.С. Хомич // Природные ресурсы. 2005. – №2. – С. 43–52.
7. Методическое руководство по оценке степени риска на магистральных нефтепроводах: Сер. 27, вып. 1. – М.: государственное предприятие Научно-технический центр по безопасности промышленности Госгортехнадзора России, 2000. – 96 с.
8. Колпашников, Г.А. Происхождение и свойства лессовидных отложений в Республике Беларусь / Г.А. Колпашников // Международная научно-техническая конференция, Геотехника Беларуси: наука и практика: сб. – Минск, 2003. – №3-4. – С. 273–278.
9. Колпашников, Г.А. Агрессивность грунтовых вод Белорусского Полесья / Г.А. Колпашников, Р.И. Ленкевич // Вестник Белорусского национального технического университета. – 2004. – № 3. – С. 4–7.
10. Невечера, В.Л. Принципы инженерно-геологической оценки территории для обоснования литомониторинга объектов газовой промышленности / В.Л. Невечера, В.В. Пендин // Инженерная геология. – 1991. – №1. – С. 121–132.

*Мякота Вячеслав Геннадьевич, инженер, Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь*

***Особо охраняемые природные территории как один из критериев геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов (на примере Полесского региона)***

***Particularly protected natural territories are one of criterions geoeological estimation main pipe (for example Polesie)***

В статье рассматриваются особо охраняемые природные территории (ООПТ), как один из критериев оценки геоэкологической безопасности трасс магистральных трубопроводов, так как в результате функционирования трубопроводов в них происходит изменение уникальных природных систем.. Приведено описания природных комплексов (ООПТ) Полесья, расположенных в пределах трасс магистральных трубопроводов, дано описание основных причин их изменений в связи с функционированием и обслуживанием магистральных трубопроводов, подсчитан удельный вес длин магистральных трубопроводов, проходящих через ООПТ

In the article is brought particularly protected natural territories as one of criterions geoeological estimation of safety main pipe. Description of complexes of particularly protected natural territories of Polesie within main pipe is given. The main causes of changing of natural complex connected with the functioning mine pipe are indicated. The density of lengths of mine pipe is calculated.

При оценке геоэкологической безопасности магистральных трубопроводов и прилегающих к ним территорий одним из главных критериев является сохранность уникальных ландшафтных комплексов особо охраняемых природных территорий (ООПТ), которые пересекают трубопроводы. Основные изменения территории связаны со строительством трасс магистральных трубопроводов, когда происходит кардинальное изменение ландшафтов. На территории Полесья созданные ООПТ расположены на функционирующих

трассах, поэтому основные изменения связаны с формированием в пределах трассы охранной зоны по 50 м от оси [1]. В этой зоне происходят модификации растительного и почвенного покрова, которые связаны с проведением обследования трасс, раскопок при уточнении дистанционных методов (зондирование, георадарные исследования) или при невозможности их применения, проведения ремонтно-сварочных работ, а также изменения теплового режима почвы, в результате чего происходит постепенная трансформация растительных сообществ, вырубка деревьев и др.

В пределах Полесья площадь под ООПТ (заказниками и заповедниками) составляет 297,2 тыс. га, около 8% территории региона или около 17% от площади всех особо охраняемых территорий в Республике Беларусь. [2]. Этот регион является уникальным с точки зрения разнообразия ландшафтных комплексов.

Вопрос влияния магистральных трубопроводов на различные памятники природы и на особо охраняемые природные территории изучен недостаточно. Анализ литературных источников показал, что в публикациях, которые посвящены экологическим проблемам Полесья, сохранению его биоразнообразия, функционирование магистральных трубопроводов и ООПТ рассматриваются самостоятельно, без взаимосвязи между собой [3,4,5,6,7].

Для изучения этого вопроса было проведено наложение карты трасс магистральных трубопроводов на карту особо охраняемых природных территорий в пределах границ Полесья. [8]. Полученный результат представлен на рис. 1. Из рисунка видно, что в Полесье магистральные трубопроводы пересекают особо охраняемые территории.

По территории Полесья целиком проходят следующие магистральные трубопроводы: нефтепровод «Дружба» и его ответвление «Мозырь – государственная граница Украины»; газопровод «Кобрин – государственная граница Польши». Также по территории Полесья проложены участки газопроводов: «Ивацевичи – государственная граница Украины» и его ответвление «Кобрин – Брест», участок магистрального газопровода «государственная граница Российской Федерации – государственная граница Украины», участок газопровода «Щорс-Минск-Вильнюс».

Нефтепровод «Дружба» в пределах Полесья начинается в районе приграничного населенного пункта Николаевка на границе с



Украиной и проходит через всю территорию Полесья, заканчиваясь около приграничного населенного пункта Вулька. На своем протяжении нефтепровод пересекает территорию следующих особо охраняемых территорий: национальный парк «Припятский», ландшафтные заказники: «Средняя Припять», «Стрельский». Под влиянием магистрального нефтепровода оказывается территория биологического заказника «Днепро-Сожский». Протяженность данного нефтепровода по особо охраняемым природным территориям составляет 91 км.

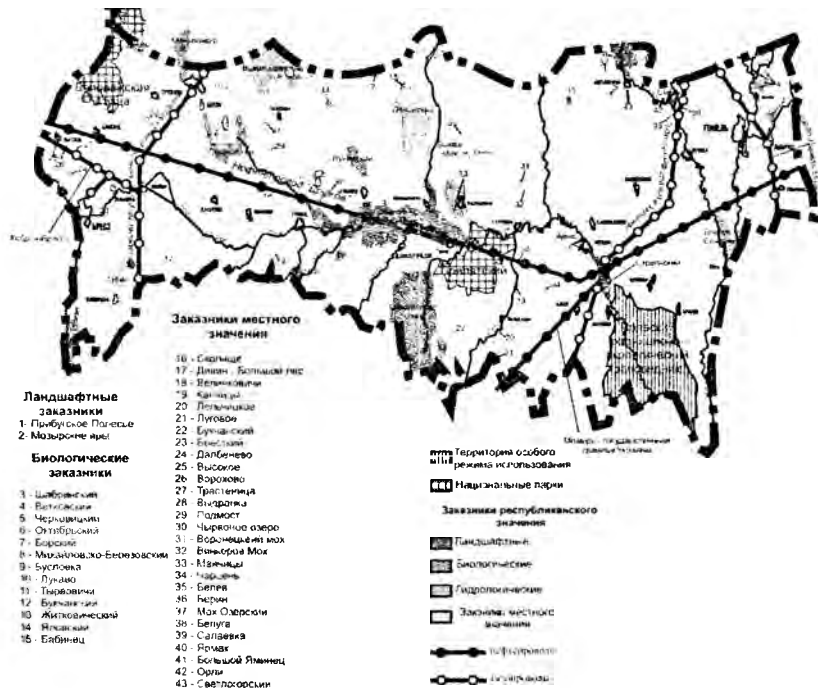


Рис. 1. Особо охраняемые природные территории Полесья, расположенные на трассах магистральных трубопроводов

Ответвление магистрального трубопровода «Мозырь – государственная граница Украины» пересекает территорию ландшафтного

заказника «Стрельский». Его протяженность в пределах заказника составляет 9 км.

Газопровод «Кобрин – государственная граница Польши» пересекает территорию заказников местного значения: Ворохово и Высокое. В их границах длина газопровода составляет 5 км. Под влияние газопровода попадают памятники природы: буки лесные пурпурные, дуб черешчатый (пирамидальной формы) и др.

В пределах Полесья газопровод «государственная граница Российской Федерации – государственная граница Украины» пересекает территорию ландшафтного заказника «Стрельский», территорию заказников местного значения «Белуга» и «Селаевка». Длина газопровода в пределах этого заказника составляет 11 км

В границах Полесья газопровод «Щорс-Минск-Вильнюс» пересекает заказник «Буда-Кошелевский». Протяженность трассы магистрального газопровода составляет 3 км.

Ниже представлена характеристика особо охраняемых территорий Полесья, пересекаемых магистральными трубопроводами.

Буда-Кошелёвский биологический заказник республиканского значения расположен в Буда-Кошелёвском р-не Гомельской обл. Образован в 1988 для сохранения фрагментов ценных дубрав с редкими видами растений. Площадь 13 575 га (по состоянию на 2006 г.), состоит из 7 отдельных участков леса. Около 70% дубрав представлены молодыми деревьями [9].

Стрельский ландшафтный заказник республиканского значения находится на территории Мозырьского и Калинковичского районов Гомельской области. Основан в 1999г. для охраны уникальных природных территорий, которые представляют почти все ландшафтные комплексы Белорусского Полесья. Площадь 12 тыс. га по состоянию на 2006 г. Флора насчитывает более 500 видов сосудистых и 250 видов низших растений, из них 27 видов включено в Красную книгу Беларуси: венерин башмачок настоящий, волчник боровой, дрок германский, шпажник черепитчатый, сальвиния плавающая и др. Фауна включает 264 вида, из них 20 в Красной книге: усач, стерлядь, черепаха болотная, поганка малая, пустельга обыкновенная, барсук, малая вечерница и др. Объект экологического туризма [9].

Ландшафтный заказник республиканского значения Средняя Припять, размещается в Пинском, Лунинецком, Столинском р-нах

Брестской области и Житковичском районе Гомельской области. Образован в 1999г для сохранения уникальной пойменной экосистемы реки Припять. Общая площадь 90,4 тыс. га (2006). На территории заказника сконцентрированы все типичные для Полесья и ставшие редкими в Европе биотипы – спелые пойменные дубравы, низинные болота, пойменные луга, водно-болотные угодья. Во флоре 725 видов высших сосудистых растений, в Красную книгу Беларуси включены сальвиния плавающая, кувшинка белая, шпажник черепитчатый, колокольчик широколистный, фиалка топяная, касатик сибирский и др. Фауна богата и разнообразна: 36 видов млекопитающих, 182 вида птиц, 10 видов амфибий, 37 видов рыб и др. Обитают животные, занесённые в Красную книгу Беларуси: барсук, большая и малая выпи, большая белая цапля, змеяяд, большой и малый подорлик, орлан-белохвост, филин, камышовая жаба, болотная черепаха и др. [9].

В табл. 1 показано распределение особо охраняемых природных территорий по трассам магистральных трубопроводов, пересекающих Полесье. Из таблицы 1 видно, что из 16 ООПТ, расположенных в пределах магистральных трубопроводов, 11 находится в Полесье: Национальный государственный парк Припятский, 3 заказника республиканского значения, 7 заказников местного значения. Это составляет около 80% количества ООПТ, расположенных на трассах магистральных трубопроводов пересекающих регион, 34% количества расположенных в пределах трасс магистральных трубопроводов Республики Беларусь, и 20% от ООПТ Полесья.

Длина участков, расположенных в пределах ОПТ Полесья, составляет 28% от суммарной участков, находящихся в пределах ООПТ.

Длина проходящих трубопроводов через заказные территории в пределах Полесья составляет 28% от всей длинны участков, попадающих в пределы особо охраняемых территорий Республики Беларусь.

Магистральные трубопроводы пересекают одну пятую часть ООПТ Полесья, среди них особо следует выделить ландшафтный заказник Стрельский. Через его территорию проходят две ветки нефтепровода и одна ветка газопровода.

Таким образом, магистральные трубопроводы оказывают изменение прилегающих к ним территорий 12% республиканских, 16% местных заказников, Национальному государственному парку Припятский, где происходят трансформации в растительном покрове,

связанные с изменением теплового режима почвы (появлением новых видов растений), авариями, противопожарными мероприятиями, ремонтно-сварочными работами. Следует уделить особое внимание учету ценных растений, растущих в 100 м зоне, которые наиболее близки к исчезновению.

Таблица 1

Особо охраняемые природные территории в пределах трасс магистральных трубопроводах Полесья и Республики Беларусь

Трубопроводы	Национальные парки		Заказники				Памятники природы		Длина в пределах ООПТ, км	
			Местного значения		Республиканского значения					
	В границах Полесья	На всей протяженности Беларуси	В границах Полесья	На всей протяженности Беларуси	В границах Полесья	На всей протяженности Беларуси	В границах Полесья	На всей протяженности Беларуси	В границах Полесья	На всей протяженности Беларуси
Газопроводы										
Щорс–Минск–Вильнюс	–	–	1	2	–	4	7	11	3	14
Госграница России – Госграница Украины	–	–	2	2	1	1	–	–	11	11
Кобрин – Госграница Польши	–	–	2	2	–	–	2	2	5	5
Ивацевичи – Госграница Украины	–	–	–	–	–	–	–	–	1	–
Кобрин-Брест	–	–	–	–	–	–	–	1	1	–
Нефтепровод Дружба										
Меридиональная ветка	1	1	2	2	1	1	2	2	41	41
Мозырь – Госграница Украины	–	–	–	–	1	1	–	–	9	9
Итого	1	1	7	8	3	7	11	16	71	80

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Правила охраны магистральных трубопроводов. – Минск: 2006.
2. Сушня. Л.М., Природоохранная сеть Беларуси как часть европейской экологической сети / Л.М. Сушня, М.М. Рыбинец, М.Е. Никифиров // Известия НАН Беларуси серия биологическая. – 2004. – № 4. – С. 100–103.
3. Парфенов, В.И. Флора и растительность Белорусского Полесья их динамика и охрана биоразнообразия растительного мира / В.И. Парфенов, Д.С. Голод, Д.С. Рыковский // Природные ресурсы. – 1998. – №2. – С. 62–66.
4. Колпашников, Г.А. Экосистемы Белорусского Полесья и их эволюция / Г.А. Колпашников // Вестник Архангельского государственного технического университета. Сер. «Строительство», вып. 69. – Архангельск, 2007. – С. 50–54.
5. Колпашников, Г.А. Техногенез и геологическая среда / Г.А. Колпашников. – Минск: УП «Технопринт», 2005.
6. Хомич, В.С. Загрязнения почв нефтепродуктами в Беларуси / В.С. Хомич // Природные ресурсы. – 2005. – №2 – С. 43–52.
7. Колпашников, Г.А. Система предупреждений появления и развития аварийных ситуаций в строительстве трубопроводов в связи с проявлением опасных геологических процессов / Г.А. Колпашников, Н.Н. Баранов, В.Г. Мякота // Европейское Полесье – хозяйственная значимость и экологические риск. Материалы международного семинара. – Пинск 2007. – С.229–232.
8. Национальный Атлас Республики Беларусь. – Минск, 2002.
9. Туристская энциклопедия Беларуси. – Минск: Беларуская Энцыклапедыя, 2007. – 648 с.

УДК 624.131.

*Колпашиников Геннадий Александрович, д-р геолого-минералогических наук, проф., проф. Кафедры «Геотехника и экология в строительстве» Белорусского национального технического университета, г. Минск, Беларусь, Баранов Николай Николаевич, канд. техн. наук, доц. кафедры «Геотехника и экология в строительстве» Белорусского национального технического университета, г. Минск, Беларусь, Ленкевич Регина Иосифовна, старший преподаватель кафедры «Геотехника и экология в строительстве» Белорусского национального технического университета, г. Минск, Беларусь*

***Место и значение проведения инженерно-геоэкологических изысканий в строительстве***

***The point and the meaning of bringing of engineering-geoecological testing in building***

В статье дана оценка состояния науки, сформировавшейся в 30-х годах прошлого столетия под названием «геоэкология». Отмечено, что эта наука на современном этапе имеет свободное пользование и не получила своего четкого определения. Статья носит дискуссионный характер.

This paper gives grade of condition of science formed in 30th years of last century under the name "geoecology". It is marked that this science have free use nowadays and have no its clear definition. The paper have discussion nature.

В научной литературе «геоэкология» как новая наука была сформирована в 30-х годах прошлого века К. Троллем [1], который ввел ее в область географического цикла как «экология ландшафтов». В дальнейшем термин геоэкология вызвал обширную дискуссию среди геологов, экологов и других исследователей в этой области знаний. В настоящее время в научной литературе геоэкология не имеет своего четкого определения и как наука [2], получила отражение, в основном, в трех направлениях.

Первое связано с широким и биологически ориентированным пониманием этого термина. Оно было сформулировано Е.А. Козловским в 1989 г. [3], который обозначил геоэкологию как новое научное направление, возникшее на стыке геологии и экологии, где исследуются закономерные связи между живыми организмами, техногенными сооружениями и геологической средой. Объектом изучения является геоэкологическая система, в состав которой включают не только абиотические среды Земли, но и живые вещества, в том числе и человека.

Второе направление уходит в область литосферного (геологического) толкования термина геоэкология. Здесь она рассматривается как междисциплинарная и общепланетарная наука, изучающая в естественных и техногенно нарушенных природных условиях закономерные изменения в литосфере, вызванные действием внутренних (эндогенных) сил Земли и внешним влиянием атмосферы, гидросферы, биосферы и техносферы. К И. Сычев [4], развивающий это направление включил таким образом названные геосферы (по В.И. Вернадскому) в необходимость их изучения. Аналогичной точки зрения придерживается и Г.А. Голодковская [5], которая обозначила геоэкологию, как новое научное направление, изучающее взаимодействие геологической среды с другими внешними средами (атмосферой, гидросферой, педосферой, биосферой), а также социо-техносферой. Подобный подход по её мнению следует назвать «инженерной геоэкологией». Таким образом, второе направление предусматривает взаимодействие геологической среды с внешними средами, однако на первом месте стоит геологическая среда и ее изучение в связи с хозяйственной деятельностью человека.

В основе третьего направления лежит геосферное понимание термина геоэкология. Наиболее детально оно рассмотрено в работах В.И. Осипова [6]. Термин «геоэкология» им понимается как междисциплинарная наука, изучающая неживое (абиотическое) вещество геосферных оболочек Земли как компоненту окружающей среды и минеральную основу биосферы. Объектом изучения являются все абиотические оболочки Земли (литосфера, гидросфера), изменяющиеся под влиянием техногенных факторов.

