

06
Д 54

ISSN 2413-6212 (Online), ISSN 2227-1252 (Print)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ



МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Дніпропетровського національного
університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

Випуск 9

2016

20099

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Збірник наукових праць
Дніпропетровського
національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

За загальною редакцією проф. О. М. ПШІНЬКА

Засновано у 2011 році

Випуск 9



000865301

ВНЛ

Дніпропетровськ
2016

УДК 624.21 + 624.19(066)

ББК 39.112

Д 54

ЗАСНОВНИК ТА ВИДАВЕЦЬ:
ДНІПРОПЕТРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ
ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА

Затверджено до друку рішенням Вченої ради Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна від 26.09.2016 р., протокол № 2

*Внесено до Переліку наукових фахових видань України
наказом Міністерства освіти і науки України від 21.12.2015 р. № 1328 (технічні науки)*

Голова редакційної ради університету – доктор технічних наук *О. М. Пішінко*

Редакційна колегія:

головний редактор – доктор технічних наук *В. Д. Петренко*

заступник головного редактора – доктор технічних наук *Д. О. Банников*

відповідальний секретар – кандидат технічних наук *В. І. Соломка*

Члени редакційної колегії:

доктори технічних наук *М. І. Казакевич, О. Л. Тютюкін, М. І. Нетеса, Й. Й. Лучко, А. В. Радкевич, А. І. Лантух-Лященко, В. В. Кулябко, А. А. Плугін, З. Я. Бліхарський, Л. М. Тимофіїва, Р. О. Гейзен, Войцех Франус*

Д 54 **Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика : Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Вип. 9. – Дніпропетровськ, 2016. – 81 с.**
ISSN 2413-6212 (Online), ISSN 2227-1252 (Print)

У статтях висвітлені наукові дослідження, виконані авторами у Дніпропетровському національному університеті залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна та інших організаціях. Статті присвячені вирішенню актуальних питань із проблем розрахунків, проектування, будівництва, експлуатації та реконструкції мостів, тунелів і інших інженерних споруд, застосування сучасних будівельних матеріалів і технологій будівництва, пошуку шляхів підвищення надійності та подовження довговічності інженерних споруд.

Збірник наукових праць становить інтерес для працівників експлуатаційних і науково-дослідних організацій, викладачів вищих навчальних закладів, докторантів, аспірантів, магістрантів та інженерно-технічних працівників.

УДК 624.21 + 624.19(066)
ББК 39.112

В статьях отражены научные исследования, выполненные авторами в Днепропетровском национальном университете железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна и других организациях. Статьи посвящены решению актуальных вопросов по проблемам расчетов, проектирования, строительства, эксплуатации и реконструкции мостов, тоннелей и прочих инженерных сооружений, применения современных строительных материалов и технологий строительства, поиску путей повышения надежности и продления долговечности инженерных сооружений.

Сборник научных трудов представляет интерес для работников эксплуатационных и научно-исследовательских организаций, преподавателей высших учебных заведений, докторантов, аспирантов, магистрантов и инженерно-технических работников.

НАУКОВО-ТЕХНІЧНА БІБЛІОТЕКА
ДНІПРОПЕТРОВСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО
УНІВЕРСИТЕТУ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ
ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА

ISSN 2413-6212 (Online), ISSN 2227-1252 (Print)

© Дніпропетр. нац. ун-т залізн.
трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2016

865301-865302 = (2) Т.К.

ЗМІСТ

В. А. ГАЛУШКО, Ю. Е. РОЛИТЕНКО ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ХОЛОДНОГО СКЛЕИВАНИЯ КАК АЛЬТЕРНАТИВА МЕХАНИЧЕСКОМУ СПОСОБУ КРЕПЛЕНИЯ КРОВЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ	4
П. А. ДОНЧЕНКО, В. М. КОНОВАЛ, І. О. ПОНОМАРЕНКО ДОСЛІДЖЕННЯ І ВИБІР ОПТИМАЛЬНИХ ВАРІАНТІВ МЕХАНІЗОВАНИХ СПОСОБІВ ЗАКРІПЛЕННЯ ЛЕСОВИХ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ	9
О. И. ДУБИНЧИК, В. Р. КИЛЬДЕЕВ ОПРЕДЕЛЕНИЕ МЕРЫ НАКОПЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ С УЧЕТОМ КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ	18
О. Г. МАРИНІЧЕНКО ДИНАМІЧНИЙ ВПЛИВ ШВИДКІСНОГО ЗАЛІЗНИЧНОГО РУХУ НА РОЗРІЗНИ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПРОГОНОВІ БУДОВИ	25
В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКІН, О. М. КУЛАЖЕНКО ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕОРІЙ ГІРСЬКОГО ТА ПІДРОСТАТИЧНОГО ТИСКУ НА ЩИТ ПРИ ПРОХОДЦІ В СЛАБКИХ ВОДОНАСИЧЕНИХ ҐРУНТАХ	32
В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКІН, І. О. СВЯТКО, Д. О. ЯМПОЛЬСЬКИЙ АНАЛІЗ УКРІПЛЕННЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОНА ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ПАЛЯМИ	42
В. І. СОЛОМКА, М. Е. САПУНЖИЙСЬКИЙ ДОСЛІДЖЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ЗАЛІЗНИЧНИХ МЕТАЛЕВИХ МОСТІВ ІЗ ВРАХУВАННЯМ ДИНАМІЧНОЇ ДІЇ ШВИДКІСНИХ ПОТЯГІВ	51
А. Л. ТЮТЬКІН КОНЦЕПЦІЯ РАЗРУШЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ОСНОВЕ ЭНЕРГЕТИКО-ФРАКТАЛЬНОГО ПОДХОДА	61
Y. L. VYNNYKOV, T. V. LUTVYNENKO CORRECT CONDITIONS OF CLAY SOILS BEING A PART OF HIGHWAY EMBANKMENT COMPACTION FE MODELING	68
A. MENEYLYUK, A. PETROVSKYI, A. BORISOV, I. BABIJ DEPENDENCE OF SOIL HYDRAULIC CONDUCTIVITY OF THE ADOPTED TECHNOLOGICAL SOLUTIONS	75

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 692.415:621.792.052

В. А. ГАЛУШКО^{1*}, Ю. Е. РОЛИТЕНКО²

^{1*} Кафедра технологии строительного производства, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона, 4, Одесса, Украина, 65029, тел. +38 (096) 414 82 95, эл. почта valja-galushk@rambler.ru

² Студент, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона, 4, Одесса, Украина, 65029

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ХОЛОДНОГО СКЛЕИВАНИЯ КАК АЛЬТЕРНАТИВА МЕХАНИЧЕСКОМУ СПОСОБУ КРЕПЛЕНИЯ КРОВЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Цель. В статье представлена информация по способам крепления кровельных элементов. Это самая большая проблема в области строительства. Она связана со взаимодействием окружающей среды на материал. **Методика.** На основании изученной информации и практических решений авторами были разработаны классификации по способам крепления и видам клеевых составов. **Результаты.** По каждому из способов были изучены положительные и отрицательные стороны. **Научная новизна.** При изучении данного вопроса был найден альтернативный способ крепления. **Практическая значимость.** Каждый из представленных способов крепления имеет свою область применения.

Ключевые слова: современные кровельные материалы; способы крепления кровельных материалов; клеевые составы; холодное склеивание

Введение

В строительной индустрии появляются все чаще и чаще новые материалы, машины, механизмы. Это связано с большими объемами работ, которые зачастую выполняются в стесненных условиях, как при новом строительстве, так и при реконструкции. В зависимости от условий выполнения работ разрабатываются технологические процессы. Одним из распространенных способов крепления фасадных элементов здания является механический. Как показала практика, этот способ не во всех случаях являлся эффективным. Это связано в первую очередь с разрушением поверхности в зоне крепления элементов и образования в процессе эксплуатации коррозии. Поэтому актуальность статьи состоит в выборе альтернативного способа крепления, позволяющего выполнять соединение без разрушения поверхности.

Одной из самых больших проблем, которая сопровождает человека на протяжении всего этапа эволюции, является воздействие окружающей среды на строительный материал. Снег и дождь, обжигающий холод и нестерпимая жара заставляли людей искать себе временные, а в дальнейшем и постоянные убежища. Постепенно

открывая новые возможности и свойства различных материалов, люди прошли этап от жизни в пещерах до строительства многоэтажных зданий. Научившись возводить стены и создавать кровли, люди не остановились, они начали задумываться и об эстетической стороне (красоте возводимых сооружений). Таким образом, сами здания и непосредственно фасады зданий стали сочетаться с художественным творчеством – созданием архитектурных образов, выражающих определенное идейно-художественное содержание.

Анализ последних достижений и публикаций показал, что одним из способов крепления кровельных материалов является клеевой состав. Изучением клеевых составов занимались такие ученые, как: Е. Д. Белоусов, В. В. Паршиков, В. А. Ходак, В. В. Петров, В. А. Дудельзон, А. Б. Бабуринов, В. А. Кистяковский, А. Н. Фрумкин, П. А. Ребиндер, Б. В. Дерягин, М. М. Дубинин, В. И. Спицын, члены-корреспонденты Российской академии наук Н. А. Изгарышев, Г. В. Акимов, С. З. Рогинский, К. В. Чмутов, А. К. Пикаев и др.

Каждый из этих ученых занимался изучением химических свойств клеевых составов в промышленной и строительной областях.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Цель

Цель данной статьи состоит в выборе эффективного клеевого состава относительно альтернативному механическому способу крепления.

Методика

Постановка задачи включала изучение существующих способов крепления, анализ известных клеевых составов и их преимуществ.

Создавая всевозможные архитектурные ансамбли (порой массивные на вид и сложные по форме), мастера всегда стремились к упрощению изготовления фасадных элементов. Так, вместо тяжелых каменных элементов стали появляться пустотелые гипсовые, а сейчас и полиуретановые изделия, не уступающие по внешнему виду, но простые в изготовлении и установке. Но, как и прежде, все эти элементы (карнизы, межэтажные пояски, подоконные отливы, сандрики, маскароны и т. д.) требуют защиты от влияния окружающей среды. Можно, конечно, использовать различные водоотталкивающие мастики, но, к сожалению, они не долговечны из-за воздействия солнечных лучей, да и эстетическая сторона (в виде грязных потеков) заставляет искать другие варианты.

Одним из лучших вариантов защиты элементов фасада, по мнению специалистов-кровельщиков, является кровельное железо (рис. 1). Разнообразие видов данного материала на сегодняшний день достаточно велико. Это и классические медные и цинковые листы (а также сплавы из этих материалов), и алюминий, и просто оцинкованное железо, которое на сего-

дняшний день успешно покрывают высококачественными полимерными красками и т.д. Все эти материалы объединяет одно – момент крепления к фасадным элементам, что иногда создает определенные трудности из-за невозможности крепления обычным механическим способом.



Рис. 1. Защита элементов фасада

На сегодняшний день используются следующие способы крепления металла к различным поверхностям. Это: механический, сваривание (пайка), клеевой.

Рассмотрим положительные и отрицательные стороны каждого вида крепления.

Первый способ механический. Механическим способом крепить довольно легко и быстро. При этом способе увеличивается расход материала за счет обязательного нахлеста соседних листов. К тому же в отверстия, сделанные в самом материале, может просачиваться вода. Со временем материал корродирует и требуется частичная или полная замена покрытия. На рис. 2 представлена классификация крепления кровельных листов механическим способом.

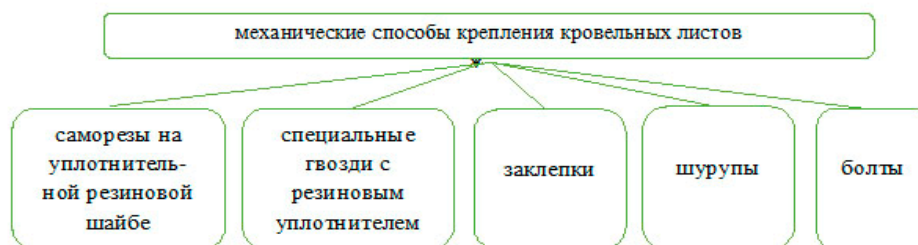


Рис. 2. Классификация механического способа крепления кровельных листов

Второй способ сварной. Этот способ применяют крайне редко. Нельзя применять сварку для того, чтобы прикрепить листы к каким-либо конструкциям из металла, так как при высоких температурах полимерный и цинковый

защитные слои сильно выгорают, сам лист остается беззащитен перед коррозией.

Третий способ клеевой. Соединение стальных поверхностей с помощью клеящего состава обладает следующими преимуществами:

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

1. Сглаживание вибрации в конструкции.
2. При высоком давлении герметичен.
3. Отсутствуют температурные нагрузки, например, как при сварке.
4. Отличный ровный внешний вид, монолитная поверхность.

5. Возможность соединения различных стальных материалов, что невозможно, например, при сварке.

При выборе клеевого состава авторами была выполнена классификация по их видам (рис. 3).

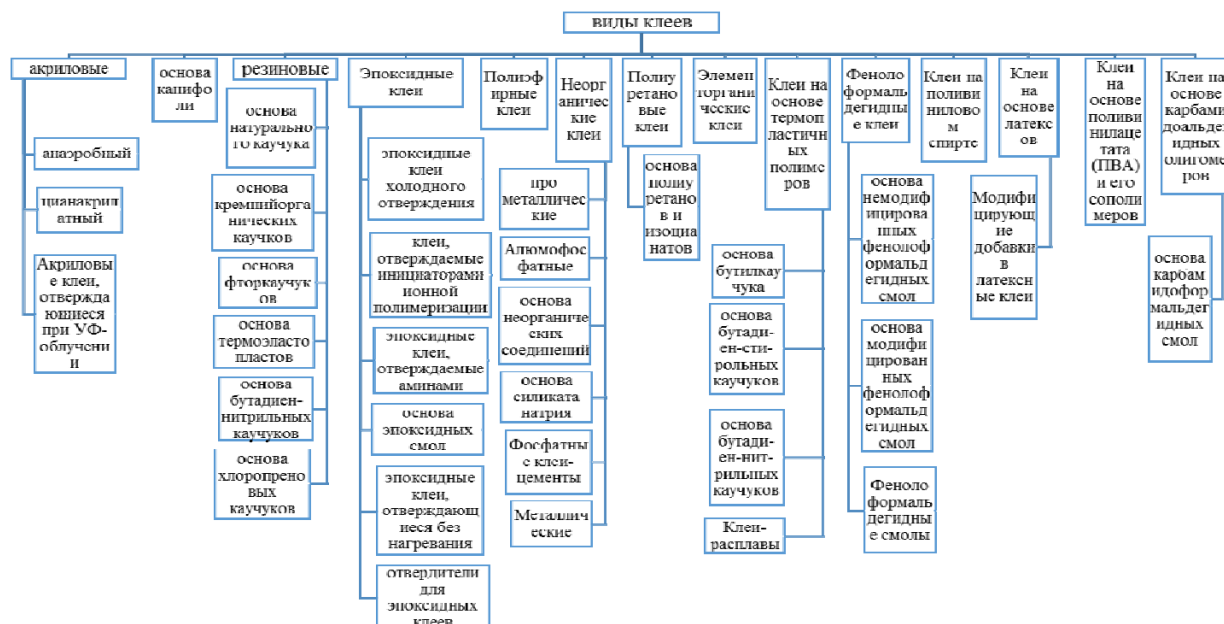


Рис. 3. Классификация различных видов клеевых составов

Решением вышеупомянутой проблемы является применение в качестве крепежного элемента клей для холодной склейки (в частности, фирмы Энко). Это пластичная клеящая масса для холодного склеивания, обычно черного цвета, основой которого является битум, модифицированный различными полимерными добавками. Клей Энколит применяется для склеивания металлических поверхностей (медь, цинк-титан), например, профилей с другими материалами, такими как кирпичная кладка, камень, бетон или дерево. Энколит наносится на поверхность с помощью фигурного шпателя при температуре не ниже +5 °C. В месте будущего стыка элементов приклеивается специальная подкладка, на которую тоже наносится клей. После этого приклеиваемые детали равномерно прижимаются по всей поверхности.

Область применения клея широка. Энколит используется для облицовки металлических крыш или фасадов, а также при выполнении других работ из жести. Однако чаще всего к его помощи прибегают для приклеивания небольших деталей, таких, например, как подоконники и парапеты.



Рис. 4. Клей Энколит

Авторами статьи был проведен сравнительный анализ механического способа крепления и холодного склеивания, в результате которого был выявлен ряд преимуществ применения клея.

1. Упрощение технологии процесса установки, сокращение производственного цикла. Монтаж с помощью клея не занимает много времени, не требует специальных навыков для работы, а поверхность не требует особенной подготовки. Требования для поверхности обусловлены двумя основными факторами, это ровность и чистота.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

2. Долговечность крепления, коррозионная стойкость. В отличие от механического способа (с точечным креплением в определенных местах) крепление с помощью клея осуществляется по всей поверхности приклеиваемого элемента фасада (рис. 5). Минимизируется коррозия самого кровельного изделия за счет исключения разрушающего действия конденсата между кровельным материалом и элементами фасада (исключение коррозии элементов крепления).

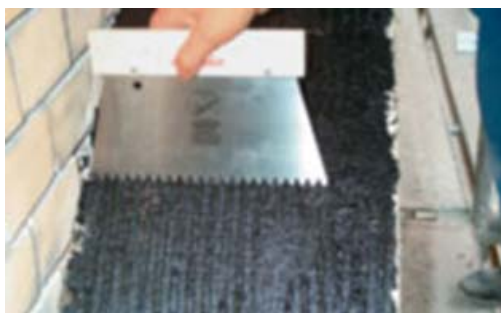


Рис. 5. Процесс нанесения клеевого состава на поверхность

3. Механическая прочность. При механическом креплении лист металла не вплотную прилегает к покрываемой поверхности. Сильный ветер негативно влияет на листовые кровли, так как появляется риск отрыва элементов. Показатель механической прочности важен также в регионах со снежными зимами, так как снеговой покров на кровлях оказывает серьезное давление на материал. Это исключается при склеивании, так как приклеиваемые детали равномерно прижимаются по всей поверхности.

4. Создание дополнительных гидроизоляционных свойств. В случае использования металлической кровли на основе стали, следует применять поминуть о герметизации мест крепления, иначе появится ржавчина (материал, обычно, имеет защитный слой оцинковки или полимеров).

5. Снижение шумов. Вследствие отсутствия воздушной прослойки за счет создания целостности конструкции уходит вибрация листов металла.

6. Технологичность. Клеящий материал не кристаллизуется, постоянно находясь в эластичном состоянии, не ухудшает свои свойства в различные времена года, выдерживает достаточно большие перепады температуры.

7. Эстетичность. Крепежные элементы (шурпы, саморезы с дюбелями) зачастую нарушают архитектурную целостность фасадных элементов, что исключается при использовании клея.

8. Повышение безопасности труда. Монтаж не требует использования специального оборудования, не привязывается к наличию электричества на строительном объекте, что ведет к снижению опасности производимых работ.

Таким образом, учитывая вышесказанное, использование холодного склеивания для крепления накрывающих изделий фасадных элементов, можно рассматривать как альтернативу механическому способу.

Выводы

На основе изученных теоретических и практических исследований авторами представлены классификации по способам крепления и клеевым составам для соединения кровельных материалов между собой, определены их области применения.

1. На основании проведенного анализа был найден альтернативный способ крепления кровельных элементов с помощью клея Энколит, выявлен ряд преимуществ, а именно: сокращение производительности труда, увеличения долговечности крепления, коррозионная стойкость.

2. Сравнивая способы крепления их положительные и отрицательные стороны в дальнейшем клей Энколит получит широкое применение для металлических листов в области строительства.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Костенко, Е. М. Кровельные работы. Настольная книга кровельщика [Текст] // Е. М. Костенко. – Изд-во : «Основа», 2001. – 272 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

2. Санто, Л. А. Большая книга кровельщика по металлу [Текст] : Кровли, в 4-х т. // Л. А. Санто. – 2016. – 300 с.
3. Зипенкорт, К. Работы по устройству металлических кровель и фасадов [Текст] // К. Зипенкорт. – Изд-во : «Бизнес Медиа», 2011. – 176 с.

В. О. ГАЛУШКО^{1*}, Ю. Є. РОЛИТЕНКО²

^{1*} Кафедра технології будівельного виробництва, Одеська державна академія будівництва і архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел. +38 (096) 414 82 95, ел. пошта valja-galushk@rambler.ru

² Студент, Одеська державна академія будівництва і архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029

ВИКОРИСТАННЯ ХОЛОДНОГО СКЛЕЮВАННЯ ЯК АЛЬТЕРНАТИВА МЕХАНІЧНОГО СПОСОБУ КРІПЛЕННЯ ПОКРІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ

Мета. У статті представлена інформація щодо способів кріплення покрівельних елементів. Це найбільша проблема в області будівництва. Вона пов'язана зі взаємодією навколишнього середовища на матеріал. **Методика.** На підставі вивченої інформації і практичних рішень авторами були розроблені класифікації за способами кріплення і видами клейових складів. **Результати.** По кожному із способів було вивчено позитивні та негативні сторони. **Наукова новизна.** При вивченні даного питання був знайдений альтернативний спосіб кріплення. **Практична значимість.** Кожен з представлених способів кріплення має свою область застосування.

Ключові слова: сучасні покрівельні матеріали; способи кріплення покрівельних матеріалів; клейові склади; холодне склеювання

V. GALUSHKO^{1*}, Y. ROLITIENKO²

^{1*} Department Construction technology, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Didrihsona str., 4, Odessa, Ukraine, 65029, tel. +38 (096) 414 82 95, e-mail valja-galushk@rambler.ru

² Student, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Didrihsona str., 4, Odessa, Ukraine, 65029

THE USE OF COLD BONDING AS AN ALTERNATIVE TO MECHANICAL FASTENING METHOD OF ROOFING MATERIALS

Purpose. The article presents information on how the roofing elements. This is the biggest problem in the field of construction. It is linked to the interaction of the environment on the material. **Methodology.** Based on the study of information and practical solutions the authors developed classification methods and types of adhesives. **Findings.** For each of the methods was studied positive and negative sides. **Originality.** When studying this question was found an alternative mounting method. **Practical value.** Each of these attachment methods has its own scope.

Keywords: modern of roofing materials; methods of attachment roofing materials; adhesives; cold bonding

REFERENCES

1. Kostenko Ye. M. *Krovelnye raboty. Nastolnaya kniga krovelshchika*. [Roofing. Handbook roofer]. Osnova Publ., 2001. 272 p.
2. L. A. Santo *Bolshaya kniga krovelshchika po metallu* [The big book of a roofer for metal]. 2016. 300 p.
3. K. Zipenkort *Raboty po ustroystvu metallicheskih krovel i fasadov* [Works on the installation of metal roofs and facades]. Biznes Media Publ., 2011. 176 p.

Стаття рекомендована к публікації д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна), д.т.н., проф. З. Я. Бліхарским (Україна).

Поступила в редколлегию 25.08.2016.

Принята к печати 26.09.2016.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.131.23/.138.22:624.131.381

П. А. ДОНЧЕНКО¹, В. М. КОНОВАЛ², І. О. ПОНОМАРЕНКО^{3*}

¹ Кафедра «Промислове та цивільне виробництво», Черкаський Державний технологічний університет, вул. Шевченка, 460, Черкаси, Україна, 18006, тел. +38 (047) 273 02 79, ел. пошта vponomarenko@ua.fm, ORCID 0000-0002-8408-1092

² Кафедра «Промислове та цивільне виробництво», Черкаський Державний технологічний університет, вул. Шевченка, 460, Черкаси, Україна, 18006, тел. +38 (096) 364 91 93, ел. пошта vponomarenko@ua.fm, ORCID 0000-0002-6740-6617

^{3*} Кафедра «Промислове та цивільне виробництво», Черкаський Державний технологічний університет, вул. Шевченка, 460, Черкаси, Україна, 18006, тел. +38 (047) 273 02 79, ел. пошта vponomarenko@ua.fm, ORCID 0000-0003-4296-3975

ДОСЛІДЖЕННЯ І ВИБІР ОПТИМАЛЬНИХ ВАРІАНТІВ МЕХАНІЗОВАНИХ СПОСОБІВ ЗАКРІПЛЕННЯ ЛЕСОВИХ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ

Мета. На даному етапі розвитку будівельних технологій необхідно виконувати пошук, вибір і модернізацію варіантів технічних і технологічних рішень використання серійних установок, і обладнання для закріплення, і стабілізації лесових ґрунтів основ будівель, і споруд механізованими способами в умовах України.

Методика. Для вирішення проблеми укріплення лесових ґрунтів шляхом укочування та визначення параметрів ущільнення проведено натурні дослідження шляхом побудови графіка залежності сухого ґрунту від вологості при стандартній роботі ущільнення. З метою перевірки рівномірності ущільнення ґрунтів по глибині проведено контрольне динамічне зондування ущільнених ділянок за допомогою пенетрометрії.

Результати. Детальні геотехнічні обстеження будівельної ділянки з використанням віброкотка VibroMax VM-115D дозволити визначити, що якість і стан ґрунтів, а також ступінь їх ущільнення відповідає нормативним показникам. При цьому кількість проходжень віброкотка по кожній ґрунтовій смузі повинна бути не менше 10 разів для досягнення вологості ущільненого ґрунту менше оптимальної величини.

Наукова новизна. За результатами розрахунків та динамічного зондування в місцях відбору проб ґрунту встановлено, що ущільнення при наявній вологості меншій за оптимальну можна проводити і при меншій її величині і це дає можливість отримати позитивні показники по ущільненню слабких водонасичених ґрунтів.

Практична значимість. Запропоновані підходи по визначенню міцнісних та деформаційних характеристик, а також ступенів їх ущільнення, відповідаючи проектним та нормативним документам.

Ключові слова: закріплення лесових ґрунтів; метод віброукочування; проходження віброкотка; щільність ґрунту; оптимальна вологість; динамічне зондування

Вступ

Напрямок представленої науково дослідної роботи є актуальним в умовах Черкаського регіону і в цілому для України по тій причині, що проблема лесових ґрунтів і їх закріплення виникла декілька десятиліть назад. Багато вчених зробили великий внесок у вивчення даної проблеми, але разом із тим питання закріплення взагалі лесових ґрунтів є на сьогодні ще далеко не вивченими.

В Україні лесові ґрунти займають 20-35 відсотків її території. Досвід будівництва та експлуатації будівель і споруд на лесових просадочних ґрунтах показує, що основною причи-

ною деформації фундаментів, стін, перегородок і несучих конструкцій є нерівномірність просадок ґрунтових основ, які виникають в результаті їх замочування. Причиною замочування є сильні зливи, непланова вирубка лісів, підвищення рівня ґрунтових вод, перевищений термін експлуатації зовнішніх і внутрішньомайданчикових мереж водопостачання, водовідведення, теплові мережі. Великий вплив мають і помилки при проведенні інженерно-геологічних вишукувань, а також невиконання технічних умов при веденні будівельно-монтажних робіт, особливо в зимовий період.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Сьогодні в нашій країні різні спеціалізовані підприємства в основному займаються поставкою імпортованих машин і обладнання по закріпленню і стабілізації різних ґрунтів для підвищення несучої спроможності основ будівель і споруд. На даний час є багато машин з різними показниками для різних варіантів закріплення ґрунтів при їх реконструкції і будівництві.

В наступних 2017-2018 роках планується підйом розвитку основних напрямків народного господарства. В цьому плані одним із перспективних й економічних напрямків є використання вітчизняної техніки і обладнання, які б відповідали технологіям закріплення ґрунтів механізованими способами для підсилення основ будівель і споруд й забезпечили б зниження трудовитрат і економію матеріальних ресурсів.

Мета

Приклади аварійних станів основ фундаментів, будівель і споруд в Україні свідчать про те, що властивості лесових просадочних ґрунтів і особливо їх поведінка під навантаженням і при замочуванні недостатньо вивчені. Тому досконале вивчення особливостей структури лесових порід є ключем до вирішення самої проблеми закріплення ґрунтів. Рішення цієї проблеми і є метою даного дослідження, що дає можливість досягти відповідного прогресу в розробці ефективних методів закріплення лесових ґрунтів. Це дасть змогу підвищити надійність будівництва і виключити можливість руйнування зведених на цих ґрунтах інженерних будівель і споруд.

Методика

Огляд і аналіз механізованих способів закріплення лесових ґрунтів, пізнання глибини і природи їх просадочності дає можливість розробляти інженерні методи і технологічні способи виконання робіт по їх закріпленню.

В теперішній час ці методи в основному зводяться до фізико-технічної дії на нестійку специфічну структуру лесових ґрунтів в трансформації їх в стійкий недеформований стан. При цьому виходячи із суті механізму просадки, спеціалісти прагнуть підвищити щільність лесового ґрунту і збільшити міцність контактів між мінеральними частинками.

Найбільш розповсюдженими способами закріплення просадочних ґрунтів є наступні [1-3]:

- поверхневе ущільнення важкими трамбівками;
- влаштування ґрунтових подушок;
- глибинне ущільнення попереднім замочуванням;
- глибинне ущільнення ґрунтовими палями;
- витрамбовування котлованів;
- ущільнення підводними вибухами;
- термічна обробка ґрунту;
- струменеві цементация;
- способи хімічного закріплення (цементация, силікатизация, смолизация, бітумизация, глинизация).

Перші чотири способи включені в діючі ДБН [2] та інші нормативні документи і широко застосовуються в практиці будівництва.

Всі способи виконуються за допомогою спеціальних технологій, машин і обладнання. Для визначення ґрунтових умов і конструкцій збудованих та споруд на просадочних ґрунтах достатньо широко використовується прорізка просадочних ґрунтів палями й опорами з метою забезпечення мінімальних осадок.

Недоліком деяких способів є вплив динамічних дій на близько розміщені споруди.

Ущільнення лесового ґрунту енергією вибуху [4-7] ефективно при освоєнні нових територій. Вибухами ущільнюються великі об'єми ґрунту з використанням пробурених свердловин, в які розміщують вибухові речовини. Конструкції зарядів можуть бути різними. При цьому заряди потрібно розміщувати над лесовими ґрунтами у водонасичені або обводнені ґрунти.