Инженерно-геоэкологические изыскания в строительстве впервые в Республике Беларусь (РБ) были включены в СНБ-96 как отдельный вид инженерных изысканий. Затем потребовалась необходи-

мость в разработке техническим комитетом по стандартизации и техническому нормированию в строительстве (ТКС02) «Основания и фундаменты, инженерные изыскания» при РУП «Стройтехнорм» технического кодекса установившейся практики (ТКП) «Инженерно-геоэкологические изыскания для строительства».

Институтами Российской Федерации создан документ, в котором нашли отражения требования к геолого-экологическим исследованиям и картографированию. Он является обязательным при проведении геологических, гидрогеологических и инженерно-геологических исследований или комплексных съемок м-ба 1:50.000-1:25000, позволяющих получать исходную информацию о техногенных нарушениях геологической среды на локальном уровне и прогноз ее изменения под влиянием природных и техногенных факторов. Первоочередными объектами исследования являются: районы экологического бедствия, техногенно-нарушенные территории промышленно-территориальных и горнопромышленных комплексов, прилегающие к крупным промышленно-городским агломерациям. В комплексе работ по определению авторов документа включены: эколого-геохимические, эколого-газохимические, эколого-радиометрические, эколого-гидрогеологические, эколого-инженерно-геологические и эколого-геоокриологические (для криологических зон). Отметим, что в нем отсутствует изучение биоты как составной части биосферы. По мнению разработчиков, учитывая сложность решения поставленных задач, неразработанности отдельных положений теории и методики геолого-экологических исследований, представленный документ в дальнейшем нуждается в совершенствовании. Геологическая среда в этом документе является основным объектом геоэкологических исследований, включающая литосферу (твердые породы) и подземную гидросферу (водная среда). В РБ на современном этапе появились проблемы, связанные с загрязнением воздушного бассейна, поверхностных вод, накоплено значительное количество отходов промышленного производства. Авария на Чернобыльской АЭС отнесена к категории крупной катастрофы. Проблемными сегодня являются объекты, которые отрицательно воздействуют на геологическую среду – Гомельский химзавод, Гродненское объединение «Азот», Могилевский и Светлогорские химические объединения и много других. Оценка их воздействия на геоэкологическую среду требует проведения геоэкологических изысканий, которые, как



правило, следуют после завершения инженерно-геологических. При разработке ТКП по инженерно-геоэкологическим изысканиям для строительства в Беларуси авторы положили в основу третье направление «геоэкологии», обоснованное В.И. Осиповым [6]. При этом могут рассматриваться два подхода к созданию документа.

Первый подход рассматривает инженерно-геоэкологические исследования и картографирование для строительства как обязательные при проведении инженерно-геологических изысканий, позволяющие получить необходимую информацию о техногенных нарушениях геологической среды на локальном уровне. К объектам изучения относятся: хранилища бытовых и производственных отходов, полигоны по захоронению вредных для здоровья веществ, участки, загрязненные выбросами в результате аварии на ЧАЭС, экологического бедствия и др. В состав работ входят: сбор и обработка материалов о состоянии природной среды в районе изысканий, оценка проявления опасных природных и техногенных процессов на основе дешифрирования аэрокосмических материалов (выполняется специалистами данного профиля), оценка состояния природно-антропогенных систем (геологической среды) с использованием экологического нормирования, проходка горных выработок, отбор проб поверхностных и подземных вод для установления условий распространения неорганических загрязнений, лабораторные работы по определению в пробах загрязнений (свинца, цинка, железа, меди пестицидов и т.п.), оценка радиационной обстановки участка изысканий, оценка влияния техногенных факторов на изменение геоэкологических условий с составлением отчета и стоимости проводимых работ. Базовыми документами являются экологическое нормирование. По результатам инженерно-геоэкологических изысканий для строительства составляется комплект карт, отражающий состояние и направленность изменения геологической среды изучаемой площадки, отчеты с характеристикой выявленных геоэкологических закономерностей с рекомендациями по рациональному использованию и защите геологической среды. Материалы инженерно-геоэкологическим изысканий могут быть переданы исполнительным органам, отвечающим за состояние окружающей природной среды. Такой подход был реализован авторами при разработке проекта ТКП.

При инженерно-геоэкологических изысканиях для строительства и проектирования объектов на вновь осваиваемых территориях следует избрать другой подход к разработке ТКП, основанный на взглядах К.И. Сычева [4] и Г.А. Голобковской [5], развивающих второе направление, где в основе лежит понятие о литосферном пространстве. Следует также учитывать, что на проектирование и строительство особо ответственных сооружений потребуются как отечественные так и зарубежные инвестиции. В соответствии с этим в исследования вовлекаются изучение изменений в литосфере, вызванные действием внешних и внутренних сил Земли, включая атмосферу, гидросферу, биосферу и техносферу. Влияние биоты на изменения, происходящие в геологической среде должны оцениваться биологами. Таким образом, объем инженерно-геоэкологических изысканий увеличивается за счет вовлечения как абиотических, так и биотических факторов, определяющих состояние геологической среды как части биосферного пространства.

## ВЫВОДЫ

1. Предполагаемая статья носит дискуссионный характер и не претендует на абсолютное решение поднятой проблемы, находящейся в стадии становления.
2. В статье авторами сделана попытка определить место и значение проведения инженерно-геоэкологических изысканий в строительстве в целях оценки состояния и изменения геологической среды Беларуси как части биосферы.
3. Инженерно-геологические изыскания являются самостоятельным видом работ и дополняют инженерно-геологические изыскания для строительства.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Теория и методология экологической геологии / под ред. В.Т. Трофимова. – М.: МГУ, 1997
2. Трофимов, В.Т. Экологическая геология / В.Т. Трофимов, Д.Г. Зилинг. – М.: Геоформмарк, 2002. – 410 с.

3. Козловский, А.Е. Геоэкология – новое научное направление. Геоэкологические исследования в СССР. Доклады советских геологов. Международный геологический конгресс XXVIII сессия. – М., 1989. – С. 9–19.
4. Сычев, К.И. Научное содержание и основные направления геоэкологии / К.И. Сычев // Разведка недр. – 1990. – №11. – С. 2–6.
5. Голодковская, Г.А. Инженерная геоэкология – период становления / Г.А. Голодковская // Инженерная геология. – 1990. – №3. – С. 8–15.
6. Осипов, В.И. Геоэкология – междисциплинарная наука о экологических пробелах геосфер / В.И. Осипов // Вестник МГУ. Серия геологическая. – 1990. – №6. – С. 62–66.
7. Требования к геолоэкологическим исследованиям и картографирования масштаба 1:50.000-1:25.000. – М.: ВСЕГИНГЕО, 1990. – 127 с.

## **Часть 4. ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ**

УДК 624.154

*Пономарев А.Б., д-р техн. наук, проф.,*

*Голубев К.В., канд. техн. наук, доц.,*

*Калошина С.В., инженер. Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия*

### ***Геотехнический и конструкционный мониторинг в условиях уплотненной городской застройки***

#### ***Geotechnical and constructional Monitoring in conditions of compacted city building***

Проанализированы факторы геологического риска и вызываемые ими негативные последствия. Рассмотрены цель и состав геотехнического и конструкционного мониторинга на различных этапах строительства

The analysis of factors geological risk and negative effects was made in this article. And also the purposes and composition of geotechnical and constructive monitoring have been observed at various stages of building process.

В условиях современного города набор факторов, оказывающих негативное воздействие на существующие здания, постоянно возрастает. Такие явления, как подтопление территорий, динамические воздействия, ухудшение свойств загрязненных грунтов нередко сопровождают хозяйственную деятельность человека, связанную с освоением подземного пространства и уплотнением существующей застройки. Ниже представлена таблица, где приведены основные факторы геологического риска и вызываемые ими негативные последствия.

**Факторы геологического риска и вызываемые ими негативные последствия**

№ п/п	Фактор геологического риска	Возможные негативные последствия
1	Повышение уровня грунтовых вод и их агрессивности в результате загрязнения	Подтопление территории Активизация карстовых процессов, образование карстовых провалов Разрушение тела фундаментов, коррозия арматуры и бетона
2	Подтопление территории	Ухудшение механических свойств грунтов – снижение несущей способности глинистых грунтов (разжижение, переход в текуче-пластичную и текучую консистенции), активизация суффозионных процессов Разрушение тела фундаментов, коррозия арматуры и бетона Неравномерная осадка фундаментов
3	Подработка территории	Неравномерные осадки земной поверхности, вызывающие появление трещин в сооружениях
4	Откачка и понижение естественного уровня грунтовых вод	Неравномерные осадки зданий сооружений
5	Строительство сооружений с развитой подземной частью	Нарушение естественной фильтрации грунтовых вод, барражный эффект, изменение градиентов и направлений движения грунтовых вод
6	Нерегулируемая хозяйственная деятельность, накопление на склонах и присклоновых участках хозяйственного мусора и насыпных грунтов, сброс в овраги хозяйственных и атмосферных поверхностных вод, подрезка склонов долин рек и бортов оврагов, плохая заделка траншей при прокладке коммуникаций вблизи склонов	Активизация оползней

Если проанализировать перечисленные факторы геологического риска и вызываемые ими последствия, то становится очевидным, что нередко одни негативные экзогенные процессы становятся причиной развития других, не менее опасных, в результате чего вероятность разрушения существующей застройки возрастает.

Поскольку при новом строительстве, а также в процессе эксплуатации строительных объектов полностью избежать влияния опасных факторов не всегда представляется возможным, для своевременного обнаружения возможного зарождения и развития деформаций зданий необходимо грамотно организовать их мониторинг [1].

В широком смысле понятие «мониторинг» (от лат. monitor – предостерегающий) можно определить как специально организованное, систематическое наблюдение за состоянием объектов, явлений, процессов с целью их оценки, контроля или прогноза. Весь мониторинг в строительстве условно можно разделить на геотехнический мониторинг и мониторинг конструкций зданий и сооружений или конструкционный мониторинг [2].

Главная цель системы мониторинга на этапе строительства – это контроль соответствия (верификация) геотехнических и конструктивных параметров строительства проектным допущениям. В дальнейшем система позволяет оценивать эксплуатационные характеристики сооружения.

Рассмотрим более подробно основные составляющие мониторинга:

– Геотехнический мониторинг.

Понятие «геотехнический мониторинг» вошло в обиход строительных организаций, занимающихся проектированием и производством работ сравнительно недавно, когда участились случаи аварий при сложной реконструкции и новом строительстве в стесненных условиях городской застройки. Согласно [1] геотехнический мониторинг должен проводиться в соответствии с ранее разработанным проектом и включает в себя:

– систему наблюдений за надземными и подземными конструкциями строящегося или реконструируемого здания или сооружения, существующих зданий и сооружений, попадающих в зону его влияния, а также за массивом грунта, прилегающего к подземной части объекта, включая подземные воды;

- прогноз изменения состояния объекта и зданий в зоне его влияния и прилегающего к его подземной части массива грунта, включая подземные воды в период строительства и эксплуатации;
- разработку мероприятий по обеспечению сохранности существующих зданий в зоне влияния объекта.

Геотехнический мониторинг проводится при выполнении работ нулевого цикла и делится, как правило, на четыре этапа.

Первый этап – исследования, проводимые на участке будущего строительства, на стадии инженерно-геологических изысканий: оценка трещиноватости массива, оценка напряженного состояния и деформаций в массиве, прогноз возможных подвижек блоков.

Второй этап проводится уже на стадии проектирования сооружения и заключается в уточнении инженерно-геологических данных о площадке строительства и моделировании напряженно-деформированного состояния массива и работы сооружения в окружающем массиве.

Третий этап мониторинга осуществляют при строительстве сооружения. На этом этапе проводят измерения напряжений массива на контуре выработки и в глубине массива, контроль смещения контура выработки по мере её разработки, измерение величины модуля деформации и коэффициента Пуассона грунта, радарную и сейсмическую томографию, исследование участков разуплотнения, трещин. Все эти исследования создают обширный материал для базы данных.

Четвертый этап проводится с момента окончания строительства подземного сооружения и ввода сооружения в эксплуатацию. Этот этап мониторинга длится весь период существования сооружения и заключается в постоянном контроле над состоянием подземного сооружения и окружающего массива.

– Конструкционный мониторинг

Мониторинг конструкций зданий и сооружений можно разделить на два этапа:

Первый этап – мониторинг конструкций на стадии возведения здания или сооружения;

Второй этап – мониторинг конструкций на стадии эксплуатации объекта.

Системы конструкционного мониторинга бывают: мобильного и стационарного типа.

Система мобильного (или нестационарного) мониторинга представляет собой переносной или передвижной многоканальный регистратор данных, периодически подключаемый к датчикам, установленным в конструкциях здания или сооружения. Периодичность снятия показателей с датчиков регламентируется программой мониторинга.

Стационарные станции мониторинга установлены в здании и работают постоянно. Они позволяют систематически оперативно контролировать изменения напряженно-деформированного состояния конструкций за счет анализа изменения их динамических характеристик.

На практике целесообразно совмещать мониторинг конструкций с геотехническим мониторингом для обеспечения максимальной безопасности объекта, т.е. проведение комплексного мониторинга.

При организации мониторинга необходимо помнить, что в достоверной информации о состоянии строительных конструкций нуждаются не только крупные инженерные сооружения такие как мосты, туннели, дамбы или плотины, но и жилые и административные здания, крытые спортивные или культурно-развлекательные комплексы. Своевременно проведенный мониторинг позволяет исключить риск внезапного разрушения ответственных конструкций зданий и сооружений и обеспечивает безопасную эксплуатацию строительных объектов.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М., 2005.
2. Улицкий, В.М., Мониторинг качества геотехнических работ / В.М. Улицкий, И.П. Яковенко, В.В. Жданов // Интернет-журнал «Реконструкция городов и геотехническое строительство». – 1999. – № 1.



*Нестеренок Маргарита Сергеевна, канд. техн. наук, проф.,  
Белорусского национального технического университета,  
г. Минск, Беларусь*

***Геодезический мониторинг осадки и крена высотного здания  
книгохранилища национальной библиотеки Республики Беларусь***

***Of geodesy monitoring of settling and heel of high part of Belarus  
national library building***

В статье приведены результаты геодезических измерений осадки и крена высотного здания книгохранилища Национальной библиотеки Республики Беларусь.

Result of monitoring of settling and heel of high part of Belarus national library building are considered.

Геодезический мониторинг осадки и крена высотного здания книгохранилища Национальной библиотеки Беларуси выполняется по предписанию проектной организации УП «МИНСКПРОЕКТ» с целью выявления показателей общей устойчивости уникального сооружения в процессе его возведения и последующей эксплуатации. Обобщенная схема здания приведена на рис. 1, а.

## 1. РЕЗУЛЬТАТЫ ИЗМЕРЕНИЙ ОСАДКИ

Допустимая погрешность измерений осадки марок равна 1 мм. Фактическая предельная погрешность измеренных приращений их осадки составила 0,3–0,5 мм для высокоточного нивелира DiNi-12 и 0,2–0,3 мм для прецизионного нивелира Reni-002.

Измеренные значения приращений осадки получены относительно даты начала нивелирных измерений 04.10.04 г., когда здание было возведено до строительной отметки +42,6 м (см. рис. 1, а) и открылась возможность установить постоянные осадочные марки. В период с 04.10.04 г. по 04.10.07 г. нивелирование выполнялось специалистами РУП «Геосервис». С даты 29.05.08 г. работы про-

должны кафедрой инженерной геодезии БНТУ совместно с УП «Геокарт» при помощи нивелира Reni-002.

Принципиальная конструктивная фундамента здания Национальной библиотеки рассмотрена в статье [1] ведущих разработчиков инженерной части проекта. Относительно высотного здания книгохранилища (рис. 1, *а*) монолитный железобетонный фундамент представляет собой трехъярусное коробчатое сооружение диаметром 56 м, высотой 15,4 м со стенами толщиной 0,5 м и шагом 6,0×6,0, высота каждого яруса 5,0 м. Нижняя фундаментная плита имеет толщину 1,2 м, средняя и верхняя плиты – по 0,5 м. Фундамент расширен в сторону опирания на него лестнично-лифтовой башни и имеет в плане очертание, показанное на рис. 1, *б*. Фундамент запроектирован как пространственный монолитный штамп, способный равномерно распределять нагрузку по площади подошвы.

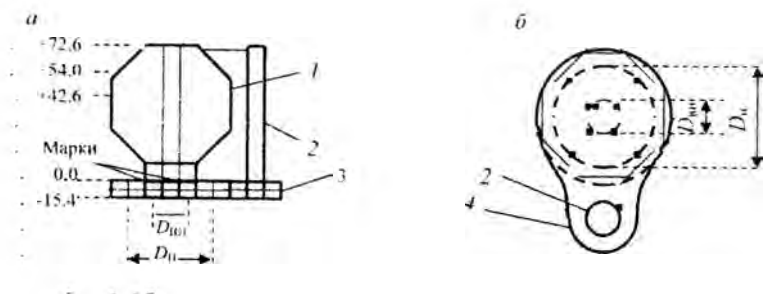


Рис. 1. Общая схема высотного здания и мест установки осадочных марок на отметке 0.0 по контрольным окружностям:

*а* – вертикальный разрез здания; *б* – схема здания в плане; 1 – высотное книгохранилище; 2 – лифтовая башня; 3 – фундамент; 4 – контур фундамента; ■ – осадочные маркы

На рис. 2, *а* приведены значения измеренной осадки марок за время между датами 04.10.04 г и 29.05.08 г. Средняя измеренная осадка марок, закрепленных по внутренней контрольной окружности, достигла 52,4 мм. Средняя осадка марок по внешней окружности – 47,8 мм.

Ход роста и затухания средней измеренной осадки марок во времени за период контроля показан на рис. 3 линией  $S_{и}$ , которая математически выражается экспоненциальной функцией

$$S_t = S_x(1 - e^{-t/T}),$$

где  $S_x$  – конечная осадка;  $t$  – текущее время;  $T$  – параметр, определяемый расчетом или опытными данными.

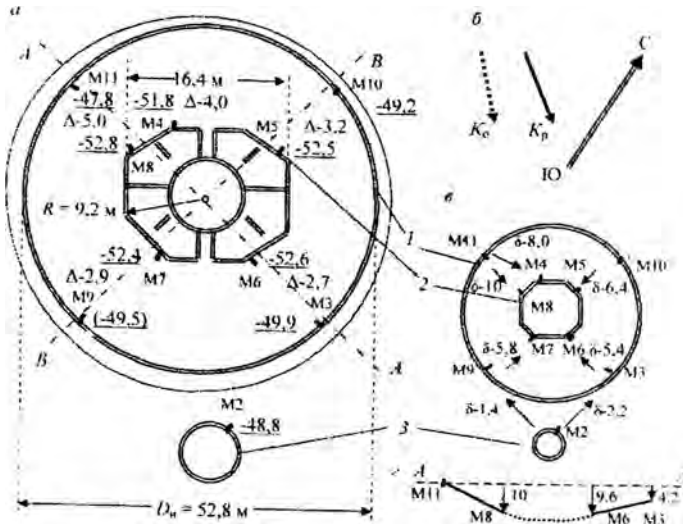


Рис. 2. Схема размещения осадочных марок на отметке 0,0 высотного здания книгохранилища и измеренные значения их осадки:

$a$  – осадка за время между датами 04.10. 04. г. – 29.05.2008 г.;  $b$  – направления крена;  $\sigma$  – вероятные неравенства полной осадки соседних марок по радиальным направлениям к ядру жесткости сооружения;  $\varepsilon$  – неравномерность полной вероятной осадки марок по диаметру  $AA$ ; 1, 2 – внешняя и внутренняя окружности размещения осадочных марок; 3 – лифтовая башня; -47,8 – измеренная осадка;  $\Delta-5,0$  – измеренная неравномерность осадки соседних марок между наружным и внутренним окружностями по диаметрам  $AA$  и  $BB$ ;  $\delta 10$  – полная вероятная неравномерность осадки тех же марок от начала возведения надфундаментных конструкций;  $K_p$  – крен здания при раскруживании (2005 г.) на отметке +72,6 м;  $K_o$  – вероятное направление осадочного крена

Линейная экстраполяция кривой  $S_{in}$  от точки  $A$  к началу роста нагрузок на фундамент приводит к приближенной оценке величины той части осадки, которая протекала до начала измерений – незаре-

гистрированной осадки – ее значение  $S_y \approx 50$  мм. Сумма величин  $S_y$  и  $S_n$  представляет приближенное значение текущей полной осадки  $S_n \approx -100$  мм, которая на май 2008 г. оказалась вдвое меньше конечной расчетной осадки  $\approx 200$  мм, приведенной в статье [1]. Прогноз дальнейшего хода осадки основан на предположении, что в последующие годы при пополнении фондохранилища и стабилизации напряженно-деформированного состояния фундамента и грунтового основания приращение осадки отдельных марок будут протекать с практически равной скоростью, не превышающей 0,5–1,0 мм в год, и с незначительной неравномерностью.

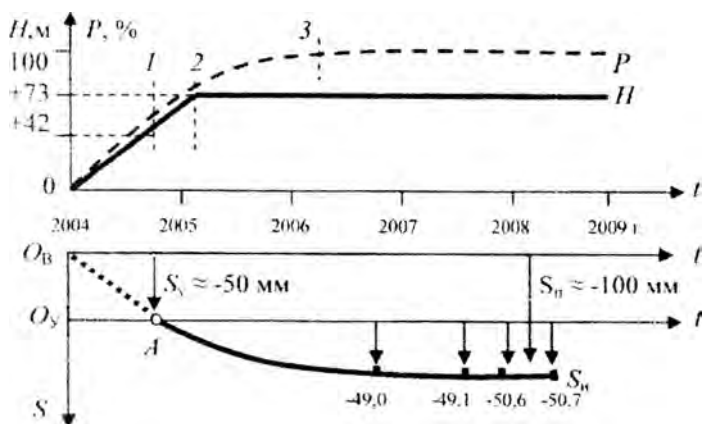


Рис. 3. Графики роста нагрузки на фундамент и средней осадки высотного здания книгохранилища во времени:

$P$  – рост массы здания;  $H$  – высоты здания;  $S_n$  – измеренной средней осадки;  $S_y$  – вероятная осадка за первоначальный период 0-1 возведения здания по 60 % его высоты до отметки +42,6; 1-2 – период возведения здания до полной высоты; 2-3 – период окончания внутренних работ и первоначального заполнения фондохранилища

Оценка полных вероятных значений неравномерности осадки марок на май 2008 г. основана на графике измеренной средней осадки марок, экстраполированном на период отсутствия измерений – от начала строительства высотной части здания до момента начала измерений (отрезок  $O_B A$  на рис. 3). Отношение значения вероятной полной осадки  $S_n$  к вероятной величине незарегистрированной осадки  $S_y$  представляет коэффициент  $\eta \approx S_n / S_y = 2$ , предна-

значенный для приближенной оценки полной величины осадки каждой отдельной марки. При этом соответствующие измеренные значения осадки марок, приведенные на рис. 2, следует удвоить, например для марки М11 полная осадка  $S_{\pi} \approx -47,8 \times 2 = -95,6$  мм.

Вероятное условно полное значение неравенства осадки двух марок  $\delta = 2\Delta$ , где  $\Delta$  – измеренное неравенство осадки этих марок (см. рис. 2, а). Например на рис. 2, в между марками М11 и М8 указано  $\delta = 10$  мм.

В дополнение к данным рис. 2, а на рис. 2, г показана схема неравномерности полной осадки по диаметру АА, иллюстрирующая, что вблизи ядра жесткости вероятная практически равномерная осадка конструкций может превышать ее значения по внутренней окружности контроля.

## 2. ВОЗМОЖНОСТЬ ОПРЕДЕЛЕНИЙ КРЕНА ПО ДАННЫМ ОБ ОСАДКЕ

Согласно рис. 2, а неравномерность измеренной осадки марок по внутренней контрольной окружности не превысила 0,4 мм (погрешность 0,1–0,2 мм), по внешней окружности достигла 2,1 мм (погрешность 0,1–0,3 мм). Марки внутренней контрольной окружности осели больше марок наружной окружности: по сечению АА на 5,0 и 2,7 мм; по сечению ВВ на 3,2 и 2,9 мм. Марка М2 лифтовой башни осела на 48,8 мм.

Незначительное неравенство осадки марок в пределах 0,4 мм по внутренней окружности за время после возведения объекта над отметкой +42,6 характеризует высокую горизонтальную устойчивость центральной части фундамента, а также вертикальную устойчивость основания ядра жесткости высотного здания. Но неравенства осадки опор высотного здания по внешней окружности создают силы, способствующие возникновению некоторого осадочного крена сооружения. Зафиксированные неравномерности осадки между марками наружной контрольной окружности и относительно марок внутренней контрольной окружности характеризуют вертикальные деформации поверхности фундамента и могут быть использованы только для качественной оценки направления и величины осадочного крена высотной части сооружения. Вероятное направление его осадочного крена показано на рис. 2, б вектором  $K_0$ . Возможные

линейные значения  $K_0$  могли достичь 2–3 мм на отметке +42,6 м. В дальнейшем нарастание осадочного крена высотного здания возможно только при дестабилизации прочностных свойств грунтового основания.

### 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРЕНА ВЫСОТНОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЯ ПРЯМЫМИ ИЗМЕРЕНИЯМИ

Впервые целевые непосредственные измерения крена высотного здания были выполнены с 29.02. по 04.03.05 г. при геодезическом контроле его деформаций в процессе раскружаливания [2]. Измеренная величина крена на отметке +72,6 составила  $K_p = 2,6 \pm 2$  мм, его вероятное направление показано на рис. 2, б.

Систематические измерения по выявлению возможного крена высотного здания начаты в апреле 2008 г. при помощи высокоточного электронного тахеометра TCR 1201 (угловая приборная погрешность  $m_\beta = 1''$ , линейная  $m_D = 2$  мм). Восемь деформационных знаков установлены на отметке +54 высотного здания. Пункты установки электронного тахеометра (наблюдательные станции) размещены на расстояниях от контрольных знаков до  $(1,5–1,8)h$ , где  $h$  – превышение контрольного знака над тахеометром. Специальными расчетами и результатами работ 1-го цикла показано, что достижимая точность изменения линейных величин крена составляет 1-2 мм.

### 4. ВЫВОДЫ

1. Полная средняя осадка поверхности фундамента высотного здания Национальной библиотеки Беларуси на май 2008 г. достигла вероятной величины 100 мм при неравномерности до 5 мм и находится в начальной стадии стабилизации.

2. Незначительная неравномерность осадки фундамента вблизи ядра жесткости в пределах 0,4 мм после возведения здания выше отметки +42,6 дает основание предположить малую величину осадочного крена высотного здания в период строительства и скорое затухание осадочного крена с началом эксплуатации сооружения.

3. Характеристики устойчивости высотного здания книгохранилища по показателю его крена в процессе эксплуатации должны быть получены прямыми геодезическими измерениями.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Монолитный железобетонный фундамент высотной части здания Национальной библиотеки Беларуси / Л.М. Шохина [и др.]; Будаўніцтва-Строительство-Construction. УП «Тыдзень». – Минск, 2003. – № 1-2. – С. 295–299.

2. Нестеренок, М.С./ Методы и точность геодезических разбивочных работ при строительстве здания Национальной библиотеки Республики Беларусь / М.С. Нестеренок, В.Н. Вексин, В.Ф. Нестеренок // Автоматизированные технологии изысканий и проектирования. – М., 2004. – № 15. – С. 12–16.

*Шокарев В.С., Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций, Украина,*

*Шаповал В.Г., Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций, Украина*

*Волков Д.А., Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций, Украина*

*Банах В.А., Запорожская государственная инженерная академия, г. Запорожье, Украина*

*Шокарев А.В., Запорожская государственная инженерная академия, г. Запорожье, Украина*

***Мониторинг напряженно-деформированного состояния зданий при устранении их сверхнормативных кренов***

***Monitoring of mode of deformation of buildings during the elimination of excessive tilts***

В процессе устранения сверхнормативных кренов зданий и сооружений могут возникать непредвиденные обстоятельства технологического, организационного характера, которые влияют на напряженно-деформированное состояние системы «основание – фундамент – верхнее строение». Поэтому при производстве таких работ необходимо иметь достоверную информацию о фактическом напряженно-деформированном состоянии объекта. Для проведения мониторинга в масштабе реального времени разработана и широко применяется автоматизированная измерительно-информационная система. Технологические средства системы включают в себя: индуктивные датчики, измерители индуктивности, блок сбора и передачи информации, линии связи. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния зданий и сооружений с использованием автоматизированной измерительно-информационной системы и программного комплекса «Ли́ра» позволяют корректировать проект при устранении сверхнормативных кренов и регулировать технологические осадки с целью снижения риска.



The unforeseen circumstances of technological, organizational character which influence on stress-strain state of the system “base-foundation-superstructure” can arise during elimination of excessive tilts of buildings and constructions. Therefore it is necessary to have trustworthy information about actual stress-strain state of object at manufacture of such works. The automated measuring –information system is developed and widely applied for carrying out of monitoring in scale of real time. Technological means of system include: inductive gauges, measuring instruments of inductance, the block of information gathering and lines of connection. Numerical modeling of stress-strain state of buildings and constructions with use of the automated measuring – information system and program complex “LIRA” allows to correct the project at elimination of excessive tilts and to control technological settlements with the purpose of risk decrease.

## ВВЕДЕНИЕ

При отклонении зданий и сооружений от вертикали в строительных конструкциях возникают дополнительные усилия. Эти усилия, как правило, ухудшают работу конструкций зданий и сооружений [1]. Если крены строительных объектов превышают предельные значения (0,004...0,006), может произойти исчерпание несущей способности зданий, сооружений или их элементов [2]. При устранении кренов зданий и сооружений имеет место противоположная картина – происходит улучшение работы их строительных конструкций [3].

Регулирование плано-высотного положения зданий осуществляется путем инженерного воздействия на подсистему «фундамент – верхнее строение» или «основание – фундамент».

Воздействие на подсистему «фундамент – верхнее строение» обычно производится путем подъема верхнего строения или домкратами, которые устанавливаются в специальные ниши в фундаментно-подвальной части здания или путем его опускания за счет активных конструктивных систем, размещенных при строительстве в цокольных несущих элементах [4]. Конструктивные системы включают в себя термопластические элементы (асфальтобетон, полимеры и т.д.) или регулирующие устройства, в которых в качестве удаляемой рабочей среды наиболее часто используется песок или вода.

Воздействие на подсистему «основание–фундамент» осуществляется путем изменения геотехнических параметров грунтов оснований или их подработкой. Для снижения физико-механических характеристик грунтов, с целью осадки фундаментов менее просевшей части здания, используются следующие технологии: регулируемое замачивание (пропаривание) грунта; пригрузка основания дополнительной статической нагрузкой; пригрузка (разгрузка) основания натяжными устройствами; электроосмос и др.

Подработка грунта в основании фундаментов производится вертикально, наклонно или горизонтально относительно подошвы фундамента при этом могут использоваться следующие виды бурения: механическое, механическое с обсадкой, ударное, гидромеханическое [2].

В настоящее время устранение сверхнормативных кренов зданий и сооружений обычно выполняется на основании одного фиксированного проекта, который разрабатывается с учетом наиболее вероятностной интерпретации исходных данных (геологии, технического состояния объекта, предлагаемой технологии производства работ). Однако в процессе реализации такого проекта могут возникать непредвиденные обстоятельства технологического, организационного и другого характера, которые не возможно учесть на стадии проектирования из-за сложности решаемых задач и геотехнической непредсказуемости системы «основание-фундамент».

Сегодня в геотехнике все шире применяется метод наблюдений, который заключается в непрерывном, комплексном процессе проектирования и строительства. Метод базируется на мониторинге и анализе основных параметров системы «основание-фундамент» в режиме реального времени, что позволяет корректировать проект на любой стадии производства работ [5].

## 1. РАЗРАБОТКА ТЕХНИЧЕСКИХ СРЕДСТВ ДЛЯ МОНИТОРИНГА

В последние годы в США, России и странах Евросоюза активно разрабатывается различные автоматизированные измерительно-информационные системы (АИИС) для мониторинга строительных объектов.

Для оценки напряженно-деформированного состояния системы «основание-фундамент» при устранении сверхнормативных кренов необходимо проводить контроль разнообразных физических величин и параметров, что приводит к необходимости иметь в составе АИИС большое количество датчиков, а значит и разные по устройству и принципу работы первичные измерительные преобразователи. Применение в строительстве такого большого количества датчиков с разным принципом работы и конструктивным выполнением снижает метрологические характеристики и эксплуатационную надежность существующих АИИС, увеличивает их стоимость, в связи с необходимостью оснащением производства большим количеством штампов, пресс-форм [6].

Индуктивность электромагнитных датчиков определяется различными физико-механическими и геометрическими параметрами материала контролируемых конструкций, например, однородностью материала, концентрацией механических напряжений, величиной механических напряжений, магнитной проницаемостью, электропроводностью, химическим составом, толщиной защитных покрытий, вибрацией конструкций и их смещением и др. Поэтому наиболее перспективным направлением для построения электромагнитных датчиков является использование физического эффекта взаимодействия электромагнитных полей индуктивных датчиков, с контролируемыми материалами и конструкциями. В этом случае реализуются известные достоинства электромагнитных датчиков: функциональная гибкость, которая позволяет обеспечивать контроль большого количества параметров; эксплуатационная надежность; возможность вариации начальным уровнем выходного электрического сигнала; прямое совмещение с функциональными электронными устройствами, что позволяет непосредственно получать информационный сигнал.

Для реализации метода наблюдения при восстановлении зданий и сооружений с сверхнормативными кренами разработана автоматизированная измерительно-информационная система, которая включает в себя: универсальные индуктивные датчики маятникового типа, индуктивные преобразователи блок сбора и передачи информации, линии связи (рис. 1) [7]. Датчики монтируются на строительном объекте и коммутируются на блок сбора информации, в котором программируется период сбора информации. В расчетное время производится опрос датчиков с последующей передачей

информации через Интернет на почтовый ящик в центр ее обработки. Данная система позволяет в точках установки датчиков контролировать относительные горизонтальные смещения конструкций с точностью до 0,001 мм, возникающих при неравномерных осадках, а также вектора их смещений.



Рис. 1. Технические средства: 1 – датчик крена; 2 – датчик раскрытия трещин; 3 – измеритель индуктивности; 4 – блок сбора и передачи информации; 5 – линия связи

В настоящее время в Украине разработан пакет нормативных документов на автоматизированные измерительно-информационные системы для мониторинга строительных конструкций [8].

## 2. МЕТОДИКА КОРРЕКТИРОВКИ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ЗДАНИЙ

Для принятия эффективных управленческих решений и снижения уровня риска необходима объективная информация о техническом состоянии строительного объекта в процессе устранения его сверхнормативного крена. Для этого требуется проводить серию проверочных расчетов остаточной несущей способности основных конструктивных элементов системы «фундамент – верхнее строение» с использованием результатов мониторинга кренов.

Моделирование системы «фундамент – верхнее строение», при устранении сверхнормативного крена здания, осуществляется в следующей последовательности:

1. Создается пространственная модель здания, с учетом нелинейной работы материалов конструкций, податливости стыков, одностороннего характера связей конструкций фундаментов с основанием.

2. По результатам обследования определяются дополнительные воздействия на здания за период эксплуатации, как деформационные (крены, перекосы, дефекты), так и силовые, на которые выполняется расчет модели.

3. Проверяется адекватность расчетной модели путем сопоставления результатов натуральных наблюдений и результатов расчета.

4. По данным мониторинга выполняется последовательная корректировка расчетной модели с расчетом параметров напряженно-деформированного состояния конструкций шаговым методом с моделированием деформационных воздействий перфорированного основания на здание.

5. Выполняется комплексный анализ полученных результатов с целью выявления конструкций, работающих в предельном состоянии, и осуществляется корректировка технологии производства работ, а при необходимости производится усиление строительных конструкций.