Одним із способів закріплення лесових ґрунтів є термічне закріплення [8]. Дослідженнями встановлено, що при температурі вище +400 °C лес втрачає свої просадочні властивості і перетворюється в суглинок. Технологічна послідовність операцій наступна: в свердловині розміщують форсунку, через яку насосом подають паливо із повітрям. В стволі свердловини запалюють факел, який протягом певного часу створює в лесовому ґрунті обпалення. При горінні факела температура в свердловині складає від +400 °C до +600 °C.

При такій температурі через деякий час створюється міцний ($R \geq 1$ МПа) обпалений масив діаметром до 3 м з граничною температурою +400 °C. Під дією високої температури спостерігається обпалювання і спікання міне-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ралів, а на контактах між окремими частинками формуються міцні фазові контакти кристалізаційного типу, стійкі по відношенню до дії води. В результаті підвищується міцність лесового ґрунту і він стає непросадочним.

Одним із прогресивних методів закріплення лесових ґрунтів є метод розрядно-імпульсної технології [9, 10], суть якого полягає в наступному: свердловину, яку заповнили мілко зернистим бетоном або цементним розчином, обробляють серією високовольтних електричних розрядів. При цьому виникає електрогідралічний ефект, в результаті якого формується тіло палі або кореня анкера, цементується та ущільнюється навколишній ґрунт. Початковий діаметр свердловини у 130...300 мм в результаті дії серії розрядів може бути збільшений, в залежності від енергії, яка подається в свердловину, і гідрогеологічних умов території більше ніж в 2 рази фундаменту. В результаті навколишні ґрунти утрамбовуються, знижується їх пористість в зоні дії ударного імпульсу. Динамічні дії, що виникають в процесі формування поза зоною обробки, незначні і не впливають на конструкції. Ліквідувати просадочність лесового ґрунту можливо при використанні ґрунтових подушок із непросадочного ґрунту [11-13]. В цьому випадку котлован під споруду, що проектується, виконують в лесовій основі нижче на 2 м відмітки закладання підшви фундаменту. Викопаний ґрунт пошарово (по 0,3...0,5 м) укладається в котлован з трамбуванням кожного шару катками або віброкатками типу Vibromax VM 115D з робочою частотою від 31 до 36 Гц і відцентровою силою від 163 до 261 кН. Причому щільність сухого ґрунту досягає $16,8 \text{ кН/м}^3$, а вологого – від 17,3 до $20,0 \text{ кН/м}^3$ [14, 15].

Технологія струменевої цементації закріплення ґрунтів була розроблена в тому числі і в Україні в два останні десятиріччя [10]. Ця технологія виконується високонапірним струменем цементного розчину, який виходить під високим тиском із монітора, розміщеного на нижньому кінці бурової колони і обертаючогося навколо своєї вісі. В результаті в ґрунтовому масиві формуються палі діаметром 0,6...1,0 м з ґрунтобетону із високими протифільтраційними характеристиками і достатніми міцнісними властивостями. При цьому цементація основ досягає високого рівня технологічності та економічності ефективності, оскільки здійснюється

високошвидкісне закріплення основ ґрунтоцементними палями.

Ущільнення ґрунту на глибині до 25 м і більше проводять набивними палями [3]. Технологія їх виготовлення полягає в наступному: в ґрунт забивають металеві палі (труби із закритим кінцем), виконується часткове ущільнення ґрунту і зниження просадочності леса, який розмішений по довжині труби. Після виконання робіт труби виймають, а в отримані свердловини трамбується ґрунт з невеликою кількістю води. Довжина труби вибирається, виходячи з проходження лесової посадочної товщини. В результаті одержуємо палю, яка своїм кінцем опирається на непросадочний ґрунт.

Просадку багатьох типів лесових ґрунтів можливо зменшити за допомогою методу силікатизації [10]. Сутність цього методу полягає в наступному: в ґрунт через перфоровану трубу подають розчин силікату натрію разом з розчином хлористого кальцію, або спочатку розчин силікату натрію, а потім – розчин хлористого кальцію.

При з'єднанні обох розчинів в порах просадочного ґрунту створюється водонерозчинний гель кремнієвої кислоти, який цементує ґрунт і робить його непросадочним.

Закріплення ґрунтів можна здійснювати смолами [9]. Суть методу полягає у введенні в ґрунт високомолекулярних органічних сполук типу карбамідних, фенолформальдегідних та інших синтетичних смол в суміші з твердниками – кислотами, кислотними солями.

Через певний час в результаті взаємодії з твердниками смола полімеризується. Час гелеутворення складає 1,5...2,5 години, повне зміцнення відбувається після двох діб. Смолізація ефективна в сухих і водо насичених пісках с коефіцієнтом фільтрації $K_{\phi} = 0,5...25 \text{ м/добу}$. Міцність закріпленого ґрунту, що досягається, коливається в межах 1...5 МПа і залежить в основному від концентрації смоли в розчині. Організація робіт аналогічна силікатизації, але треба нагрівати смолянисту речовину. Радіус закріпленої зони складає 0,3...1,0 м і залежить від коефіцієнта фільтрації K_{ϕ} . Метод відноситься до дорогих і неекономічних.

Всі перераховані методи мають достатньо обмежений рівень застосування, оскільки потребують спеціального обладнання, великих матеріальних витрат та енергії. Крім того, техно-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

логії закріплення ґрунтів є достатньо складними.

Тому велике значення мають дослідження, особливо в просадочних ґрунтах, по їх укріпленню з використанням не тільки зволоження, а і механізмів для поверхневого ущільнення ґрунту укочуванням і вібрацією [13-16].

Результати

Як відомо, при великих об'ємах відсипаємих земляних споруд ґрунт ущільнюють способом шарового укочування. При цьому шари ґрунту товщиною 15...20 см укочують легкими котками (вагою 3...5 т), а товщиною 30...40 см – тяжкими (вагою 10...12 т) [16].

Для зменшення об'ємів робіт і підвищення ефективності укочування ґрунт ущільнюють при оптимальній вологості. Суть методу полягає в наступному. Будівельними нормами регламентується нормативна щільність сухого ґрунту споруди ρ_d^H [2].

Потім при різній вологості ґрунту, з якого відсипається споруда, проводиться стандартне ущільнення і будується графік залежності щільності сухого ґрунту від вологості при даній (стандартній) роботі ущільнення. Оптимальна вологість відповідає максимальній щільності сухого ґрунту при даній фіксованій роботі ущільнення.

В сучасних умовах найбільше розповсюдження отримали однобарабанні кулачкові самохідні вібраційні котки типу Vibromax VM 132, HAMM 3516, ATLAS 1140. Вони мають масу від 14000 до 15750 кг, навантаження на передній міст 8000...9300 кг, на задні колеса – 6000...6450 кг.

З метою визначення характеру ущільнення ґрунтової подушки віброкотком Vibromax VM 115D в умовах Черкаського будівельного об'єкту було виконано дослідне ущільнення ґрунту на відмітці $\downarrow 8,200$, а потім шару зворотної засипки по смузі з розмірами 7,0×25,0 м до рівні $\downarrow 7,900$.

З даної дослідної ділянки було вибрано проби для визначення щільності скелету ґрунту після його ущільнення з оптимальною вологістю.

Кількість проходок котка по ділянці досліджуваної ґрунтової подушки становить 12 разів. Після ущільнення ґрунту в зонах було віді-

брано по 2 проби на рівні $\downarrow 7,900$ та дві проби на рівні $\downarrow 8,200$ на щільність та вологість з однієї зони в середині ущільнювального шару. Методом ріжучого кільця визначено щільність вологого ґрунту після ущільнення ґрунтової подушки.

На основі аналізу відібраних проб на вологість ґрунту було встановлено, що на дослідній ділянці з відміткою $\downarrow 8,200$ вологість ущільненого ґрунту становить $W = 0,146$, а на ділянці з відміткою $\downarrow 7,900$ – 0,127.

Результати дослідження показують, що щільність скелету ґрунту ρ_d на відмітці $\downarrow 7,900$ становить 1,86...1,87 г/см³, а на відмітці $\downarrow 8,200$ – 1,75...1,76 г/см³, що задовольняє проектному значенню ущільнення ґрунту зворотної засипки котловану $\rho_d = 1,70$ г/см³ при 12 проходах віброкотка [17-19].

З метою перевірки рівномірності ущільнення ґрунтів по глибині було проведено контрольне динамічне зондування ущільненої ділянки за допомогою пенетрометра ДПТ-4 [20]. Результати зондування свідчать про рівномірне ущільнення ґрунтів по глибині, а кількість ударів на кожні 10 см занурення зонда складає не менше ніж 10 ударів, що експериментальним шляхом підтверджує проектне значення щільності скелету ґрунту $\rho_d = 1,70$ г/см³.

Таким чином, за результатами контрольного геотехнічного обстеження даної дослідної ділянки можна зробити наступний висновок: якість і стан ґрунтів, а також ступінь їх ущільнення відповідає вимогам затвердженого проекту і нормативних документів. При цьому кількість проходжень віброкотка повинна бути не менше 10 разів для досягнення оптимальної вологості ущільненого ґрунту $W = 0,150$.

З відмітки $\downarrow 8,200$ з цілого ґрунту було відібрано проби для визначення фізико-механічних властивостей ґрунту в природному стані.

Аналіз результатів дослідження показав, що щільність скелету ρ_d ґрунту на відмітці $\downarrow 8,200$ в природному стані становить 1,61...1,62 г/см³, а природна вологість ґрунту становить $W = 0,084$.

Кількість води необхідна для зволоження 1 м³ ґрунту до оптимальної вологості становить:

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$Q = \frac{P}{1+W} (W_{\text{опт}} - W) =$$

$$= \frac{356,85}{1+0,084} (0,15 - 0,084) = 21,73 \text{ т},$$

де P – маса ущільненого шару ґрунту в котловані.

$$P = S_{\text{кот}} h_{\text{шару}} \rho_{\text{ґрунту}} = 610 \cdot 0,30 \cdot 1,95 = 356,85 \text{ т}.$$

Враховуючи площу котловану, кількість води на 1 м^2 ущільненого шару товщиною $0,3 \text{ м}$ становить 36 л/м^2 .

Були проведені також геотехнічні дослідження ущільнення ґрунтової подушки на відмітці $\downarrow 7,900$, що відсипалась з ґрунту природної вологості, складеного у відвал поблизу будівельного майданчику з подальшим зволоженням та ущільненням. Проби були відібрані з шурфів, виконаних після ущільнення засипки на відмітці $\downarrow 7,300$.

Як слідує з аналізу результатів визначення фізико-механічних властивостей ґрунту першого шару ущільнення, щільність скелету ґрунту коливається в допустимих межах і в середньому складає $1,87 \text{ г/см}^3$. Середнє значення вологості ґрунтів в пробах складає $W = 0,120$. За результатами розрахунків та динамічного зондування в місцях відбору проб ґрунту можна стверджувати, що ущільнення при наявній вологості, меншій за оптимальну, яка становить $0,15$, можна проводити і при меншій вологості.

В результаті геотехнічного моніторингу виконання ущільнення ґрунтової подушки котловану на відмітці $\downarrow 7,600$ встановлено, що щільність скелету ґрунту коливається в допустимих межах і в середньому складає $1,89 \dots 1,91 \text{ г/см}^3$. Середнє значення вологості ґрунтів в пробах складає $W = 0,1243$. За результатами розрахунків та динамічного зондування в місцях відбору проб ґрунту можна стверджувати, що ущільнення при наявній вологості, меншій за оптимальну, яка становить $0,15$, також можна проводити і при меншій вологості.

В результаті геотехнічних досліджень ущільнення ґрунтової подушки котловану на відмітці $\downarrow 7,300$ встановлено, що щільність скелету ґрунту коливається також в допустимих межах і в середньому складає $1,75 \dots 1,90 \text{ г/см}^3$. Середнє значення вологості ґрунтів в пробах складає $W = 0,106$. Таким чином, можна стверджувати,

що ущільнення при наявній вологості, меншій за оптимальну, можна проводити і при меншій вологості.

Всі подальші дослідження ущільнення ґрунтової подушки на відмітках $\downarrow 7,000$; $\downarrow 6,700$; $\downarrow 6,400$; $\downarrow 6,100$; $\downarrow 5,800$; $\downarrow 5,500$; $\downarrow 5,350$ дозволили зробити висновки, що отримані при попередніх експериментах, значення щільності відповідають проектним величинам.

Геотехнічні дослідження ущільнення вирівнюючого шару гранульованого шлаку на відмітку $\downarrow 5,200$, показали, що щільність скелету шлакового шару знаходиться в межах, передбачених проектом.

Додатково в процесі досліджень було проведено компресійні випробування ґрунту для визначення його деформаційних характеристик.

Випробування наданих параметрів характеристик проводились для ущільненого шару потужністю $0,9 \text{ м}$ (по дві проби з кожного – всього 6 проб ґрунту на відмітках $\downarrow 5,500$; $\downarrow 5,800$; $\downarrow 6,100$).

Значення модуля деформації ґрунту заданого стану на інтервалі тиску від $0,1$ до $0,2 \text{ МПа}$ становить $10,12 \text{ МПа}$, на інтервалі від $0,2$ до $0,3 \text{ МПа}$ – $22,25 \text{ МПа}$.

Модуль деформації для шару ґрунтової подушки, що знаходиться нижче, можна вважати таким же, оскільки перевірка рівномірності ущільнення ґрунтової подушки при проведенні контрольного динамічного зондування масиву за допомогою пенетрометра ДПТ-2 показало, що подушка ущільнена рівномірно, а кількість ударів на кожні 10 см занурення зонда складає не менш ніж 25 ударів та збільшується з глибиною занурення, що відповідає отриманому в лабораторії модулю деформації ґрунту.

Крім того, було виконано визначення питомого зчеплення та кута внутрішнього тертя ґрунту при його випробуванні на міцність при зрізі згідно ДСТУ Б.В. 2.1-4-96, котрі при вологості $W = 0,13$ складають:

- питоме зчеплення ґрунту $c = 0,53 \dots 0,61 \text{ МПа}$;
- кут внутрішнього тертя $\varphi = 51 \dots 61$ град.

Висновки

Таким чином, детальні геотехнічні обстеження даної будівельної ділянки з використанням віброкотка Vibromax VM -115 D, дозволи-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ли зробити висновок, що якість і стан ґрунтів, а також ступінь їх ущільнення відповідає вимогам затвердженого проекту і нормативних документів. При цьому кількість проходжень віброкатка по кожній ґрунтовій смузі повинна бути не менше 10 разів для досягнення вологості ущільненого ґрунту менше $W = 0,150$, що є оптимальним показником для даного типу ґрунту. За результатами розрахунків та динамічного зондування в місцях відбору проб ґрунту встановлено, що ущільнення при наявній вологості, меншій за оптимальну, яка становить 0,15, можна проводити і при меншій її величині і це дає можливість отримати позитивні показники по ущільненню слабких водонасичених ґрунтів. Крім того, за результатами контрольного геотехнічного дослідження даної ущільненої подушки можна зробити наступні узагальнення: якість і стан ґрунтів, міцність та деформативні характеристики, а також ступінь їх ущільнення відповідає вимогам, затвердженим в проекті і нормативних документах на ґрунтові споруди даного типу [2]. Стан ущільненого масиву ґрунтової подушки забезпечує її необхідну стійкість і надійність на час експлуатації споруди.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Уплотнение просадочных грунтов [Текст] / Под общ. ред. В. И. Крутова. – Москва : Стройиздат, 1974. – 207 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2 [Текст]. – Надано чинності 2009-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 107 с.
3. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения [Текст] / Под ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. – Москва : АСВ, 2014. – 728 с.
4. Ефремов, Э. И. Справочник по взрывным работам [Текст] / Э. И. Ефремов, А. А. Вовк. – Київ : Наукова думка, 1983. – 328 с.
5. Вовк, А. А. Применение энергии взрыва для ликвидации просадочных свойств лессовых грунтов [Текст] / А. А. Вовк, В. Г. Кравец, Л. И. Демешук. – В книге : Использование энергии взрыва в народном хозяйстве. – Київ : Наукова думка, 1970. Ч. 3, – С. 142-145.
6. Литвинов, И. М. Глубинное укрепление и уплотнение просадочных грунтов [Текст] / И. М. Литвинов. – Київ : Будівельник, 1969. – 184 с.
7. Методические рекомендации по уплотнению просадочных грунтов гидровзрывным способом. [Текст] – Киев : НИИСК, 1980. – 76 с.
8. Зоценко, М. І. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник [Текст] / М. І. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев та інші. – Полтава : ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
9. Конюхов, Д. С. Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения. Специальные работы : учебное пособие для вузов [Текст] / Д. С. Конюхов. – Москва : Архитектура-С, 2005. – 304 с.
10. Харитонов, В. А. Подземные здания и сооружения промышленного и гражданского назначения [Текст] / В. А. Харитонов. – Москва : Ассоциация строительных вузов, 2008. – 256 с.
11. Яковлев, А. В. Особливості проектування, будівництва, експлуатації будівель і споруд на лесовому ґрунті та зсувонебезпечній території України [Текст] / А. В. Яковлев, Ю. Л. Винников. – Київ : НМК ВО, 1992. – 252 с.
12. Винников, Ю. Л. Експериментальні дослідження анізотропії лесового суглинку в межах ґрунтової подушки [Текст] / Ю. Л. Винников // – 36. наук. праць ПНТУ. – 2002. – Вип. 10. – С. 44-49.
13. Лопан, Р. М. Взаємозв'язок фізико-механічних характеристик ґрунтів піщаних подушок з параметрами їх укочування [Текст] : автореф. дис. канд. техн. наук : 05.23.02 / Лопан Р. М.; ОДАБА. – Одеса, 2012. – 24 с.
14. Винников, Ю. Л. Математичне моделювання укочування розкритих порід [Текст] / Ю. Л. Винников, Р. М. Лопан // – 36. наук. праць ПДАБА. – Дніпропетровськ : ПДАБА, 2011. – С. 83-88.
15. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений [Текст] – Москва : НИИОПС им. Н. М. Гераванова, 1978. – 375 с.
16. Суворов, Д. Г. Об ударном взаимодействии рабочего органа трамбующих машин с грунтом [Текст] / Д. Г. Суворов / Известия вузов. Строительство, – 2000. – №7-8. – С. 102-107.
17. Харченко, М. О. Оцінка неоднорідності ущільнених ґрунтів штучних основ [Текст] : автореф. дис. канд. техн. наук : 05.23.02. / Харченко М. О; ПолтНТУ. – Полтава, 2010. – 23 с.
18. Heibrock G. On predicting of vibrocompaction performance using numerical models / G. Heibrock, S. Kebler, T. Triantarullidis // Proc. of 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Madrid, 2007. – pp. 1323-1327.
19. Pak A. Behavior of dry and saturated soils under impact load during dynamic compaction / A. Pak, H. Shanir, A. Ghassemi // Proc. of 16th Intern

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – pp. 1245-1248.
20. Zotsenko M. Modern practice of determination of strength characteristics of cohesive soils by penetration method / M. Zotsenko, Y. Vynnykov, A. Yakovlev // Proc. of XIVth Danube – European Conf. on Geotechnical Eng. – Bratislava: Slovak University of Technology, 2010. – pp. 245-253.

П. А. ДОНЧЕНКО¹, В. М. КОНОВАЛ², И. А. ПОНОМАРЕНКО^{3*}

¹ Кафедра «Промышленное и гражданское производство», Черкасский государственный технологический университет, ул. Шевченко, 460, Черкассы, Украина, 18006, тел. +38 (047) 273 02 79, эл. почта vponomarenko@ua.fm, ORCID 0000-0002-8408-1092

² Кафедра «Промышленное и гражданское производство», Черкасский государственный технологический университет, ул. Шевченко, 460, Черкассы, Украина, 18006, тел. +38 (096) 364 91 93, эл. почта vponomarenko@ua.fm, ORCID 0000-0002-6740-6617

^{3*} Кафедра «Промышленное и гражданское производство», Черкасский государственный технологический университет, ул. Шевченко, 460, Черкассы, Украина, 18006, тел. +38 (047) 273 02 79, эл. почта vponomarenko@ua.fm, ORCID 0000-0003-4296-3975

ИССЛЕДОВАНИЕ И ВЫБОР ОПТИМАЛЬНЫХ ВАРИАНТОВ МЕХАНИЗИРОВАННЫХ СПОСОБОВ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

Цель. На данном этапе развития строительных технологий необходимо выполнять поиск, выбор и модернизацию вариантов технических и технологических решений использования серийных установок и оборудования для закрепления и стабилизации лессовых грунтов оснований зданий и сооружений механизированными способами в условиях Украины. **Методика.** Для решения проблемы укрепления лессовых грунтов путем укатки и определения параметров укрепления проведены натурные исследования путем построения графика зависимости сухого грунта от влажности при стандартной работе уплотнения. С целью проверки равномерности уплотнения грунтов по глубине проведено контрольное динамическое зондирование уплотненных участков с помощью пенетromетрии. **Результаты.** Детальные геотехнические обследования строительного участка с использованием виброкатка VibroMax VM-115D, позволили определить, что качество и состояние грунтов, а также степень их уплотнения соответствует нормативным показателям. При этом количество проходок виброкатка по каждой грунтовой полосе должна быть не меньше 10 раз для достижения влажности уплотненного грунта меньше оптимальной величины. **Научная новизна.** Расчеты и динамическое зондирование в местах отбора проб грунта установлено, что уплотнение при данной влажности, меньшей оптимальной, можно проводить и при меньшей ее величине и это дает возможность получить положительные показатели по уплотнению слабых водонасыщенных грунтов. **Практическая значимость.** Предложенные подходы по определению прочности и деформационных характеристик, а также степеней их уплотнения, отвечают проектным и нормативным документам.

Ключевые слова: закрепление лессовых грунтов; метод виброукатывания; прохождение виброкатка; плотность грунта; оптимальная влажность; динамическое зондирование

P. A. DONCHENKO¹, V. M. KONOVAL², I. O. PONOMARENKO^{3*}

¹ Department of Industry and Civil Construction, Cherkassy state Technological University, 460 Shevchenko Str., Cherkassy, Ukraine, 18006, tel. +38 (047) 273 02 79, e-mail vponomarenko@ua.fm, ORCID 0000-0002-8408-1092

² Department of Industry and Civil Construction, Cherkassy state Technological University, 460 Shevchenko Str., Cherkassy, Ukraine, 18006, tel. +38 (096) 364 91 93, e-mail vponomarenko@ua.fm, ORCID 0000-0002-6740-6617

^{3*} Department of Industry and Civil Construction, Cherkassy state Technological University, 460 Shevchenko Str., Cherkassy, Ukraine, 18006, tel. +38 (047) 273 02 79, e-mail vponomarenko@ua.fm, ORCID 0000-0003-4296-3975

RESEARCH AND CHOOSE THE BEST OPTIONS OF MECHANIZED METHODS OF LOESS SOILS BASES FIXING

Purpose. At this stage of construction development necessary to perform the search and selection of options for upgrading of technical and technological solutions for using serial installations and equipment for the strengthening

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

and stabilization of loess soils buildings and structures by mechanized means in terms of Ukraine. **Methodology.** To solve the problem of strengthening loess soils by rolling and determination of their compaction were conducted field researches by construction of dry soil plot from humidity at the standard operation with the object of check the uniformity of soil compaction on the depth the control dynamic sounding of areas using compacted penetrometers. **Findings.** Detail geotechnical survey of the construction site using vibroroller VIBROMAX VM-115D allow to determine that the quality and condition of the soils and the degree of their compaction meet to specification indexes. The number of vibroroller passes for each soil stripe must be at least tenth times to achieve of the compacted soil humidity less that optimal value. **Originality.** The calculations and dynamic sounding in the site of soil sampling taking found that seal in the presence of humidity is less than optimal and can be conducted at a lower value and it is an opportunity to get good results in compaction weak saturated soils. **Practical value.** The approaches to determine the strength and deformation characteristics, and the degree of compaction, which respond to project and specification documents.

Keywords: consolidation of loess soils; vibrorolling method; passing of vibroroll; soil density; optimum humidity; dynamic sounding

REFERENCES

1. *Uplotnenie prosadochnykh gruntov* [Seal of subsidence soils]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1974. 207 p.
2. *DBN V.2.1-10-2009. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya proektuvannya. Zi zminamy №1 i №2.* [State Standard V.2.1-10-2009 Bases and foundations of buildings. The main provisions of the design. With the changes №1 and №2]. Kyiv, Minrehionbud Ukrayiny Publ., 2009. 107 p.
3. *Spravochnik geotekhnika. Osnovaniya, fundamenti i podzemnye sooruzheniya* [Handbook of geotechnics. Bases, foundations and underground structures]. Moscow, ASV Publ., 2014. 728 p.
4. Efremov Э. Y. *Spravochnik po vzryvnym rabotam* [Explosive works guide]. Kiev, Scientific Thought Publ., 1983. 328 p.
5. Vovk A. A. *Primenenie energii vzryva dlya likvidatsii prosadochnykh svoystv lessovykh gruntov* [Use of explosion energy to eliminate the loosening properties of loess soils. In the book: Using the Explosion Energy in the National Economy]. Kiev, Scientific Thought Publ., 1970. Part 3, pp. 142 –145.
6. Lytvynov Y. M. *Glubinnoe ukreplenie i uplotnenie prosadochnykh gruntov* [Deep strengthening and seal of subsidence soils]. Kiev, The Builder Publ., 1969. 184 p.
7. *Metodicheskie rekomendatsii po uplotneniju prosadochnykh gruntov gidrovzryvnym sposobom* [Methodological recommendations for compaction of subsidence soils by hydraulic and explosive method]. Kiev, NYYSK Publ., 1980. 76 p.
8. Zotsenko M. I. *Inzhenerna heolohiya. Mekhanika hruntiv, osnovy ta fundamenti* [Engineering geology. The mechanics of soils, bases and foundations]. Poltava, PolNTU Publ., 2004. 568 p.
9. Konyukhov D. S. *Stroitel'stvo gorodskikh podzemnykh sooruzhenij melkogo zalozheniya. Special'nye raboty* [Construction of urban underground structures of shallow contour interval. Special works]. Moscow, Arkhitektura-S Publ., 2005. 304 p.
10. Kharytonov V. A. *Podzemnye zdaniya i sooruzheniya promyshlennogo i grazhdanskogo naznachenija* [Underground buildings of industrial and civil buildings purpose]. Moscow, Association of Construction Universities Publ., 2008. 256 p.
11. Yakovlev A. V. *Osoblyvosti proektuvannya, budivnytstva, ekspluatatsiyi budivel' i sporud na lesovomu hruntі ta zsvonebezpechniy terytoriyi Ukrayiny* [Features of design, construction and operation of buildings and structures in loess soil and landslides in Ukraine]. Kiev, NKM VO Publ., 1992. 252 p.
12. Vynnykov Yu. L. *Eksperemental'ni doslidzhennya anizotropiyi lesovoho suhlynku v mezhakh hruntovoyi podushky* [Experimental researches of loess loam anisotropy soil within the pillow]. *Zbirnyk naukovykh prats PNTU*. [Proc. of Poltava National Technical University], 2002, issue 10, pp. 44–49.
13. Lopan R. M. *Vzayemozv'yazok fizyko-mekhanichnykh kharakterystyk hruntiv pishchanykh podushok z parametramy yikh ukochuvannya* [The relationship of the physical and mechanical characteristics of soils from sand pillows with parameters of roleling]. *Avtoref. dys. kand. tekhn. Nauk, 05.23.02.* [Proc. of Odessa State Academy construction and Architecture], 2012. 24 p.
14. Vynnykov Yu. L. *Matematychnye modelyuvannya ukochuvannya rozkryvnykh porid* [Mathematical modeling of overburden rocks reeling]. *Zbirnyk naukovykh prats PHASA*. [Proc. of Dnieper State Academy of Construction and Architecture], 2011, pp. 83–88.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

15. Rukovodstvo po proektirovaniju osnovanij zdanij i sooruzhenij [Guidelines for the design of buildings and structures foundations]. Moscow, NIIPS named after N. M. Geravanov Publ., 1978. 375 p.
16. Suworow D. H. Ob udarnom wzaimodejstwi rabochego organa trambujushhih mashin s gruntom [On the shock interaction of the working body of the ramming machines with soil]. *Proceedings of universities. Building*, 2000. №7-8, pp. 102–107.
17. Kharchenko M. O. Otsinka neodnorodnosti ushechi-l'nykh hruntiv shtuchnykh osnov [Assessment of compacted soils artificial bases heterogeneity]. Avtoref. dys. kand. tekhn. Nauk, 05.23.02. [Proc. of Poltava National Technical University], 2010. 23 p.
18. Heibrock G., Kebler S., Triantafyllidis T. On predicting of vibrocompaction performance using numerical models. *Proceedings of 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Madrid, 2007. pp. 1323-1327.
19. Pak A., Shanir H., Ghassemi A. Behavior of dry and saturated soils under impact load during dynamic compaction. *Proceedings of 16th Intern Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Osaka, 2005. pp. 1245-1248.
20. Zotsenko M., Vynnykov Y., Yakovlev A. Modern practice of determination of strength characteristics of cohesive soils by penetration method. *Proceedings of XIVth Danube – European Conf. on Geotechnical Eng. – Bratislava: Slovak University of Technology*, 2010. pp. 245-253.

Стаття рекомендована до публікації д.т.н.,проф. З. Я. Бліхарським (Україна), д.т.н., доц. О. Л. Тютькіним (Україна).

Надійшла до редколегії 12.08.2016.

Прийнята до друку 26.09.2016.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.012.35:625.1-027.45[:620.193]

О. И. ДУБИНЧИК^{1*}, В. Р. КИЛЬДЕЕВ²

^{1*} Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 53, эл. почта olya.dubinchic.62@mail.ru, ORCID 0000-0003-4059-2357

² Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 53

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МЕРЫ НАКОПЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ С УЧЕТОМ КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ

Цель. Определение меры накопления повреждений железобетонного пролетного строения по критерию коррозии арматурных стержней для оценки фактического состояния конструкции. **Методика.** Для достижения поставленной цели рассмотрены и проанализированы причины появления трещин в бетоне, влияющие на долговечность железобетонной конструкции, работающей при многократно повторяющихся нагружениях. **Результаты.** Предложены зависимости для определения меры накопления повреждений, критической площади прокорродированной арматуры пролетного строения моста. В них учтены ширина раскрытия трещин в железобетонной балке пролетного строения, срок эксплуатации моста, глубина коррозии арматурного стержня. **Научная новизна.** Определена возможность неразрушающим методом определить глубину коррозии в арматурном стержне мостовой железобетонной конструкции. **Практическая значимость.** Определив меру накопления повреждений по критерию коррозии арматуры пролетного строения, можно прогнозировать сроки ее ремонтных работ.