Для визуализации контролируемых в процессе устранения крена здания параметров и расчета деформаций по осям X и Y разработана компьютерная программа «Pendulum». Разработана также специальная программа к программному комплексу «Ли́ра», которая позволяет на основании зафиксированных деформаций (горизонтальных смещений, кренов) рассчитывать фактические напряжения в точке установки датчика. В процессе устранения кренов зданий принимаются необходимые технологические и управленческие решения на основании анализа напряженно-деформированного состояния элементов конструкций.

### 3. ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЯ В ПРОЦЕССЕ УСТРАНЕНИЯ ЕГО СВЕРХНОРМАТИВНОГО КРЕНА

Приведем пример оценки напряженно-деформированного состояния 9-этажного крупнопанельного здания с размерами в плане 24x12 м при устранении его крена. Конструктивная схема здания

бескаркасная. Пространственная жесткость обеспечивается несущими продольными и поперечными стенами из керамзитобетона толщиной 350...450 мм, а также железобетонными дисками перекрытиями.

В процессе эксплуатации здание подвергалось воздействию просадочных деформаций, при этом продольные и поперечные крены достигли сверхнормативных значений. В результате расчета модели здания на воздействия и нагрузки, возникшие в процессе эксплуатации, получена деформированная схема от суммарного действия внешних нагрузок и просадочных деформаций, перемещения узлов расчетной модели для каждого из загрузжений. При расчете анализировались главные напряжения в элементах здания, по которым можно судить о прочности материала конструкций. На рис. 2 представлены изменения перемещений узлов и распределения главных напряжений в элементах здания при воздействии просадочных деформаций.

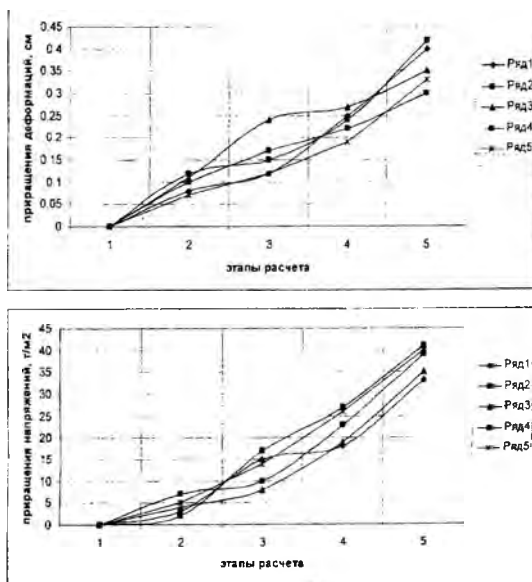


Рис. 2. Изменение перемещений узлов (а) и распределение главных напряжений (б) в элементах здания при воздействии просадочных деформаций

В элементах здания возникают напряжения, превышающие расчетные сопротивления материалов конструкций, что приводит к образованию трещин и других дефектов, которые были обнаружены при обследовании здания. Главные сжимающие напряжения достигают  $2720,1 \text{ т/м}^2$  при предельно допустимых  $1850,0 \text{ т/м}^2$ ; главные растягивающие напряжения –  $717,8 \text{ т/м}^2$  при предельно допустимых  $160,0 \text{ т/м}^2$ .

Так как здание не соответствует условиям нормальной эксплуатации из-за сверхнормативных кренов, вследствие просадочных деформаций было принято решение об его выравнивании.

Устранение крена здания осуществлялось путем выбуривания расчетного количества грунта из-под подошвы фундамента [9, 10]. Для этого вдоль фасада здания был вырыт котлован на глубину один метр ниже подошвы фундамента. Ослабление слоя основания (уплотненного лессового суглинка) осуществлялось путем бурения двух рядов горизонтальных скважин длиной до 15 метров с переменным диаметром 160...220 мм. Увлажнение стенок скважин позволило ускорить процесс развития осадок до требуемой величины. Работа по формированию неравномерных осадок продолжалась 14 дней. В продольном направлении были достигнуты неравномерные осадки здания 41...55 мм, а в поперечном направлении – 92...178 мм.

Для определения напряженно-деформированного состояния здания по остаточным деформациям и сопоставления их с величинами, определенным по данным мониторинга, необходимо выполнить расчет системы, моделирующей процесс выравнивания. Расчетная модель подвергалась деформационным воздействиям по этапам в соответствии с результатами наблюдений за поведением здания.

В процессе выравнивания здания деформационные и силовые характеристики стабилизировались, напряжения в системе достигли безопасных значений. На рис. 3 представлены изменения перемещений узлов и распределения главных напряжений в здании при его выравнивании.

В результате проведенных исследований изменения напряженно-деформированного состояния здания в процессе его выравнивания, можно сделать вывод о том, что в процессе выравнивания деформированного здания перфорацией основания и регулируемым замачиванием напряжения, возникающие в несущих элементах, не всегда снижаются и в некоторых случаях могут превышать предельно

допустимые значения для материала конструкций. Это объясняется сложной реакцией пространственной системы на внешние воздействия, неравномерным распределением жесткостей элементов в здании, наличием дефектов и зон предельных напряжений. Разработанная методика корректировки расчетных моделей позволяет контролировать параметры напряженно-деформированного состояния зданий на основании результатов мониторинга.

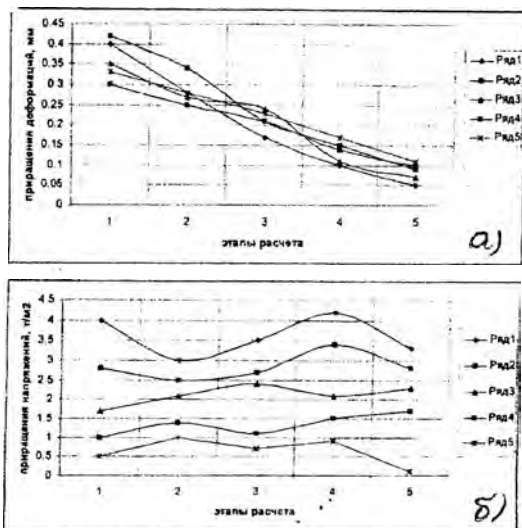


Рис. 3. Изменение перемещений узлов (а) и распределение главных напряжений (б) в элементах здания при его выравнивании

При устранении сверхнормативных кренов необходимо решать следующий комплекс задач:

1. Анализ проектной документации, обследование строительных конструкций здания, уточнение их возможных предельных состояний, создание модели информационного поля объекта, разработка интерактивного проекта устранения сверхнормативного крена строительного объекта.

2. Монтаж измерительно-информационной системы на объекте; ежедневное получение входящей информации в виде информационных сигналов; реализация технического, программного, метроло-



гического, организационного, информационного обеспечения; получение выходной информации в виде физических величин и параметров.

3. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния здания, где  $\sigma$  – напряжение;  $\varepsilon$  – относительные деформации,  $\sigma_{i=n}^{x,y} = f(\varepsilon_{i=n}^{x,y})$  с использованием программного комплекса «Лира».

4. Сопоставление физических величин и параметров с допускаемыми по нормам, проверка условий прочности, текущая корректировка информационной модели объекта.

5. Корректировка технологических осадок, например, путем изменения влажности грунта и т.д.

#### 4. ВЫВОДЫ

1. В процессе устранения сверхнормативных кренов зданий и сооружений необходимо иметь достоверную информацию о напряженно-деформированном состоянии объекта.

2. Для применения метода наблюдения на практике разработана и применяется автоматизированная измерительно-информационная система.

3. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния зданий и сооружений с использованием программного комплекса «Лира» позволяет при необходимости корректировать технологические осадки зданий.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коханенко, М.П. Восстановление гражданских зданий на просадочных грунтах / М.П. Коханенко, Г.П. Поляков, В.Б. Шевалев. – М.: Стройиздат, 1999. – 184 с.

2. Maffei С.Е., Concalves Н.У.С., Pimenta Р.М., Muracami С.А. The plumbing of 2,2° inclined tall building // The first international conference of the Third Millennium: XV international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 27-31 August 2001. – Istanbul, 2001. – Vol. 3. – P. 1799–1802.

3. Jamiolkowski M.B. The leaning tower of Pisa: End of an Odyssey // The first international conference of the Third Millennium: XV international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 27-31 August 2001. – Istanbul, 2001. – Vol. 4. – P. 2979–2996.
4. Геотехнические методы защиты подрабатываемых зданий / П.И. Кривошеев [и др.] // Світ геотехніки. – 2005. – №4. – С. 26–30.
5. Осеpek D. An Observational method for designing high cutting slopes in urban areas // Geotechnical Engineering in Urban Environments: XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 24-27 September 2007. – Madrid, 2007. – Vol.2. – P. 857–862.
6. Информационно-измерительная техника и технология / В.И. Калашников [и др.]. – М.: Высшая школа, 2002. – 454 с.
7. Патент /58/6 Україна МПК G01N27/90, G01M19/00 Електромагнітна вимірювально-інформаційна система неруйнівного контролю параметрів напружено-деформованого стану інженерних конструкцій і споруд: Пат. 75876 Україна, G01N27/90, G01M19/00 ЗВНДІБК, ЧП «Біл», Шокарев В.С., Чаплигін В.І., Мальцева Я.В. (Україна) – № 2002054241; Заява 23.09.2002, Опубл. 15.06.2006; Бюл. №6. – 2006. – 20 с.
8. Немчинов Ю.И., Хавкин А.К., Глуховский В.П., Юров А.Н., Приемский В.Д., Радищев Ю.В. Нормативное обеспечение создания автоматизированных систем технического диагностирования строительных конструкций // Світ геотехніки. - 2004. - №4. -С.19-22.
9. Патент 65455А Україна E02D35/00, E02D27/34 Спосіб вирівнювання будівель, споруд: Пат. 65455А Україна, E02L35/00, E02D27/34 Степура І.В, Шокарев В.С., Павлов А.В., Трегуб А.С., Самченко Р.В. (Україна) -№2003109485; Заява 21.10.2003, Опубл. 15.03.2004; Бюл. №3. – 2004. – 12 с.
10. Патент на корисну модель 30009 Україна МПК E02D27/34, Спосіб усунення крену будівель, споруд: Пат. 30009 Україна, E02D27/34 Шокарев В.С., (Україна) – № 200709844; Заява 03.09.2007, Опубл. 11.02.2008; Бюл. №3. – 2008. – 12 с.

*Шешеня Николай Логвинович, д-р геолого-минералогических наук, начальник отдела инженерно-геологических процессов открытого акционерного общества «Производственный и научно-исследовательский институт инженерных изысканий для строительства», г. Москва, Россия*

***Основные требования к материалам инженерно-геологических изысканий для зданий повышенного уровня ответственности***

***The main requirements to the materials of engineering-geological prospecting for buildings of heightened level of responsibility***

Рассматриваются пять основных групп признаков, которые характеризуют геоморфологические, стратиграфические, гидрогеологические, климатические особенности осваиваемых территорий, их пораженность опасными процессами и функциональный профиль строительного освоения рассматриваемой территории. Материалы изысканий должны быть достаточными для получения качественной или количественной информации по этим признакам. Данная информация является основой для разработки проектов инженерной защиты зданий и их коммуникаций от проявлений опасных процессов.

This paper presents an overview of five major groups of properties characterized by geomorphologic, stratigraphic, hydrogeological, climatic performance of developing territories. Also it reviews hazardous processes and construction's functional profile development of territories. To obtain the quality and quantity of information according this parameters surveying data must be informative. This information is major for project development for engineering protection of buildings and infrastructures from hazardous process.

Деформации примерно 65% зданий и сооружений и появление более 70% опасных природно-техногенных процессов в пределах территорий со сложными инженерно-геологическими условиями в основном возникают из-за ошибочных:

заключений изыскателей об инженерно-геологических условиях, проектных разработок мероприятий инженерной защиты, достаточных для предупреждения аварийных разрушений зданий и сооружений за счет, например, снижения несущих свойств пород оснований или появления (активизации) опасных инженерно-геологических процессов.

Для устранения этих причин к материалам инженерно-геологических изысканий предъявляются следующие основные требования.

1. Наличие результатов палеогеоморфологического анализа развития рельефа в четвертичную эпоху, особенно, эрозионных форм - долин рек и оврагов (балок). Многие древние долины рек и оврагов были погребены под толщей покровных супесчано-суглинистых грунтов, а современные – засыпаны при планировочных работах без учета гидрогеологических условий. Такой анализ изыскатели, как правило, не выполняют. Поэтому часть ответственных зданий оказываются висячими, располагаясь на крутых склонах (бортах), как это было, например, с Дворцом пионеров в Ростове Великом, который испытал аварийные деформации во время его эксплуатации. Указанный анализ позволил бы изыскателям оконтурить положение древней погребенной эрозионной сети, а здания и сооружения поместить за их пределами. При характеристике современных эрозионных форм надлежит иметь данные, которые являются признаками для обоснования необходимости инженерной защиты от вероятных проявлений склоновых гравитационных процессов. К их числу относятся:

профили, высота и крутизна склонов и бортов оврагов;

дренируемые подземные воды в виде мочажин, родников (нисходящих и восходящих), эпизодические (сезонные) или постоянно действующие ручьи по тальвегам оврагов, заболачивание. Их техногенная засыпка при планировочных работах без мероприятий отвода данных вод является причиной подтопления подземных частей зданий, построенных на этих участках, вероятной активизации оползней по бортам или по тальвегу оврагов. Примером может служить г. Калуга. По природным условиям до начала массовой послевоенной застройки только 15% от общей площади города считались потенциально подтопляемыми. В настоящее время до 70% его площади техногенно подтоплены из-за неверно выполненной засыпки

оврагов. Это стало причиной резкой активизации оползней, суффозии, набухания глинистых грунтов и, как следствие, аварийных деформаций зданий. Планировка территории должна быть обоснована материалами гидрологических и гидрогеологических карт-схем движения поверхностного и подземного стока первого от поверхности водоносного горизонта с обязательной прогнозной оценкой ее подтопления и обоснованными мероприятиями инженерной защиты.

2. Сведения о стратиграфических особенностях пород в пределах территории намечаемого строительства ответственных зданий. Особое внимание необходимо обращать на однотипность в разрезе литолого-генетических или петрографических типов пород в одинаковой степени литифицированных, гипергенно измененных процессами выветривания, разгрузки и под воздействием различных техногенных факторов. Если в зоне взаимодействия зданий и сооружений будут находиться массивы пород, сложенные дисперсными грунтами, кроме вещественного состава, следует изучать минеральный состав грунтов, состав их примесей, руководствуясь такими основными эмпирически подтвержденными закономерностями:

– глинистые грунты  $N_a$  – монтмориллонитового состава твердой консистенции в природных условиях при техногенном взаимодействии с водой сильно набухают (давление набухания может колебаться в пределах  $0,48 \div 2,5$  МПа) и приобретают свойство незатухающей ползучести. На склонах, откосах строительных выемок и бортах оврагов высотой  $\geq 7$  м и крутизной  $\geq 4^0$  образуются оползни выдавливания (незатухающей ползучести);

– глинистые грунты любого минерального состава твердой консистенции в природных условиях, содержащие более 3 % примесей гипса, или пирита, или органического вещества при взаимодействии с водой (или со щелочными и кислыми водами) приобретают свойство текучести. На склонах, откосах и бортах оврагов высотой  $\geq 7$  м и крутизной  $\geq 2^0$  образуются оползни течения;

– водонасыщенные тонкозернистые и пылеватые пески, содержащие более 5 % глинистых частиц монтмориллонитового состава или органического вещества, при статических и динамических нагрузках обладают пльвунными свойствами. На склонах, откосах и бортах оврагов высотой

$\geq 7$  м и крутизной  $\geq 12^0$  образуются оползни течения. Аналогичные свойства имеют водонасыщенные дисперсные грунты с защем-

ленными газообразными соединениями, продуктами жизнедеятельности микроорганизмов, которые могут создавать давление в поровой воде до 0,4 МПа;

– дисперсные грунты с большой пористостью со слабыми структурными связями, малой влажностью и малой гидрофильностью, с малым содержанием глинистых частиц, но с высоким содержанием крупной пыли, при взаимодействии с водой легко размываются, обладают просадочными свойствами;

– дисперсные грунты с сульфатными, карбонатными и железистыми соединениями при взаимодействии с водой выщелачиваются, а в приконтактных с грунтовыми или подземными водами зонах образуются ослабленные прослои, к которым могут быть приурочены поверхности смещения вязкопластических оползней;

– сыпучие, слюдястые разнородные пески являются суффозионно-неустойчивыми, легко размываются поверхностными водами с образованием на склонах, откосах строительных выемок, бортах оврагов высотой  $\geq 7$  м и крутизной  $\geq 14^{\circ}$  оползней течения;

– при взаимодействии с поверхностными водами моренных суглинков и повышении их естественной влажности на 10–20 % формируются зоны низких значений показателей сдвига (угол внутреннего трения снижается до  $8^{\circ}$  против расчетного значения  $16^{\circ}$ , сцепление – до 0,006 МПа, против расчетного – 0,25 МПа). На склонах эти зоны являются наиболее вероятными поверхностями смещения пакетов и слоев грунтов с образованием оползней блокового типа;

– супеси твердой консистенции в природных условиях при дополнительном техногенном увеличении их естественной влажности всего на 4–6% приобретают текучую консистенцию, способны вытекать из под фундаментов зданий, со склонов и откосов с образованием оползней вязкопластического течения при углах внутреннего трения 4–6 $^{\circ}$ , сцеплении – 0,002 МПа;

–разнородные пылеватые пески являются суффозионно-неустойчивыми (с выносом мелких и пылеватых фракций в зону разгрузки подземных вод на поверхности склонов) при градиентах их потока  $\geq 0,01$  и скорости потока  $\geq 1,0$  м/сутки. Такие градиенты на склонах возникают в периоды водообильных дождей или сбросов техногенных поверхностных вод, аварийных утечек воды из водонесущих коммуникаций и т.п. Следствием этого процесса в

данных грунтах являются формирование зон разуплотнения и, как результат, дополнительные осадки грунтов основания здания.

3. Сведения о гидрогеологических особенностях осваиваемых территорий, обводненности пород, условиях питания и дренирования грунтовых и подземных вод, их техногенном загрязнении и химическом составе. Изыскатели должны помнить, что грунтовые воды в песчаных, супесчаных, глинистых образованиях четвертичных геолого-генетических комплексов в пределах городских и промышленных территорий, как правило, характеризуются пространственно-временной неоднородностью содержания в них сульфатных, карбонатных и железистых соединений. Эта особенность требует устройства, при необходимости, дренажных сооружений, работающих по типу обратного фильтра. В противном случае вокруг однослойных простых дренажей образуются зоны кольматации не столько за счет выноса мелких и пылеватых частиц, а за счет формирования геля при выпадении в осадок железистых, сульфатных или карбонатных соединений. Такие зоны способствуют образованию в массивах грунтов «водяных мешков» с эпизодическими прорывами грязевых потоков на склонах, бортах оврагов и откосах строительных выемок крутизной  $\geq 2^0$  даже при движении легковых автомашин.

Установленные в процессе инженерных изысканий на многих объектах пределы колебания в воде железистых соединений равны 36–21000 мг/л, сульфатных и карбонатных – от долей до нескольких сотен мг/л; отмечено превышение ПДК по марганцу и железу в 50 и 40 раз соответственно, по кадмию – в 5 раз, по сере – в 75 раз, по биогенному элементу фосфора – в 7 раз. Однако грунтовые воды являются слабо агрессивными к бетонам нормальной плотности и агрессивными к железобетонным конструкциям строительных объектов.

Наиболее распространенными загрязняющими компонентами в грунтовых водах городов являются  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{NO}_2^-$ ,  $\text{HPO}_4^{2-}$ ,  $\text{H}_2\text{S}$  и сульфиды, кремнекислота, натрий, кальций, магний, железо, марганец, тяжелые металлы, мышьяк, ПАВ, СПАВ, нефтепродукты, фенолы, амины. Бактериологическое загрязнение обычно вызывается бактериями группы кишечной палочки.

При строительном освоении названных территорий следует предусмотреть мероприятия по недопущению использования таких вод

для целей водоснабжения. Указанная особенность состава грунтовых вод представляет угрозу здоровью населения.

Следовательно, разработку проектной документации защитных мероприятий надлежит выполнять с учетом:

- количества горизонтов грунтовых и подземных вод; их абс. отм. вскрытия; условий для поверхностного стока дренируемых вод; водообильности, напоров, уклонов поверхностей их пьезометрических уровней, выщелачивающей агрессивности к породам, их примесям, цементу и металлам;

- анизотропии в содержании карбонатных сульфатных и железистых соединений; повышенного содержания сульфатных соединений и свободной углекислоты (наряду с повышенным содержанием сухого остатка).

4. Информация о пораженности территории определенным набором опасных природных и природно-техногенных процессов, условиях их формирования, развития, активизации и величинах риска освоения и эксплуатации территории при выборе мероприятий инженерной защиты от опасных природных и природно-техногенных геологических процессов. Для прогнозов изменения инженерно-геологических условий в пределах изучаемой территории и для оценки риска нежелательных последствий от проявления опасных процессов необходимы данные:

- об архитектурных, конструктивных особенностях строительных объектов, их материале, жизненном цикле в ретроспективе; о физических полях – распределении естественных напряжений, магнитных и т.п.; о бывших и существующих природных и техногенных нагрузках и процессах. Указанная информация составляет представление о функциональном профиле деятельности человека в пределах рассматриваемых территорий;

- о техногенных нагрузках – реакции компонентов геологической среды (активизация или новообразование геологических процессов – подтопления, карстово-суффозионных, оползневых, эрозийных, незатухающей ползучести глинистых грунтов, просадок лессовидных грунтов и т.п.);

- о воздействии компонентов геологической среды – реакция техногенных объектов (подтопление – затопление фундаментов, снижение несущей способности грунтов оснований, деформации фундаментов, аварийные разрушения зданий и т.п.);



– воздействие мероприятий инженерной защиты (инженерной подготовки) – строительные объекты и компоненты геологической среды.

При наличии в материалах изысканий, кроме требуемой нормативными документами, указанной выше основной, но крайне необходимой, информации, территории любого участка строительства ответственных зданий и сооружений будут иметь оптимально необходимую и достаточную площадь для выбора строго определенного вида ее освоения и мероприятий защиты. Набор мероприятий защиты будет разным (индивидуальным) для разных участков и количества процессов, их состояния, видов строительного освоения (типа зданий, их этажности, фундирования и вида освоения подземного пространства). Поэтому они должны разрабатываться для каждого случая индивидуально после получения от изыскателей и проектировщиков вышеназванной информации и сведений функционального профиля деятельности в пределах застраиваемых территорий.

*Родкевич Г.С., канд. техн. наук, Межотраслевой институт повышения квалификации и переподготовки кадров по менеджменту и развитию персонала БНТУ, г. Минск, Беларусь*

### ***Классификация грунтов Беларуси***

#### ***Classification soils of Belarus***

Обобщен опыт применения и дано обоснование новизны принятых решений по классификации грунтов Беларуси. Приведены основные положения принятой классификации по группам признаков и результатам статического и динамического зондирования.

Experience of application is generalised and the substantiation of novelty of the accepted decisions on classification soils is given Belarus. Substantive provisions of the accepted classification by groups of signs and to results of static and dynamic sounding are resulted.

Классификация грунтов Беларуси (рис.1) принятая в СТБ 943-2007 [1] включает следующие таксономические единицы, выделяемые по группам признаков:

- класс – по характеру структурных связей;
- группа – по происхождению (генетическое подразделение первого порядка);
- подгруппа – по условиям образования (генетическое подразделение второго порядка);
- тип – по петрографическому и гранулометрическому составу, числу пластичности, по совокупности признаков в соответствии с терминами и определениями;
- вид – по структуре, текстуре, составу цемента и примесей, содержанию заполнителя и включений, гранулометрическому составу и степени его неоднородности, пористости, относительно содержанию органического вещества, зольности торфа, по способу преобразования, степени уплотнения от собственного веса, возрасту намывного грунта;

– разновидность – по физическим, механическим, химическим свойствам и состоянию.

К предусмотренным признакам грунтов допускается вводить дополнительные, если это необходимо для более детального подразделения и характеристики свойств грунтов, учета специфики строительства. Дополнительные признаки грунтов могут основываться на частных, отраслевых и региональных классификациях, установленных ТНПА, утвержденными или согласованными Минстройархитектуры Республики Беларусь. Дополнительные признаки грунтов не должны противоречить классификации стандарта.

Грунты оснований по характеру структурных связей подразделяются на два класса:

– класс грунтов с жесткими структурными связями (класс скальных грунтов);

– класс без жестких структурных связей (класс нескальных дисперсных грунтов).

Группы, подгруппы, типы, виды и разновидности грунтов выделяются согласно таблиц.

В классе скальных грунтов выделяются группы: магматические, метаморфические, осадочные цементированные и искусственные. По пределу прочности при одноосном сжатии они подразделяются на скальные и полускальные (граничное значение 5 МПа).

Нескальные дисперсные грунты подразделяют на две группы: осадочные нецементированные и искусственные. Осадочные нецементированные делят на пять подгрупп: обломочные крупнообломочные, песчаные и глинистые, биогенные и почвы.

К крупнообломочным относятся несвязные грунты, в которых масса частиц крупнее 2 мм составляет более 50 %. По гранулометрическому составу подразделяются на типы: валунный, галечниковый и гравийный грунт (при преобладании неокатанных частиц – глыбовый, щебенистый и дресвяный). Вид крупнообломочного грунта определяется по составу и содержанию заполнителя: с песчаным заполнителем – при его содержании более 40 % и с глинистым заполнителем – при его содержании более 30 %. Свойства крупнообломочных грунтов определяются по испытаниям заполнителя. при меньшем содержании заполнителя – испытаниями грунта в целом.

Определяющими показателями для определения разновидности песка является результаты зондирования – показатели прочности грунта (табл. 1).

Деление песчаных грунтов осадочных обломочных (природного сложения) и насыпных (искусственных) по показателю максимальной неоднородности производится на: однородные, среднеоднородные, неоднородные и повышенной неоднородности. Деление принято на основании анализа исследования статистических параметров использования различных показателей неоднородности.

Таблица 1

Разновидности песка (песчаных грунтов) по результатам зондирования

Вид песчаного грунта	Разновидность песчаных грунтов по прочности	Удельное сопротивление грунта под конусом зонда $q_c$ , МПа	Условное динамическое сопротивление грунта $p_d$ , МПа
Гравелистый, крупный, средней крупности, независимо от влажности	Прочный	$q_c > 15,0$	$p_d > 14,0$
	Средней прочности	$2,8 \leq q_c \leq 15,0$	$2,8 \leq p_d \leq 14,0$
	Малопрочный	$q_c < 2,8$	$p_d < 2,8$
Мелкий, независимо от влажности	Прочный	$q_c > 8,3$	$p_d > 8,5$
	Средней прочности	$1,7 \leq q_c \leq 8,3$	$2,2 \leq p_d \leq 8,5$
	Малопрочный	$q_c < 1,7$	$p_d < 2,2$
Пылеватый маловлажный и влажный	Прочный	$q_c > 8,3$	$p_d > 8,5$
	Средней прочности	$1,2 \leq q_c \leq 8,3$	$1,5 \leq p_d \leq 8,5$
	Малопрочный	$q_c < 1,2$	$p_d < 1,5$
Пылеватый водонасыщенный	Прочный	$q_c > 5,8$	–
	Средней прочности	$1,0 \leq q_c \leq 5,8$	–
	Малопрочный	$q_c < 1,0$	–

Песок (песчаный грунт) – несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером крупнее 2 мм составляет менее 50 %

и число пластичности меньше 1. По гранулометрическому составу песок делится на виды: гравелистые, крупные, средние, мелкие и пылеватые.

При относительном содержании органического вещества от 0,03 до 0,10 – выделяют песчаные грунты с примесью органического вещества, при меньшем содержании – без примеси органического вещества.

Грунт глинистый – связный минеральный грунт, обладающий сцеплением между частицами (связностью) и имеющий число пластичности не менее единицы. Глинистые грунты подразделяются по числу пластичности на супеси, суглинки и глины (граничные значения числа пластичности 1,7 и 17 соответственно).

При относительном содержании органического вещества от 0,05 до 0,10 – выделяют глинистые грунты с примесью органического вещества, при меньшем содержании – без примеси органического вещества.

Определяющими показателями для определения разновидности глинистого грунта является результаты зондирования - показатели прочности грунта (табл. 2).

Таблица 2

Разновидности глинистых грунтов по результатам зондирования

Тип, подгруппа (генезис) глинистых грунтов	Разновидность глинистых грунтов по прочности	Удельное сопротивление грунта под конусом зонда $q_c$ , МПа	Условное динамическое сопротивление грунту $p_d$ , МПа
Супесь, суглинок, глина (моренные)	Очень прочные	$q_c > 6,5$	$p_d > 8,3$
	Прочные	$2,5 < q_c \leq 6,5$	$2,8 < p_d \leq 8,3$
	Средней прочности	$1 \leq q_c \leq 2,5$	$1,2 \leq p_d \leq 2,8$
	Слабые	$q_c < 1$	$p_d < 1,2$
Супесь, суглинок, глина (кроме моренных)	Очень прочные	$q_c > 10$	–
	Прочные	$4,6 < q_c \leq 10$	–
	Средней прочности	$1 \leq q_c \leq 4,6$	–
	Слабые	$q_c < 1$	–

В группу биогенных грунтов относят грунты, характеризуемые, как правило, значительным содержанием органического вещества

(озерные, болотные, озерно-болотные, озерно-аллювиальные, аллювиально-болотные и др.): ил, мергель озерно-болотный, сапропель, торф и грунт заторфованный.

К илам относят водонасыщенные современные осадки водоемов, природная влажность которых, как правило, превышает влажность на границе текучести, коэффициент пористости не менее 0,9, относительное содержание органического вещества менее 10 %, содержание карбонатов <10 %.

К сапроделям относят пресноводные илы, которых содержание частиц размером более 0,25 мм не превышает 5 %, содержащие >10 % органического вещества, как правило, коэффициент пористости более 3, показатель текучести более 1.

Грунт заторфованный характеризуется содержанием по массе органического вещества от 10 до 50 %.

При содержании органического вещества по массе 50 % и более выделяют торф (тип биогенного грунта). Наименования терминов классификации торфа – деления на виды «по степени зольности» и на разновидности «по степени разложения органического вещества» приведено в соответствие со стандартами, по которым эти характеристики определяются (ГОСТ 11306-83 – «зольность торфа» и ГОСТ 10650-93 – «степень разложения торфа»).

Состав биогенных грунтов дополнен карбонатной породой – мергелем озерно-болотным. Определение термина мергель озерно-болотный – водонасыщенный современный осадок водоемов, природная влажность которого превышает влажность на границе текучести, коэффициент пористости – не менее 0,9, относительное содержание органических веществ – менее 10 %, содержание карбонатов ( $\text{CaCO}_3$ ) – более 10 % [1,2].

Почвы подразделяют по гранулометрическому составу и числу пластичности, так же как и песок, глинистые грунты и грунт заторфованный.

К искусственным грунтам относятся грунты природного сложения, закрепленные или уплотненные различными методами: преобразованные в природном залегании, насыпные и намывные. Эти грунты подразделяют в зависимости от состава и состояния, так же как и осадочные несцементированные обломочные, биогенные грунты и почвы. По результатам статического и динамического

зондирования выделяются разновидности насыпного песка (песчаных грунтов) (плановмерно возведенных насыпей) (табл. 3) и насыпного глинистого грунта (плановмерно возведенных насыпей)(табл. 4).

Таблица 3

Разновидности насыпных песчаных грунтов  
(плановмерно возведенных насыпей)

Вид песчаного грунта	Коэффициент уплотнения $K_y$	Разновидность песчаных грунтов по прочности	Удельное сопротивление грунта под конусом зонда $q_c$ , МПа	Условное динамическое сопротивление грунта $p_d$ , МПа
Гравелистый, крупный, средней крупности, независимо от влажности	$K_y > 1,00$	Очень прочный	$q_c > 15,0$	$p_d > 12,0$
	$0,98 < K_y \leq 1,00$	Прочный	$8,3 < q_c \leq 15,0$	$8,5 < p_d \leq 12,0$
	$0,92 \leq K_y \leq 0,98$	Средней прочности	$2,8 \leq q_c \leq 8,3$	$2,8 \leq p_d \leq 8,5$
	$K_y < 0,92$	Малопрочный	$q_c < 2,8$	$p_d < 2,8$
Мелкий, независимо от влажности	$K_y > 1,00$	Очень прочный	$q_c > 8,3$	$p_d > 8,5$
	$0,98 < K_y \leq 1,00$	Прочный	$5,4 < q_c \leq 8,3$	$5,9 < p_d \leq 8,5$
	$0,92 \leq K_y \leq 0,98$	Средней прочности	$1,7 \leq q_c \leq 5,4$	$2,2 \leq p_d \leq 5,9$
	$K_y < 0,92$	Малопрочный	$q_c < 1,7$	$p_d < 2,2$
Пылеватый маловлажный и влажный	$K_y > 1,00$	Очень прочный	$q_c > 8,3$	$p_d > 8,5$
	$0,98 < K_y \leq 1,00$	Прочный	$3,9 < q_c \leq 8,3$	$4,6 < p_d \leq 8,5$
	$0,92 \leq K_y \leq 0,98$	Средней прочности	$1,2 \leq q_c \leq 3,9$	$1,5 \leq p_d \leq 4,6$
	$K_y < 0,92$	Малопрочный	$q_c < 1,2$	$p_d < 1,5$

Разновидности насыпных глинистых грунтов  
(планомерно возведенных насыпей) по результатам зондирования  
и коэффициенту уплотнения

Вид глинистого грунта	Коэффициент уплотнения $K_y$	Разновидность глинистых грунтов по прочности	Удельное сопротивление грунта под конусом зонда $q_c$ , МПа	Условное динамическое сопротивление грунта $p_d$ , МПа
Супеси моренные $W = (0,8 - 1,2)W_o$	$K_y > 1,00$	Очень прочные	$q_c > 8,0$	$p_d > 10,0$
	$0,98 < K_y \leq 1,00$	Прочные	$4,5 < q_c \leq 8,0$	$5,2 < p_d \leq 10,0$
	$0,92 \leq K_y \leq 0,98$	Средней прочности	$1,5 \leq q_c \leq 4,5$	$1,7 \leq p_d \leq 5,2$
	$K_y < 0,92$	Слабые	$q_c < 1,5$	$p_d < 1,7$
Суглинки моренные $W = (0,8 - 1,2)W_o$	$K_y > 1,00$	Очень прочные	$q_c > 8,0$	$p_d > 10,0$
	$0,98 < K_y \leq 1,00$	Прочные	$4,2 < q_c \leq 8,0$	$4,7 < p_d \leq 10,0$
	$0,92 \leq K_y \leq 0,98$	Средней прочности	$1,2 \leq q_c \leq 4,2$	$1,5 \leq p_d \leq 4,7$
	$K_y < 0,92$	Слабые	$q_c < 1,2$	$p_d < 1,5$
Супеси и суглинки лессовидные (пылеватые) $W = (0,8 - 1,2)W_o$	$K_y > 1,00$	Очень прочные	$q_c > 6,0$	$p_d > 8,0$
	$0,98 < K_y \leq 1,00$	Прочные	$4,0 < q_c \leq 6,0$	$4,5 < p_d \leq 8,0$
	$0,92 \leq K_y \leq 0,98$	Средней прочности	$1,0 \leq q_c \leq 4,0$	$1,2 \leq p_d \leq 4,5$
	$K_y < 0,92$	Слабые	$q_c < 1,0$	$p_d < 1,2$

Введение в нормативный документ научно-обоснованного деления насыпных грунтов по результатам зондирования и коэффициенту уплотнения, позволит существенно повысить научно-технический уровень документа в целом и сделает более полной классификацию этого вида грунтов. Материал для решения этой задачи достаточно обоснован и апробирован в ряде нормативных документов (Пособие П1-97 к СНиП 2.02.01-83, П2-2000 к СНБ 5.01.01-99, П5-2000 к СНБ 5.01.01-99, П12-200 к СНБ 5.01.01-99).