Ключевые слова: железобетонная мостовая конструкция; трещины в бетоне пролетного строения; надежность; глубина коррозии арматурного стержня; критическая площадь арматуры; мера накопления повреждений; уровень надежности

Введение

Железнодорожный транспорт является одним из основных видов грузоперевозок в нашей стране. И поэтому бесперебойная и надежная его работа является основной задачей при эксплуатации. Одной из важных составляющих железных дорог являются мосты. Это довольно сложные и уникальные конструкции, которые требуют к себе особого внимания. Часть эксплуатируемых мостов – железобетонные.

Предполагаемый срок службы железобетонных конструкций, работающих на многократное повторное нагружение, составляет 80-100 лет. В процессе эксплуатации в пролетных строениях мостов появляются различные дефекты и повреждения, которые снижают несущую способность и их срок службы.

Цель

В существующих нормативных документах на проектирование мостовых железобетонных конструкций не содержится указаний по определению ширины раскрытия трещины и развития глубины коррозии арматуры при многократно повторных нагружениях. Ширина раскрытия трещины и динамика её изменения в процессе эксплуатации является одним из основных обобщающих показателей оценки состояния железобетонных конструкций и возможности надежной её работы.

Методика

Железобетонные конструкции не являются монолитными как принято их считать. Бетон имеет тонкие трещинки, которые появились в результате развития внутренних напряжений в процессе структурообразования. Образование

© О. И. Дубинчик, В. Р. Кильдеев, 2016

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

микротрещин начинается при твердении бетона. Они распространены в конструкции равномерно, не имеют ориентации и не сообщаются между собой. Помимо них в мостовых конструкциях могут быть технологические трещины, которые образовались при неблагоприятном режиме тепловлажностной обработки или последующем быстром их охлаждении, усадочные. Трещины могут возникать во время транспортирования и монтажа конструкций, при их складировании и перевозке. В центрально растянутых элементах и в растянутой зоне изгибаемых железобетонных элементах трещины появляются под действием постоянной и временной нагрузок в период эксплуатации сооружения [1].

Трещины оказывают определенное влияние на работу железобетонных конструкций. Они влияют на прочность, жесткость, устойчивость и долговечность конструкции. Трещины в бетоне способствуют поступлению влаги, воздуха и агрессивных веществ из окружающей среды к поверхности арматуры, вследствие чего её пассивное состояние на отдельных участках нарушается. В местах образования трещин усилие, воспринимаемое бетоном, передается на арматуру, и удлинение её в этих местах возрастает, что приводит к нарушению сцепления бетона и арматуры на некотором участке. В связи с этим процесс коррозии арматуры происходит не только в районе трещины, но и на участке потери сцепления и образования микрощели.

Многие трещины в бетоне «дышат» - величина их раскрытия меняется в процессе эксплуатации конструкции. Причиной этого есть влияние переменных температур и влажности, а также изменяющихся динамических нагрузок. Эти трещины более опасны в отношении коррозии арматуры, так как в них разрушаются защитные отложения.

По форме, размеру и направлению трещины бывают: усадочные, температурные, силовые и коррозионные.

Усадочные трещины образуются при интенсивной потере влаги поверхностными слоями бетона по сравнению с ядром. Чаще всего они имеют клиновидную форму и проникают в тело бетона на различную глубину. Это могут быть поверхностные трещины и сквозные. Сквозные образуются при наложении внешней нагрузки. Поверхностные трещины без воздействия внешних сил могут закрываться.

Температурные трещины возникают в местах больших перепадов температур.

Силовые трещины образуются под действием собственного веса, полезной нагрузки, неравномерной осадки основания. Они могут быть разной формы: сквозная с параллельными стенками, сквозная клиновидная, несквозная внахлестку, несквозная клиновидная, веретенообразная, замкнутая косая.

Коррозионные трещины в защитном слое появляются при больших растягивающих напряжениях в бетоне в результате накопления ржавчины на поверхности арматурного стержня. Коррозия арматуры может появиться и при монолитном защитном слое в следствие высокой пористости бетона, карбонизации, влияния блуждающих токов, агрессивности воздуха. Коррозионные трещины являются опасными независимо от их величины раскрытия. Они свидетельствуют об агрессивности среды, в которой бетон не выполняет своей защитной функции по отношению к арматуре, а также о далеко зашедшем незатухающем коррозионном процессе [1].

Наличие трещин в защитном слое бетона способствует образованию и развитию коррозии стальной арматуры. Трещины способствуют поступлению газов и влаги из атмосферы к поверхности арматуры. При коррозии происходит углубление образовавшихся язв и локализация коррозионного процесса с уменьшением сечения арматуры. Продуктом коррозии арматуры является образование ржавчины, которая способствует самозалечиванию тонких трещин и увеличению ширины раскрытия трещин более 0,2 мм для ненапряженной арматуры.

Результаты

Наличие в железобетонной мостовой конструкции дефектов в виде трещин и коррозии арматурных стержней ведет к снижению надежной работоспособности сооружения. Для установления режима дальнейшей эксплуатации и определения сроков проведения ремонтных работ необходимо знать меру накопления повреждений. Её можно представить в виде:

$$\Psi = \frac{A_s - A_s^t}{A_s - A_s^{crc}}, \quad (1)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

где A_s – первоначальная площадь арматуры балки, см²; A_s^t – площадь арматуры балки в момент технической диагностики, см²; A_s^{crc} – критическая площадь арматуры в результате коррозии, см².

В начале эксплуатации $A_s^t = A_s$, $\psi = 0$ – повреждения отсутствуют, конструкция находится в хорошем состоянии. Когда $A_s^t = A_s^{crc}$, $\psi = 1,0$ – конструкция выработала свой ресурс, наступил момент разрушения.

Обследовав мостовую железобетонную конструкцию и определив ширину раскрытия трещин можно найти глубину коррозии арматурного стержня. На рис. 1 приведены графики, построенные по данным коррозии арматуры в зависимости от ширины раскрытия трещин в бетоне [2]. Как видно из рисунка (см. рис. 1), вероятность возникновения коррозионного процесса на арматуре в зоне трещин в бетоне тем выше, чем больше их раскрытие.

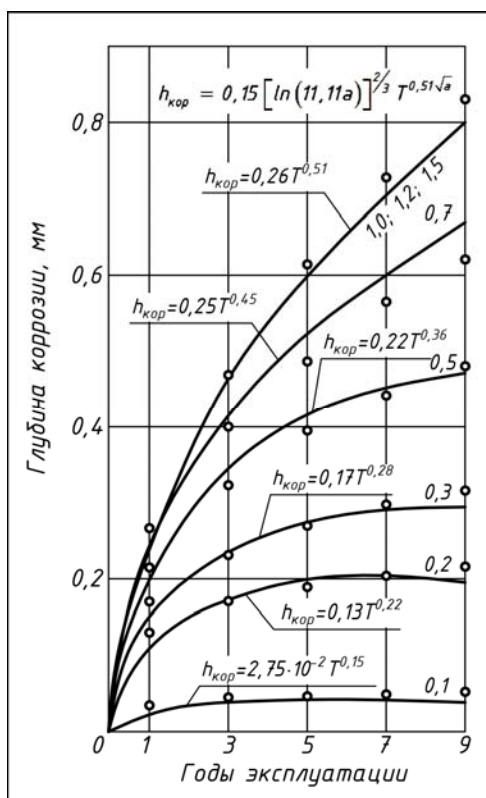


Рис. 1. Развитие коррозии арматуры в трещинах железобетона:

цифры на кривых – раскрытие трещин в миллиметрах;
о – данные, полученные по аппроксимированным формулам)

Скорость развития коррозии находится в прямой зависимости от ширины раскрытия трещины: чем больше ширина раскрытия трещины, тем быстрее идет процесс коррозии.

Чтобы использовать эти графики в аналитических расчетах была получена математическая зависимость, в которую вошли три переменные: ширина раскрытия трещины, годы эксплуатации конструкции и глубина коррозии арматурного стержня.

Для графиков, методом наименьших квадратов была подобрана степенная функция, которая наиболее точно описывает каждый из них:

$$h_{kop} = cT^n, \quad (2)$$

где c , n – числовые параметры; T – год эксплуатации конструкции.

Чтобы получить одну зависимость для аргумента и показателя степени подобранных функций были построены свои графики и тоже аппроксимированы (рис. 2).

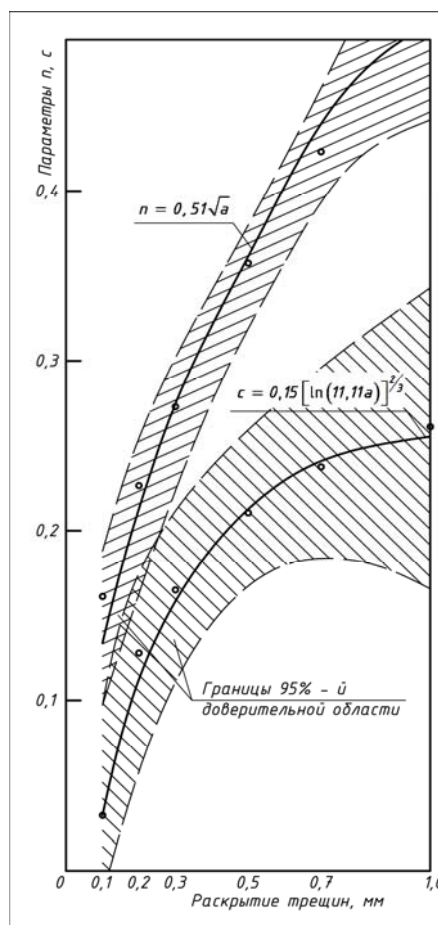


Рис. 2. Графики изменения коэффициентов регрессионного уравнения

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

График аргументов лучше всего описывает логарифмическая функция, а график показателей степени – степенная функция. Таким образом получена зависимость для описания процесса глубины коррозии в зависимости от ширины раскрытия трещины и срока эксплуатации

$$h_{кор} = 0,15 [\ln(11,11 \cdot a)]^{2/3} T^{0,51\sqrt{a}}, \quad (3)$$

где a – ширина раскрытия трещины, мм. Площадь арматурного стержня, которая воспринимает нагрузку в момент технической диагностики, с учетом коррозии в виде сегмента, можно определить по формуле [3]:

$$A_s^t = \pi r^2 - \frac{4}{3} h_{кор} - \sqrt{r^2 - (r - h_{кор})^2}, \quad (4)$$

где r – проектный радиус рабочей арматуры в мостовой конструкции.

Данная формула используется, когда к конструкции нет постоянного доступа влаги – арматура находится в ребре балки. Но очень часто, к арматуре, находящейся в плите балки, из-за трещин и плохой работы водоотводных труб, существует доступ влаги. В этом случае коррозия арматуры происходит по кольцу, и площадь арматурного стержня вычисляется по формуле

$$A_s^t = \pi(r - h_{кор})^2. \quad (5)$$

Критическую площадь прокорродированной арматуры можно определить из напряженного состояния железобетонного пролетного строения моста.

Когда нейтральная ось находится в плите балки высота сжатой зоны и предельный момент определяются по формулам [4]:

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A_s') / R_b b_f'; \quad (6)$$

$$M \leq R_b b_f' x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s'), \quad (7)$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению; R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию; R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию; b_f' – приведенная ширина плиты балки; A_s – площадь сечения ненапрягаемой растянутой продольной арматуры; A_s' – площадь сечения ненапрягаемой сжатой продольной арматуры; h_0 – рабочая высота сечения балки; a_s' – расстояние от центра тяжести сжатой ненапрягаемой продольной арматуры до ближайшей грани сечения.

После преобразования формулы (7) получаем квадратное уравнение, корнями которого будет выражение

$$x_{1,2} = \left[R_b b_f' h_0 \pm \sqrt{(R_b b_f' h_0)^2 + 2 R_b b_f' (R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') - M)} \right] / R_b b_f'. \quad (8)$$

Вместо x подставляем его значение (6) и получаем критическую площадь арматуры с учетом коррозии

$$A_s^{crc} \leq \left[R_b b_f' h_0 \pm \sqrt{(R_b b_f' h_0)^2 + 2 R_b b_f' (R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') - M)} + R_{sc} A_s' \right] / R_s. \quad (9)$$

Аналогично получена формула для условия, когда нейтральная ось находится в ребре балки:

$$A_s^{crc} \leq \left[R_b b h_0 \pm \sqrt{(R_b b h_0)^2 + 2 R_b b (R_b h_f' (b_f' - b)(h_0 - 0,5 h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') - M)} + R_{sc} A_s' + R_b (b_f' - b) h_f' \right] / R_s, \quad (10)$$

где b – ширина ребра балки; h_f' – приведенная толщина плиты балластного корыта.

В табл. 1 приведены нормативные значения ψ [4].

Таблица 1

Нормативные значения меры накопления повреждений

Вероятность неразрушения, $P(\psi)$	0,999	0,998	0,995	0,985	0,958	0,897	0,794	0,641
Значение меры повреждений, ψ	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70

Выводы

Используя данные (см. табл. 1) можно по величине накопления меры повреждений ψ оценить уровень надежности пролетного строения по критерию коррозии арматуры и объективно оценить фактическое состояние конструкции. Главным при решении этой задачи является назначение уровня надежности $P(\psi)$.

Наступление предельного состояния по условию выносливости арматуры в пролетных строениях мостов связано с достаточно большими материальными затратами и представляет опасность для жизни людей. Поэтому уровень надежности не должен быть ниже 0,95, соответственно, предельное значение меры накопления повреждений не должно быть выше 0,55.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Москвин, В. М. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры [Текст] / В. М. Москвин, С. Н. Алексеев, Г. П. Вербецкий, В. И. Новгородский. – Москва : Стройиздат, 1971. – 143 с.
2. ВСН 32-78. Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов [Текст]. – Москва : Транспорт, 1979. – 141 с.
3. Выгодский, М. Я. Справочник по элементарной математике [Текст] / М. Я. Выгодский. – Москва : Наука, 1982. – 335 с.
4. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Надано чинності 2007-02-01. – Київ : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
5. Низамутдинова, Р. З. Выбор меры накопления повреждений для оценки ресурса железобетонных пролетных строений мостов [Текст] / Р. З. Низамутдинова // Межвуз. сб. науч. тр. – Ташкент : Изд-во ТашИИТ, 1996. – 128 с.
6. Ройтман, А. Г. Надежность конструкций эксплуатируемых зданий [Текст] / А. Г. Ройтман. – Москва : Стройиздат, 1985. – 175 с.
7. Мамажанов, Р. К. Вероятностное прогнозирование ресурса железобетонных пролетных

строений мостов [Текст] / Р. К. Мамажанов. – Ташкент : Фан, 1993. – 156 с.

8. Болотин, В. В. Применение методов теории вероятности и теории надежности в расчетах сооружений [Текст] / В. В. Болотин. – Москва : Стройиздат, 1971. – 255 с.
9. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты [Текст] / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузеев. – Москва : Стройиздат, 1980. – 536 с.
10. Математические модели процессов коррозии бетона [Текст] / Б. В. Гусев, А. С. Фацвусович, В. Ф. Степанова, Н. К. Розенталь. – Москва : Информ. – изд. ТИМР, 1996. – 104 с.
11. Колесник, Д. Ю. Сучасні уявлення про корозію цементного каменю в бетоні під дією води [Текст] / Д. Ю. Колесник, К. К. Пушкарьова, Л. О. Шейнич // Штучні споруди : автомобільні дороги. – 2012. – № 4 (228). – С. 33-37.
12. Особенности коррозии выщелачивания в современных бетонах [Текст] / Г. И. Овчаренко, Н. Г. Бровкина, О. С. Носкова и др. // Технология бетонов. – 2008. – № 3. – С. 62-63.
13. Соломка, В. І. Хімічна та біологічна корозія бетону і її наслідки для залізобетонних конструкцій мостів [Текст] / В. І. Соломка // Мости та тунелі: теорія, дослідження. – 2013. – Вип. 4. – С. 107-112.
14. Подвальный, А. М. Физико-химическая механика – основа научных представлений о коррозии бетона и железобетона [Текст] / А. М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2000. – № 5. – С. 23-27.
15. Медведев, К. В. Прочность надежность и долговечность железобетонных элементов автодорожных мостов [Текст] / К. В. Медведев, Ф. В. Яцко // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2013. – Вип. 4. – С. 52-59.
16. Шестовицкий, Д. А. Прогнозирование срока службы железобетонных мостов [Текст] / Д. А. Шестовицкий // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2013. – Вип. 4. – С. 120-129.
17. ISO 2394, 1998. General principles on reliability for structures 2nd edn. Geneva, Switzerland : ISO.
18. Takewaka K., Mastumoto S. Quality and Cover Thickness of Concrete Based on the Estimation of Chloride Penetration in Marine Environments.

ACI SP 109-17, American Concrete Institute, 1988. pp. 381-400.
19. Tingcheng Yan, Chunhua Lu, Zhiren Wu, Ronggui Liu Durability of Pre-stressed Concrete

Structure Structure Suffering from Chloride Ions' Invasion. International Journal of Nonlinear Science, 2008, vol. 5, pp. 184-192.

О. І. ДУБІНЧИК^{1*}, В. Р. КІЛЬДЕЄВ²

^{1*} Кафедра «Мости і тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 53, ел. пошта olya.dubinchic.62@mail.ru, ORCID 0000-0003-4059-2357

² Кафедра «Мости і тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 53

ВИЗНАЧЕННЯ МІРИ НАКОПИЧЕННЯ УШКОДЖЕНЬ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ З УРАХУВАННЯМ КОРОЗІЇ АРМАТУРИ

Мета. Визначення міри накопичення ушкоджень залізобетонної прогонової будови по критерію корозії арматури для визначення фактичного стану конструкції. **Методика.** Для досягнення поставленої мети розглянуто та проаналізовано причини виникнення тріщин в бетоні, які впливають на довговічність залізобетонної конструкції, що працює при багаторазово повторних навантаженнях. **Результати.** Запропоновано залежності для визначення міри накопичення ушкоджень, критичної площі арматури прогонової будови мосту ушкодженої корозією. У них враховано ширину розкриття тріщин в залізобетонній балці прогонової будови, термін експлуатації мосту, глибина корозії арматурного стрижня. **Наукова новизна.** Визначено можливість не руйнуючим методом визначити глибину корозії в арматурному стрижні мостової залізобетонної конструкції. **Практична значимість.** Визначивши міру накопичення пошкоджень по критерію корозії арматури прогонової будови, можливо прогнозувати терміни її ремонтних робіт.

Ключові слова: залізобетонна мостова конструкція; тріщини в бетоні прогонової будови; надійність; глибина корозії арматурного стрижня; критична площа арматури; міра накопичення ушкоджень; рівень надійності

О. І. DUBINCHIK^{1*}, V. R. KILDEEV²

^{1*} Department «Bridges and tunnels» of Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after academician V. Lazaryan, 2, Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 53, e-mail olya.dubinchic.62@mail.ru, ORCID 0000-0003-4059-2357

² Department «Bridges and tunnels» of Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after academician V. Lazaryan, 2, Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 53

DETERMINATION OF DAMAGES ACCUMULATION MEASURE OF RAILWAY BRIDGES TAKING INTO ACCOUNT OF ARMATURE CORROSION

Purpose. Determination of damages accumulation measure of reinforce-concrete span structure on the criterion of armature corrosion for estimation of actual state of struction. **Methodology.** For the achievement of the put aim reasons are considered and analyzed appearances of cracks in a concrete, influencing on longevity of reinforce-concrete structure which works at repeatedly iterative loads. **Findings.** For determination of damages accumulation measure with procorroded armature critical area of bridge span structure are offered the relationships. In them taken into account width of cracks opening in the reinforce-concrete beam of cpan-structure, term of bridge exploitation and depth of armature bar corrosion. **Originality.** Possibility to define the depth of corrosion by, non-destructive method in the armature bar of bridge reinforce-concrete structure was realized. **Practical value.** After defining of damages accumulation measure on the criterion of span structure armature corrosion, it is possible to forecast the terms of it repair works.

Keywords: reinforce-concrete bridge structure; cracks in the concrete of span structure; level reliability; depth of armature bar corrosion; critical area of armature; damages accumulation measure

REFERENCES

1. Moskvina, V. M. *Treshchiny v zhelezobetone i korroziya armatury* [Cracks in reinforced concrete and corrosion of armature]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1971. 143 p.
2. VSN 32-78. *Instruktsiya po opredeleniyu gruzopodemnosti zhelezobetonnykh balochnykh proletnykh stroeniy avtodorozhnykh mostov* [Instruction for determining the carrying capacity of reinforced concrete beam span structures of highway bridges]. Moscow, Transport, 1979. 141 p.
3. Vygodskiy, M. Ya. *Spravochnik po elementar-noy matematike* [Elementary mathematics handbook] Moscow, Science, 1982. 335 p.
4. DBN V.2.3-14-2006. *Sporudy transportu. Mosty ta truby. Pravyla proektuvannya* [State Standard V.2.3-14-2006. Transport constructions. Bridges and pipes. Design rule]. Kyiv, Ministerstvo budivnytstva, arkhitektury i zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Publ., 2006. 359 p.
5. Nizamutdinova, R. Z. *Vybor mery nakopleniya povrezhdeniy dlya otsenki resursa zhelezobetonnykh proletnykh stroeniy mostov* [Selection of measure damage accumulation for asses of reinforced concrete bridge spans structure resource]. Tashkent, TashIIT Publ., 1996. 128 p.
6. Roytman, A. G. *Nadezhnost konstruktivnykh ekspluatiruemyykh zdaniy* [Reliability of structures maintained buildings]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1985. 175 p.
7. Mamazhanov R. K., Kildeeva O. I. *Prognostirovanie polzuchesti betona proletnykh stroeniy mostov pri narastayushchikh nagruzheniyakh* [Concrete of creep prediction bridge spans at increasing loadings] *Mezhvuzovskiy sbornik nauchnykh trudov* [Interuniversity collection of scientific papers]. Tashkent, TashIIT Publ., 1996, issue 226/62, pp. 33-38.
8. Bolotin V. V. *Primenenie metodov teorii veroyatnosti i teorii nadezhnosti v raschetakh sooruzheniy* [Application of the theory of probability and reliability theory in the calculation of structures]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1971, 255 p.
9. Moskvina V. M., Ivanov F. M., Alekseev S. N., Guzev Ye. A. *Korroziya betona i zhelezobetona, metody ikh zashchity* [Corrosion of concrete and reinforced concrete, methods of protection]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1980, 536 p.
10. Gusev B. V., Facvusovich A. S., Stepanova V. F., Rozental N. K. *Matematicheskie modeli protsessov korrozii betona* [Mathematical models of concrete corrosion processes]. Moscow, TIMR Publ., 1996, 104 p.
11. Kolesnyk D. Yu., Pushkar'ova K. K., Sheynych L. O. *Suchasni uyavleniya pro koroziiu tsementnoho kamenyu v betoni pid diyeyu vody* [Modern views on the corrosion of cement in concrete under water]. *Shtuchni sporudy : avtomobilni dorohy – Artificial buildings: roads*, 2012, no 4 (228), pp. 33-37.
12. Ovcharenko G. I., Brovkina N. G., Noskova O. S. et al. *Osobennosti korrozii vishchelachivaniya v sovremennykh betonakh* [Features of corrosion leaching in modern concretes]. *Tekhnologiya betonov – Concrete technology*, 2008, no 3, pp. 62-63.
13. Solomka V. I. *Khimichna ta biolohichna korroziya betonu i yiyi naslidky dlya zalizobetonnykh konstruktivnykh mostiv* [Chemical and biological corrosion of concrete and its implications for reinforced concrete structures bridges]. *Mosty ta tuneli: teoriya, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2013, issue 4, pp. 107-112.
14. Podvalnyy A. M. *Fiziko-khimicheskaya mekhanika – osnova nauchnykh predstavleniy o korrozii betona i zhelezobetona* [Physico-chemical mechanics – the basis of scientific ideas about the corrosion of concrete and reinforced concrete]. *Beton i zhelezobeton – Concrete and reinforced concrete*, 2000, no 5, pp. 23-27.
15. Medvedev K. V., Yatsko F. V. *Prochnost nadezhnost i dolgovechnost zhelezobetonnykh elementov avtodorozhnykh mostov* [Strength, reliability and durability of reinforced concrete highway bridge elements]. *Mosty ta tuneli: teoriya, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2013, issue 4, pp. 52-59.
16. Shestovitskiy D. A. *Prognostirovanie sroka sluzhby zhelezobetonnykh mostov* [Service life prediction of reinforced concrete bridges]. *Mosty ta tuneli: teoriya, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2013, issue 4, pp. 120-129.
17. ISO 2394, 1998. *General principles on reliability for structures 2nd edn*. Geneva, Switzerland : ISO.
18. Takewaka K., Mastumoto S. *Quality and Cover Thickness of Concrete Based on the Estimation of Chloride Penetration in Marine Environments*. ACI SP 109-17, American Concrete Institute, 1988. pp. 381-400.
19. Tingcheng Yan, Chunhua Lu, Zhiren Wu, Ronggui Liu *Durability of Pre-stressed Concrete Structure Suffering from Chloride Ions Invasion*. *International Journal of Nonlinear Science*, 2008, vol. 5, pp. 184-192.

Статья рекомендована к публикации д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Украина), д.т.н., проф. А. А. Плугинин (Украина).

Поступила в редколлегию 20.08.2016.

Принята к печати 26.09.2016.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.09.012.45.042.8:629.4.016.5

О. Г. МАРИНІЧЕНКО*

* Кафедра «Мости і тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (063) 183 96 31, ел. пошта aleksey.marinichenko@gmail.com

ДИНАМІЧНИЙ ВПЛИВ ШВИДКІСНОГО ЗАЛІЗНИЧНОГО РУХУ НА РОЗРІЗНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПРОГОНОВІ БУДОВИ

Мета. Порівняння динамічного впливу пасажирського швидкісного потягу на розрізні залізобетонні прогони будови різних прольотів під впливом залізничного руху. **Методика.** Моделювання процесів взаємодії рухомого навантаження і пружної стержневої системи за допомогою моделі, яка описує динамічну роботу стержневої системи, яка володіє інерцією, при взаємодії з групою силових факторів. Для динамічного розрахунку прогонних будов мостів на ВСМ застосовується метод прямого інтегрування, який дозволяє визначити не тільки основні параметри напружено-деформованого стану споруди в даний момент часу, але і встановити «критичні» швидкості руху навантаження. Цей метод називається розрахунком у часовій області. **Результати.** Швидкість руху пасажирського потягу в межах досліджуваних швидкостей (до 200 км/год) не має значного впливу на величину прогину прогону будови. Збільшення швидкості призводить до зростання величини прискорень переміщень прогону будови. **Наукова новизна.** Досліджено вплив високошвидкісних пасажирських потягів за сучасними європейськими нормами на типові залізобетонні прогони будови. **Практична значимість.** Визначено можливість і перспективи впровадження швидкісного руху на існуючих штучних спорудах.

Ключові слова: динаміка мостів; залізобетонні мости; розрізні прогони будови; високошвидкісний рух

Вступ

На даний час в Україні швидкість руху пасажирських потягів не перевищує 160 км/год (швидкісні поїзди «Інтерсіті+»: «Hyundai» і «Skoda»), а вантажних – 100 км/год [8]. З розвитком і модернізацією транспортної мережі, впровадженням нових технологій швидкість руху буде поступово збільшуватись [3]. У зв'язку з цим постає питання допустимої швидкості руху по інженерним спорудах, яка не буде викликати негативних наслідків (резонанс, вихід за допустимі межі прискорення мостового настилу та інші динамічні впливи).

Мережа УЗ складається з ліній, що побудовані та експлуатуються відповідно до нормативів СНД і має за основу режим експлуатації залізниць колишнього Радянського Союзу. Майже всі основні магістралі мережі електрифіковані, як правило, повітряними лініями змінного струму 25кВ, хоча мережі на Сході на Донецькій та Південній залізницях електрифіковані контактною мережею постійного струму 3000В, щоб відповідати стандартам електрифікації Росії, які використовуються для сусідніх

залізниць. Така ж система 3000 В постійного струму застосовується на Львівській залізниці на маршрутах від Львова до Польщі та Словаччини відповідно до мереж сусідніх залізниць.

Майже всі залізничні колії в Україні прокладені широкою колією СНД (1520 мм), а не стандартною європейською шириною колії 1435 мм (хоча 120 км колії стандартної ширини є на заході України). Кілька сусідніх ліній в Польщі, до Катовіце, та Словаччині до Кошице, також прокладені широкою колією, але усі інші лінії у цих країнах прокладені з дотриманням розмірів стандартної колії.

Максимально допустиме навантаження на вісь основних ліній УЗ становить 22 тонни, що майже дорівнює найважчому допустимому навантаженню на вісь – 22,5 тонни на більшості залізниць ЄС. Максимальна швидкість лінії на основних магістральних коридорах становить до 120 км/год для пасажирських поїздів та 90 км/год для вантажних перевезень. За західноєвропейськими стандартами ця максимальна швидкість пасажирських потягів є порівнянною із другорядними магістралями, а не з класич-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ними основними магістралями, де максимальна швидкість лінії зазвичай становить близько 160 км/год.

На високошвидкісних лініях максимальний розмір поїздів – 400 метрів завдовжки, вагою 1,000 тонн брутто (відповідно до ТСЕС (інфраструктура – 2008/217/ЕС), які набрали чинності з 1 липня 2008 року) [9].

Штучні споруди є невід’ємною і важливою складовою транспортної мережі країни. На даний час в Україні відсутні чіткі рекомендації по визначенню швидкісних режимів руху потягів. Більше 12 % залізничних мостів України через наявність дефектів і невідповідність вимогам ДБН є «бар’єрними» об’єктами, що змушує експлуатаційні служби вводити відповідні обмеження швидкості, що суттєво зменшує об’єми вантажних і пасажирських перевезень.

Динаміка прогонових будов залізничних мостів визначається як динамічними характеристиками самих прогонових будов, конструкцією і станом верхньої будови колії на мостах, так і швидкістю руху і параметрами рухомого складу.

В плані динаміки, нерозрізні прогонові будови мають певні переваги перед розрізними: крім більшої вертикальної і горизонтальної жорсткості, нерозрізними прогоновими будовами створюється більш плавний обрис кривої прогину під тимчасовими навантаженнями [2].

Нерозрізні прогонові будови мостів, особливо великих прольотів, займають окреме місце серед стержневих будівельних конструкцій. Являючи собою статично невизначені системи, нерозрізні прогонові будови досить чутливі до нерівномірного вертикального переміщення опор, особливо різко це проявляється в мостах з відносно невеликими прольотами. Але для таких конструкцій відмічається плавність епюр згинальних моментів в місцях переломів на проміжних опорах, що підвищує комфорт їзди в порівнянні зі звичайними розрізними балками.

Динамічна робота нерозрізних прогонових будов мостів вивчена ще не в повному обсязі. Поява локальних тріщин в елементах сталених ферм, виникнення ексцентриситетів мостового полотна, зниження загальної вантажопідйомності проговоної будови з високою вірогідністю можна вважати наслідком динамічних навантажень [4].

Для вивчення динамічного впливу навантаження на мости необхідне вивчення параметрів

вільних коливань прогонових будов. Випробування рухомим навантаженням для дослідження просторових коливань і амплітуд горизонтальних коливань металевих мостів з нерозрізними прогоновими будовами описані в [5, 6].

Основними формами поперечних коливань нерозрізних прогонових будов є вертикальні, горизонтальні і крутильні коливання, аналогічні коливанням розрізних прогонових будов. Вертикальні коливання в більшості дослідів супроводжувались незначними горизонтальними переміщеннями або закручуванням прогової будови [5]. Основними факторами, визначаючими величину горизонтальних переміщень, є конструктивні і якісні характеристики рухомого складу. Величини горизонтальних переміщень прогонових будов залежать від швидкості руху навантаження по мосту. При певних швидкостях спостерігаються резонансні явища, коли амплітуди вимушених горизонтальних коливань досягають максимального значення [6].

Важливий вплив на роботу конструкції має кількість прольотів нерозрізної прогової будови. Дослідження власних коливань несиметричних нерозрізних прогонових будов наведено в [7]. У роботі на прикладі нерозрізних прогонових будов мостів досліджено вплив несиметричності схеми на частоти і форми власних коливань. Показано, що за певних довжин прогонів регулярних схем можливе їх використання для визначення частот прогонових будов.

Динамічні характеристики прогонових будов потрібно назначати так, щоб виключити вірогідні резонансні коливання прогонових будов при високих швидкостях руху потягів.

Резонанс може призводити до тріщиноутворення в бетоні; стирання, зношення баласту внаслідок високим прискоренням; нерівностям верхньої будови колії.

Найголовнішими чинниками, що впливають на динамічну поведінку, є такі [1]:

- 1) швидкість руху по мосту;
- 2) довжина прогону L елемента і вплив довжини на прогин розглядуваного елемента;
- 3) маса конструкцій;
- 4) власні частоти конструкції в цілому і визначальних елементів моста, а також відповідні форми коливань (власні форми) по довжині моста;
- 5) кількість осей, осьові навантаження і відстані між осями;

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- 6) демпфування конструкцій;
- 7) вертикальні нерегулярності рейкової колії;
- 8) характеристики ресор і конструкція підвісок транспортних засобів;
- 9) наявність регулярно розташованих опор плити і колії (поперечні балки, шпали та ін.);
- 10) недосконалості рухомого складу (плоскі ділянки, відхилення від кругової форми, дефекти підвіски і т. ін.);
- 11) динамічні характеристики колії (баласту, шпал. компонентів рейкової колії і т. ін.).

Мета

Метою даної статті є порівняння динамічної поведінки розрізних прогонових будов різних прольотів під впливом залізничного навантаження, що рухається із різною швидкістю.

Методика

Основою для розвитку динаміки мостів є наукові дослідження, пов'язані з моделюванням процесів взаємодії рухомого навантаження і пружної стержневої системи. Узагальнюючи результати цих досліджень, умовно можна виділити чотири групи динамічних моделей. В моделях першої групи стержнева система і навантаження приймаються безінерційними, тобто враховуються тільки пружні властивості основи. В моделях другої групи стержнева система не володіє інерцією, але інерційні властивості має об'єкт, моделюючий зовнішній вплив (в простому випадку маса рухається по балці). Моделі третьої групи описують динамічну роботу стержневої системи, яка володіє інерцією, при взаємодії з групою силових факторів. В моделях четвертої групи всі взаємодіючі елементи володіють інерцією. В загальному випадку, питання вибору динамічної моделі залежить від співвідношення мас її елементів, а також цілей випробування. Динамічні моделі взаємодії залізничного потягу з прогоновими будовами, прийняті в цій роботі, відповідають моделям третьої групи.

Для вибору параметрів прогонової будови для дослідження було проаналізовано нижче наведені рекомендації по проектуванню нерозрізних залізобетонних прогонових будов.

У залізобетонних залізничних мостах влаштовують дво-, три- і багатопрогонні нерозрізні балки. Два прольоти переважно роблять одна-

ковими. При більшій кількості прогонів, крайні доцільно виконувати дещо коротшими від середніх. Зазвичай крайні прогони беруть у межах 0,7...0,8 довжини середніх. Нерозрізною системою перекривають прогони довжиною 50...60 м, в окремих випадках до 100 м і більше. Поперечний переріз великих прогонів часто виконують коробчастим. Висота головних балок складає 1/16...1/20 від довжини прогону. На середніх опорах висота балок традиційно збільшується на 20...40 % проти висоти посередині прольоту за допомогою влаштування вутів з нахилом не більше 1:3, а для великих прогонів нижній грані балок надають криволінійного обрису. Над проміжними опорами нижня грань балки повинна мати горизонтальні площини довжиною 0,6...1,0 м для розміщення опорних частин.

Розрахунок виконується для моделі потягу HSLM-A (рис.1) згідно з Єврокодом [1].

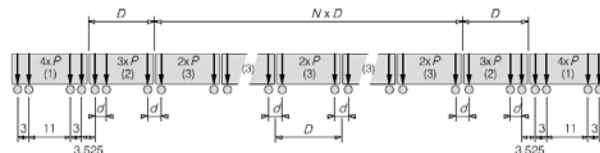


Рис. 1. Модель HSLM-A для динамічного розрахунку

Характеристики моделі наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Характеристики моделі HSLM-A1

Універсальний потяг	Кількість проміжних вагонів N	Довжина вагона D [м]	Відстань між осями візка d [м]	Зосереджена сила P [кН]
A1	18	18	2,0	170

Складання динамічної розрахункової моделі прогонової будови.

Методи динамічного розрахунку можна розділити на два класи: методи, засновані на прямому інтегруванні рівнянь руху (методи центральних різниць, Хаболта, θ -метод Вілсона, Ньюмарка та ін.) і методи розкладання за власними формами (гармонічний аналіз) [10]. Методи другого класу мають велику перевагу по кількості обчислювальних операцій, швидкості розрахунку, об'ємах займаємої оперативної пам'яті комп'ютера і простоті алгоритму. Крім того, на більшість будівельних конструкцій, будівель і споруд мають вплив постійні і

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

довготривалі навантаження, які можуть бути враховані в моделі у вигляді приєднаних мас. Це пояснює причину переважної реалізації методів розкладання за власними формами у багатьох сучасних програмних комплексах.

Але для нерозрізних прогонових будов, що працюють в умовах складного динамічного навантаження, особливо під дією рухомих навантажень, застосування гармонічного аналізу викликає суттєві складності, а в деяких випадках й узагалі є неможливим. Для динамічного розрахунку прогонових будов мостів на ВСМ більш ефективними є методи прямого інтегрування, які дозволяють визначити не тільки основні параметри напружено-деформованого стану споруди в даний момент часу, але і встановити «критичні» швидкості руху навантаження. Цей метод називається розрахунком у часовій області [10].

В дискретній стержневій системі усі розподілені силові фактори зводяться до характерних вузлових точок, а силові і кінематичні параметри передаються від одного вузла до іншого за допомогою зв'язуючих елементів – стрижнів. Для виконання розрахунку такої системи спочатку визначають зусилля і деформації в кінцевих перерізах окремих стрижнів (перший етап), після чого вирішують систему рівнянь руху інерційних елементів (другий етап). При цьому перший етап є статичним розрахунком, а динамічна система – миттєво нерухомою.

Для розрахунку були обрані розрізні прогонові будови з прогоном 23,6, 32,3 і 50 м. Геометричні характеристики перерізів вказаних прогонових будов наведені в табл. 2.

Таблиця 2

Характеристики перерізів прогонових будов

Схема прогонової будови, м	Приведена площа, м^2	Приведений момент інерції I_y , м^4
23,6	2,34	2,98
32,3	2,51	3,12
50	5,127	4,47

Розглянемо конструкцію збірної балочної прогонової будови залізничного мосту з попередньо напруженого залізобетону розрахунковою довжиною 22,9 м за проектом Ленгінпротрансмосту, 1975 р. (рис. 2.).

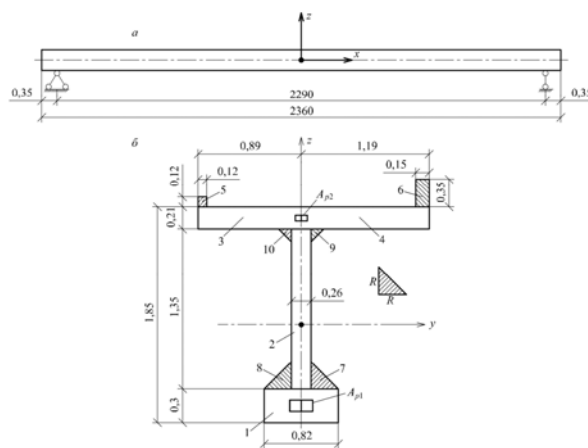


Рис. 2. Конструкція залізобетонної прогонової будови розрахунковою довжиною 22,9 м:

a – загальні розміри; b – переріз (1 – нижній пояс; 2 – головна балка; 3, 4 – плита баластного корита; 5, 6 – бортики; 7-10 – вути)

Прогонова будова має повну довжину 23,6 м і в поперечному перерізі складається з двох симетричних блоків висотою 1,85 м. Ширина блоку на ділянках біля центрів опирання – 82 см, в середині прогонової будови – 26 см, відстань між блоками – 1,8 м. Плита баластного корита має товщину 21 см і з'єднується з головною балкою радіальними вутами радіусом 30 см. Прогонова будова армована звичайною арматурою класів АІ, А-ІІ і пучками високоміцного дроту класу В-ІІ. Об'єм бетону конструкції – 64,3 м^3 . Кількість попередньо напруженої арматури в середині прогонової будови становить 21 пучок. При моделюванні залізобетонні вути, розташовані у верхньому і нижньому поясах прогонової будови, замінюються трикутними елементами, а зовнішній і внутрішній бортики плити – прямокутними.

Результати

Проведемо розрахунок за наведеною у відповідному розділі методикою з кількістю мас $n=5$, які інтегруються з кроком 10^{-3} с. Результати розрахунку вільних коливань прогонової будови представлені на рис. 3. Далі шляхом динамічного розрахунку отримані максимальні переміщення і прискорення середини прогонової будови для різних довжин прогонів. Результати наведені на рис. 4 і рис. 5.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

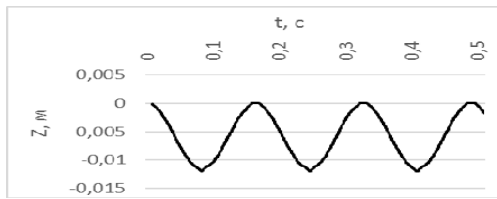


Рис. 3. Графік коливання прогонової будови

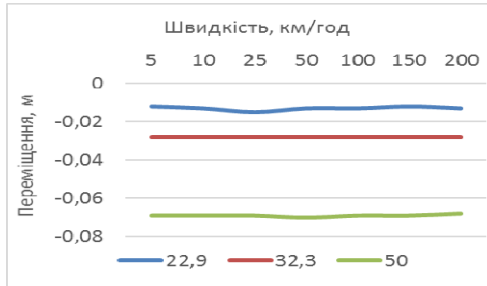


Рис. 1. Максимальне переміщення середини прогону в залежності від швидкості руху потягу для прогонів 22,9; 32,3 і 50 м

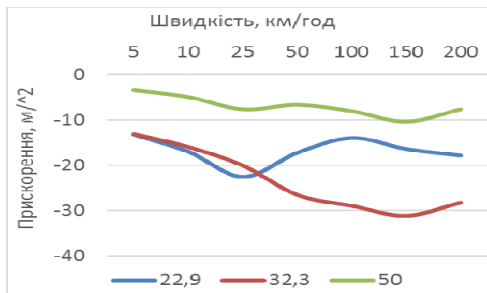


Рис. 2. Максимальне прискорення середини прогону в залежності від швидкості руху потягу для прогонів 22,9; 32,3 і 50 м

Наукова новизна і практична значимість

Досліджено вплив високошвидкісних пасажирських потягів за сучасними європейськими нормами на типові залізобетонні прогонові будови. Визначено можливість і перспективи впровадження швидкісного руху на існуючих штучних спорудах

Висновки

В результаті аналізу динамічного впливу швидкісного руху на різні схеми прогонів мосту встановлено наступне:

1. Швидкість руху пасажирського потягу в межах досліджуваних швидкостей (до 200 км/год) не має значного впливу на величину прогину прогонової будови.

2. Збільшення швидкості призводить до зростання величини прискорень переміщень прогонової будови.

3. Розрізні прогонові будови різної довжини мають достатню жорсткість для пропуску високошвидкісних пасажирських потягів в межах досліджених швидкостей (до 200 км/год).

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ-Н Б EN 1991-2:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003, IDT) [Текст]. – Надано чинності 2010-27-12. – Київ : Мінергінбуд, 2010. – 207 с.
2. Костюк, М. Д. Будівництво та реконструкція залізничної мережі України для збільшення пропускної спроможності та запровадження швидкісного руху поїздів [Текст] / М. Д. Костюк, В. В. Козак, В. О. Яковлев та ін. – Київ : ІЕЗ ім. Є. О. Патона. – 2010. – 216 с.
3. Бреслер, М. М. Взаимодействие неразрезного пролетного строения с подвижным составом [Текст] / М. М. Бреслер, Ю. А. Радзиховский, З. Г. Ройтбурд, Э. М. Тененбаум // Вопросы динамики мостов и теории колебаний. – Днепропетровск, 1982. – Вып. 222/26. – С. 90-104
4. Артемов, В. Е. Гармонический анализ изгибных колебаний неразрезных пролетных строений мостов [Текст] / В. Е. Артемов, И. Г. Мудрая // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна. – Вип. 31. – 2010. – С. 157-160.
5. Запорожец, Д. К. Исследования пространственных колебаний металлических мостов с неразрезными пролетными строениями [Текст] / Д. К. Запорожец // Теория колебаний и динамика мостов. – Днепропетровск, 1969. – Вып. 89. – С. 101-112.
6. Запорожец, Д. К. Амплитуды горизонтальных колебаний мостов с неразрезными пролетными строениями [Текст] / Д. К. Запорожец // Теория колебаний и динамика мостов. – Днепропетровск, 1969. – Вып. 89. – С. 112-119
7. Солдатов, К. І. Дослідження динаміки нерегулярних по довжинах прогонів мостових конструкцій [Текст] / К. І. Солдатов, Г. С. Железняк, К. В. Гуржий // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2004. – Вип. 4. – С. 221-226
8. Наказ № 436/Н від 06.08.2013. Про встановлення допустимих швидкостей руху поїздів на Придніпровській залізниці [Текст].
9. Підтримка інтеграції України до Трансєвропейської транспортної мережі ТЕМ-Т: РК.2 Швидкісний залізничний транспорт. Заключний звіт 2.1, 2010 рік [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://www.ten-t.org.ua/ua/>

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

10. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов [Текст] / К. Бате, Е. Вилсон. – Москва : Стройиздат. – 1982. – 448 с.
11. Fryba, L. Dynamics of Railway Bridges [Text] / L. Fryba. – Prague : Academia Prague. – 1996. – 330 p.
12. Fryba, L. Vibration of Solids and Structures Under Moving Loads [Text] / L. Fryba. – Prague : Academia Prague. – 1972. – 484 p.
13. O'Connor, C. Bridge Loads [Text] / C. O'Connor, P. A. Show. – London: Spon Press, 11 New Fetter Lane, EC4P 4EE. – 2000. – 350 p.
14. Paoluzzi, A. Geometric Programming for Computer-Aided Design [Text] / A. Paoluzzi. – England, West Sussex: PO19 8SQ, Wiley & Sons Ltd, 2003. – 799 p.
15. Garg, V. K. Dynamics of railway vehicle systems [Text] / V. K. Garg, R. V. Dukkipati. – Toronto : Academic Press, 1984. – 390 p.

А. Г. МАРИНИЧЕНКО*

* Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепр, Украина, 49010, тел. +38 (063) 183 96 31, эл. почта aleksey.marinichenko@gmail.com

ДИНАМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ СКОРОСТНОГО ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ДВИЖЕНИЯ НА РАЗРЕЗНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ

Цель. Сравнение динамического воздействия пассажирского скоростного поезда на разрезные железобетонные пролетные строения различных пролетов под влиянием железнодорожного движения. **Методика.** Моделирование процессов взаимодействия подвижной нагрузки и упругой стержневой системы с помощью модели, описывающей динамическую работу стержневой системы, которая обладает инерцией, при взаимодействии с группой силовых факторов. Для динамического расчета пролетных строений мостов на ВСМ применяется метод прямого интегрирования, который позволяет определить не только основные параметры напряженно-деформированного состояния сооружения в данный момент времени, но и установить «критические» скорости движения нагрузки. Этот метод называется расчетом во временной области. **Результаты.** Скорость движения пассажирского поезда в пределах исследуемых скоростей (до 200 км / ч) не имеет значительного влияния на величину прогиба пролетного строения. Увеличение скорости приводит к росту величины ускорений перемещений пролетного строения. **Научная новизна.** Исследовано влияние высокоскоростных пассажирских поездов по современным европейским нормам на типовые железобетонные пролетные строения. **Практическая значимость.** Определена возможность и перспективы внедрения скоростного движения на существующих искусственных сооружениях

Ключевые слова: динамика мостов; железобетонные мосты; разрезные пролетные строения; высокоскоростное движение

О. Г. MARINICHENKO*

* Department «Bridges and tunnels», of Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., 49010, Dnepropetrovsk, Ukraine, tel. +38 (063) 183 96 31, e-mail aleksey.marinichenko@gmail.com

DYNAMIC EFFORTS OF HIGH SPEED TRAINS ON SIMPLE SPAN CONCRETE BRIDGES

Purpose. Comparison of the dynamic effects of high-speed passenger train on the cutting reinforced concrete spans different length under the influence of railway traffic. **Methodology.** Modeling of processes of interaction of the moving load and the elastic rod system with the help of the model describing the dynamic performance of the system core, which has inertia, when interacting with a group of power factors. For dynamic analysis of bridge spans on the high-speed railway applies the method of direct integration, which allows to determine not only the basic parameters of the stress-strain state of the structure at this point in time, but also to establish "critical" load speed. This method is called time-domain calculation. **Findings.** Speed passenger train in motion within the test speeds (up to 200 km/h) has no significant impact on the value of the span deflection. The increase in speed leads to

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

an increase in the value of the acceleration displacement of the superstructure. **Originality.** The effect of high-speed passenger trains on modern European standards on typical reinforced concrete spans. **Practical value.** The possibility and prospects of implementation of high-speed traffic on the existing artificial structures/

Keywords: dynamics of bridges; Reinforced concrete bridges; Split span structures; High-growth movement

REFERENCES

1. DSTU-N B EN 1991-2:2010. *Jevrokod 1. Diji na konstrukciji. Chastyna 2. Rukhomi navantazhennja na mosty (EN 1991-2:2003, IDT)* [EN 1991-2:2003 Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges]. Kyiv, Minrehionbud Ukrayiny Publ., 2010, 207.
2. Kostyuk M. D., Kozak V. V., Yakovlev V. O. and others. *Budivnytstvo ta rekonstrukcja zaliznichnoyi merezhi Ukraini dlya zbilshennja propusknoyi spromozhnosti ta zaprovadzhennja shvidkysnogo ruhu poyzidiv* [Construction and reconstruction of railway network of Ukraine for increasing of carrying capacity and implementation of high-speed movement]. Kyiv, Paton Electric Welding Institute of NAS of Ukraine Publ., 2010. 216 p.
3. Bresler M. M., Radzykhovskiy Y. A., Roytburd Z. G., Tenenbaum E. M. *Vzaimodejstvie nerazreznogo proletnogo stroenija s podvizhnym sostavom* [The interaction of continuous span with moving stock]. *Voprosy dinamiki mostov i teorii kolebanij – Problems of bridge dynamics and vibration theory*, 1982, vol. 222/26, pp. 90-104.
4. Artimov V. E., Mudraya I. G. *Garmonicheskij analiz izgibnyh kolebanij nerazreznih proletnyh stroenij mostov* [Harmonic analysis of bending vibrations of continuous bridge spans]. *Visnyk Dnipropetrovskoho natsionalnoho universitetu zaliznychnoho transportu imeni akademika V. Lazariana*. [Bulletin of Dniepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan], 2010, vol. 31, - pp. 157-160.
5. Zaporozhec D. K. *Issledovanija prostranstvennyh kolebanij metallicheskih mostov s nerazreznymi proletnymi stroenijami* [Research of spatial vibrations of metal bridges with continuous beams]. *Teorija kolebanij i dinamika mostov- Vibration theory and bridge dynamics*, 1969, vol. 89, pp.101-112.
6. Zaporozhec D. K. *Amplitudy gorizontaľnyh kolebanij mostov s nerazreznymi proletnymi stroenijami* [Amplitudes of horizontal vibrations of bridges with continuous spans]. *Teorija kolebanij i dinamika mostov – Vibration theory and bridge dynamics*, 1969, vol. 89, pp. 112-119.
7. Soldatov K. I., Zhelezniak H. S., Hurzhiy K.V. *Doslidzhennja dinamiki nereguljarnih po dovzhinah progoniv mostovih konstrukcij* [Research of dynamics of lengthwise irregular spans of bridge structures]. *Visnyk Dnipropetrovskoho natsionalnoho universitetu zaliznychnoho transportu imeni akademika V. Lazariana*. [Bulletin of Dniepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan], 2004, vol. 4, pp. 221-226.
8. Nakaz № 436/N ot 06.08.2013. *Pro vstanovlennja dopustimih shvidkостей ruhu poїzdів na Pridniprovskij zaliznici* [Order № 436/H form 06.08.2013. About establishing of allowed movement speeds for trains of Pryndiprovsk railway].
9. *Pidtrimka integracii Ukraїni do Trans-Evropejs'koї transportnoї merezhi TЄM-T. RK 2. Shvidkis-nij zaliznichnij transport. Zakljuchnij zvit 2.1. Gruden' 2010 roku* [Support of Ukrainian integration into trans-European transport network TETN. PK2. High-speed railway transport. Final report 2.1. December 2010] Available at: <http://www.ten-t.org.ua/ua/>
10. Bate K., Wilson E. *Chislennye metody analiza i metod konechnyh elementov* [numerical methods of analysis and finite-element method], Moskow, Stroyizdat Publ., 1982. 448 p.
11. Fryba, L. *Dynamics of Railway Bridges*. Prague, Academia Prague Publ., 1996. 330 p.
12. Fryba, L. *Vibration of Solids and Structures Under Moving Loads*. Prague, Academia Prague Publ., 1972. 484 p.
13. O'Connor C., Show P. A. *Bridge Loads*. London, Spon Press, 11 New Fetter Lane, EC4P 4EE. 2000. 350 p.
14. Paoluzzi A. *Geometric Programming for Computer-Aided Design, England*. West Sussex: PO19 8SQ, Wiley & Sons Ltd, 2003. 799 p.
15. Garg V. K., Dukkipati R. V. *Dynamics of railway vehicle systems*. Toronto, Academic Press Publ., 1984. 390 p.

Стаття рекомендована до публікації д.т.н, проф. В. Д. Петренко (Україна), д.т.н., проф. А. А. Плугіним (Україна).

Надійшла до редколегії 29.08.2016.

Прийнята до друку 26.09.2016.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.191.6:624.121.532

В. Д. ПЕТРЕНКО¹, О. Л. ТЮТЬКІН², О. М. КУЛАЖЕНКО^{3*}

¹ Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (050) 708 50 69, ел. пошта petrenko1937@mail.ru, ORCID 0000-0002-5902-6155

² Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, ел. пошта tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

^{3*} Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (096) 992 15 81, ел. пошта kulazhenko.olena@gmail.com, ORCID 0000-0002-6077-1689

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕОРІЙ ГІРСЬКОГО ТА ГІДРОСТАТИЧНОГО ТИСКУ НА ЩИТ ПРИ ПРОХОДЦІ В СЛАБКИХ ВОДОНАСИЧЕНИХ ҐРУНТАХ

Мета. Розробка теоретичних основ визначення тиску на конструкцію щита при проходці в слабких водонасичених породах. **Методика.** Для вирішення проблеми аналізу деформованого стану системи «планшайба – масив» проведено числове моделювання методом скінчених елементів (МСЕ), на основі отриманих результатів встановлені залежності деформування планшайби щита при суттєвій зміні міцності ґрунту і глибини залягання тунелю. Проведено аналіз гіпотези професора Петренка В. Д. розрахунку гірського тиску, який доводить, що існуючі принципи його знаходження побудовані на протиріччях і потребують додаткової розробки. **Результати.** Проаналізована гіпотеза професора Петренка В. Д. Розрахунок тиску об'єму призми ґрунту на планшайбу щита. Розглянуті епюри деформацій пластини, які були розраховані у програмі SCAD, на основі даної гіпотези. Також для програми було створено розрахункову схему, яка є моделлю планшайби щита і ґрунту навколо неї. Проведені розрахунки вертикального та горизонтального тиску у програмі Excel за допомогою результатів, що були розраховані у програмі SCAD. **Наукова новизна.** Виявлена основна причина деформацій лобу щита, що пояснюється тиском об'єму призми слабого ґрунту. **Практична значимість.** Встановлені значення гірського тиску на основі нових принципів та розроблені теоретичні основи його визначення. Запропоновані підходи по зменшенню деформацій при будівництві перегінних тунелів у слабких водонасичених ґрунтах.

Ключові слова: гірський тиск; закономірності тиску; математичне моделювання; метод скінчених елементів

Вступ

Задача створення сучасних вдосконалених підземних конструкцій та нових технологій щитової проходки полягає у тому, щоб максимально використовувати ресурси несучої здатності оточуючого масиву і самої конструкції, забезпечити більш повне і точне обґрунтування параметрів конструктивних елементів і впровадження нових. Проблема визначення гірського тиску – одна з основних проблем розрахунку підземних споруд. Вона поставлена у 30-х роках XIX сторіччя і до цього часу є актуальною. Справа у тому, що проблема визначення гірського тиску з допомогою аналітичних методів ускладнена наявністю великої кількості факто-

рів, які важко врахувати. Але незважаючи на це, наука про гірський тиск пройшла етапи з'ясування, експериментального дослідження і дійшла до етапу теоретичного прогнозування, при цьому створено достатню кількість гіпотез («теорій гірського тиску») та методів визначення гірського тиску.

Ситуація практично такого ж рівня складності існує і у випадку існуючих теоретичних основ визначення тиску на конструкцію щита, причому задача розробки таких основ є актуальною, оскільки в останній час застосовування проходницьких щитів з ґрунтовим або пневмопривантаженням потребує науково обґрунтованих рішень щодо визначення величини дії зі сторони

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

щита на масив. Причому існують проблеми при будівництві Київського метрополітену, коли розраховане привантаження не відповідає дії слабкого водонасиченого масиву, що може призводити до аварійних ситуацій проникнення всередину щита розрідженого масиву.

Таким чином, задача створення теоретичних основ визначення тиску на конструкцію щита при проходці в слабких водонасичених породах є актуальною та потребує для свого вирішення усестороннього аналізу впливу гірського тиску та розрахунку їх значень на основі нових принципів аналітичного підходу.

Мета

Розробка теоретичних основ визначення тиску на конструкцію щита при проходці в слабких водонасичених породах. Проведено аналіз гіпотези професора Петренка В. Д. розрахунку гірського тиску, який доводить, що існуючі принципи його знаходження побудовані на протиріччях і потребують додаткової розробки.

Методика

Аналізуємо гіпотезу професора Петренка В. Д. розрахунку гірського тиску, яка доводить, що існуючі принципи його знаходження побудовані на протиріччях і потребують додаткової розробки. Для розрахунку об'єму призми тиску на забій використаємо схему, яка показана на рис. 1, задаємося деякими параметрами:

$\varphi = 30^\circ$ – кут внутрішнього тертя ґрунту;
 $H = D = 6,14$ м – товщина масиву над склепінням, що дорівнює діаметру щита; $\gamma = 20$ кН/м³ – питома вага ґрунту

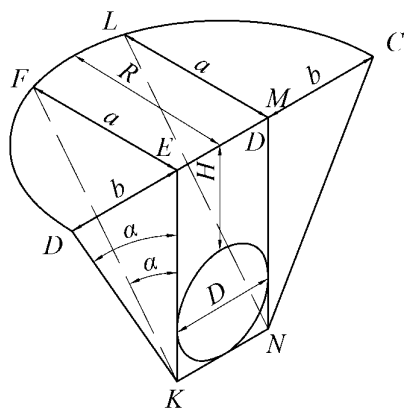


Рис. 1. Схема до розрахунку гірського тиску за гіпотезою проф. Петренка В. Д.