Решение необходимо в связи с возрастающими объемами использования этих грунтов в качестве основании зданий и сооружений.

По коэффициенту пористости (показатель плотности) дополнительно могут быть выделены разновидности песка (песчаных грунтов) (если установлено техническим заданием). Деление по коэффициенту пористости принято с целью унификации классификации грунтов с Российской Федерацией.

Типы и виды биохимических карбонатных грунтов выделяются с учетом классификации, приведенной в СТБ 934-2007.

Скальные и нескальные дисперсные грунты делятся на разновидности грунтов по температуре  $t$ , °С: немерзлые (талые)  $t \geq 0$  и мерзлые  $t < 0$ .

Разработанная классификация деления грунтов на разновидности по температуре грунта и степени пучинистости позволяет расширить область действия классификации и установить взаимосвязь с действующими стандартами на определение характеристик мерзлых грунтов (ГОСТ 24847-81, ГОСТ 25358-82, ГОСТ 28622-90).

Принята классификация на разновидности осадочных несцементированных, и искусственных грунтов по относительной деформации морозного пучения грунта  $\epsilon_{fh,д}$ . е:

- непучинистый  $\epsilon_{fh} < 0,01$ ;
- слабопучинистый  $0,01 \leq \epsilon_{fh} < 0,04$ ;
- среднепучинистый  $0,04 \leq \epsilon_{fh} < 0,07$ ;
- сильнопучинистый  $\epsilon_{fh} \geq 0,07$ .

Расширение и уточнение классификации биогенных грунтов, и введение новых таксонометрических единиц классификации грунтов по температуре и степени пучинистости, используемых при проектировании оснований фундаментов, позволяет расширить область применения классификации грунтов.



Рис. 1. Классификация грунтов Беларуси

Технико-экономическое обоснование принятых требований по классификации грунтов позволит сократить объемы отбора образцов грунта ненарушенного сложения и лабораторных определений характеристик насыпных и биогенных грунтов с заменой их на результаты зондирования, повысить научно – технического уровень классификации по СТБ 943-2007 [1], стандарта, который является определяющим для оценки уровня развития технических нормативных правовых актов технических документов, действующих в области оснований и фундаментов в Республике Беларусь.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СТБ 943-2007. Грунты. Классификация.
2. СТБ 1648-2006. Строительство. Основания и фундаменты. Термины и определения

УДК 624.13.539.3

*Кремнёв Александр Павлович, канд. техн. наук, доц.,*

*Поляков Алексей Николаевич, ассистент,*

*Пивоварова Светлана Викторовна, студентка, Полоцкий  
государственный университет, г. Новополоцк, Беларусь*

***Георадарное зондирование при обследовании грунтов оснований  
стоящих и существующих зданий***

***Ground Penetrating Radar (GPR) method during examination of base  
soils of existing buildings and buildings under construction***

В статье рассматривается метод георадарного зондирования грунтов оснований зданий и сооружений, позволяющий существенно повысить качество проведения инженерно-геологических изысканий особенно в условиях плотной городской застройки. Приведены области применения данного метода, его преимущества и недостатки, а также результаты георадарного зондирования на различных объектах.

In this article the application of Ground Penetrating Radar (GPR) method for the bases and the constructions of building foundations is observed, allowing essentially enhancing quality of conducting engineering-geological examinations especially in the conditions of dense urban site development. Ranges of application of the produced method, its advantage and deficiencies, and also the GPR method results on various installations are resulted.

В современной практике градостроительства все больше внимания уделяется реконструкции существующих зданий и сооружений, а также повышению плотности застройки. Увеличивается этажность существующих зданий, на не застроенных территориях возводятся дома повышенной этажности, сносятся старые постройки и строятся новые.

Опыт проведения изысканий, проектирования и строительства зданий и сооружений в условиях плотной застройки свидетельствует о важности качественного определения строения грунтов основания на этапе проведения инженерно-геологических изысканий.

Результаты инженерно-геологических изысканий во многом определяют конструктивные решения фундаментов, их стоимость, надежность и долговечность. И именно на этом этапе в проектные решения зачастую закрадываются ошибки, которые приводят к развитию повреждений надземных конструкций. При этом ошибки могут быть не только субъективными, связанные с некачественным проведением работ, но и объективного характера, обусловленные несовершенством существующих методов исследования однородности строения грунтовой толщи.

Действительно, общепринятая методика построения геологических разрезов включает в себя проходку геолого-разведочных выработок (скважин, шурфов) в определённых точках. При этом предполагается, что грунтовые условия между этими точками не изменяются. Несовершенство дискретного метода изучения континуума, которым является грунтовая среда, наиболее остро проявляется при проведении инженерно-геологических изысканий в исторических центрах больших городов с богатым историческим прошлым (Минск, Полоцк, Витебск и т.д.).

Условия проведения изыскательских работ на застроенных территориях значительно отличаются от условий свободных территорий. Они характеризуются:

- стеснённостью;
- развитой сетью подземных коммуникаций;
- загрязненностью территорий (особенно промышленных предприятий);
- наличием техногенного слоя грунтов большой мощности с остатками старых фундаментов, строительного мусора и других следов деятельности человека;
- большой вероятностью обнаружения пустот, каверн, подземных ходов, заброшенных подземных коллекторов, шахт и т.п.
- возможность возникновения механической суффозии грунта при изменении гидрогеологического режима подземных вод (осушение, подтопление территорий).

Обнаружить все перечисленные признаки неоднородности грунтового основания по общепринятой технологии проведения инженерно-геологических изысканий очень сложно. Уменьшение расстояния между скважинами приводит лишь к значительному удорожанию работ, но в целом проблему не решает.

На помощь геологам в этом случае может прийти метод георадиолокационного поверхностного зондирования грунтов.

Данный метод, основан на изучении распространения сверхширокополосных (наносекундных) импульсов метрового и дециметрового диапазона электромагнитных волн и приеме сигналов, отраженных от границ раздела слоев зондируемой среды, имеющих различные электрофизические свойства. В качестве границ раздела в исследуемых средах являются контакт между сухими и влагонасыщенными грунтами (уровень грунтовых вод), контакты между породами различного литологического состава, между породой и материалом искусственного сооружения, между мерзлыми и тальми грунтами, между коренными и рыхлыми породами и т.д. [1].

Геофизический прибор, принцип действия которого основан на методе георадиолокации, называется георадаром. При помощи георадаров различных типов решается широкий спектр геотехнических, археологических, геологических, экологических, инженерно-строительных, экспертных и других задач, где есть необходимость оперативного мониторинга различной среды (грунт, железобетон, вода, лед и т.п.). Частотный диапазон зондирующих сигналов обычно лежит в пределах 25–2400 МГц.

Низкочастотное зондирование позволяет получать информацию с больших глубин, но имеют довольно низкую разрешающую способность (порядка метра), что связано с большой длиной волны зондирующего сигнала. При повышении частоты зондирования разрешающая способность возрастает, но при этом увеличивается затухание электромагнитной волны в среде, а значит и уменьшается глубина зондирования. Кроме того, со снижением частоты увеличивается зона начальной нечувствительности (т.н. мертвая зона) георадара.

Кроме того, на глубину зондирования и разрешающую способность оказывают влияние и электрофизические характеристики исследуемой среды – диэлектрическая проницаемость  $\epsilon$  и электропроводность  $\sigma$ . Самая низкая диэлектрическая проницаемость у воздуха ( $\epsilon=1$ ), самая высокая – у воды ( $\epsilon=81$ ). Чем выше значение  $\epsilon$ , тем меньше скорость волны в среде (то есть при фиксированном времени записи трассы реальная глубина зондирования будет меньше), но выше разрешение этих данных. Кроме того, чем больше разница диэлектрических проницаемостей на границе сред, тем более кон-

трастной она будет и тем легче её выделить при последующей обработке профиля. От электропроводности зависит степень затухания зондирующего сигнала – чем она выше, тем на меньшую глубину он проникает. Наиболее низкие значения  $\sigma$  у воздуха, пресной воды, льда, песчаных грунтов и скальных пород; наиболее высокие – у влажных глин.

Накопленный в мире опыт использования георадара позволяет выделить следующие основные области его применения:

- при инженерно-геологических изысканиях для построения геологических разрезов, определения положения уровня грунтовых вод, свойств различных отложений по их электрофизическим характеристикам, глубины и профиля дна рек и озёр, мощности ледового покрова и сезонного промерзания, границ распространения полезных ископаемых в карьерах, положения карстовых воронок и пус- тот и т.п.;

- для картирования трубопроводов и коммуникаций различных типов, подземных сооружений, старых фундаментов, заброшенных колодцев и т.п.;

- при обследовании конструкций для определения качества и состояния бетонных конструкций (мостов, зданий и т.д.), их армирования, скрытых коммуникаций, состояния дамб и плотин, выявления оползневых зон.

- при экологическом мониторинге среды георадары используются для оценки загрязнения почв, обнаружения утечек из нефте- и водопроводов, мест захоронения экологически опасных отходов.

- при строительстве и во время эксплуатации железнодорожных путей, автомобильных дорог и аэродромных полос для контроля качества выполнения работ и поиска скрытых дефектов.

- в археологии при помощи георадаров устанавливают места нахождения археологических объектов и границы их распространения и т.д.

Основное преимущество георадарного зондирования заключается в том, что данный метод позволяет получить непрерывный профиль исследуемой среды на значительную глубину, обнаружить неоднородности и идентифицировать их. При этом обеспечивается высокая точность локализации объектов, предметов и границ раздела геологических слоев, глубины их залегания.

В тоже время, как и любой другой метод исследований, георадарное зондирование не лишено недостатков. Во-первых, глубина зондирования и разрешение георадара сильно зависят от электрофизических свойств изучаемой среды. В средах с высокой проводимостью метод георадиолокации может быть неэффективным. Во-вторых, для обнаружения объекта или границы необходимо чтобы объект имел существенное отличие диэлектрической проницаемости от вмещающей среды. И в третьих, интерпретация георадарных данных субъективна и во многом зависит от опыта оператора.

В зависимости от области применения при георадарном зондировании используются следующие типы антенных блоков:

- незранированные – наиболее низкочастотные антенные блоки, предназначенные для работы на самых больших глубинах. При этом, из-за отсутствия экрана, очень чувствительны к внешним помехам. Их конструкция позволяет разнести в стороны приемник и передатчик, что дает возможность при работе методом общей глубинной точки получить значения диэлектрической проницаемости исследуемых сред.

- зранированные – бывают как низкочастотные (100 МГц), так и высокочастотные (2300 МГц). В их конструкции применен поглощающий экран, минимизирующий помехи через верхнюю полусферу (т.е. от вышележащих конструкций и воздушных коммуникаций). Этот тип антенных блоков применяется в условиях плотной городской застройки и внутри зданий.

- скважинные – предназначены для работы в буровых разведочных скважинах на глубинах порядка сотен метров. При одновременной работе антенных блоков в соседних скважинах можно получить результаты в виде межскважинных томограмм.

Полоцким государственным университетом в 2007 году был приобретён георадар производства фирмы Mala GeoScience AB (Швеция). Комплект состоит из блока управления ProEx, монитора управления XV11 и комплекта экранированных (100, 250, 500, 800, 1200, 1600, 2300 МГц) и незранированных (25, 50, 100, 200 МГц) антенных блоков.

Георадар был опробован на нескольких объектах:

- здание мастерских машиностроительного факультета УО «Полоцкий государственный университет». Целью исследования явля-

лись свайные фундаменты наружных стен здания. На рис. 1 представлен участок радарограммы, на котором можно определить расстояние между соседними сваями (центры свай промаркированы) и примерную глубину забивки;

– участок свайного поля на территории ОАО «Полоцк-Стекловолокно». Была поставлена задача определить места забивки свай (свайное поле было забито в 70-х годах прошлого века). На рис. 2 представлен участок профиля, на котором можно определить места забивки и количество свай. На рис. 3 представлен участок профиля вдоль двух обнаруженных свай, при этом по боковой поверхности первой сваи видна деформация слоёв грунта при её забивке;

– магазин «Рамонак» по пр. Победителей в г. Минске. Целью исследования являлась конструкция полов магазина, усиленная несколько лет назад буроинъекционными сваями. На рис. 4 представлен участок георадарного профиля, на котором видны 3 сваи усиления, а в верхней части профиля – армирование пола.

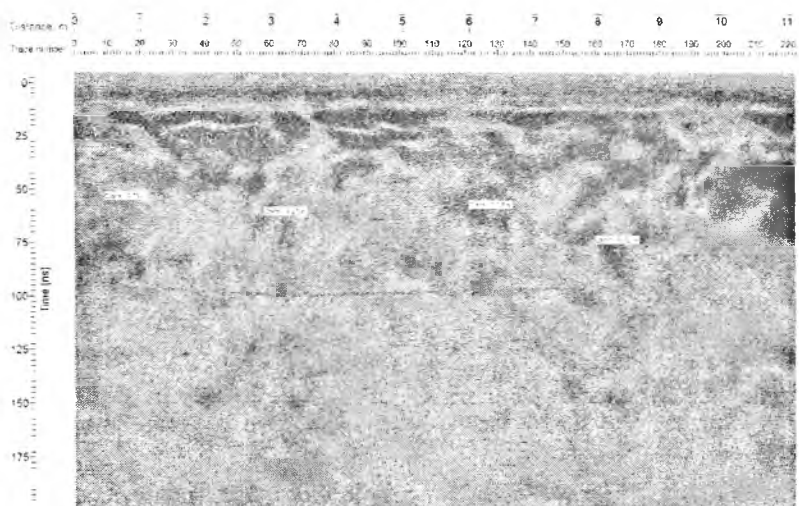


Рис. 1. Георадарный профиль вдоль стены здания мастерских УО «ПГУ»



Полученные данные позволили при принятии проектных решений по строительству и усилению фундаментов перечисленных выше сооружений принять наиболее эффективное решение, наиболее полно учитывающее фактическое строение грунтового основания и фактическое исполнение существующих фундаментов.

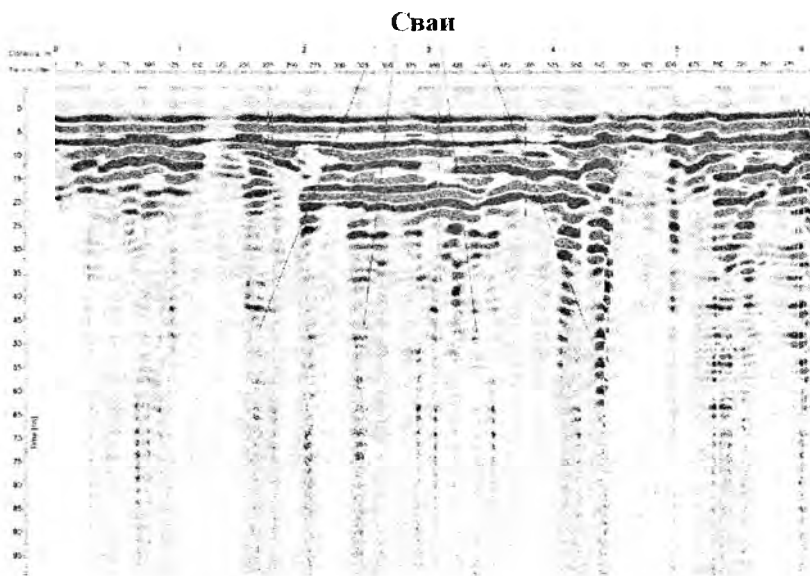


Рис. 2. Георадарный профиль на свайном поле ОАО «Полоцк-Стекловолокно»

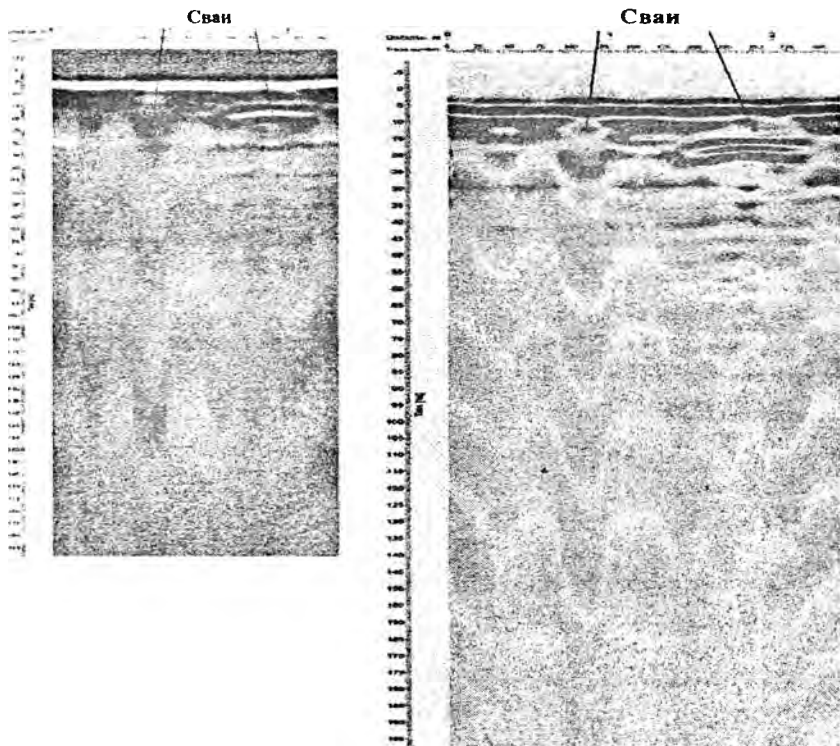


Рис. 3. Георадарный профиль на свайном поле ОАО «Полоцк-Стекловолокно»

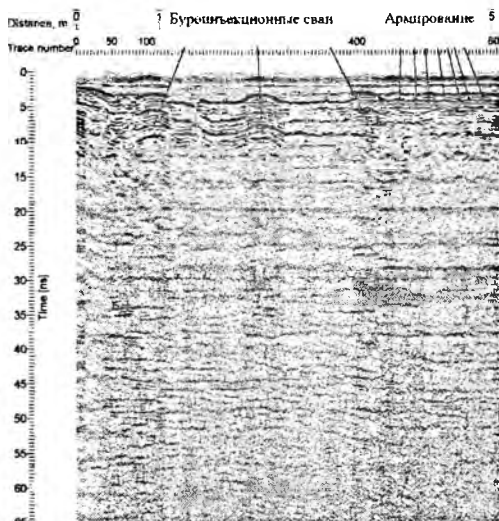


Рис. 4. Георадарный профиль в магазине «Рамонак», г. Минск

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Владов, М.Л. Введение в георадиолокацию: учебное пособие / М.Л. Владов, А.В. Старовойтов. – М.: Издательство МГУ, 2004. – М С. 7–42.

*Баранов Николай Николаевич, канд. техн. наук, доц., Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь*

***Сейсмичность территории Беларуси и сейсмостойкость зданий и сооружений***

***Seismicity of the territory of Belarus and seismic stability of buildings and constructions***

В работе приводятся сведения о проявлении сейсмотектонических процессов северо-восточной части территории Беларуси. Инструментальные наблюдения последних десятилетий свидетельствуют о продолжающейся динамике сейсмических событий. Для сооружений, расположенных над разломами или вблизи их актуален учет особенностей сейсмостойкого строительства.

Дана краткая характеристика существующих методов активной сейсмозащиты зданий и сооружений. Анализируется возможность снижения фоновой сейсмичности районов методом глубинного демпфирования оснований, сложенных водонасыщенными крупно-обломочными и песчаными грунтами.

This paper brings information about seismotectonic processes development in north-west part of Belarus. Instrumental observations of last ten-years periods shows the continuous dynamics of seismic events. Accounting of antiseismic building is actual for constructions situated upon breaks and near them.

Here is given a small characteristic of existing methods of active antiseismic protection of buildings and constructions. The possibility of decrease of background seismicity of districts by method of intratelluric damping of bases which are set by wide-clastic and sandy soils is analyzed.

«Там, где землетрясения имели место в прошлом, они почти наверняка произойдут и в будущем».  
Дж.А. Эйби. Землетрясения. – М, 1982. – С. 182.

Территория Беларуси расположена на западе древней Восточно-Европейской платформы и в соответствии с сеймотектоническим районированием относится к слабоактивной зоне [1, 2]. Сейсмичность Беларуси, изученная наиболее детально в последние годы, получила освещение в работах многих видных белорусских геологов (Э.А. Левков, А.К.Карабанов, А.В. Матвеев, Г.Р. Гарецкий, Р.Е. Айзберг и др.). В частности выявлена основная особенность сети активных разломов на территории Беларуси. Она заключается в том, что разрывные нарушения группируются в флексурно-разрывные зоны, которые прослеживаются на многие десятки и сотни километров. Карты основных разрывных нарушений и проявления сеймотектонических процессов на территории Беларуси составлены Т.И. Ароновой [1].

На рубеже XIX–XX столетий на территории Беларуси произошли землетрясения, имевшие весьма ощутимый характер. Это Борисовское землетрясение 1887 г. (магнитуда  $M=3,7$ ; балльность  $J=6$ ). По сохранившейся информации «... был слышен подземный гул, подобный грому, во многих домах разбились стекла». Спустя небольшое время произошли два землетрясения вблизи г. Могилева в 1893 г. ( $M=3,5$ ) и в 1896 г. ( $M=4$ ). Самое сильное землетрясение произошло в 1908 г. ( $M=4,5$ ;  $J=7$ ) в пос. Гудогай Островецкого района. Согласно его описанию «... был слышен страшный гром (гул), звенели стекла, создавалось впечатление, что падает дом, земля дрожала, животные падали на колени, недалеко образовался глубокий ров с версту в длину, направленный с северо-запада на юго-восток».

Сопоставление распределения эпицентров землетрясений с разломной тектоникой региона показывает, что очаги толчков расположены в зоне разломов различного направления (рис 1). Ощутимые сотрясения 1887 г. Приурочены к Борисовскому разлому, события 1883 и 1895 гг. – к Могилевскому, а наиболее сильное в 1908 г. – к Ошмянскому.

**Название разломов:** 1 – Ошмянский; 2 – Налибоксий; 7 – Северо-Припятский; 23 – Кореличский; 24 – Выжевско-Минский; 25 –

Борисовский; 26 – Чашникский; 27 – Бешенковичский; 28 – Стоходско-Могилевский; 29 – Кричевский; 32 – Витебский.

Сейсмичность территории Беларуси в последние годы изучена наиболее детально. Непрерывными инструментальными наблюдениями в период 1965–2005 гг. получены кинематические и динамические параметры ряда землетрясений: 8 июля 1980 г., 27 февраля 1987 г., 29 августа 1990 г. Происходящие в Беларуси слабые и средней силы землетрясения несут информацию о динамике разломов. Они происходят, прежде всего, в пределах пересечений разрывных нарушений. Так, например, землетрясение 1980 г. с  $M=2,5$ , произошедшее в 30 км к востоку от имевшего место исторического в 1887г., приурочено к Чашникскому разлому.



Рис. 1. Схематическое расположение разломов северо-восточной части Беларуси и эпицентров землетрясений.

Согласно сеймотектонической карте запада Белорусско-Прибалтийского региона землетрясение приурочено к Минской сейсмогенной зоне, в пределах которой могут возникать землетрясения с  $M_{max}=3,7$ . Произшедшее в 1987г. землетрясение с  $M=2,5$  в 20 км к востоку от имевшего место в 1908г. тяготеет к Ошмянскому разлому (Ошмянская сейсмогенная зона с  $M_{max}=4,5$ ). В 1990г. произошло землетрясение с  $M=2,1$  вблизи зоны пересечения Полоцкого и Кореличского разломов (Даугавпилская сейсмогенная зона с  $M_{max}=4,5$ ). В 1998г. ощущалось землетрясение на пересечении

Ляховичского и Могилевского разломов (Северо-Припятская сейсмогенная зона с Любанской подзоной с  $M_{max}=4,0$ ). В 2005г. зафиксировано землетрясение западнее зоны сочленения Чашникского и Могилевского разломов (приурочено к Минской сейсмогенной зоне).

Некоторые разломы не проявляют или почти не проявляют активности. Однако возникновение очагов землетрясений на одних участках разлома и отсутствие их на других не может свидетельствовать о том, что в последних сильные толчки когда-либо не произойдут. Поэтому выявление активных разломов (или их звеньев), которые могут быть зонами потенциальных очагов землетрясений следует отнести к важнейшим задачам сейсмического районирования. Все проявления динамики сейсмичности следует рассматривать как базу для создания общей картины региона в будущем.

Сейсмотектоника Минска включает Выжевско-Минский с существующими в регионе Ошмянским, Борисовским и Могилевским разломами (см. рис. 1). Произшедшие на рубеже XIX–XX столетий ощутимые землетрясения и зарегистрированные в последние десятилетия землетрясения свидетельствуют о продолжающейся динамике сейсмических событий. В сложившейся ситуации в сейсмогенных зонах (Минская, Ошмянская, Северо-Припятская) возможны землетрясения с  $M=3,7$  ( $I=6$ ). Таким образом, становится актуальным учет особенностей сейсмостойкого строительства для сооружений, расположенных на разломах или вблизи их.

Одним из направлений сейсмостойкого строительства явилось создание необрушающихся конструкций за счет увеличения размеров сечений элементов и прочности применяемых материалов. Однако уже с 30-х годов XX столетия в поле зрения исследователей и практиков оказалась идея сейсмоизоляции. Чтобы ограничить колебания зданий при землетрясениях применяют различного рода устройства – упругие, вязкие, пластичные. Они поглощают энергию ударных волн, а располагают их в самом сооружении 1 (графа 1 таблицы), между сооружением 1 и фундаментом 2 (графа 2), между фундаментом 2 и основанием 3 (графа 3). Демпфирование осуществляется искусственным изменением в глубине толщи основания 3 физического состояния грунтовой среды (графа 4).

Таблица 1

1	2	3	4
<p>Сооружения из кладки на эластичном (гашающем, сморозобразном) растворе</p> <p>Гибкие колонны с шарнирным опиранием (деревянные стойки на камешках, опоры)</p> <p>Гибкий первый (или подвалный) этаж</p> <p>Адаптивные (самонастраивающиеся) системы с выходящими, выходящими или резервными связями</p> <p>Предусматриваются условия, обеспечивающие развитие в элементах конструкции и их соединительных элементах деформации</p>	<p>Шов из тощего песчаного раствора (скользящий шов)</p> <p>Камышовый пояс</p> <p>Современная дренка</p> <p>Многослойные треновые металлические скользящие пояса</p> <p>Кинематические фундаменты (катковые опоры, шаровые опоры, шарнирные вращатели)</p> <p>Катковые катки</p>	<p>Пласт гофрированный или пластики из смеси древесного угля с пластиками (с=0,6...0,8 мм)</p> <p>В песчаный слой</p> <p>Песчаный слой</p>	<p>Многометровая подушка из смеси древесного угля и шпери (храм Артемиды Эфесской, IV в. до н.э.)</p> <p>Искусственное изменение физического состояния грунтовой среды в основании</p>

Снижение уровня инерционных сил, развивающихся в зданиях и сооружениях при землетрясениях, обеспечивается на современном этапе методами активной сейсмозащиты. К их числу относятся следующие основные группы [4, 5, 6, 7].

- системы, реализующие принципы сейсмоизоляции;
- адаптивные системы с изменяющимися характеристиками;
- системы с повышенным демпфированием;
- системы с гасителями колебаний.

На территории Беларуси во многих случаях грунтовая толща территории застройки представлена водонасыщенными песчаными грунтами, или же в инженерно-геологическом разрезе просматриваются их отдельные пласты. В таких условиях становится возможным снижение фоновой сейсмичности района [8]. При подземном ударе в водонасыщенном грунте нагрузка передается на твердые частицы и воду. В связи с перераспределением ударной нагрузки между компонентами в грунтовой массе вместо одной продольной ударной  $P$  – волны возникают две –  $P_w$  в воде и  $P_z$  в скелете. Они распространяются в двухфазной среде раздельно, причём впереди  $P_w$ -волна и за ней  $P_z$ -волна.

В природных условиях в водонасыщенных, крупнообломочных и песчаных грунтах доминирует упругие состояние и волны  $P_w$  и  $P_z$  распространяются со скоростью  $C=1500$  м/с с малозаметными поте-



рями энергии. Однако упругое поведение двухкомпонентной грунтовой среды можно скорректировать в направлении увеличения количественной меры внутреннего трения на фронте Рw-волны. Это изменение может быть доступно за счёт принудительного добавления в грунтовую массу объёмов защемлённого воздуха. Присутствие газообразной компоненты в виде рассеянных в объёмах пор газовых пузырьков при прохождении фронта Рw-волны создаёт эффект Ньютонова тела – вязкого элемента. Изменения физического состояния в объёмах газонасыщенной грунтовой массы в направлении от упругого к вязкому при распространении сферической Рw-волны обуславливают на её фронте количественные потери энергии. Часть энергии импульса ударной волны затрачивается на работу по сжатию и растворению содержащегося в пузырьках газа в мгновенно протекающем адиабатическом процессе «выделение тепла – его обратное поглощение». Эффективная вязкость (неидеальная упругость водогазонасыщенного грунта) в момент прохождения фронта Рw-волны вызывает гашение давления на её фронте.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аронова, Т.И. Особенности проявления сейсмотектонических процессов на территории Беларуси «Литосфера» / Т.И. Аронова. – 2006. – №2(25). – С. 103–110.
2. Разломы земной коры Беларуси: монография / Р.Е. Айзберг [и др.]; под редакцией Р.Е. Айзберга. – Минск: Красико-Принт, 2007. – С. 331–340.
3. Эйби, Дж.А. Землетрясения / Дж.А. Эйби. – М: Недра, 1982. – 264 с.
4. Жунусов, Т.Ж. Основы сейсмостойкости сооружений / Т.Ж. Жунусов. – Алма-Ата: Изд. Руан, 1990. – С. 191–220.
5. Кириков, В.А. Древнейшие и новейшие сейсмостойкие конструкции / В.А. Кириков. – М: Наука, 1990. – 69 с.
6. Современные методы сейсмозащиты зданий / В.С. Поляков [и др.]. – М.: Стройиздат, 1988. – 310 с.
7. Сейсмоизоляция и адаптивные системы сейсмозащиты. – М.: Наука. 1983. – 140 с.
8. Баранов, Н.Н. Способ защиты оснований, сложенных водонасыщенными грунтами, от сейсмических воздействий. АС №1786226, кл. E02D 27/34 Бюлл. изобрет. №1,1993.

*Бусел Иван Андреевич, д-р геолого-минералогических наук,  
ЗАО «Стройизыскания», г. Минск, Беларусь*

***Инженерно-геологические основы комплексной технологии  
изыскательских, проектных и строительных работ***

***Engineering-geological bases of complex technology of survey,  
project and building work***

В статье рассматривается необходимость оптимизации технологии изыскательских, проектных и строительных работ как единого структурного комплекса

The necessity of survey, design and construction work optimization as united system is considered.

В последние годы в Республике Беларусь наблюдается устойчивая тенденция роста объемов строительства. Сложившаяся практика строительства основана, как правило, на устаревших нормативно-методических документах, технологиях и технических средствах, что отрицательно сказывается на эффективности работы строительного комплекса: рост цен, снижение качества, удлинение сроков возведения объектов.

Разработка, освоение и внедрение новых наукоемких технологий идет крайне медленно и не успевает за все возрастающими потребностями строительного рынка.

Требуются принципиально новые подходы к методологии изыскательских, проектных и строительных работ, разработке, привлечению и освоению эффективных инновационных технологий на всех этапах строительного цикла.

Быстрое развитие и становление в последние 20–25 лет объединенной методологии проектно-изыскательских работ как единой системы, обусловленное влиянием новейшей глобальной науки (дизайн инжиниринг), изучающей общие процессы инженерного творчества. Для нее характерна направленность в сторону изучения и формализации самого процесса инженерной деятельности с целью

максимальной замены интуитивно- эмпирического подхода на строго научные методы и применение теории технических систем. В соответствии с таким новым подходом выполненный строительный проект необходимо оценивать не только по качеству и надежности построенного сооружения, но и по качеству самого процесса изыскательских, проектных и строительных работ в целом.

В конце XX века в мировой науке определилось новое научно-техническое направление, охватывающее теоретические и методологические основы проектно-изыскательских и строительных работ.

К достижениям методологии дизайн инжиниринга можно отнести: принятие прогрессивных концепций, основанных на системном подходе, создание инженерно-эвристических методов, совершенствование эмпирических методов исследований и т.д. В то же время существует ряд спорных и недостаточно разработанных методологических вопросов. К их числу относится недооценка инженерно-геологических изысканий при проектировании и строительстве зданий и сооружений, а также не всегда точное и достоверное отражение взаимодействия специалистов по изысканиям, механике грунтов, проектированию и строительству в общей технологии работ.

В современном понимании комплексная технология изыскательских, проектных и строительных работ – это теория и методология строительства, нацеленные не только на обеспечение надежной и безаварийной работы строящихся зданий и сооружений, но и на совершенствовании технологического процесса проектно-изыскательских работ в целом, а также на улучшение их технологических и экономических основ.

Важным элементом теории дизайн инжиниринга является система отслеживания и управления качеством технологических процессов.

В настоящее время развитие методологии дизайн инжиниринга идет по следующим основным направлениям:

- создание научных основ методологии общей технологической системы изыскательских, проектных и строительных работ. С этой целью, в частности производится разработка основных принципов и оптимальной последовательности работ в данной области;

- совершенствование способов использования накопленного опыта строительства и замена упрощенных интуитивно-эмпирических приемов на инженерно-эвристические методы;

– повышение эффективности проектно-исследовательских работ путем улучшения взаимодействия специалистов по инженерной геологии, механике грунтов и проектированию. В этом направлении актуальным является развитие методов эмпирических классификаций и типизации грунтовых условий;

– повышение эффективности изыскательских, проектных и строительных работ в рамках единой методологии на основе принципов активного проектирования.

Важную роль в методологии играет структурирование технологических процессов в целом.

Основные принципы научной методологии комплексной технологии изыскательских, проектных и строительных работ, предназначенные как для оптимизации проектируемых зданий и сооружений, так и для улучшения технологических процессов их создания, включают:

1. *Принцип системности* требует рассматривать объект исследований как единую систему взаимосвязанных характеристик, составляющих объект подсистем в соответствии с целями и задачами исследования.

2. *Принцип природной специфичности* предполагает обязательный учет специфики природы объекта исследований и составляющих его подсистем, закономерностей их существования и развития.

3. *Принцип оптимизации* описания объекта исследований и составляющих его подсистем. Этот обобщенный принцип можно разбить на ряд конкретных частных принципов оптимизации описания:

а) принцип оптимальности степени формализованности описания, требующий использования формализованных моделей в тех соотношениях с неформальными интуитивными способами описания, которые при выполнении требований задачи прогноза, обеспечивали бы ее решение с минимальными затратами. Этот принцип требует не тотальной формализации описания объекта, а использование аппарата эвристических, интуитивных, творческих, неформализуемых методов решения проблем;

б) принцип минимизации размерности описания, требующий стремиться к описанию объекта при минимальном числе переменных и параметров, обеспечивающих заданную точность и достоверность прогноза. Он предлагает оценку каждой переменной в описа-

нии и отбор наиболее информативных из них с точки зрения оптимальности объекта исследований;

в) принцип оптимального измерения показателей, требующий выбора для измерения каждого показателя таких методов, инженерно-геологических изысканий, которые при минимальных затратах обеспечивали бы извлечение достаточной для проектирования и строительства информации;

г) принцип дисконтирования данных, требующий при анализе объекта исследований по ретроспективной информации большее значение придавать новой информации об объекте и меньшее – информации более ранней по времени. Этот принцип реализуется путем введения различных функций дисконтирования исходных данных и применения при построении объекта метода движущейся (скользящей) средней, метода экспоненциального сглаживания и т.п.