При цьому кут $\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$, де φ – кут внутрішнього тертя. З наведеної схеми видно відношення

$$\frac{ED}{EK} = \frac{b}{H+D} = \operatorname{tg} \alpha.$$

З чого випливає

$$b = (H+D) \cdot \operatorname{tg} \alpha.$$

Аналогічно $\frac{EF}{EK} = \frac{a}{H+D} = \operatorname{tg} \alpha$. Відповідно $a = (H+D) \cdot \operatorname{tg} \alpha$. Отже маємо, що $a = b$. Тоді об'єм ґрунту KDFLCN дорівнює:

$$\begin{aligned} V &= \frac{\pi \cdot R^2}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot (H+D) = \\ &= \frac{\pi \cdot \left(2 \cdot D \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{D}{2} \right)^2}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot D =, \quad (1) \\ &= \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \left(2 \cdot D \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{D}{2} \right)^2 \cdot D \end{aligned}$$

В отриману формулу підставляємо значення, які відповідають реальним умовам, де $R = b + \frac{D}{2} = 7,09 + \frac{6,14}{2} = 10,16$ м – радіус мульд осідання. Отже об'єм ґрунту, який створює тиск на забій становить в м³

$$V = \frac{1}{3} \cdot 3,14 \cdot \left(2 \cdot 6,14 \cdot \operatorname{tg} 30^\circ + \frac{6,14}{2} \right)^2 \cdot 6,14 = 663,36$$

Вага призми тиску буде рівною $Q = V \cdot \gamma$, де γ – питома вага ґрунту, кН/м³. З цього слідує, що рівнодіюча тиску на забій становитиме в кН:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\pi}{6} \cdot \left[(H+D) \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{D}{2} \right]^2 \cdot (H+D) \cdot \gamma = \\ &= \frac{\pi}{6} \cdot \left[2 \cdot D \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{D}{2} \right]^2 \cdot 2 \cdot D \cdot \gamma \quad (2) \\ Q &= \frac{\pi}{6} \cdot \left[2 \cdot 6,14 \cdot \operatorname{tg} 30^\circ + \frac{6,14}{2} \right]^2 \cdot 2 \cdot 6,14 \cdot 20,0 = \\ &= 13267,29 \end{aligned}$$

Площа забою тунелю становить

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$S = \pi \cdot R^2 = 3,14 \cdot 3,07^2 = 29,59 \text{ м}^2.$$

Тоді тиск, який діє на забій становить

$$\sigma_1 = \frac{Q}{S} = \frac{13267,29}{29,59} = 448,37 = 0,448 \text{ МПа},$$

$$\sigma_2 = \frac{Q}{S} \cdot \frac{\nu}{1-\nu} = 0,448 \cdot \frac{0,3}{0,7} = 0,192 \text{ МПа},$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,149 \text{ МПа}.$$

В подальшому було виконано математичне моделювання процесу щитової проходки, при розрахунку якого було визначено тиск, який діє на забій за допомогою розрахунку круглої пластини, діаметр якої відповідає діаметру виробки.

Під означенням «пластина» вважається тіло призматичної та циліндричної форми, у якого один розмір (товщина h) значно менший інших (a і b), виміряних у площинах основ (рис. 2). У техніці широко використовують круглі та прямокутні пластини; іноді зустрічаються пластини і іншого окреслення у плані. Товщина пластини може бути як постійною, так і змінною.

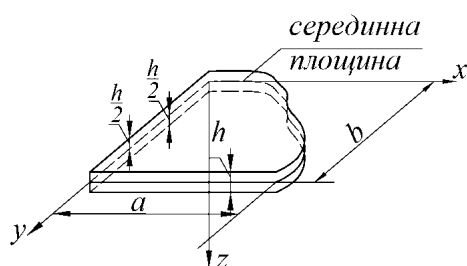


Рис. 2. Схема пластини

Площина, яка знаходиться на рівних відстанях від верхньої і нижньої основ і яка розділяє навпіл товщину h , пластини постійної товщини (рис. 2), називається серединною площиною. Після згину серединна площина перетворюється у серединну площину зігнутої пластини.

При вивченні пластин приймається система координат, при якій начало координат і осі X та Y лежать у недеформованій серединній площині пластини, а вісь Z направлена перпендикулярно до серединної площини. У загальному випадку на пластину можуть діяти різнобічно направлені сили. Кожну з цих сил можна розкласти на дві складові: діючі у серединній площині та перпендикулярно до неї. Скупчення складових зусиль у серединній площині, що називаються ланцюговими зусиллями, викли-

кають деформацію тільки у цій площині, а скупчення їх складових, що перпендикулярні до серединної площини, згинають пластину. У подальшому вважається, що навантаження, яким випробують пластину, перпендикулярне до її серединної площини, так як складові навантаження у серединній площині дорівнюють нулю.

При визначенні зусиль і деформацій для пластин середньої товщини приймаються наступні припущення:

1. Перпендикуляр AD до серединної площини, опущений з будь-якої точки D пластини (рис. 3), залишається після згину прямим і нормальним до зігнутої серединної поверхні (A_1D_1). Це припущення називається припущенням про прямі нормалі, відповідно гіпотезі плоских перерізів, на якій основана теорія згину балок.

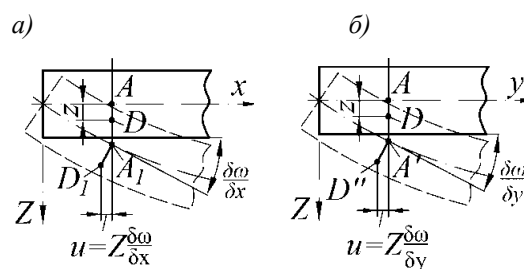


Рис. 3. Викривлення серединної площини при згині:
а) – відносно осі Y ; б) – відносно осі X

Вплив на величину переміщення деякого викривлення нормалі, яке відбувається внаслідок зсувів, не враховується. Він значно менший, ніж переміщення $z \frac{dw}{dx}$ або $z \frac{dw}{dy}$, що зумовлюється за рахунок повороту нормалі внаслідок скривлення серединної площини при згині.

2. Нормальними напруженнями σ_z , які діють по площадкам, паралельним серединній площині, можна знехтувати у порівнянні з іншими напруженнями і прийняти $\sigma_z = 0$.

Це припущення називається припущенням про відсутність поперечного тиску. Для визначення відносних деформацій можна використовувати такі формули:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \cdot \sigma_y) \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \cdot \sigma_x) \end{aligned} \right\}. \quad (3)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

При визначенні поперечного згину пластини середньої товщини вважаємо:

- серединну площину вільною від ланцюгових зусиль;
- лінійні і кутові деформації у серединній поверхні зігнутої пластини вважаються відсутніми.

Перераховані припущення використовуються тільки при малому прогині пластини.

Суцільно затиснена по контуру пластинка має чотири довільні постійні у загальному інтегралі

$$w = C_1 \ln r + C_2 r^2 \ln r + C_3 r^2 + C_4 + \frac{qr^4}{64D} \quad (4)$$

можна визначити з умов у центрі пластини і на контурі. У центрі пластинки прогин і кут нахилу зігнутої поверхні у радіальному напрямі кінцеві (рис. 4)

$$w|_{y=0} \neq \infty, \quad \frac{dw}{dr}|_{r=0} \neq \infty. \quad (5)$$

Так як $\ln r \rightarrow -\infty$, то у формулі (4) потрібно ввести рівність $C_1=C_2=0$ і тоді:

$$w = C_3 r^2 + C_4 + \frac{qr^4}{64D} \quad (6)$$

На контурі пластинки повинні приходити в нуль прогин і ухил зігнутої поверхні у радіальному напрямі.

$$w|_{y=a} = 0, \quad \frac{dw}{dr}|_{r=a} = 0. \quad (7)$$

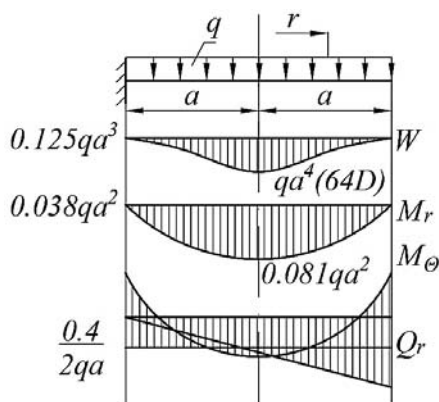


Рис. 4. Епюри внутрішніх зусиль в пластині від навантаження

Підставляючи у формулу (7) функцію прогинів (6) отримаємо два випадки для визначення C_3 і C_4

$$C_3 a^2 + C_4 + \frac{qa^4}{64D} = 0; \quad 2C_3 a^2 + \frac{qa^3}{16D} = 0. \quad (8)$$

Звідки знаходимо

$$C_3 = \frac{qa^2}{32D}, \quad C_4 = \frac{qa^4}{64D}. \quad (9)$$

Функція прогинів w , після підстановки (9) у (4) формула приймає вигляд:

$$w = \frac{q}{64D} \cdot (a^2 + r^2)^2. \quad (10)$$

Очевидно, що найбільший прогин буде у центрі пластинки, при $r=0$

$$w_{\max} = \frac{qa^4}{64D}, \quad (11)$$

$$D = \frac{Eh^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)}, \quad (12)$$

де D – це циліндрична жорсткість пластини, аналогічно жорсткості EJ балки, що характеризує здатність пластини деформуватися. Одиниці виміру циліндричної жорсткості – це добуток одиниці сили на одиницю довжини. По величині $D > EJ$.

В основу методики розрахунку покладено гіпотезу професора Петренка В. Д. метод скінчених елементів на основі розрахункового комплексу StructureCAD (SCAD) [7, 9, 11]. Тип скінченого елемента, який застосовано у розрахунку, визначається його формою, функціями, які визначають залежність між переміщеннями в вузлах скінченого елемента і вузлів системи, фізичним законом, який визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), які входять в опис цього закону та інші [11-12].

Для дослідження деформованого стану перерізного тунелю, створено просторову модель із об'ємних елементів (рис. 5).

Модель побудована із ізопараметричних скінчених елементів типу призма (34 та 36 тип елемента у комплексі SCAD) із узгодженими вузлами [11]. В моделі застосовувалися елементи таких розмірів в площині XOZ : $0,24 \times 0,24$ м (більше 95 % від об'єму СЕ схеми – весь ґрунтовий масив та оправа); $0,1 \times 0,25$ м (2,5 % від схеми – моделювання шару нагнітання за опра-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ву). Вона найбільше відображає наступні особливості реальної конструкції [1, 5, 11].

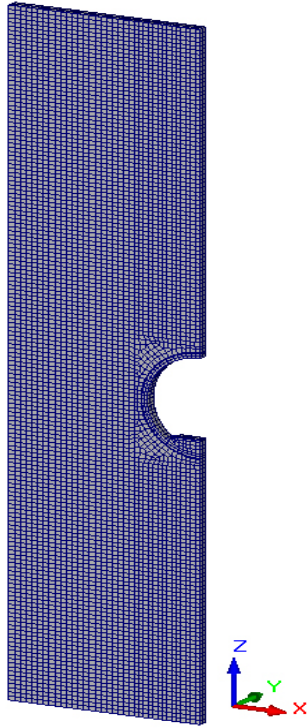


Рис. 5. Скінчено-елементна модель (СЕ-модель) перегінного тунелю із взаємодією оточуючого масиву

По осі OY (по довжині тунелю) розмір елементів складав 0,3 м, що обґрунтовується меншим впливом розміру СЕ в цьому напрямку, хоча для моделювання розрахункової області таких розмірів можна було б застосовувати і елементи більш значних розмірів, що пропонується в роботах [1, 5, 11], в яких надана рекомендація визначати розмір елемента як $1/20$ від характерного розміру розрахункової області.

СЕ-модель, яка застосовувалася у всіх дослідженнях має наступні розміри:

- вздовж осі OX – 10,0 м;
- вздовж осі OY – 0,6 м;
- вздовж осі OZ – 40,0 м.

Модель була створена таким чином, щоб відтворити всі геометричні розміри перегінного тунелю: діаметр внутрішній – 5,6 м, діаметр зовнішній – 6,04 м (залізобетонні блоки В30).

На схему накладені граничні умови: верх моделі – без закріплень; сторони, паралельні осі тунелю (площина YOZ) – заборона переміщень по осям OX та OY ; сторони перпендикулярні осі тунелю (площина XOZ) – заборона переміщень по осі Y (це найбільш точно відповідає умові

плоскої деформації); низ моделі – заборона переміщень по осям X , Y та Z . Ці граничні умови найбільш точно дозволяють відтворити реальну картину деформування моделі [7, 9].

Моделям були надані деформаційні властивості, які отримані із реальних досліджень матеріалів, стратиграфічна колонка відображає частину масиву, яка оточує досліджуваний тунель. Жорсткість цементно-піщаного розчину, який подається за оправу при первинному нагнітанні або тампонажі, була такою: усереднена товщина 0,1 м, модуль пружності – $E = 20000$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,2$ т/м³. Деформаційні властивості залізобетону отримані як приведені характеристики, і для залізобетону на основі бетону В30 складала: модуль пружності $E = 35000$ МПа (при відсотку армування – 1...3 %), коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,5$ т/м³.

Розрахунок всіх моделей виконувався на два навантаження: 1) дію метропоїзду; 2) власну вагу оточуючого масиву та конструкції. Урахування дії метропоїзду відтворено в нормативних документах, ДБН В.2.3-7-2010. Метрополітени, п. 9.44. [3]. Але розрахунки впливу рухомого складу залишаються дещо перевірочними, так як однозначно відомо, що вага потягу складає не більш ніж 5...10 % від дії гірського тиску [7, 8].

Результати

Були виконані розрахунки прогинів пластили (лоб щита) за допомогою програми SCAD.

Для даної програми було створено розрахункову схему, яка є моделлю планшайби щита і ґрунту навколо неї. Тобто схематично планшайбу ми заміняємо на тонку пластинку товщиною 0,1 м, щоб краще побачити тиск ґрунту на неї, та діаметром 6,14 м.

Пластили були задані параметри звичайної сталі:

- модуль пружності – $E = 206010000$ кН/м²;
- коефіцієнт Пуассона – $\mu = 0,3$;
- об'ємна вага – $\gamma = 77.0085$ кН/м³;

Для ґрунту такі параметри (рис. 5):

- модуль пружності – $E = 10000$ кН/м²;
- коефіцієнт Пуассона – $\mu = 0,3$;
- об'ємна вага – $\gamma = 20.00$ кН/м³;

Дану схему було створено на основі розрахунків запропонованої теорії професора Петре-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

нка В. Д. про яку раніше згадувалося. Таким чином були розраховані схеми слабких водонасичених ґрунтів з модулем пружності 10 МПа, в яких змінюється глибина залягання, один діаметр пластини (D), два діаметри (2D), три і чотири діаметри (3D, 4D). Відповідно до цього були розраховані радіуси зони утворення деформацій від проходки щита (R, R2, R3, R4). Для більш вірного розрахунку використано довжину схеми на декілька метрів більше ніж радіус зони утворення деформацій.

Оскільки ми розглядаємо частину масиву, яка давить на лоб забою то в утвореній моделі необхідно ввести заборону переміщень наступних сторін: заборона переміщень вздовж осей OX , OY , OZ для основи та в напрямках X , Y на крайніх гранях, що лежать в площинах YOZ та XOZ відповідно, крім пластини. Пластина не закріплюється, для правильного моделювання.

Для розрахунку вертикального та горизонтального тиску були проведені розрахунки у програмі Excel за допомогою результатів, що були розраховані у програмі SCAD. Нижче наведені деякі діаграми переміщень пластини для ряду схем (рис. 6 і 7) і таблиці розрахунків у програмі Excel (табл. 1 і 2).

Також для порівняння результатів розрахунку декілька коефіцієнтів

$$\lambda = \frac{v}{1-v}, \quad (13)$$

$$\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right), \quad (14)$$

$$v = \frac{\lambda}{1+\lambda} \quad (15)$$

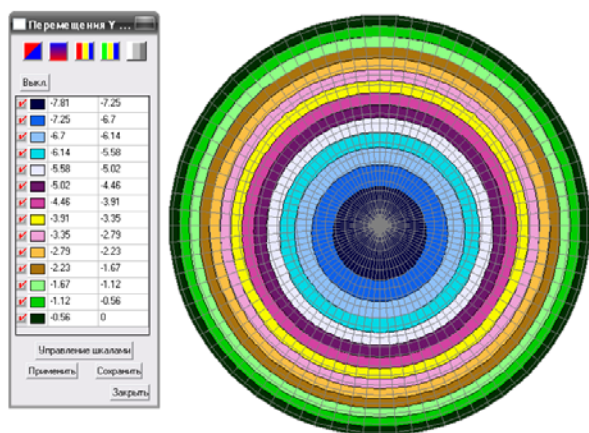


Рис. 6. Діаграма переміщень пластини для схеми D-R

Таблиця 1

Розрахунок тиску на пластину за результатами розрахунків схеми D-R в комплексі SCAD

Зворотна задача (пластина)	
Прогин пластини у центрі W0 (МКЭ), м	0,00781
Значення розподіленого навантаження q, кН/м ²	106,16
Глибина закладення, Н, м	6,31
Питома вага ґрунту, кН/м ³	20,0
Вертикальний гірський тиск у центрі, кН/м ²	187,6
Відношення вертикального до горизонтального	1,767
Відношення горизонтального до вертикального	0,566

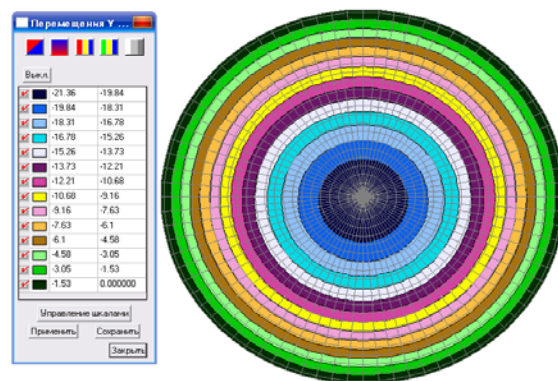


Рис. 7. Діаграма переміщень пластини для схеми 4D-4R

Таблиця 2

Розрахунок тиску на пластину за результатами розрахунків схеми 4D-4R в комплексі SCAD

Зворотна задача (пластина)	
Прогин пластини у центрі W0 (МКЭ), м	0,02136
Значення розподіленого навантаження q, кН/м ²	290,33
Глибина закладення, Н, м	24,81
Питома вага ґрунту, кН/м ³	20,0
Вертикальний гірський тиск у центрі, кН/м ²	557,6
Відношення вертикального до горизонтального	1,921
Відношення горизонтального до вертикального	0,521

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Результати досліджень зведені у таблицю (табл. 3).

Таблиця 3

Розрахунок гірського тиску та параметрів

Назва схеми	Прогин	Навантаження	Вертикальний гірський тиск	Відношення вертик. до горизонт.	Відношення горизонт. до вертик.	μ	$\frac{\nu}{1-\nu}$	$\lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$
D-R	0,00781	106,16	187,6	1,767	0,566	0,361	0,428	0,333
2D-R2	0,01090	148,16	307,6	2,076	0,482	0,325	0,428	0,333
3D-R3	0,01607	218,43	438,6	2,008	0,498	0,332	0,428	0,333
4D-R4	0,02136	290,33	557,6	1,921	0,521	0,342	0,428	0,333

Коефіцієнт бокового тиску ґрунту λ , отриманий в ході розрахунків знаходиться в межах 0,482...0,566 (при жорстко-пластичному значенні 0,428 і пружно-пластичному 0,333), що свідчить про його зміну в залежності від параметрів закладення тунелю, деформаційних властивостей ґрунтів та прогинів круглої пластини лобу забою, тобто його значення не є константним.

Наукова новизна та практична значимість

Виявлена основна причина деформацій лобу щита, що пояснюється тиском об'єму призми слабого ґрунту.

Висновки

Кількісне порівняння деяких гіпотез гірського тиску свідчить, що їх застосування для визначення гірського тиску на конструкцію щита недоцільно, оскільки не одна з них не відповідає дійсному процесу деформування. Запропонована професором В. Д. Петренком схема призми сповзання прийнята до наукової перевірки.

Дослідження параметрів ґрунтового привантаження при роботі щита і розробка програми для визначення їх кількісних значень доводить той факт, що при пошуку горизонтальної складової гірського та гідростатичного тиску існує проблема вибору коефіцієнту бокового тиску ґрунту λ (для жорстко-пластичної і пружно-пластичної моделей), причому від цього вибору залежить його значення.

Розроблені скінченно-елементні моделі перегінних тунелів при щитовій проходці надали змогу застосовувати методологічний прийом, заснований на визначенні тиску, значення якого

вираховується із теоретичної задачі прогину круглої пластинки (зворотна задача). Знання прогину кругової пластини в імітаційній моделі лобу щита дозволяє перераховувати горизонтальну складову гірського і гідростатичного тиску на основі деформаційного підходу.

На основі розрахунків запропонованої теорії професора Петренка В.Д. було розроблено схеми дії на лоб забою (кругла пластина) слабких водонасичених ґрунтів з модулем пружності 10 МПа, в яких змінюється глибина залягання (D...4D). Відповідно до цього були розраховані радіуси зони утворення деформацій від проходки щита (R, R2, R3, R4). Коефіцієнт бокового тиску ґрунту λ , отриманий в ході цих розрахунків знаходиться в межах 0,222...0,566 (при жорстко-пластичному значенні 0,428 і пружно-пластичному 0,333), що свідчить про його зміну в залежності від параметрів закладення тунелю, деформаційних властивостей ґрунтів та прогинів круглої пластини лобу забою, тобто його значення не є константним.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Баженов, В. А. Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел [Текст] / В. А. Баженов, А. И. Гуслар, А. С. Сахаров. – Киев : НИИ строительной механики, 1993. – 376 с.
2. Вознесенский, Е. А. Поведение грунтов при динамических нагрузках [Текст] / Е. А. Вознесенский. – Москва : Изд-во МГУ, 1997. – 286 с.
3. ДБН В.2.3-7-2010. Споруди транспорту. Метрополітени [Текст]. – На заміну ДБН В.2.3-7-2003 ; надано чинності 2011-10-01 – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 195 с.
4. Кудрявцев, И. А. Влияние вибрации на основания сооружений [Текст] / И. А. Кудрявцев. – Гомель : БелГУТ, 1999. – 274 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

5. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Киев : Сталь, 2002. – 600 с.
6. Петренко, В. И. Современные технологии строительства метрополитенов в Украине [Текст] / В. И. Петренко, В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин // Наука і освіта. – 2005. – 252 с.
7. Петренко, В. Д. Комплексний аналіз колонної станції із варіацією глибини закладення [Текст] / В. Д. Петренко, О. Л. Тюткін, В. І. Петренко // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ : Вид-во ДНУЗТу, 2011. – Вип. 39. – С. 138-143.
8. Петренко, В. Д. Обзор аналитических и экспериментальных методов исследования взаимодействия массива и крепи [Текст] / В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин, В. И. Петренко // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2012. – Вип. 1. – С. 75-81.
9. Тюткін, О. Л. Розробка теоретичних основ модифікованого методу розрахунку тунелів колового окреслення [Текст] / О. Л. Тюткін, В. А. Мірошник // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2012. – Вип. 2. – С. 96-100.
10. Фролов, Ю. С. Метрополитены [Текст] : Учебник для вузов / Ю. С. Фролов, Д. М. Голицынский, А. П. Ледяев. – Москва : Желдориздат, 2001. – 528 с.
11. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др. – Киев : ВВП «Компас», 2000. – 332 с.
12. Ali Ghorbani, Hadi Hasanazadehshooiili, Antanas Šapalas, Ali Lakirouhani Buckling of the steel liners of underground road structures: the sensitivity analysis of geometrical parameters. The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, Vilnius, Technika, 2013, Vol. VIII, No 4, pp. 250-254.
13. Gang Zheng, Shao-wei Wei Numerical analyses of influence of overlying pit excavation on existing tunnels. Journal of Central South University, Tianjin, Central South University, 2008, Vol. 15, Issue 2 Supplement, pp. 69-75.
14. Hamid Chakeri, Rohola Hasanpour, Mehmet Ali Hindistan, Bahtiyar Ünver Analysis of interaction between tunnels in soft ground by 3D numerical modeling. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Berlin, Springer Berlin Heidelberg, 2011, Vol. 70, Issue 3, pp. 439-448.

В. Д. ПЕТРЕНКО¹, А. Л. ТЮТКИН², О. М. КУЛАЖЕНКО^{3*}

¹ Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (050) 708 50 69, эл. почта petrenko1937@mail.ru, ORCID 0000-0002-5902-6155

² Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, эл. почта tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

^{3*} Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (096) 992 15 81, ел. почта kulazhenko.olena@gmail.com, ORCID 0000-0002-6077-1689

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТЕОРИЙ ГОРНОГО И ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ НА ЩИТ ПРИ ПРОХОДКЕ В СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТАХ

Цель работы – разработка теоретических основ определения давления на конструкцию щита при проходке в слабых водонасыщенных породах. Проведен анализ гипотезы профессора Петренко В. Д. расчета горного давления, который доказывает, что существующие принципы его нахождения построены на противоречиях и нуждаются в дополнительной разработке. **Методика.** Для решения проблемы анализа деформированного состояния системы «планшайба, пластина-массив, почва» проведено численное моделирование методом конечных элементов (МКЭ), на основе полученных результатов установлены зависимости деформирования планшайбы щита при существенном изменении прочности грунта и глубины залегания тоннеля. **Результаты.** Проанализирована гипотеза профессора Петренко В. Д. Рассмотренные эпюры деформаций пластины, которые были рассчитаны в программе SCAD, на основе данной гипотезы. Также для программы было создано расчетную схему, которая является моделью планшайбы щита и почвы вокруг нее. Проведенные расчеты вертикального и горизонтального давления в Excel с помощью результатов, которые были рассчитаны в программе SCAD. **Научная новизна.** Проведенный анализ гипотезы профессора Петренко В. Д.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

расчета горного давления. **Практическая значимость.** Установленные значения горного давления на основе новых принципов и разработаны теоретические основы его определения.

Ключевые слова: горное давление; закономерности давления; математическое моделирование; метод конечных элементов

V. D. PETRENKO¹, O. L. TYUTKIN², O. M. KULAZHENKO^{3*}

¹ Department «Bridge and Tunnels» Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (050) 708 50 69, e-mail petrenko1937@mail.ru, ORCID 0000-0002-5902-6155

^{2*} Department «Bridge and Tunnels» Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (066) 290 45 18, e-mail tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

^{3*} Department «Bridge and Tunnels» Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (096) 992 15 81, e-mail kulazhenko.olena@gmail.com, ORCID 0000-0002-6077-1689

THE EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF THEORIES OF MINING AND HYDROSTATIC PRESSURE ON SHIELD AT THE SINKING IN WATER SATURATED SOILS WEAK

Purpose. The development of the theoretical foundations of the definition of pressure on the design board when driving at low water saturation. The analysis of the hypothesis of Professor Petrenko V. D. calculation of rock pressure, which proves that the existing principles of its location built on contradictions and require additional development. **Methodology.** To solve the problem of analysis of the deformed state of the system "faceplate, the plate array, SMO-woo" numerically simulated by finite element method (FEM), on the basis of the results are set depending on the deformation of the faceplate panel with a significant change in other-ness of the soil and the depth of the tunnel. **Findings.** The hypothesis of Professor Petrenko V. D. were analyzed. The considered diagrams strain plates to-torye were calculated in the program SCAD, on the basis of this hypothesis. Also for the program was, but it will create a design scheme, which is a model of the faceplate panel and the soil around it. Conducted calculations, you vertical and horizontal pressure in Excel with the results that were calculated in the program SCAD. **Originality.** The analysis of the hypothesis of Professor Petrenko V. D. calculation of rock pressure. **Practical value.** The set values of mining pressure on the basis of new principles and theoretical bases its definition.

Keywords: confining pressure; pressure patterns; mathematics modeling; finite elements method

REFERENCES

1. Bazhenov V. A., Guslyar A. I., Sakharov A. S. *Poluanaliticheskiy metod konechnykh elementov v mekhanike deformiruemyykh tel* [Semi-analytical finite element method in the mechanics of deformable solids], Kyiv, Research Institute of structural mechanics Publ., 1993, 376 p.
2. Voznesenskiy Ye. A. *Povedenie gruntov pri dinamicheskikh nagruzkakh* [The state of soils at dynamic loads], Moscow, Publishing house of the Moscow State University, 1997, 286 p.
3. *DBN B.2.3-7-2010. Sporudy transportu. Metropoliteny* [State Standard V.2.3-7-2010. Transport constructions. Undergrounds]. Kyiv, DP Ukrarkhbudinform Publ., 2011. 195 p.
4. Kudryavtsev I. A. *Vliyanie vibratsii na osnovaniya sooruzheniy* [Influence of vibration on the base of structures], Gomel, Belarusian State University of Transport Publ., 1999, 274 p.
5. Perelmutter A. V., Slivker V. I. *Raschetnye modeli sooruzheniy i vozmozhnost ikh analiza* [Calculational models of structures and the possibility of their analysis], Kyiv, Steel Publ., 2002, 600 p.
6. Petrenko V. I., Petrenko V. D., Tyutkin A. L. *Sovremennyye tekhnologii stroitelstva metropolitenov v Ukraine* [Modern technologies of building subways in Ukraine]. *Nauka i osvita – Science and education*, 2005, 252 p.
7. Petrenko V. D., Tyutkin O. L., Petrenko V. I. *Kompleksnyy analiz kolonnoyi stanciy iz variaciyu gilybyny zakladennya* [Comprehensive analysis of column stations in variation of depth]. *Visnyk Dnipropetrovskoho natsionalnoho universytetu zaliznychnoho transportu imeni akademika V. Lazaryana* [Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan], 2011, issue 39, pp. 138-143.
8. Petrenko V. D., Tyutkin A. L., Petrenko V. I. *Obzor analiticheskikh i eksperimentalnykh metodov issledovaniya vzaimodeystviya massiva i krepi* [Review of analytical and experimental methods for studying

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- the interaction of an array and attached]. *Mosty ta tuneli: teorija, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2012, issue 1, pp. 75-81.
9. Tjutjkin O. L., Miroshnyk V. A. Rozrobka teoretychnykh osnov modyfikovanogho metodu rozrakhunku tuneliv kolovogho okreslennja [Development of theoretical bases of the modified calculation method of circular outline tunnels]. *Mosty ta tuneli: teorija, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2012, issue 2, pp. 96-100.
 10. Frolov Yu. S., Golitsynskiy D. M., Ledyayev A. P. *Metropoliteny*. [Subway]. Moscow, Zheldorizdat Publ., 2001, 528 p.
 11. Karpilovskiy V. S., Kriksunov E. Z., Perelmutter A. V. *SCAD dlya polzovatelya* [SCAD for user]. Kyiv, VVP «Kompas» Publ., 2000, 332 p.
 12. Ali Ghorbani, Hadi Hasanzadehshooiili, Antanas Šapalas, Ali Lakirouhani Buckling of the steel liners of underground road structures: the sensitivity analysis of geometrical parameters. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. Vilnius, Technika, 2013, Vol. VIII, No 4, pp. 250-254.
 13. Gang Zheng, Shao-wei Wei Numerical analyses of influence of overlying pit excavation on existing tunnels. *Journal of Central South University*. Tianjin, Central South University, 2008, Vol. 15, Issue 2 Supplement, pp. 69-75.
 14. Hamid Chakeri, Rohola Hasanpour, Mehmet Ali Hindistan, Bahtiyar Ünver Analysis of interaction between tunnels in soft ground by 3D numerical modeling. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Berlin, Springer Berlin Heidelberg, 2011, Vol. 70, Issue 3, pp. 439-448.