В целом, принцип оптимизации описания объекта исследования сводится к реализации либо всех этих частных принципов, либо некоторых из них.

4. *Принцип аналогичности* предполагает при анализе объекта исследований постоянное сопоставление его свойств с известными в данной области сходными объектами и их моделями с целью отыскания объекта аналога и использования при изысканиях и проектировании его модели или отдельных ее элементов.

Этот принцип позволяет, с одной стороны, минимизировать затраты на проектно-изыскательские и строительные работы путем использования готовых прогнозных моделей, а с другой стороны, обеспечить верификацию прогнозов путем сопоставления с прогнозами объектов-аналогов.

Рассмотрим инженерно-геологические аспекты комплексной технологии изыскательских, проектных и строительных работ на всех этапах технологической последовательности основных работ:

### **1. Инженерные изыскания**

Для повышения качества и эффективности, точности и надежности исходных данных на стадии проведения изыскательских работ необходимо основной объем инженерно-геологических исследований проводить непосредственно в массивах грунтов, которые будут служить основанием проектируемого здания или сооружения. При этом для получения информации о свойствах массива применяются современные прогрессивные методы исследований: геофизические,

пенетрационно-каротажные, статическое и динамическое зондирование.

Существенно влияет на качество изыскательских материалов и эффективность изыскательских работ степень взаимодействия и уровень организации совместной работы изыскателей и проектировщиков на стадии изысканий.

Поэтому методика использования исходных данных при проектировании должна основываться на совершенствовании взаимодействия изыскателей и проектировщиков в рамках единого технологического процесса.

В современной методологии дизайн инжиниринга отмечается некоторое упрощение проблем инженерных изысканий и недооценка фундаментального значения инженерной геологии в общей системе изыскательских, проектных и строительных работ.

## **2. Проектирование оснований и фундаментов**

При расчетах оснований и фундаментов важное значение имеет инженерно-геологическое и геомеханическое моделирование грунтовых массивов.

Моделирование является основным связывающим звеном между изысканиями и проектированием оснований и фундаментов, обеспечивающим переход от множества инженерно-геологических данных к расчетным схемам и выбору оптимальных проектных решений.

Традиционная организационно-технологическая разобщенность изыскателей и проектировщиков обусловила значительную несогласованность между этими основными стадиями дизайн-инжиниринга, не позволяя в полной мере реализовать большие потенциальные возможности современных методов и методик инженерно-геологических исследований и применения новых разработок в области механики грунтов.

Очевидно, что никакой прогресс по отдельности в изысканиях и проектировании оснований и фундаментов не даст существенного эффекта, если не будет ликвидирован разрыв между инженерно-геологическим моделированием грунтовых массивов и математическим моделированием геомеханических процессов.

## **3. Проектирование зданий и сооружений**

Качество инженерно-геологической информации имеет основополагающее значение при принятии проектных решений. Выбор окончательного решения – это сложный многофакторный процесс,

имеющий творческий характер и требующий участия специалистов разных профилей – инженеров-геологов, геомехаников и проектировщиков. Принятие решения должно производиться путем сравнения нескольких альтернативных вариантов и выбора оптимального.

#### **4. Геоэкологические исследования**

Важность защиты окружающей среды от инженерно-геологических процессов и явлений, обусловленных строительством зданий и сооружений, определилась в последние годы и еще не все специалисты, работающие в строительном производстве, уделяют ей должное внимание.

Несомненно, что геоэкологическими проблемами, значение которых в будущем будет только возрастать, должна заниматься инженерная геология, как наиболее подготовленная к решению этих вопросов из всех наук геологического цикла.

#### **5. Изыскательские работы в период строительства**

Сложилось устойчивое представление, что при строительстве зданий и сооружений потребность в новой инженерно-геологической информации существенно снижается. Обычно считается, что изыскатели, выполнив работы для обоснования проекта, полностью завершили свое дело. Однако это не совсем так.

Инженерно-геологическая информация по своей природе не может быть исчерпывающе полной, поскольку процесс познания природы бесконечен.

Полученная в процессе проведения изысканий инженерно-геологическая информация должна быть достоверной. Однако в нашем арсенале отсутствуют простые и дешевые методы или способы оценки ее достоверности.

В связи с этим целесообразно проводить инженерно-геологические работы в процессе строительства в первую очередь крупных и ответственных зданий и сооружений, а также при расположении строительного объекта в сложных инженерно-геологических условиях.

Наиболее важное значение имеет документация строительных котлованов, других строительных выработок и выемок, которая позволяет получить действительно достоверную информацию о вскрытом ими геологическом разрезе (последовательность напластований, условия залегания и взаимоотношения отдельных литологических разностей грунтов). Сопоставление результатов документации

строительных котлованов, выработок и выемок с теми постройками, которые выполнены по результатам инженерно-геологической разведки под конкретные здания и сооружения, позволяют уточнить и детализировать, а иногда и пересмотреть сложившееся представление о геологическом строении участка строительства, внести коррективы в проектную документацию на возводимый строительный объект, проанализировать методику выполненных изысканий, установить информативность применявшихся методов и способов инженерно-геологических работ, их рациональное соотношение и т.д.

Документация строительных котлованов, выработок и выемок должна сопровождаться контрольными определениями физико-механических свойств грунтов, скоростными методами (статическое и динамическое зондирование, пенетрационный каротаж), а в сложных инженерно-геологических условиях – испытаниями грунтов штампами и статическими и динамическими испытаниями свай.

Другое направление инженерно-геологических работ на данной стадии – продолжение начатых при проведении изысканий для обоснования проекта здания или сооружения, наблюдения за факторами, вызывающими или активизирующими развитие неблагоприятных инженерно-геологических процессов. Нередко, данных таких наблюдений, собранных в процессе проведения инженерных изысканий, недостаточно для разработки достоверных прогнозов поведения сложных геотехнических систем, образующихся при строительстве зданий и сооружений, ввиду сжатых сроков выполнения изыскательских работ. Именно поэтому все начатые наблюдения и должны быть продолжены в период строительства с тем, чтобы повысить достоверность разрабатываемых прогнозов.

Таким образом, участие инженеров-геологов должно быть отражено на всех этапах технологической последовательности изыскательских, проектных и строительных работ. При этом необходимо предусмотреть и обратные связи между отдельными этапами и стадиями, имеющими важное методологическое значение. С учетом прогрессирующего возрастания актуальности геоэкологических проблем и слабой разработанностью методики их решения, методологию и технологическую последовательность инженерно-геоэкологических исследований необходимо рассматривать в общей схеме комплексной технологии изыскательских, проектных и строительных работ.



В настоящее время на каждом из рассмотренных этапов решаются частные задачи на основе использования, как правило, устаревших технологий, технических средств и программных продуктов.

В то же время в строительной науке созданы образцы технологий, способные существенно повысить эффективность строительного комплекса в целом, включая снижение стоимости строительства и экономию энергоресурсов. Задача состоит в том, чтобы ускорить их продвижение в практику строительства, используя для этого оправдавшие себя рыночные механизмы.

На сегодняшний день уровень развития мировой строительной науки столь высок, что совершенствование отдельных методов, технологий или технических средств не может существенно отразиться на эффективности строительства в целом.

Актуальной становится задача «подтягивания» практики строительства до уровня существующих научных разработок через привлечение и освоение в строительном производстве новых высокоэффективных технологий.

Вместе с тем, в этих условиях, как известно из опыта других отраслей науки и техники, основным рычагом повышения эффективности становятся управленческие задачи и главные из них – задачи оптимальных решений.

Методология решений этих задач основывается на системном анализе всего технологического процесса (изыскания – проектирование – строительство) с использованием идей и методов теории адаптивного управления и универсального аналитического синтеза реальных геотехнических систем.

Требуется организация разработок новых и привлечение существующих инновационных технологий для повышения эффективности работы каждого из этапов строительства и оптимизация работы всей системы в целом.

**В журнале «строительная наука и техника» опубликованы следующие статьи Участников конференции**

**Beata Gajewska, Boleslaw Klosiński.** Examples of ground improvement from Polish practice. Road and Bridge Research Institute, Warsaw, Poland.

**Chavdar Vassilev Kolev,** Protection under high buildings in Sofia after revealing of karsts caverns in clay. Eng. PhD, Болгария.

**Matej GUŽÍK.** Micropiles – State of Art. SUT, Bratislava, Slovakia.

**Pivarč Ján.** Stone Columns – Comparison of analytical and numerical approaches. STU. Bratislava, Slovakia.

**Заручевных И.Ю., Тельминов И.В.** Новые искусственные почвы из отходов производства. АГТУ, г. Архангельск, Россия.

**Зоценко Л.М., Левченко В.П., Зоценко В.М.** Опыт использования буринъекционных свай в водонасыщенных лессовых грунтах. ПНТУ, г. Полтава, Россия.

**Максимова С.В., Ручкинова О.В., Шамарина А.А.** Использование щелоконоакпителя АО «Соликамскбумпром» для размещения полигона строительных отходов. ПГТУ, г. Пермь, Россия.

**Никитенко М.И.** Неполнота исходных данных об инженерно-геологических условиях и свойствах грунтов. БНТУ, г. Минск, Беларусь.

**Никитенко М.И., Бойко И.Л., Повколос К.Э., Сернов В.А., Шипица В.И., Щербак Д.С.** Опыт анкерования ограждений глубоких котлованов и других сооружений. БНТУ, г. Минск.

**Никитенко М.И., Журавский В.Ю.** Некоторые проблемы свайных фундаментов в геотехнической практике Беларуси. БНТУ, РУП «Главгосстройэкспертиза», г. Минск, Беларусь.

**Острецов А.В., Вознюк А.Б., Капустян Н.К.** Опыт мониторинга конструкций и грунтов оснований высотных зданий в Москве. ОАО «ЦНИИЭП жилых и общественных зданий», г. Москва, Россия.

**Повколос К.Э.** Влияние вибраций на сопротивляемость грунта плоскому контактному сдвигу в условиях стесненной дилатансии. БНТУ, г. Минск, Беларусь.

**Пономарев А.Б., Атаманов А.А.** Энергетические фундаменты. ПГТУ, г. Пермь, Россия.

**Сенковски Ежи.** Устройство фундаментов инженерных и жилых зданий на укрепленных насыпях, созданных из антропогенных грунтов. СПИ, г. Гливице, Польша.

**Шутова О.А., Пономарев А.Б.** К проблеме воздействия транспортной вибрации на городскую застройку. ПГТУ, г. Пермь, Россия.

## Содержание

<b>1. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ</b> .....	8
<i>Миронов В.А., Софьин О.Е.</i> Взаимодействие жесткого штампа с упругопластическим основанием.....	8
<i>Кремнев А.П., Вишняков Н.Н.</i> Анизотропия прочностных свойств песчаных грунтов .....	19
<i>Козунова О.В.</i> Нелинейный расчет балочных плит на слоистых основаниях с биогенными включениями .....	27
<i>Курочка К.С.</i> Методика компьютерного моделирования упругопластических деформаций многопустотных плит .....	64
<i>Цурганова Л.А.</i> Компьютерное моделирование деформаций грунтового основания большеразмерной фундаментной плиты с вертикальными сквозными вырезами .....	78
<i>Быховцев В.Е.</i> Компьютерный анализ деформирования грунтовых оснований фундаментов из плит с продольными полостями.....	86
<i>Быховцев В.Е., Цурганова Л.А. Бондарева В.В., Прокопенко Д.В.</i> Компьютерный анализ экономической эффективности фундаментов из коробчатых плит.....	98
<i>Черник П.К., Азява Г.В.</i> Определение показателей физических и механических свойств биогенных грунтов и илов.....	110
<i>Банников С.Н.</i> Деформативность и устойчивость подпорных конструкций из армированного грунта .....	121
<i>Костюкович П.Н.</i> Концепция бытового давления дисперсных грунтов с позиций законов Кулона и Паскаля.....	132
<i>Костюкович П.Н.</i> Теория взаимосвязей между деформацией уплотнения $\varepsilon(\sigma)$ и сдвиговой прочностью $\tau(\sigma)$ дисперсных грунтов .....	142
<i>Костюкович П.Н.</i> Деформативные и компрессионные функции сжимаемости грунтов.....	163
<i>Уласик Т.М.</i> Прочностные испытания грунтов на основе модели контактного сдвига .....	174
<i>Игнатов С.В., Крошнер И.П.</i> Изменчивость свойств супеси пылеватой при устройстве заливных цилиндров.....	183

<b>2. ИННОВАЦИОННЫЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ТЕХНОЛОГИИ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ .....</b>	<b>187</b>
<i>Овчинников Э.В., Кулак А.А.</i> Инновационные технологии при реконструкции подземной части зданий .....	187
<i>Анисимов Ю.В., Екимова С.В.</i> Мировой и отечественный опыт применения технологии струйной цементации при решении сложных геотехнических задач.....	192
<i>Семенюк Д.С., Астафьев Я.В., Босаков С.В., Баранов Н.Н.</i> Расчет и конструирование устья ствола №2 краснослободского рудника РУП ПО «Беларуськалий» .....	199
<i>Семенюк Д.С., Шутов Р.З., Белый Н.В.</i> Несущая способность железобетонных плит покрытия испытательного полигона РУПП «Белорусский автомобильный завод» .....	218
<i>Сернов В.А.</i> Исследование напряженно-деформированного состояния грунта в межсвайном пространстве.....	239
<i>Сернов В.А., Голубкова О.А., Макаров К.Н.</i> Опыт применения фундаментов из коротких конических свай с несущими ростверками .....	247
<b>3. ИСКУССТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ .....</b>	<b>254</b>
<i>Пойта П.С., Лях Ю.В.</i> Анализ системы технико-экономических показателей квадратных столбчатых фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках, подстилаемых песчаными основаниями .....	254
<i>Руденко Н.И., Зражевская И.Ю.</i> Особенности грунтовых условий и обеспечение долговечной эксплуатации сооружений в регионе г. Запорожья.....	263
<i>Лях В.Н.</i> Фундаменты на насыпных основаниях комплекса зданий ледового дворца в г. Барановичи .....	275
<i>Архангельская Т.М.</i> Геотехнические свойства цементогрунта ....	286
<i>Сеськов В.Е., Кравцов В.Н.</i> Свайные фундаменты из набивных микросвай в пробитых вибропробойниками скважинах .....	293
<i>Кравцов В.Н.</i> Забивные сваи рационального поперечного сечения.....	300
<i>Невзоров А.Л., Никитин А.В., Заручевных А.В., Аксенов С.Е.</i> Развитие свайного фундаментостроения в г. Архангельске.....	308

<b>Вешняков В.А., Невзоров А.Л.</b> Моделирование погружения свай с помощью программы «Plaxis dynamics» .....	316
<b>Кориунов А.А., Невзоров А.Л.</b> Комплексное исследование хвостовых отложений при использовании их в качестве основного компонента противодиффузионных экранов при проектировании полигонов отходов.....	322
<b>Шадунц К.Ш.</b> Оползни в лессовых породах на примере правобережья реки Кубань .....	331
<b>Седин В.Л., Руденко Н.И., Руденко А.Н., Донцова Е.Н.</b> Устройство водозащитного экрана (стен и днища) обжиговой печи № 7 химическим способом на ОАО «Укрграфит» в городе Запорожье .....	342
<b>Мякота В.Г.</b> Влияние трасс магистральных трубопроводов на особо охраняемые природные территории Республики Беларусь .....	354
<b>Мякота В.Г., Игнатов С.В.</b> Опасные геологические процессы как критерий геоэкологической оценки безопасности трасс магистральных трубопроводов Республики Беларусь .....	362
<b>Мякота В.Г.</b> Особо охраняемые природные территории как критерий геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов (на примере Полесского региона).....	374
<b>Колпашников Г.А., Баранов Н.Н., Ленкевич Р.И.</b> Место и значение проведения инженерно-геоэкологических изысканий в строительстве.....	381
<b>4. ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ .....</b>	<b>387</b>
<b>Пономарев А.Б., Голубев К.В., Калошина С.В.</b> Геотехнический и конструкционный мониторинг в условиях уплотненной городской застройки.....	387
<b>Нестеренок М.С.</b> Геодезический мониторинг осадки и крена высотного книгохранилища национальной библиотеки Республики Беларусь.....	392
<b>Шокарев В.С., Шаповал В.Г., Волков Д.А., Банах В.А., Шокарев А.В.</b> Мониторинг напряженно-деформированного состояния зданий при устранении их сверхнормативных кренов.....	399

<b>Шешеня Н.Л.</b> Основные требования к материалам инженерно-геологических изысканий для зданий повышенного уровня ответственности. ОАО «ПНИИИС» .....	410
<b>Родкевич Г.С.</b> Классификация грунтов Беларуси .....	417
<b>Кремнёв А.П., Поляков А.Н., Пивоварова С.В.</b> Георадарное зондирование при обследовании грунтов оснований строящихся и существующих зданий .....	426
<b>Баранов Н.Н.</b> Сейсмичность территории Беларуси и сейсмостойкость зданий и сооружений .....	435
<b>Бусел И.А.</b> Инженерно-геологические основы комплексной технологии изыскательских, проектных и строительных работ .....	441

Научное издание

ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ:  
НАУКА И ПРАКТИКА

СБОРНИК СТАТЕЙ  
МЕЖДУНАРОДНОЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ  
КОНФЕРЕНЦИИ

Минск, 20–22 октября 2008 г.

Ответственный за выпуск Л.Н. Шалаева

---

Подписано в печать 13.10.2008.

Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная.

Отпечатано на ризографе. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 26,45. Уч.-изд. л. 20,68. Тираж 150. Заказ 1146.

---

Издатель и полиграфическое исполнение:

Белорусский национальный технический университет.

ЛИ № 02330/0131627 от 01.04.2004.

Проспект Независимости, 65. 220013, Минск.