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. М. М. Біляєвим (Україна), д.т.н., проф. З. Я. Бліхарським (Україна).

Надійшла до редколегії 12.06.2016.

Прийнята до друку 26.09.2016.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 625.122:624.154.5

В. Д. ПЕТРЕНКО¹, О. Л. ТЮТКІН², І. О. СВЯТКО^{3*}, Д. О. ЯМПОЛЬСЬКИЙ⁴

¹ Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (050) 708 50 69, ел. пошта petrenko1937@mail.ru, ORCID 0000-0003-2201-3593

² Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, ел. пошта tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

^{3*} Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (097) 623 00 70, ел. пошта i-svjatko@uandex.ua, ORCID 0000-0002-7099-2637

⁴ Приватне ВКП «Технотранспроект», вул. Криворізька, 72, Дніпропетровськ, Україна, 49035, тел. +38 (067) 779 90 20, ел. пошта yamp@inbox.ru, ORCID 0000-0003-7039-3633

АНАЛІЗ УКРІПЛЕННЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОНА ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ПАЛЯМИ

Мета. Однією із важливих проблем в області будівництва і експлуатації залізничної колії є розробка варіантів укріплення земляного полотна з метою підвищення довговічності та зменшення собівартості ремонтних робіт. Метою даної роботи є проведення аналізу варіантів укріплення земляного полотна за допомогою залізобетонних паль, а також дослідження впливу залізобетонних паль на напружено-деформований стан і деформації системи земляне полотно - палі укріплення. **Методика.** В даному дослідженні було розглянуто дві моделі земляного полотна: 1) вузького насипу під одноколіїну ділянку руху; 2) широкого насипу під одноколіїну ділянку руху з перспективою розширення. Чисельні експерименти були виконані за допомогою сучасного програмного забезпечення. Для дослідження деформованого стану земляного полотна створено просторову модель із кінцевих елементів у програмному комплексі SCAD. Дослідженням передбачено проаналізувати укріплення земляного полотна за декількома варіантами, в тому числі при укріпленні під підшоною баласту та у відкосах насипу. Деформаційні характеристики, які прийняті у моделі, відповідають значенням, отриманим під час дослідження ґрунтів земляного полотна. **Результати.** Виконані дослідження укріплення земляного полотна залізобетонними палями. Для цього проведено серію розрахунків згідно з запропонованими варіантами укріплення, а також контрольні розрахунки неукріпленого масиву. Було виконано велику кількість розрахунків в зоні розташування залізобетонних паль укріплення, і проведено детальний аналіз напружено-деформованого стану системи. Результати розрахунків переміщень у системі «верхня будова колії-залізобетонні палі» подані у вигляді ізополів розподілу переміщень у ґрунтовому масиві. **Наукова новизна.** На підставі теоретичних досліджень і виконаних розрахунків за допомогою методу скінчених елементів, в роботі виявлена основна закономірність перерозподілення напружень і деформацій після укріплення земляного полотна залізобетонними палями, що є науковою новизною проведених досліджень. **Практична значимість.** Запропоновані варіанти укріплення для зменшення вертикальних і горизонтальних переміщень в тілі насипу земляного полотна на глибину до 6 м.

Ключові слова: земляне полотно; укріплення; метод скінчених елементів; деформований стан; аналіз деформацій

Вступ

Викривлення перерізу земляного полотна змушує зменшувати швидкісний режим руху і призводить до підвищення витрат на перевезення вантажів і пасажирів, а також на утримання верхньої будови колії, дорожнього одягу, земляного полотна.

Однією із важливих проблем в області будівництва і експлуатації залізничної колії є розробка варіантів укріплення земляного полотна з метою підвищення довговічності та зменшення собівартості ремонтних робіт. [1, 2, 13].

Використання залізобетонних паль в якості матеріалу укріплення стало можливим завдяки

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

технологіям, які кожного року стають дедалі більш сучасними і новітніми. [5, 7].

Мета

Метою даної роботи є дослідження особливостей використання залізобетонних паль для укріплення земляного полотна, а також виконання порівняльного аналізу варіантів укріплення земляного полотна.

Методика

Розрахункові схеми ґрунтового масиву не завжди в повній мірі відповідають дійсності. Це викликано такими факторами, як неоднорідність ґрунтів, пружність, анізотропія та довільність геометричної форми насипу. Внаслідок цього, напружено-деформований стан земляно-

го полотна не завжди можливо визначити за допомогою класичних аналітичних методів.

Метод скінчених елементів, який став найбільш поширеним в останні роки, є більш ефективним. Даний метод структурного аналізу дозволяє розраховувати напруження і переміщення у дво- і тривимірних структурах. [3, 6, 11].

В даному дослідженні було розглянуто дві моделі земляного полотна:

- вузького насипу під одноколійну ділянку руху;
- широкого насипу під одноколійну ділянку руху з перспективою розширення.

Чисельні експерименти були виконані за допомогою сучасного програмного забезпечення. Розрахункові параметри, застосовані під час моделювання наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Розрахункові параметри застосовані під час чисельних експериментів

№ з/п	Тип елементу	Матеріал	Модуль пружності, кН/м ²	Щільність, кН/м ³	Коефіцієнт Пуассона
1	Рейка	Метал	$2,06 \times 10^8$	77,085	0,3
2	Шпала	Залізобетон	$3,247 \times 10^7$	24,525	0,2
3	Баласт	Щебінь	10000	22	0,2
4	Тіло насипу	Суглинок	25000	19	0,3
5	Палі діаметром 150 мм	Залізобетон	$3,247 \times 10^7$	24,525	0,2

В основу методики розрахунку покладено метод скінчених елементів на основі розрахункового комплексу Structure CAD (SCAD) [10]. Тип скінченого елементу, який застосовано у розрахунку, визначається його формою, функціями, які визначають залежність між переміщеннями в вузлах скінченого елементу і вузлів системи, фізичним законом, який визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), які входять в опис цього закону та інше [4, 8, 12].

Для дослідження деформованого стану земляного полотна створено просторову модель із об'ємних елементів (рис. 1 і 2). Висота насипу становить 6 м.

Просторова модель на основі об'ємних кінцевих елементів, для кращого врахування реальних характеристик ґрунтового масиву, відпо-

відає всім геометричним характеристикам і натурним розмірам земляного полотна та верхньої будови колії, яка прийнята на території України.



Рис. 1. Схема розрахункової моделі широкого насипу земляного полотна висотою 6 м для подальшого укріплення

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

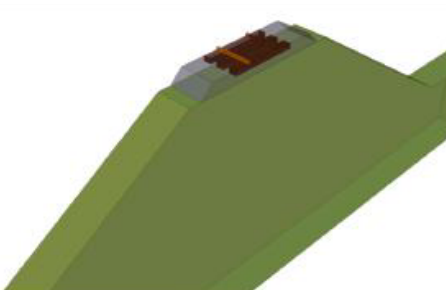


Рис. 2. Схема розрахункової моделі вузького насипу земляного полотна висотою 6 м для подальшого укріплення

Деформаційні характеристики, які прийняті у моделі, відповідають значенням, отриманим під час дослідження ґрунтів земляного полотна.

Під час моделювання застосовані такі обмеження (граничні умови):

- на низ моделі накладено заборону переміщень у напрямку трьох осей – X, Y, Z;
- бокові грані основи мають заборону переміщень по осям X та Y;
- поперечні сторони моделі – заборона переміщень по осі Y (умова плоскої деформації).

Схема розташування створів чисельного аналізу розрахунків варіантів підсилення в моделях широкого та вузького насипа висотою 6 м наведено на рис. 3 та 4.

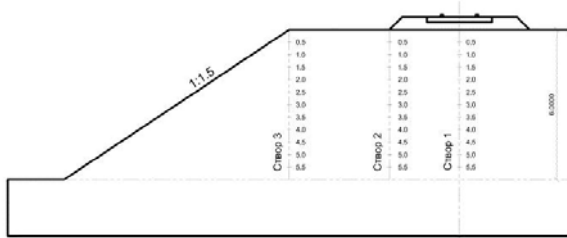


Рис. 3. Схема розташування створів в моделі широкого насипу висотою 6 м

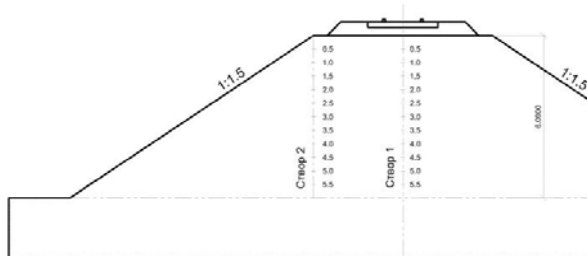


Рис. 4. Схема розташування створів в моделі широкого насипу висотою 6 м

В даному дослідженні запропоновано розглянути види укріплення земляного полотна, представлені на рис. 5, 6, 7 і 8.

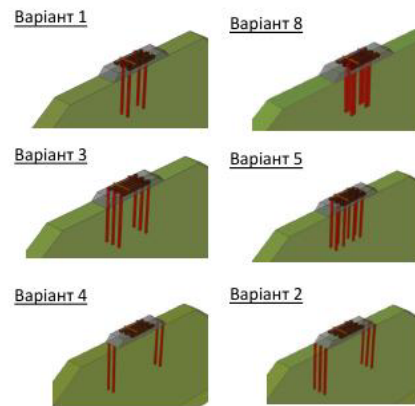


Рис. 5. Схема розташування залізобетонних паль укріплення в баласті в моделі широкого насипу висотою 6 м

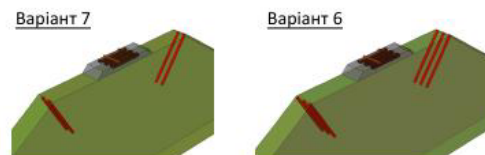


Рис. 6. Схема розташування залізобетонних паль укріплення на відкосах земляного полотна в моделі широкого насипу висотою 6 м



Рис. 7. Схема розташування залізобетонних паль укріплення в баласті в моделі вузького насипу висотою 6 м



МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Рис. 8. Схема розташування залізобетонних паль укріплення на відкосах земляного полотна в моделі вузького насипу висотою 6 м

Дослідження передбачає розгляд варіантів укріплення земляного полотна з розташуванням залізобетонних паль відповідно під підшою баласту, а також у відкосах насипу.

Результати

Виконані дослідження укріплення земляного полотна залізобетонними палями.

Для цього проведено серію розрахунків згідно з запропонованими варіантами укріплення,

а також контрольні розрахунки неукріпленого масиву.

Було виконано велику кількість розрахунків в зоні розташування залізобетонних паль укріплення, і проведено детальний аналіз напружено-деформованого стану системи.

Результати розрахунків переміщень у системі «верхня будова колії-залізобетонні пальі» подані у вигляді ізополів розподілу переміщень у ґрунтовому масиві.

Результати розрахунку приведені на рис. 10, 9, 10, 11 і 12.

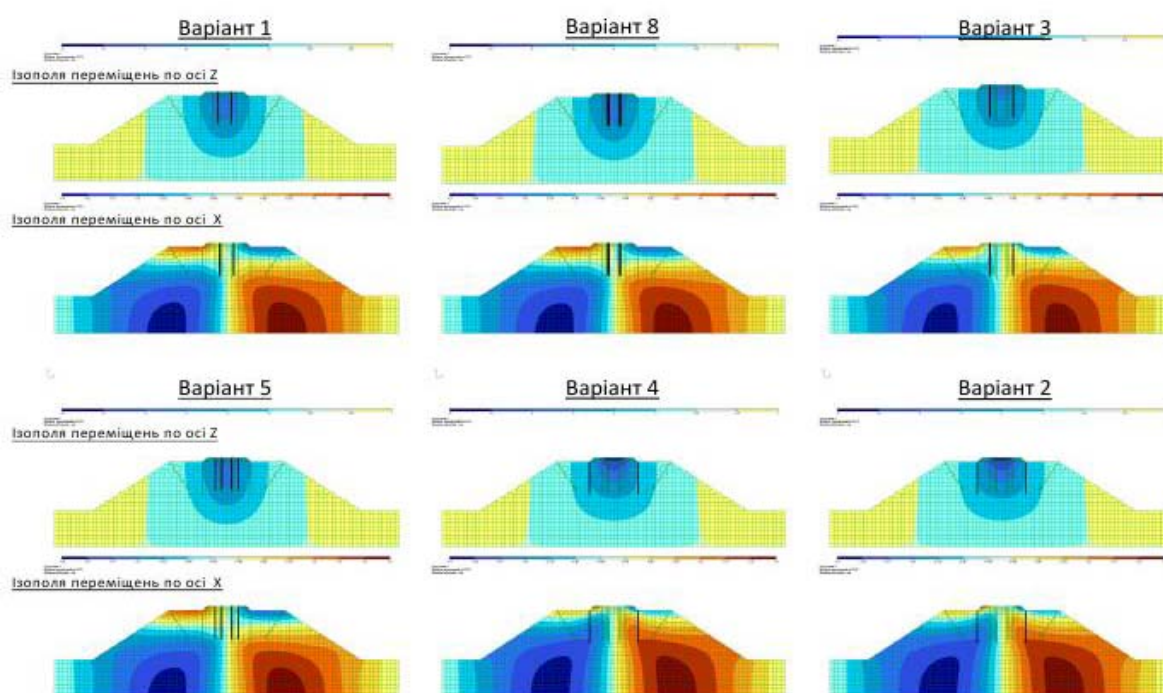
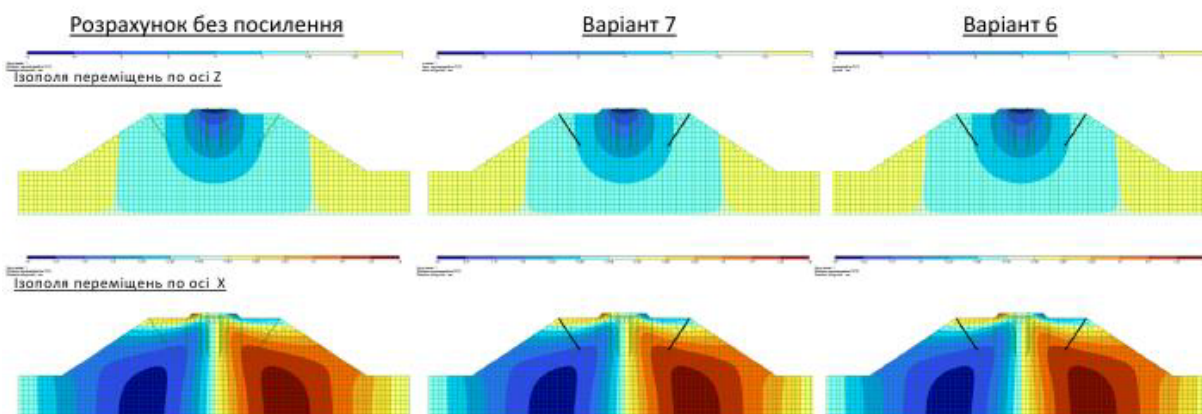


Рис. 9. Результати розрахунку моделі широкого насипу висотою 6 м. Ізополя переміщень



МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Рис. 10. Результати розрахунку моделі широкого насипу висотою 6 м за варіантами посилення відкосу насипу. Ізополя переміщень

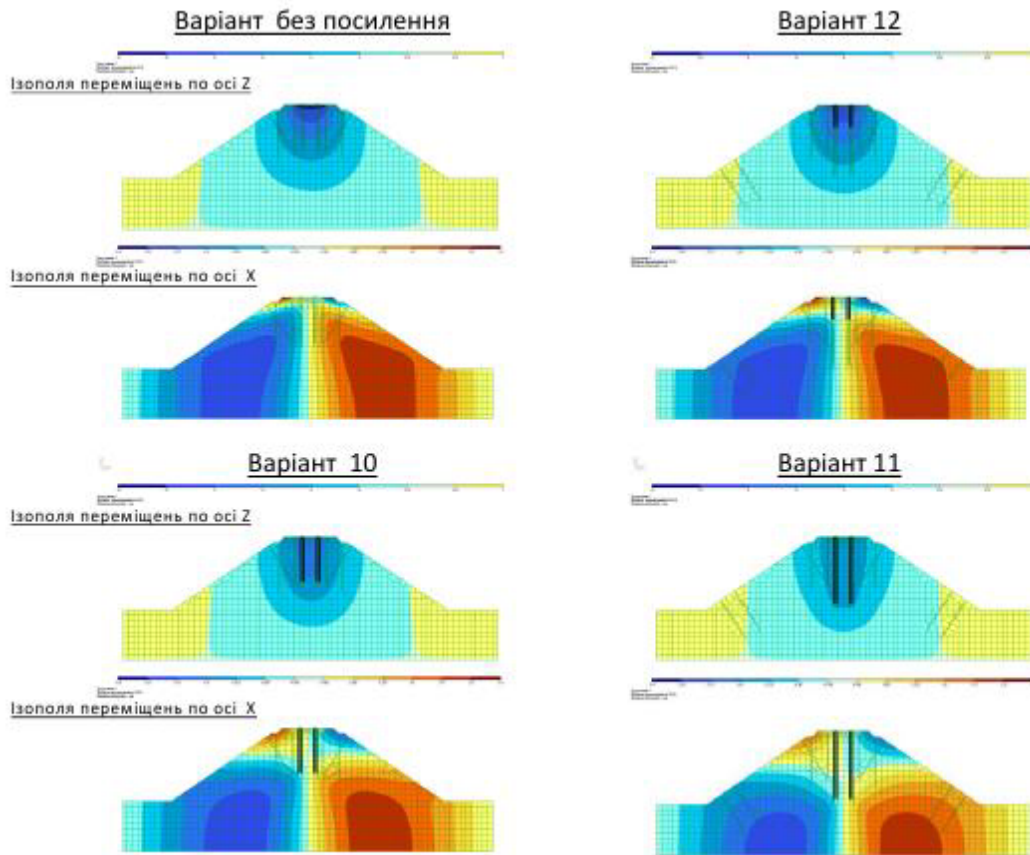
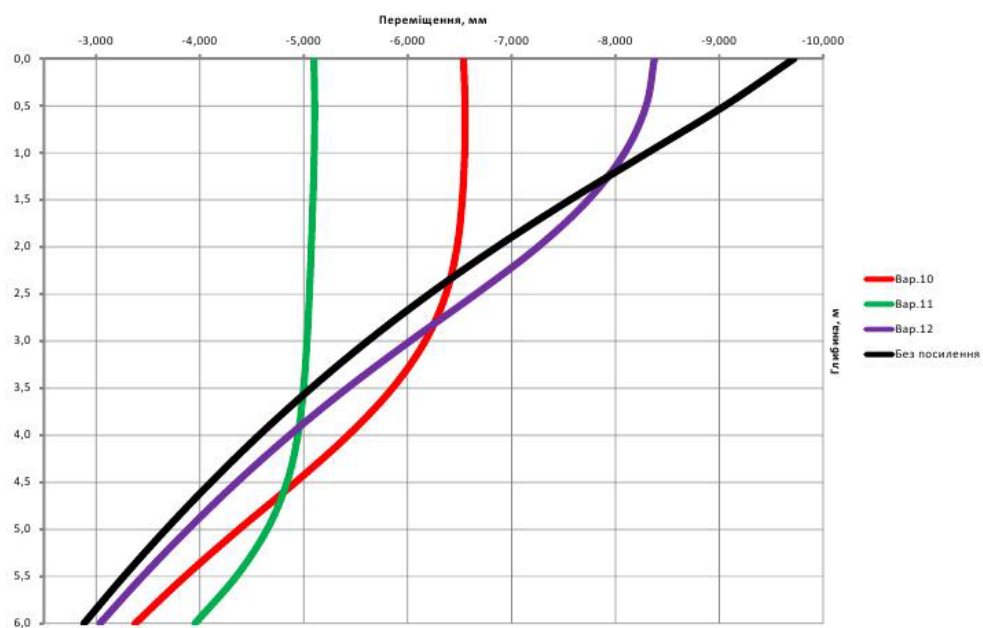


Рис. 11. Результати розрахунку моделі вузького насипу висотою 6 м за варіантами посилення верхньої будови колії. Ізополя переміщень



МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Рис. 12. Підсилення підшви баласту верхньої будови колії. Переміщення по створу 1

Приймаючи до уваги результати розрахунків і отримані значення переміщень по осям Z та X можна зробити висновки, що всі запропоновані варіанти укріплення не суттєво впливають на стан земляного-полотна.

Вертикальні переміщення по створу 1 – центру насипу земляного полотна свідчать про зменшення деформацій на рівні підшви баласту і становлять 6...7 мм замість 10 мм без укріплення.

Найменш ефективними варіантами укріплення виявились варіанти номер два і чотири – в цих випадках деформації зменшились менше ніж на 1 мм.

Найбільш ефективними можна назвати перший, п'ятий та восьмий варіанти - деформації за такими розташуваннями паль укріплення майже однакові, і менші ніж в неукріпленому масиві майже на 3 мм.

Вертикальні переміщення по створу два - посилення підшви баласту верхньої будови колії, показують, що укріплення залізобетонними палями впливає на деформації земляного полотна на рівні 1...3 мм. На глибині п'яти метрів деформації залишаються такими ж, як і в неукріпленому масиві.

Горизонтальні переміщення підшви баласту верхньої будови колії по створу два – підшва баласту земляного полотна свідчать про наявність деформацій на рівні 0,75 мм без укріплення і на рівні 0,25 мм при укріпленні за варіантом номер два, який виявився найбільш ефективним.

При укріпленні відкосів насипу земляного полотна спостерігається мінімальний вплив на напружено-деформований стан і переміщення, як по створу один – по центру насипу земляного полотна, так і по створам два - підшві баласту, і три – брівці насипу земляного полотна.

Найбільш помітними є зменшення переміщень при укріпленні відкосів за варіантами шість і сім у створі три.

Вертикальні переміщення (рис.12) при посиленні підшви баласту по створу один свідчать про те, що найбільш ефективним є укріплення за варіантом номер 11 – деформації зменшились на 5 мм, з 10 до 5 мм.

Слід зазначити, що посилення відкосів за всіма варіантами не призвело до очікуваного

ефекту. Зменшення як вертикальних, так і горизонтальних переміщень складає близько 0,5 мм.

При укріпленні за варіантами номер 10, 11 та 12 по створу два спостерігається зменшення горизонтальних переміщень на рівні від 0,5...1 м до 4,0 м, при цьому деформації під підшвою баласту залишаються майже без змін, а в деяких випадках навіть збільшуються на 0,5 мм.

Вертикальні переміщення по створу два за цими ж варіантами зменшуються на майже 1,5 мм.

Наукова новизна і практична значимість

На підставі теоретичних досліджень і виконаних розрахунків за допомогою методу скінчених елементів, в роботі виявлена основна закономірність перерозподіл напружень і деформацій після укріплення земляного полотна залізобетонними палями, що є науковою новизною проведених досліджень.

Запропоновані варіанти укріплення для зменшення вертикальних і горизонтальних переміщень в тілі насипу земляного полотна на глибину до 6 м.

Висновки

Технічний стан земляного полотна відіграє головну роль при експлуатації ділянки колії. Детальний аналіз, виконаний на основі проведених розрахунків вказує на необхідність проведення заходів щодо укріплення земляного полотна.

Діючі нормативні документи обмежуються загальними рекомендаціями щодо проектування і обслуговування об'єктів залізничної колії, у зв'язку з чим виникає необхідність дослідження індивідуальних методів підсилення для аналогічних об'єктів.

Не змінюючи геометричних параметрів земляного полотна можливо покращити напружено-деформований стан і зменшити деформації за рахунок укріплення залізобетонними палями. Використання залізобетонних паль дозволить зменшити області розуцільнення ґрунту, що поліпшить напружено-деформований стан системи в цілому.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Для цього необхідно більш детально розібрати процеси впливу і взаємодії між палями і тілом насипу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- ДБН В.2.1-10:2009. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування [Текст]. – Надано чинності 2009-01-07. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 107 с.
- Державна цільова програма реформування залізничного транспорту на 2010-2019 роки : [законопроект України від 16 грудня 2009 р. № 1390 [Електрон.ресурс]. – Режим доступу : <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/1390>
- Литовченко, П. А. Численное моделирование взаимодействия буронагнеточной сваи с локальным закреплением в грунте и окружающего ее грунтового массива [Текст] / П. А. Литовченко // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. научн. трудов. – Дн-вск, ГВУЗ ПГАСА, 2013. – Вып. 69. – С. 322-327.
- Петренко, В. Д. Порівняльний аналіз методів укріплення земляного полотна [Текст] / В. Д. Петренко, І. О. Святко, Д. О. Ямпольський // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. научн. трудов. – Дн-вск, ГВУЗ ПГАСА, 2013. – Вып. 69. – С. 369-373
- ЦП-0117. Правила розрахунків залізничної колії на міцність і стійкість [Текст]. – Затв. наказом Укрзалізниці від 13.12.2004 р. № 960-ЦЗ. – Київ : ЦП УЗ, 2004. – 69 с.
- Строкова, Л. А. Применение метода конечных элементов в механике грунтов [Текст] : учебное пособие / Л. А. Строкова. – Томск : Изд-во Томского политехнического университета, 2010. – 143 с.
- Тимофеева, Л. М. Сучасні методи посилення слабких основ автомобільних доріг [Текст] / Л. М. Тимофеева, Е. С. Краснов // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2012. – Вип. 3. – С. 217-220.
- Тюткин, А. Л. Сравнительный анализ конечно-элементных моделей свайного фундамента при взаимодействии с основанием [Текст] / А. Л. Тюткин, А. В. Гулак // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2010. – Вип. 32. – С. 122-126
- ЦП-0138. Інструкція з улаштування та утримання колії залізниць України [Текст] / Е. І. Даніленко, В. О. Яковлев, А. М. Орловський та ін. – Київ : НКТБ колійного господарства Укрзалізниці, 2006. – 56 с.
- Карпиловский, В. С. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др. – Киев : ВВП «Компас», 2000. – 332 с.
- Moayed R. Z. Janbaz. M. Effective parameters on modulus of subgrade reaction in clayey soils. J. Applied Sci., 9: 2009, pp. 4006-4012.
- Simi H. Building Simulation Tools for Retrofitting Residential Structures. Energy Engineering, Volume 109, Issue 3, 2012, pp. 53-74.
- Szabó L., Somogyi M., Horváth G. The Initiation of Safety-Enhancing Actions in Railway Crossings Using Modelling Procedures. Acta Technica Jaurinensis, 2015, no2, pp. 96-112, doi: 10.14513/actatechjaur.v8.n2.328.

В. Д. ПЕТРЕНКО¹, А. Л. ТЮТКИН², И. А. СВЯТКО^{3*}, Д. А. ЯМПОЛЬСКИЙ⁴

^{1*} Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (050) 708 50 69, эл. почта petrenko1937@mail.ru, ORCID 0000-0003-2201-3593

^{2*} Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, эл. почта tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

^{3*} Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (097) 623 00 70, эл. почта i-svjatko@yandex.ua, ORCID 0000-0002-7099-2637

^{4*} Частное ВКП «Технотранспроект», ул. Криворожская, 72, Днепропетровск, Украина, 49035, тел. +38 (067) 779 90 20, эл. почта yamp@inbox.ru, ORCID 0000-0003-7039-3633

АНАЛИЗ УКРЕПЛЕНИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОСА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ СВАЯМИ

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Цель. Одной из важных проблем в области строительства и эксплуатации железнодорожного пути является разработка варианта укрепления земляного полотна с целью повышения долговечности и уменьшения себестоимости ремонтных работ. Целью данной работы является проведение анализа вариантов укрепления земляного полотна с помощью железобетонных свай, а также исследование влияния железобетонных свай на напряженно-деформированное состояние и деформации системы земляное полотно – сваи укрепления. **Методика.** В данном исследовании были рассмотрены две модели земляного полотна: 1) узкого насыпи под однопутного участка движения; 2) широкого насыпи под однопутного участка движения с перспективой расширения. Численные эксперименты были выполнены с помощью современного программного обеспечения. Для исследования деформированного состояния земляного полотна создан пространственную модель с конечных элементов в программном комплексе SCAD. Исследованием предусмотрено проанализировать укрепления земляного полотна по нескольким вариантам, в том числе при укреплении под подошвой балласта и в откосах насыпи. Деформационные характеристики, принятых в модели, соответствующие значениям, полученным в ходе исследования почв земляного полотна. **Результаты.** Выполненные исследования укрепления земляного полотна железобетонными сваями. Для этого проведена серия расчетов согласно предложенным вариантам укрепления, а также контрольные расчеты неукрепленного массива. Было выполнено большое количество расчетов в зоне расположения железобетонных свай укрепления, и проведен детальный анализ напряженно-деформированного состояния системы. Результаты расчетов перемещений в системе «верхнего строения пути – железобетонные сваи» представлены в виде изополей распределения перемещений в грунтовом массиве. **Научная новизна.** На основании теоретических исследований и выполненных расчетов с помощью метода конечных элементов, в работе обнаружена основная закономерность перераспределения напряжений и деформаций после укрепления земляного полотна железобетонными сваями, что является научной новизной проведенных исследований. **Практическая значимость.** Предложенные варианты укрепления для уменьшения вертикальных и горизонтальных перемещений в теле насыпи земляного полотна на глубину до 6 м

Ключевые слова: земляное полотно; усиление; метод конечных элементов; деформированное состояние; анализ деформаций

V. D. PETRENKO¹, O. L. TYUTKIN², I. O. SVIATKO^{3*}, D. O. YAMPOLSKIY⁴

¹ Department «Bridge and Tunnels», Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (050) 708 50 69, e-mail petrenko1937@mail.ru, ORCID 0000-0003-2201-3593

² Department «Bridge and Tunnels», Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (066) 290 45 18, e-mail tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

^{3*} Department «Bridge and Tunnels», Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (098) 768 49 21, e-mail i-svjatko@yandex.ua, ORCID 0000-0002-7099-2637

⁴ Private PVKP "Tehnotransproekt", Krivorozhskaya Str, 72, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49035, tel. +38 (067) 779 90 20, e-mail yamp@inbox.ru, ORCID 0000-0003-7039-3633

ANALYSIS SUBGRADE STRENGTHENING USING REINFORCED CONCRETE PILES

Purpose. One of the important problems in the field of construction and operation of the railway line is to develop options to strengthen the roadbed in order to improve durability and reduce repair costs. The purpose of this paper is to analyze the options for strengthening-of subgrade using concrete piles, as well as the study of the effect of reinforced concrete piles on the stress-strain state and strain the system roadbed - pile strengthening. **Methodology.** In this study, two models of subgrade were considered: 1) a narrow embankment under the single-track section of the movement; 2) a wide mound under the single-track site traffic with the prospect of enlargement. Numerical experiments were carried out with the help of modern software. To investigate the strained state of the roadbed built spatial model with finite element software complex SCAD. The study provides analysis of subgrade strengthening on several options, including the strengthening of the ballast under the sole and the slopes of the mound. Deformation characteristics, taken in the model, the corresponding values obtained in the study of soil subgrade. **Findings.** The studies strengthen roadbed reinforced concrete piles. To this end, a series of calculations in accordance with the proposed options to strengthen and control calculations unfortified array. It holds a large number of calculations in the concrete piles to strengthen location area, and a detailed analysis of the stress-strain state of

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

the system. The results of calculations of displacements in the system "track structure, reinforced concrete piles" are presented as contour plots displacement distribution in the ground array. **Originality.** On the basis of theoretical research and the calculations using the finite element method, the detected primary voltage redistribution pattern and strain after strengthening roadbed reinforced concrete piles, which is a scientific novelty of the research. **Practical value.** he proposed options to strengthen in order to reduce vertical and horizontal movements of the body embankment subgrade to a depth of 6 m.

Keywords: subgrade; strengthening ; finite element method; deformed condition; strain analysis

REFERENCES

1. *DBN V.2.1-10-2009. Obyekty budivnytstva ta promyslova produktsiya budivelnogo pryznachennya. Osnovy ta fundamenti budynkiv i sporud. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya proektuvannya.* [State Standard V.2.1-10-2009. Objects of construction and industrial products for construction purposes. Bases and foundations of buildings and structures. Bases and foundations of buildings. Basic design requirements], Kyiv, Minrehionbud Ukrainy Publ., 2009. 107 p.
2. Derzhavna ciljova prohrama reformuvannya zaliznychnogho transportu na 2010-2019 roky [State Program of reforming the railway transport in the years 2010-2019]. Available at: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/1390>
3. Litovchenko P. A. Chislennoe modelirovanie vzaimodeystviya buroineksionnoy svai s lokalnym zakrepleniem v grunte i okruzhayushchego ee gruntovogo massiva [Numerical simulation of CFA piles with local fixation in the soil and its surrounding soil mass]. *Sbornik nauchnykh trudov: Stroitelstvo, materialovedenie, mashinostroenie* [Bulletin Construction, materials science, mechanical engineering]. 2013, Issue69, pp.322-327.
4. Petrenko V. D., Svjatko I. O., Jampoljskij D. O. Porivnjajnyj analiz metodiv ukriplennja zemljanogho polotna [Comparative analysis of methods for strengthening roadbed]. *Sbornik nauchnykh trudov: Stroitelstvo, materialovedenie, mashinostroenie* [Bulletin Construction, materials science, mechanical engineering], 2013, pp. 369-373.
5. CP-0117. Pravyla rozrakhunkiv zaliznychnoji koliji na micnistj i stijkestj [Terms of payments railway line for strength and stability]. Kyiv, 2004. – 69 p.
6. Strokova L. A. primenenie metoda konechnykh elementov v mekhanike gruntov [Application of the method of finite elements in soils mechanics]. Tomsk, 2010. – 143 p.
7. Tymofeeva L. M., Krasnov E. S. Suchasni metody posylennja slabkykh osnov avtomobilnykh dorog [Modern methods of strengthening the weak foundations of roads]. *Mosty ta tuneli: teorija, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2012, issue 3, pp. 217-220.
8. Tyutkin A. L., Gulak A. V. Sravnitelnyj analiz konechno-elementnykh modeley svaynogo fundamenta pri vzaimodeystvii s osnovaniem [Comparative analysis of finite element models of pile foundation in interaction with the base]. *Visnyk Dnipropetrovskoho natsionalnoho universytetu zaliznychnogho transportu imeni akademika V. Lazaryana* [Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan], 2010, issue 32, pp. 122–126.
9. Danilenko E. I., Jakovlev V. O., Orlovskij A. M. CP-0138. Instrukcija z ulashtuvannya ta utrymannja koliji zaliznycej Ukrainy [Instructions for ordering and keeping track of railways Ukraine]. Kyiv, 2006. – 56 p.
10. Karpilovskiy V. S., Kriksunov E. Z., Perelmutter A. V. SCAD dlya polzovatelya [User is for SCAD]. Kyiv, VVP «Kompas» Publ., 2000, 332 p.
11. Moayed R. Z. Janbaz. M. Effective parameters on modulus of subgrade reaction in clayey soils. *J. Applied Sci.*, 9: 2009, pp. 4006-4012.
12. Simi H. Building Simulation Tools for Retrofitting Residential Structures. *Energy Engineering*, Volume 109, Issue 3, 2012, pp. 53-74.
13. Szabó L., Somogyi M., Horváth G. The Initiation of Safety-Enhancing Ac-tions in Railway Crossings Using Modelling Pro-cedures. *Acta Technica Jaurinensis*, 2015, no2, pp. 96–112, doi: 10.14513/actatechjaur.v8.n2.328.

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. М. М. Біляєвим (Україна), д.т.н., проф. З. Я. Біліхаським (Україна).

Надійшла до редколегії 11.08.2016

Прийнята до друку 26.09.2016

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.014.09:625.1-027.45

В. І. СОЛОМКА^{1*}, М. Е. САПУНЖИЙСЬКИЙ²

^{1*} Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 067 584 97 35, ел. пошта solomkav1966@gmail.com, ORCID 0000-0003-0567-6483

² Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. + 38 066 012 86 36, ел. пошта sprayn231@mail.ru, ORCID 0000-0002-0990-4685

ДОСЛІДЖЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ЗАЛІЗНИЧНИХ МЕТАЛЕВИХ МОСТІВ ІЗ ВРАХУВАННЯМ ДИНАМІЧНОЇ ДІЇ ШВИДКІСНИХ ПОТЯГІВ

Мета. Дослідження вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів, що експлуатуються тривалий час та знаходяться на ділянках із швидкісним рухом потягів. **Методологія.** Для досягнення поставленої мети виконано визначення вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів методом класифікації. Класи прогонових будов визначались трьома способами із врахуванням швидкості потяга та динамічного коефіцієнта за Єврокодами. **Результат.** В результаті виконаного дослідження отримані класи металевих прогонових будов залізничних мостів та розроблені рекомендації по удосконаленню існуючої методики по визначенню вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів методом класифікації. **Наукова новизна.** Отримані в роботі результати вказують на необхідність удосконалення сучасних нормативних документів по визначенню вантажопідйомності мостових споруд, що експлуатуються на ділянках із швидкісним рухом потягів. **Практична значимість.** Результати виконаного дослідження надають можливість достовірного визначення вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів методом класифікації і дозволять внести якісні зміни у нормативні документи по класифікації мостів з урахуванням сучасних світових досягнень у галузі розрахунків мостових споруд, що експлуатуються на швидкісних і високошвидкісних магістралях.

Ключові слова: вантажопідйомність мостів; швидкісний рух потягів; металева прогонова будова; динамічний коефіцієнт; взаємодія системи «міст-поїзд»; клас прогонової будови

Вступ

В наш час в Україні впроваджується швидкісний рух поїздів, багато ділянок якого проходять через мости, що знаходяться в експлуатації більше 30 років. Як відомо, швидкісні поїзди мають меншу масу в порівнянні із важкими вантажними потягами, але при розрахунку фактичної вантажопідйомності прогонових будов залізничних мостів, що експлуатуються на таких ділянках, необхідно звертати увагу не тільки на вимоги міцності та довговічності, а й на ті вимоги, що пов'язані із взаємодією моста та поїзда. Враховуючи світовий досвід, необхідно звернути увагу на наступне: для мостів малих та середніх прогонів важливими є вимоги до стійкості верхньої будови колії, надійності контакту колесо-рейка, комфортного проїзду пасажирів та резонансних явищ. Тому необхідність

визначення фактичної вантажопідйомності прогонових будов залізничних мостів, що знаходяться тривалий час в експлуатації на ділянках, де впроваджується швидкісний рух потягів є актуальною проблемою.

Мета

Метою даної статті є дослідження вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів, що експлуатуються тривалий час та знаходяться на ділянках, де вводиться швидкісний рух потягів.

Методика

Розрахунок металевих прогонових будов виконувався методом класифікації. Класи прогонової будови були отримані за допомогою трьох методик. Перша за ГСТУ 32.6.03.111-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

2002 [1], друга – з використанням динамічного коефіцієнту із Єврокодів для колії зі звичайним обслуговуванням, третя – з використанням динамічного коефіцієнту із розробленої методики. Тільки остання методика враховує швидкість поїзда та поведінку прогонової будови. Тому для неї була побудована модель у програмному комплексі «Selena».

Для класифікації прийняті металеві прогонові будови залізничних мостів розрахунковою довжиною 45 та 55 м, що експлуатуються на ділянках із прискореним рухом потягів однієї із залізниць України.

Основні дані прогонової будови розрахунковою довжиною 55 м:

Розрахункова довжина прогонової будови – 55,0 м.

Розрахункова висота ферм – 8,5 м.

Кількість панелей – 10.

Довжина панелей проїзної частини – 5,5 м.

Відстань між осями головних ферм – 5,6 м.

Відстань між осями головних балок – 2,0 м.

Розрахункове навантаження від рухомого складу – Н8.

Матеріал – Ст3.

Основні дані прогонової будови розрахунковою довжиною 45 м:

Рік будівництва – відновлений у 1945 р.

Розрахункова довжина прогонової будови – 45,0 м.

Рік будівництва – 1946 р.

Розрахункова висота ферм – 9,0 м.

Кількість панелей – 6.

Довжина панелей проїзної частини – 7,5 м.

Відстань між осями головних ферм – 5,6 м.

Відстань між осями головних балок – 2,0 м.

Розрахункове навантаження від рухомого складу – Н7.

Матеріал – Ст3мост.

Виконаний розрахунок вантажопідйомності металевих прогонових будов базується на розрахунках за граничними станами першої групи (на міцність, стійкість форми і витривалість). При цьому всі розрахунки елементів головних ферм виконуються на основне сполучення навантажень (власна вага і тимчасове вертикальне рухоме навантаження) та розрахунки на додаткове сполучення навантажень (власна вага і тимчасове вертикальне рухоме навантаження, гальмування, поперечний вітер).

У відповідності до національних вимог [2] до складу постійних навантажень входять влас-

на вага елементів конструкцій, вплив попереднього напруження, тиск ґрунту насипу і вплив його осадки, гідростатичний тиск води, вплив усадки і повзучості бетону. Рухомий склад, вага пішоходів, тиск ґрунту від рухомого складу, горизонтальне поперечне навантаження від відцентрової сили, горизонтальні поперечні удари рухомого складу, горизонтальне поздовжнє навантаження від гальмування або сили тяги відносяться до тимчасових навантажень. Вітрове, льодове, сейсмічне навантаження, навал суден, температурні кліматичні впливи, будівельні навантаження вважаються іншими (додатковими) навантаженнями.

Якщо навантаження вводиться в розрахунок в поєднанні з іншим навантаженням, до нього вводиться відповідний коефіцієнт поєднання η який враховує ймовірність одночасної появи декількох навантажень (п. 2.2 [2]). Величини навантажень і впливів в розрахунках мостів приймаються з коефіцієнтами надійності до навантаження γ_f , динамічними коефіцієнтами $1 + \mu$ або коефіцієнтами відповідальності γ_n (п. 2.3 [2]).

Коефіцієнти надійності за постійним навантаженням γ_f для мостів знаходяться в межах 1,0...2,0. Нормативне навантаження від власної ваги слід визначати за проектними розмірами та формою елементів. Для балочних прогонових будов дозволяється приймати навантаження від власної ваги як рівномірно розподілене, якщо його величина на окремих ділянках відхиляється від середньої величини не більше ніж на 10 %. Нормативне навантаження від ваги мостового полотна на одноколіній залізничній дільниці в залежності від конструкції знаходиться в межах 6,9...22,6 кН/м (п. 2.4 [2]).

Нормативне тимчасове вертикальне навантаження від рухомого складу залізниць (СК) приймають у вигляді еквівалентних навантажень v (кН/м), отриманих від окремих груп зосереджених вантажів вагою до 24,5К (кН) і рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю 9,81 (кН/м), при цьому для капітальних споруд показник $K = 14$ (п. 2.11 [2]). Інтенсивність вертикального навантаження приймається за [2] (табл. 1, Додаток Л) і для класу $K = 14$ v знаходиться в межах 137,3...686,5 кН/м.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Тимчасове вертикальне навантаження від порожнього рухомого складу слід приймати рівним $13,7 \text{ кН/м}$ ($1,40 \text{ тс/м}$) колії.

У відповідності до Єврокодів [3] в залежності від характеру зміни в часі впливи поділяються наступним чином:

- постійні впливи (G), наприклад, власна вага несучих конструкцій, встановленого обладнання, дорожніх покриттів, і непрямі впливи, викликані усадкою і нерівномірними опадами;
- тимчасові впливи (Q), наприклад, під дією вітру або снігу, прикладаються до перекриттів будівель, балок і покрівлі;
- аварійні впливи (A), наприклад, вибухи або удар транспортних засобів.

Основними моделями залізничного навантаження згідно [3] є моделі LM 71, SW / 0, SW / 2, HSLM і порожній склад («ненавантажений поїзд»). Схема завантаження по моделі LM 71, зображена на рис. 1, являє собою комбінацію рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю $80,0 \text{ кН/м}$ з включенням чотирьох зосереджених сил величиною 250 кН відстань між якими становить $1,6 \text{ м}$.

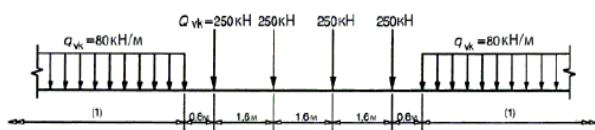


Рис. 1. Модель навантаження LM 71 і нормативні значення для вертикальних навантажень:
(1) – ніяких обмежень

Нормативні значення, наведені на рис. 2, повинні бути помножені на коефіцієнт α для ліній, що мають обсяг залізничних перевезень, більш-менш нормального обсягу перевезень. Навантаження, помножені на коефіцієнт α , називаються «класифікованими вертикальними навантаженнями». Коефіцієнт α повинен мати одне з наступних значень: $0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33; 1,46$.

Моделі SW/0, SW/2 являють собою статичні залізничні навантаження, що діють на нерозрізні балочні прогонові будови.

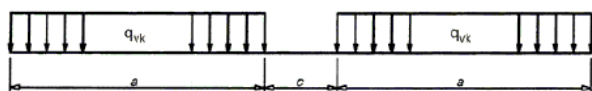


Рис. 2. Моделі навантаження SW/0 і SW/2

Модель SW/0 характеризує звичайний рухомий склад залізниць інтенсивністю наванта-

ження $133,0 \text{ кН/м}$, модель SW/2 – важкий, інтенсивністю $150,0 \text{ кН/м}$. Відмінністю даних моделей від еквівалентного навантаження національних норм [2] є наявність розривів між ділянками розподіленого навантаження довжиною $c = 5,3 \text{ м}$ для моделі SW/0 (довжина ділянки становить $a = 15,0 \text{ м}$) і $c = 7,0 \text{ м}$ для моделі SW / 2 ($a = 25,0 \text{ м}$). Нормативні значення вертикальних навантажень для моделей навантажень SW/0 та SW/2 наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Нормативні значення вертикальних навантажень для моделей SW/0 та SW/2

Модель навантаження	q_{vk} , кН/м	a , м	c , м
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Модель навантаження HSLM включає два окремих універсальних поїзди зі змінною довжиною пасажирського вагона (моделі HSLM-A і HSLM-B). Модель HSLM-A (TDU – динамічний універсальний поїзд) приведена на рис. 3 і у табл. 2.

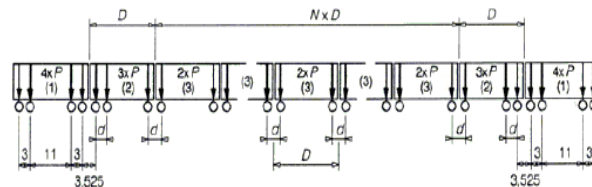


Рис. 3. Модель HSLM-A:

- 1) – тяговий вагон (передній і задній тягові вагони ідентичні); 2) – кінцевий пасажирський вагон (передній і задній кінцеві пасажирські вагони ідентичні); 3) – проміжний пасажирський вагон

Модель HSLM-B, зображена на рис. 4, включає N зосереджених сил 170 кН , прикладених через рівномірний інтервал d , м.

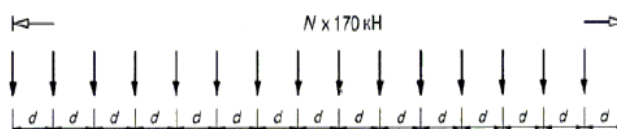


Рис. 4. Модель HSLM-B

Модель навантаження «ненавантажений поїзд» складається з вертикального рівномірно розподіленого навантаження з нормативним значенням $10,0 \text{ кН/м}$.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблиця 2

Модель HSLM-A

Універсальний поїзд	Кількість проміжних пасажирських вагонів N	Довжина пасажирського вагона D , м	Відстань між осями візка d , м	Зосереджена сила P , кН
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Характерні відмінності Єврокодів і національних вимог щодо коефіцієнтів і навантажень на конструкції залізничних мостів наведені в табл. 3.

За розробленою методикою динамічний коефіцієнт для швидкісного поїзного навантаження обчислюється за формулою:

$$1 + \mu_1 + \mu_2 = K \cdot \alpha + \frac{3}{(20 + \lambda)} \quad (1)$$

де $\alpha = \frac{V_{tr}}{(2 \cdot f_1 \cdot L)}$; $K \cdot \alpha$ – параметр, що враховує

залежність величини динамічного коефіцієнта від швидкості руху поїзда і характеристик прогонової будови, $K = 0,8$; V_{tr} – швидкість поїзда, м/с; f_1 – перша власна частота коливань прогонової будови, Гц; L – розрахункова довжина прогонової будови, м; $\frac{3}{(20 + \lambda)}$ – пара-

метр, що показує залежність величини динамічного коефіцієнта від силових впливів, обумовлених наявністю коротких нерівностей шляху на мостах.

Повинні виконуватись умови:

– перша власна частота вертикальних коливань повинна знаходитися в межах $f_{1min} \leq f_{1v} \leq f_{1max}$;

$$f_{1max} = 94,76 \cdot L^{-0,748} \quad (2)$$

Нижня межа першої вертикальної частоти знаходиться за формулою:

– при довжині прогонової будови від 4 м до 20 м:

$$f_{1min} = \frac{L}{80}; \quad (3)$$

– при довжині прогонової будови більше 20 м:

$$f_{1min} = 23,58 \cdot L^{-0,592}; \quad (4)$$

– співвідношення перших частот коливань по формі вигину і за формою крутіння має задовольняти умові $f_{1t} \geq 1,2 f_{1v}$.

Де f_{1v} – перша власна вертикальна частота коливань прогонової будови; f_{1max} – верхня межа першої вертикальної частоти; f_{1min} – нижня межа першої вертикальної частоти; f_{1t} – частота по першій формі власних коливань, пов'язаної з крученням.

Якщо перша власна вертикальна частота коливань прогонової будови не задовольняє умові, то конструкція має недостатню жорсткість. У зв'язку з цим будуть виникати високі показники вертикальних та горизонтальних прискорень кузовів вагонів.

Згідно п.1.6.4 [2] розрахунковий період власних горизонтальних поперечних коливань для балкових розрізних металевих і прогонових будов залізничних мостів має бути (у секундах) не більш $0,01\ell$ (де ℓ – прогін, м) і не перевищувати 1,5 с.

Для визначення класів прогонової будови за даною методикою необхідно знати схеми поїздів, які будуть експлуатуватися на ділянках зі швидкісним рухом. Це необхідно для врахування ефекту резонансу. Так як вагони швидкісного поїзда, як правило, мають однакову довжину і однакове осьове навантаження, то такий склад має на міст вплив, близький до періодичного.

Таблиця 3

Характерні відмінності коефіцієнтів і навантажень на конструкції залізничних мостів за Єврокодами (EN) і ДБН В.2.3-14: 2006 «Мости та труби. Правила проектування» (ДБН)

Навантаження / коефіцієнт	EN	ДБН
Класифікація впливів і навантажень	Постійні, тимчасові і аварійні впливи	Постійні, тимчасові та інші (додаткові) навантаження
Моделі (схеми) залізничного навантаження	Чотири моделі (LM 71, SW/0, SW/2, HSLM)	Одна схема (еталонне навантаження Н1 за схемою поїзда 1931 року)
Навантаження від моделі «ненавантажений поїзд» (порожній рухомий склад)	10,0 кН/м	13,7 кН/м
Інтенсивність вертикального навантаження від рухомого складу знаходиться в межах	80,0...194,2 кН/м (для всіх моделей навантажень)	137,3...686,5 кН/м (при K = 14 для капітальних споруд)
Коефіцієнти при групах (поєднанні) навантажень	гальмівні сили – 0,5; сила бічного тиску – 0,5.	сили гальмування – 0,8; вітрове – 0,5.
Коефіцієнт надійності за навантаженням знаходиться в межах	1,0...1,5; при сприятливому впливі – 0.	1,0...2,0; при сприятливому поєднанні – 0,5...0,9.
Коефіцієнт умов роботи знаходиться в межах	Не регламентується	0,85...1,25
Динамічний коефіцієнт в окремому випадку визначається за формулою	$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73$ L_ϕ – визначальна довжина, м	$1 + \mu = 1 + \frac{27}{30 + \lambda}$ λ – довжина лінії впливу, м

Період цього впливу дорівнює відношенню довжини вагона (регулярного інтервалу між групами осей) до швидкості поїзда:

$$T = \frac{d}{V_{tr}}. \quad (5)$$

Частота знаходиться за формулою:

$$f = \frac{V_{tr}}{d} \quad (6)$$

де d – довжина вагона, м; V_{tr} – швидкість поїзда, м/с.

Якщо період дії рухомого складу дорівнює або кратний періоду коливань конструкції (тобто в 2, 3 тощо раз більше), може виникнути резонанс.

Резонансні явища надзвичайно небезпечні. Їх не можна уникнути, але можна управляти

піковими значеннями факторів напружено-деформованого стану при цих резонансах.

Тому слід дотримуватись правил визначення швидкості, що підлягають розгляду:

- розрахункова максимальна швидкість приймається на 20 % вище проектної максимальної швидкості на відповідній ділянці;
- крок зміни швидкостей при розрахунках повинен встановлюватися таким чином, щоб виключити ймовірність пропуску зон резонансу і зниження пікових значень амплітуд, швидкостей і прискорень;
- для всіх швидкісних поїздів слід розглядати ряд значень швидкостей – від 40 м/с до розрахункової максимальної швидкості.

Результати

В результаті розрахунків отримані класи елементів металевих прогонових будов за різними методами і виконано їх порівняння.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

В якості швидкісного навантаження прийняті потяги Шкода EJ675 та ЕВС 1 «Сапсан». Для вказаного навантаження визначені класи шляхом навантаження ліній впливу за методикою наданою в [1] і виконано порівняння класів

елементів прогонових будов із класами навантажень.

Класи елементів металевих прогонових будов з їздою понизу за вказаними методиками зведені у табл. 4 і 5 та побудовані графіки порівняння класів, які зображені на рис. 5 і 6.

Таблиця 4

Зведена таблиця порівняння класів прогонової будови довжиною 55 м

Марка елемента	$\lambda, м$	α	Середній відсоток розходження у класах за національними та європейськими нормами	Середній відсоток розходження у класах за національними нормами та розробленою методикою для Шкода EJ675	Середній відсоток розходження у класах за національними нормами та розробленою методикою для ЕВС 1 «Сапсан»
H0 – H2	55,00	0,10	21,90	10,69	4,94
H2 – H4	55,00	0,30	21,87	10,69	4,90
H4 – H6	55,00	0,50	21,88	10,66	5,05
B1 – B3	55,00	0,20	21,86	10,69	4,84
B3 – B5	55,00	0,40	21,91	10,70	4,85
H0 – B1	55,00	0,10	21,88	10,70	4,82
B1 – H2	48,89	0,10	21,91	10,76	4,31
H2 – B3	42,78	0,10	21,89	10,72	3,50
B3 – H4	36,67	0,10	21,78	10,44	2,23
H4 – B5	30,56	0,10	21,45	9,68	0,09
H1 – B1	11,00	0,50	14,19	7,39	30,59

Таблиця 5

Зведена таблиця порівняння класів прогонової будови довжиною 45 м

Марка елемента	$\lambda, м$	α	Середній відсоток розходження у класах за національними та європейськими нормами	Середній відсоток розходження у класах за національними нормами та розробленою методикою для Шкода EJ675	Середній відсоток розходження у класах за національними нормами та розробленою методикою для ЕВС 1 «Сапсан»
H0 – H2	45,00	0,167	21,94	8,16	0,30
H2 – H4	45,00	0,500	21,97	8,19	0,23
B1 – B3	45,00	0,333	21,95	8,12	0,28
H0 – B1	45,00	0,167	21,91	9,22	0,28
B1 – H2	36,00	0,167	21,82	7,27	2,82
H2 – B3	27,00	0,167	21,13	3,20	8,02
H1 – B1	15,00	0,500	17,64	5,95	27,42

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

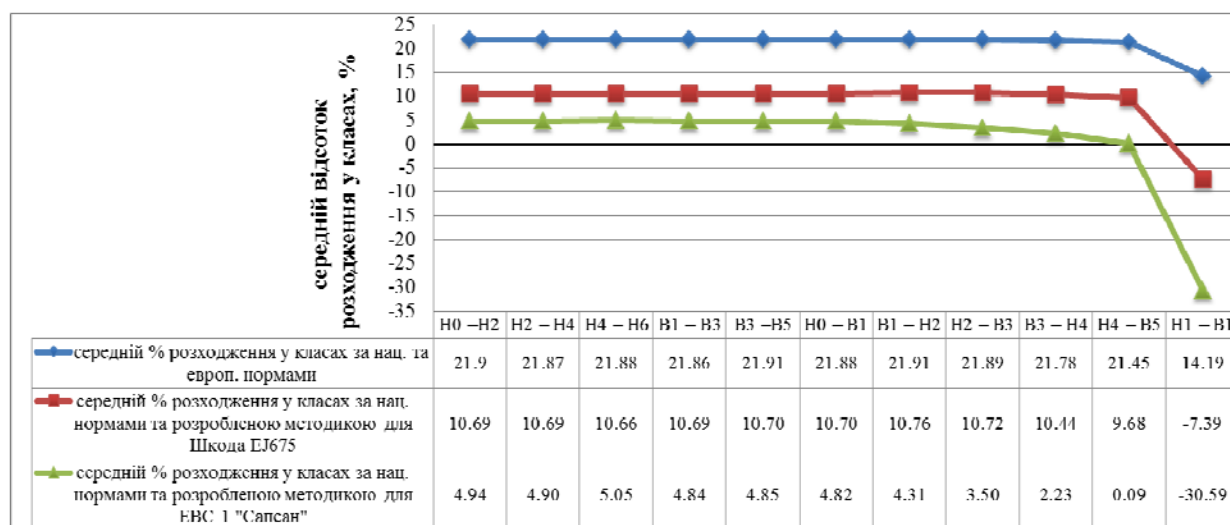


Рис. 5. Графік порівняння класів у відсотках для прогонової будови довжиною 55 м

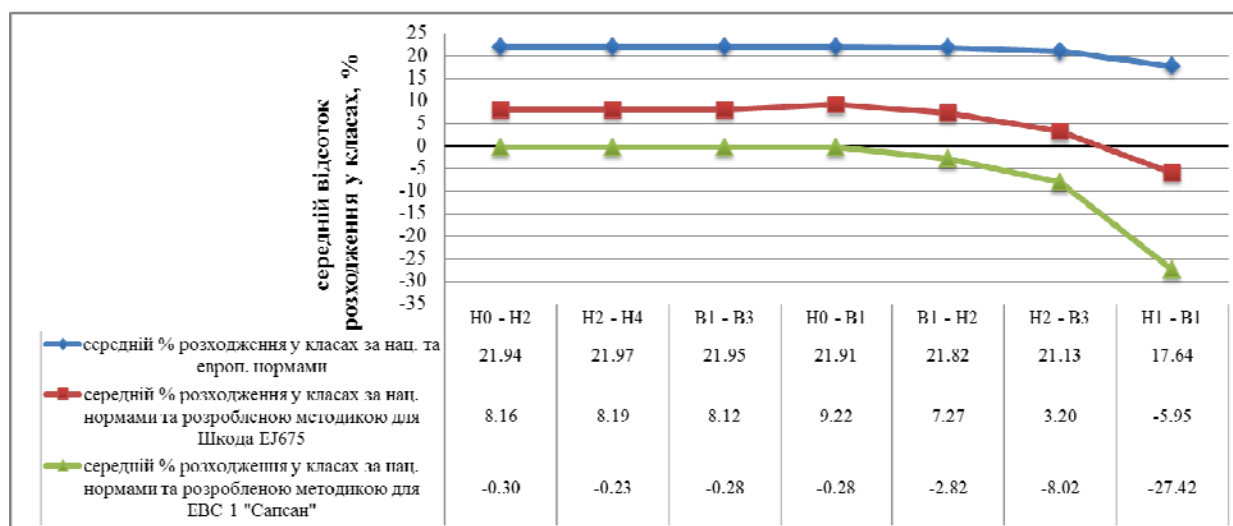


Рис. 6. Графік порівняння класів у відсотках для прогонової будови довжиною 45 м

Висновок

При визначенні фактичної вантажопідйомності металевих прогонових будов із наскрізними фермами з їздою понизу розрахунковою довжиною 55 м і 45 м встановлено:

- при використанні європейського динамічного коефіцієнту клас прогонової будови приблизно на 22 % вищий ніж при розрахунку за національними вимогами і в деякій мірі залежить від довжини прогонової будови, що не завжди оправдано в умовах експлуатації споруд на залізницях України. Це може вплинути на достовірність інформації про фактичну вантажопідйомність мостів і реальність оцінки їх несучої здатності.

- за розробленою методикою чітко видно залежність між довжиною прогонової будови і швидкістю руху поїзда:

- при зменшенні довжини прогонової будови і збільшенні швидкості руху поїзда – клас елементів збільшується.

- при довжині прогонової будови 45 м і швидкості руху поїзда 300 км/год. класи виходять вищими приблизно на 0,3 % ніж при розрахунку за національними нормами. А при швидкості руху 192 км/год. середній відсоток розходження у класах приблизно дорівнює 8 %.

- при довжині прогонової будови 55 м і швидкості руху поїзда 300 км/год. класи вище приблизно на 5 %, а при швидкості руху 192 км/год – на 10,7 %.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

З цього можна зробити висновок, що динамічний коефіцієнт за розробленою методикою справедливий для довжини прогонової будови до 45 м і швидкості руху понад 200 км/год. Але для більш точного висновку потрібні додаткові дослідження з урахуванням різних типів, довжин прогонових будов і швидкості руху поїздів.

При порівнянні отриманих класів швидкісних потягів Шкода EJ675 та ЕВС 1 «Сапсан» із класами елементів прогонових будов встановлено, що на сьогоднішній день вантажопідйомність прокласифікованих прогонових будов задовольняє умови експлуатації з урахуванням швидкісного руху.

Необхідно звернути увагу на те що при класифікації рухомого складу сучасні норми проектування враховують тільки навантаження на вісь потягів, але для швидкісних потягів цього недостатньо, тому що необхідно враховувати такі явища, як швидкість руху, динамічний удар, можливість входження моста та поїзда у резонанс та ін. У зв'язку з цим, навіть при класі поїзда $K=2$ може відбутися втрата несучої здатності конструкцій мосту.

Для швидкісних поїздів, окрім визначення класу, дуже важливим є дослідження динамічних та резонансних явищ, врахування комфорту знаходження у поїзді пасажирів та аеродинамічних дій. Необхідно також враховувати аварійні ситуації, наприклад, утримання поїзда на мосту при сході з рейок.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ГСТУ 32.6.03.111-2002. Експлуатація залізничних мостів. Правила визначення вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів [Текст]. – Надано чинності 2002-04-01. – Київ : Мінтранс України, 2003. – 380 с.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Надано чинності 2007-02-01. – Київ : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1991-2:2010) Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003, IDT) [Текст] – надано чинності 01.07.2009 – Київ : Держпоживстандарт України, 2008 – 167 с.
4. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. – Надано чинності 2010-03-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 66 с.
5. Solomka, V. World experience of design of bridges and their operating conditions on railways with a high speed of trains [Text] / V. Solomka, P. Ovchinnikov // Bridges and tunnels: Theory, Research, Practice. – 2014. – Issue 6. – pp. 147-153.
6. Тарасенко, В. П. Визначення фактичної вантажопідйомності прогонових будов під суміщену їзду металевих мостів, що експлуатуються, з урахуванням сучасних автомобільних навантажень [Текст] / В. П. Тарасенко, В. І. Соломка, Б. В. Савчинський // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. – 2007. – Вип. 43. – С. 532-536.
7. Тарасенко, В. П. Результаты диагностики технического состояния и испытаний эксплуатируемого металлического разводного моста под совмещенную езду [Текст] / В. П. Тарасенко, Б. В. Савчинский, В. И. Соломка, Б. Д. Сухорук, М. К. Журбенко, С. В. Ключник / Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту. – Дніпропетровськ, 2007. – Вип. 14. – С. 216-219.
8. Fryba, L. Dynamics of Railway Bridges [Text] / L. Fryba. – Praha: Academia Praha. – 1996. – 330 p.
9. Calçada, Rui Bridges for High-Speed Railways [Text] / Rui Calçada, Raimundo Delgado, António Campos e Matos – Лейден, Taylor & Francis Group, 2009 – 292 p.
10. Chen, Wai-Fah Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Fundamentals [Text] / Wai-Fah Chen, Lian Duan – Бока Патон, Taylor & Francis Group, 2014 – 591 p.
11. Shuli, Sun Design of unballasted track bridges on Beijing – Tianjin intercity railway [електронний ресурс] / Sun Shuli, Zhang Wenjian, Wang Zhao-hu, Su Wei, Wu Cailan, Bu Quinghao / Engineering – 2011 – т. 9. – Вип. 4 – pp. 59-70 – Режим доступу: http://www.ingsci.cn/chinaesen/ch/reader/create_pdf.aspx?file_no=20110106001&flag=1&journal_id=chinaesen&year_id=2011
12. Кондратов, В. В. Результаты экспериментальных и теоретических исследований динамического воздействия высокоскоростных поездов на пролётные строения мостов [Текст] / В. В. Кондратов // Новые технологии в мостостроении: мосты на высокоскоростных железнодорожных магистралях – 2013. – С. 15-23.
13. Смирнов, В. Н. Динамический расчёт мостов высокоскоростных магистралей на продольные воздействия поезда [Текст] / В. Н. Смирнов // Новые технологии в мостостроении: мосты на высокоскоростных железнодорожных магистралях. – 2013. – С. 30-45.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

В. И. СОЛОМКА^{1*}, Н. Э. САПУНЖИЙСКИЙ²

^{1*} Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (067) 584 97 35, эл. почта solomkav1966@gmail.com, ORCID 0000-0003-0567-6483

² Кафедра «Мосты и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. + 38 066 012 86 36, эл. почта spayn231@mail.ru, ORCID 0000-0002-0990-4685

ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ С УЧЕТОМ ДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ СКОРОСНЫХ ПОЕЗДОВ

Цель. Исследование грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов, находящихся длительное время в эксплуатации на участках, где вводится скоростное движение поездов. **Методология.** Для достижения поставленной цели выполнено определение грузоподъемности пролетных строений металлических мостов методом классификации. Классы пролетных строений определялись тремя способами с учетом скорости поезда и динамического коэффициента по Еврокодам. **Результат.** В результате выполненного исследования получены классы металлических пролетных строений железнодорожных мостов и разработаны рекомендации по совершенствованию существующей методики по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов методом классификации. **Научная новизна.** Полученные в работе результаты указывают на необходимость усовершенствования современных нормативных документов по определению грузоподъемности мостовых сооружений, эксплуатируемых на участках со скоростным движением поездов. **Практическая значимость.** Результаты выполненных исследований дают возможность достоверного определения грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов методом классификации и позволят внести качественные изменения в нормативные документы по классификации мостов с учетом современных мировых достижений в области расчетов мостовых сооружений, эксплуатируемых на скоростных и высокоскоростных магистралях.

Ключевые слова: грузоподъемность мостов; скоростное движение поездов; металлическое пролетное строение; динамический коэффициент; взаимодействие системы «мост-поезд»; класс пролетного строения

V. I. SOLOMKA^{1*} M. E. SAPUNZHYYSKY²

^{1*} Department «Bridges and tunnels», Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (067) 584 97 35, e-mail solomkav1966@gmail.com, ORCID 0000-0003-0567-6483

² Department «Bridges and tunnels», Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. + 38 066 012 86 36, e-mail spayn231@mail.ru, ORCID 0000-0002-0990-4685

RESEARCH OF RAILWAY METAL BRIDGES' BEARING CAPACITY CONSIDERING DYNAMIC IMPACT OF HIGH-SPEED TRAINS

Purpose. Research of spans' bearing capacity for metal railway bridges operated for a long time in areas with high-speed train movement implementation. **Methodology.** To achieve this goal the determination of bearing capacity of metal spans of railway bridges was conducted by method of classification. Classes of spans were determined in three ways taking into account the speed of the train and dynamic factor according to the Eurocodes. **Findings.** As a result of the study classes of metal spans of railway bridges were received and recommendations to improve the existing methods to determine the bearing capacity of metal spans of railway bridges by the method of classification were developed. **Originality.** The results that were obtained in the study point to the need to improve current regulations to determine the bearing capacity of bridges operated in areas with high-speed movement of trains. **Practical value.** The results of the study enable reliable determination of bearing capacity of metal spans of railway bridges by classification method and will introduce a qualitative change in the regulations on the classification of bridges with current advances in global calculations of bridges operated at high-speed and higher-speed highways.

Keywords: bearing capacity; high-speed trains; metal spans; dynamic factor; vehicle-bridge interaction; span class

REFERENCES

1. HSTU 32.6.03.111-2002. *Ekspluatatsiia zaliznychnykh mostiv. Pravyla vyznachennia vantazhopidomnosti metalevykh prohonovykh budov zaliznychnykh mostiv* [State Standard 32.6.03.111-2002. Exploitation of railway bridges. Rules for determining capacity metal spans railway bridges]. Kyiv, Mintrans Ukrainy Publ., 2003. 380 p.
2. DBN V.2.3-14-2006. *Sporudy transportu. Mosty ta truby. Pravyla proektuvannya* [State Standard V.2.3-14-2006. Transport constructions. Bridges and pipes. Design rule]. Kyiv, Ministerstvo budivnytstva, arkhitektury i zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Publ., 2006. 359 p.
3. DSTU-N B EN 1991-2:2010. *Jevrokod 1. Diji na konstrukciji. Chastyna 2. Rukhomi navantazhennja na mosty (EN 1991-2:2003, IDT)* [EN 1991-2:2003 Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges]. Kyiv, Minrehionbud Ukrayiny Publ., 2010, 207 p.
4. DBN V.1.2-15-2009. *Sporudy transportu. Mosty ta truby. Navantazhennja i vplyvy* [State Standard V.1.2-15-2009. Transport constructions. Bridges and pipes. Loads and effects]. Kyiv, Minrehionbud Ukrayiny Publ., 2006. 66 p.
5. Solomka, V., Ovchinnikov P. World experience of design of bridges and their operating conditions on railways with a high speed of trains. *Bridges and tunnels: Theory, Research, Practice*, 2014, issue 6, pp. 147-153.
6. Tarasenko V. P., Solomka V. I., Savchynskiy B. V. Vyznachennia faktychnoi vantazhopidomnosti prohonovykh budov pid sumishchenu yizdu metalevykh mostiv, shcho ekspluatuiutsia, z urakhuvanniam suchasnykh avtomobilnykh navantazhen [Determining the actual capacity spans in combined driving metal bridges operated, with current car load]. *Stroitelstvo. Materialovedenie. Mashinostroenie – Building. Materials Science. Engineering*, 2007, issue. 43, pp. 532-536.
7. Tarasenko V. P., Savchinskiy B. V., Solomka V. I., Sukhorukov B. D. i dr. Rezultaty diagnostiki tekhnicheskogo sostoyaniya i ispytaniy ekspluatiruемого metallicheskogo razvodnogo mosta pod sovmeshchennuyu ezdu [The results of the diagnostics of the technical condition of the operated metal drawbridge test under the combined drive]. *Visnyk Dnipropetrovskoho natsionalnoho universytetu zaliznychnoho transportu imeni akademika V. Lazariana* [Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan], 2007, issue. 14, pp. 216-219.
8. Fryba, L. *Dynamics of Railway Bridges*. Praha, Academia Praha, 1996. 330 p.
9. Rui Calçada, Raimundo Delgado, António Campos e Matos *Bridges for High-Speed Railways*. Lejden, Taylor & Francis Group Publ., 2009. 292 p.
10. Wai-Fah Chen, Lian Duan *Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Fundamentals*. Бока Ратон, Taylor & Francis Group Publ., 2014. 591 p.
11. Sun Shuli, Zhang Wenjian, Wang Zhaohu, Su Wei, Wu Cailan, Bu Qiunghao Design of unballasted track bridges on Beijing – Tianjin intercity railway. *Engineering*, 2011, vol. 9, issue 4, pp. 59-70. Available at: http://www.inginsci.cn/chinaesen/ch/reader/create_pdf.aspx?file_no=20110106001&flag=1&journal_id=chinaesen&year_id=2011
12. Kondratov V. V. Rezultaty eksperimentalnykh i teoreticheskikh issledovaniy dinamicheskogo vozdeystviya vysokoskorostnykh poezdov na proletnye stroeniya mostov [The results of experimental and theoretical studies of the dynamic effect of high-speed trains on spans of bridges]. *Novye tekhnologii v mostostroenii: mosty na vysokoskorostnykh zheleznodorozhnykh magistralyakh – New technologies in bridge construction: bridges on high-speed railways*, 2013, pp. 15-23.
13. Smirnov V. N. Dinamicheskii raschet mostov vysokoskorostnykh magistralei na prodolnye vozdeystviya poezdnoy nagruzki [Dynamic calculation of high-speed highway bridges for longitudinal load train effects]. *Novye tekhnologii v mostostroenii: mosty na vysokoskorostnykh zheleznodorozhnykh magistralyakh – New technologies in bridge construction: bridges on high-speed railways*, 2013, pp. 30-45.

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. М. І. Казакевичем (Україна), д.т.н., проф. А. І. Лантухом-Лященко (Україна).

Надійшла до редколегії 10.08.2016.

Прийнята до друку 26.09.2016.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.19-044.923/.963

А. Л. ТЮТЬКИН*

* Кафедра «Мости и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, эл. почта tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

КОНЦЕПЦИЯ РАЗРУШЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ОСНОВЕ ЭНЕРГЕТИКО-ФРАКТАЛЬНОГО ПОДХОДА

Цель. Для оценки энергии различных степеней разрушения подземных сооружений требуется разработать новый подход, который смог бы учесть постепенное протекание энергии при формировании напряженно-деформированного состояния системы «подземное сооружение – окружающий массив» и ее накопление. **Методика.** Для разработки новой концепции разрушения подземных сооружений наиболее плодотворным является энергетико-фрактальный подход, который заключает в себе оперирование удельной энергией и фрактальные представления о природе разрушения. Определение энергии опирается на классическое предложение Бельтрами об определении энергии деформирования, отнесенной к единице объема (удельная энергия деформирования). **Результаты.** Определено, что процесс разрушения подземных сооружений в рамках фрактальных представлений может быть теоретически представлен в виде перколяции по ветвям иерархического фрактального дерева Кейли. Выяснено, что перколяция является удобным концептуальным приемом для описания критических явлений, одним из которых является явление разрушения, подготавливаемое эволюцией структуры в процессе формирования напряженно-деформированного состояния и происходящее внезапно при превышении материалом предела прочности. Предложено дерево Кейли для многоуровневого разрушения железобетонной конструкции, определены его свойства. Для практических расчетов в рамках энергетико-фрактального подхода проведен численный анализ трехсводчатой станции колонного типа. Проведен сравнительный анализ полученной удельной энергии разрушения со значениями, полученными в ходе энергетического постпроцессинга. **Научная новизна.** Применение энергетико-фрактального подхода к разрушению подземных сооружений является новой методологией анализа напряженно-деформированного состояния, в котором напряженное и деформированное состояние не разделяются, а связаны в удельной энергии деформирования. **Практическая значимость.** Теоретические построения теории разрушения подкрепляются практическими данными, что позволяет наметить новые концептуальные положения разрушения подземных сооружений.

Ключевые слова: подземное сооружение; дерево Кейли; перколяция; энергетико-фрактальный подход

Введение

Исследование прочности конструкций подземных сооружений, взаимодействующих с окружающим породным или грунтовым массивом, который в общем случае может иметь вязко-упруго-пластические свойства, чаще всего основывается на отдельном рассмотрении напряженного и деформированного состояний [1-5]. Как в теоретических методах, основывающихся на положениях механики твердого деформируемого тела (механики сплошной среды), так и в практических методиках, базирующихся на аналитических построениях строительной механики, результаты расчетов анализируются исходя из нормативов прочно-

сти (первое предельное состояние) и норм, ограничивающих перемещения исследуемой конструкции (второе предельное состояние) [2-4]. Таким образом, процесс, приводящий к разрушению, считается относящимся большей степенью к первому предельному состоянию, и анализ напряженного состояния становится главенствующим для определения прочности конструкций подземных сооружений. Второе предельное состояние определяется как поверочное, нормы по деформациям характеризуют лишь возможность нормального эксплуатационного состояния, но не разрушения.

Однако реальное подземное сооружение, взаимодействующее с окружающим породным или грунтовым массивом, не воспринимает от-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

дельно напряженное и деформированное состояния, которые формируются и изменяются в конструкции и массиве одновременно, т.е. их разделение искусственно. Соответственно, часто употребляемое в литературе словосочетание «напряженно-деформированное состояние» (НДС) означает не совокупность и неразрывность двух состояний, а устоявшийся стереотип научной терминологии.

Как уже было доказано многими исследователями, а также авторскими построениями, изложенными в докторской диссертации, искусственность разделения напряженного и деформированного состояний при анализе прочности и разрушения конструкций подземных сооружений может быть преодолена путем использования энергетического подхода [6]. Под таким следует понимать совокупность приемов оперирования энергией деформирования системы «подземное сооружение – окружающий массив».

Определение энергии изложено опирается на классическое предложение Бельтрами об определении энергии деформирования, отнесенной к единице объема (удельная энергия деформирования). Применение фундаментального уравнения Гиббса для процесса деформирования позволяет определить удельную энергию деформирования, используя тензоры напряжений и деформаций:

$$dU = \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}, \quad (1)$$

где dU – удельная (отнесенная к единице объема) внутренняя энергия; σ_{ij} и ε_{ij} – тензоры напряжений и деформаций соответственно.

Через значения удельной энергии можно записать и условие разрушения:

$$dU > dU_{раз}, \quad (2)$$

где $dU_{раз}$ – энергия разрушения конструкции, отыскиваемая из лабораторных исследований материалов, применяемых для подземных сооружений.

Как видно из формул (1) и (2), энергия является интегральной характеристикой НДС системы «подземное сооружение – окружающий массив». И в то же время энергия является критерием прочности, по которому можно определить общее состояние системы, в том числе и ее разрушение [6].

Однако анализ удельной энергии системы «подземное сооружение – окружающий массив» не является окончательным процессом в определении прочности, так как энергия, полученная в расчетах, является конечной, присущей окончательному состоянию, которое полагается эксплуатационным и для которого чаще всего выполняется расчет. В формуле (2) фигурирует характеристика разрушения конструкции, однако никак не учтена степень ее разрушения. За данное наблюдение, которое значительно обогащает энергетический подход в применении к системе «подземное сооружение – окружающий массив», автор благодарен Гайко Г. И., профессору НТУ «Киевский политехнический институт» (кафедра геостроительства и горных технологий).

Цель

Таким образом, целесообразно оценить энергию различных степеней разрушения, что требует нового подхода, который смог бы учесть и постепенное протекание энергии при формировании НДС системы «подземное сооружение – окружающий массив», и ее накопление, вызывающее разрушение. Для разработки новой концепции разрушения подземных сооружений наиболее плодотворным является энергетико-фрактальный подход, который включает в себе и оперирование удельной энергией, и фрактальные представления о природе разрушения [7, 8].

Методика

Энергетико-фрактальный подход – это теоретическое описание процесса разрушения конструкций на разных масштабных уровнях. Изложенные автором положения энергетического подхода несколько модифицируются для более полного описания разрушения, как материала, так и структурных элементов, а также конструкции в целом [8].

Процесс разрушения в рамках фрактальных представлений может быть теоретически представлен в виде перколяции [9-12] по ветвям иерархического фрактального дерева Кейли (ДК) [8, 13]. В англоязычной литературе этот термин известен также как Bethe lattice, который является частным случаем Cayley graph, графа Кейли. Отличие этого концепта от вво

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

димого ниже ДК состоит в том, что Bethe lattice является не линейным, а циклическим [13].

Именно перколяция является удобным концептуальным приемом для описания критических явлений [11, 12], одним из которых является явление разрушения, подготавливаемое эволюцией структуры в процессе формирования НДС и происходящее внезапно при превышении материалом предела прочности.

Под перколяцией будем понимать способ протекания процесса, обусловленный изменением управляющего параметра (например, рост и слияние трещин в бетоне и арматуре). Управляющим параметром в данном случае является энергия деформирования, а весь процесс описывается деревом Кейли. В данном случае перколяция (от лат. *percōlāre* – просачиваться, протекать) является фазовым переходом в энергетической области. Перколяция описывает с помощью управляющего параметра, т.е. энергии, переход от сплошной среды к среде с трещиной, то есть фазовый переход от целостности к разрушению, когда при плавном изменении одного из параметров системы ее свойства меняются скачком. Первичный акт разрушения материала нормируется энергией разрушения, которая практически определяется из экспериментов.

Теоретически ДК для конкретного случая разрушения можно представить в следующем виде (рис. 1).

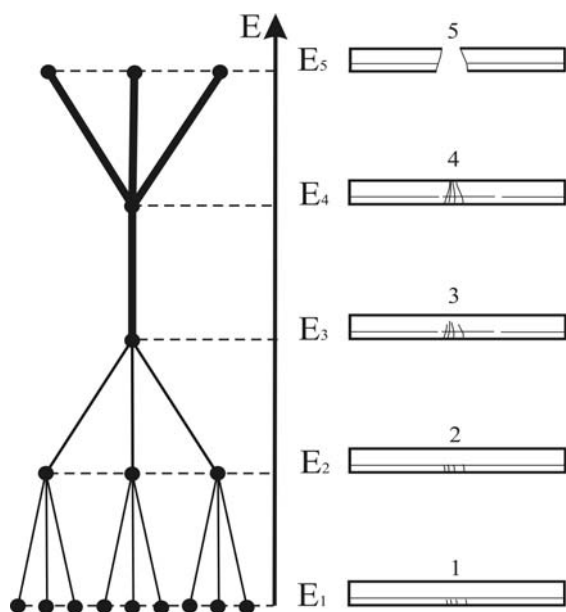


Рис. 1. ДК для многоуровневого разрушения железобетонной конструкции

Свойства ДК разрушения следующие [10, 11]:

1. ДК в общем случае является иерархической фрактальной структурой, ветви которых – ветви бифуркационного процесса (процесс на конце ветви разделяется надвое) или процесса с большим количеством делений.

2. ДК являются древесными структурами, на которых осуществляется перколяция.

3. Наличие «центр – периферии» (система «корень – ветви») структурирует отношение «подчинения – командования».

4. Число уровней в общем случае может быть ДК бесконечно велико, а характер связи между ними не играет определяющей роли (важна только структура дерева).

Важным свойством ДК разрушения является то, что перколяцией с ветви на ветвь управляет приращение энергии деформирования, то есть перколяция явно коррелированная [11]. Практически для случая конструкций подземных сооружений использование ДК разрушения можно приложить к процессу разрушения таким образом: например, для железобетонного прогона колонной станции в ДК разрушения определяются четыре скелетные ветви: 1) разрушение, вызывающее трещины на поверхности бетона; 2) разрушение, вызывающее глубинные трещины в бетоне; 3) разрушение арматуры в элементе; 4) полное разрушение элемента. Как видно из данного ДК разрушения оно является удобным представлением процесса разрушения и ни в коей мере не противоречит классическим понятиям о разрушении железобетона [4, 8].

Используя фрактальные представления, переход с ветви на ветвь ДК разрушения есть ничто иное, как скейлинг (масштабирование). Он происходит в данном случае по трем уровням: микро (разрушение бетона и арматуры), макро (трещина, определяемая визуально), мезо (полное разрушение элемента). Динамикой скейлинга управляет изменение энергии: для первого уровня простейший акт разрушения вводится путем нормирования параметров НДС – по пределу прочности на растяжение/сжатие или более точно – по предельной энергии разрушения материала; для второго уровня – величиной раскрытия трещины и скоростью ее роста; для третьего – нормируется в соответствии с результатами экспериментальных расчетов конструкций.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Результаты

Для практических расчетов в рамках энергетико-фрактального подхода проведен численный анализ трехсводчатой станции колонного типа, конечно-элементная (КЭ) модель которой построена на основе реальных геометрических размеров и результатов лабораторных исследований (рис. 2) [4, 14].

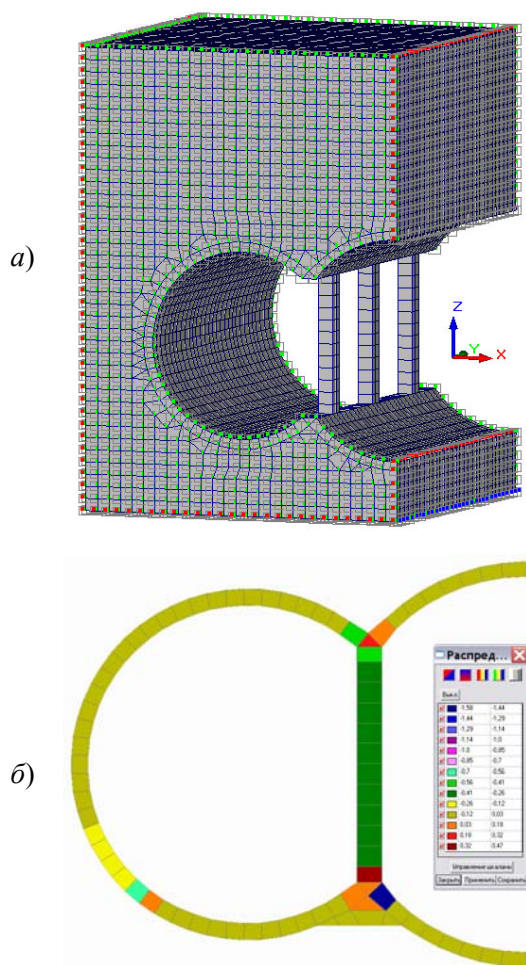


Рис. 2. КЭ-модель колонной станции и результат численного анализа на ее основе:

а) – общий вид; б) – распределение удельной энергии

Проведем анализ значения удельной энергии деформирования (см. рис. 2, б). Для того чтобы его выполнить, следует получить значение удельной энергии разрушения бетона, для чего можно воспользоваться формулами (1) и (2). Удельная энергия разрушения бетона по формуле (1) будет отыскиваться как площадь, отсекаемая графиком « $\sigma - \epsilon$ » при деформировании и разрушении образцов бетона класса

B30 при расчетном сопротивлении на сжатие, равном $17\,000\text{ кН/м}^2$ (17 МПа). Среднее значение удельной энергии разрушения бетона класса B30 при максимальном относительном укорочении $0,01 \dots 0,02$ стандартного образца $10 \times 10 \times 10\text{ см}$ и хрупком разрушении находится как $dU = \frac{1}{2} \sigma \epsilon V$. Численно значение удельной

энергии разрушения образца равно $dU = 1/2 \cdot 17000 \cdot 0,01 \cdot 0,1^3 = 0,085\text{ КДж} = 85\text{ Дж}$ или 170 Дж (при относительном укорочении $0,02$).

После сравнения по формуле (2) полученной удельной энергии разрушения со значениями, полученными в ходе энергетического постпроцессинга SCAD (см. рис. 2, б), можно сделать вывод, что они меньше удельной энергии разрушения в десятки раз. Таким образом, в ДК для многоуровневого разрушения железобетонной конструкции не достигнута даже первая скелетная ветвь (разрушение, вызывающее трещины на поверхности бетона), однако при изменении в системе «подземное сооружение – окружающий массив» уровня энергии (например, при прогрессирующем разрушении) возможна перколяция энергии.

Научная новизна и практическая значимость

Применение энергетико-фрактального подхода к разрушению строительных конструкций, в том числе и подземных сооружений, является новой методологией анализа НДС, в котором напряженное и деформированное состояние не разделяются, а связаны в удельной энергии деформирования. Фрактальность процесса накопления энергии описывается перколяцией по ветвям дерева Кейли, причем к каждой из ветвей присвоено конкретное значение энергии разрушения материала, полученное из лабораторных исследований. Таким образом, теоретические построения теории разрушения подкрепляются практическими данными, что позволяет наметить новые концептуальные положения разрушения подземных сооружений.

Выводы

Изложив аналитические построения энергетико-фрактального подхода, который включает в себе оперирование удельной энергией де-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

формирования и фрактальные представления о природе разрушения, а также практические приемы построения дерева Кейли с протекающей перколяцией, можно сделать вывод, что данный подход однозначно разрешает дилемму анализа НДС. Оперирование удельной энергией деформирования и ее перколяция по ветвям ДК позволяет оценить степень разрушения элементов подземных сооружений, оценивая энергетический уровень на каждой ветви.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Баклашов, И. В. Механика подземных сооружений и конструкции крепей [Текст] / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия. – Москва : Недра, 1984. – 415 с.
2. Булычев, Н. С. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок [Текст] / Н. С. Булычев, Н. Н. Фотиева, Е. В. Стрельцов. – Москва : Недра, 1986. – 288 с.
3. Фролов, Ю. С. Метрополитены [Текст] : Учебник для вузов / Ю. С. Фролов, Д. М. Голицынский, А. П. Ледяев. – Москва : Желдориздат, 2001. – 528 с.
4. Петренко, В. І. Розрахунок трисклепінчастих станцій метрополітену глибокого закладення [Текст] / В. І. Петренко, В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін. – Дніпропетровськ : Наука і освіта, 2004. – 176 с.
5. Петренко, В. Д. Обзор аналитических и экспериментальных методов исследования взаимодействия массива и крепи [Текст] / В. Д. Петренко, А. Л. Тютюкин, В. И. Петренко // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2012. – Вип. 1. – С. 75-81.
6. Тютюкін, О. Л. Основи енергетичного підходу до аналізу напружено-деформованого стану системи «кріплення – масив» / О. Л. Тютюкін // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ : Вид-во ДПТУ, 2009. – Вип. 26. – С. 141-146.
7. Булат, А. Ф. Фракталы в геомеханике [Текст] / А. Ф. Булат, В. И. Дырда. – Київ : Наукова думка, 2005. – 358 с.
8. Булат-Корнейчук, Е. А. Научные открытия в механике разрушения [Текст] / Е. А. Булат-Корнейчук, В. И. Дырда. – Днепропетровск : Нова ідеологія, 2006. – 245 с.
9. Grimmett G. Percolation and disordered systems / G. Grimmett. Lectures in Probability Theory and Statistics, Ecole d'Ete de Probabilites de Saint-Flour XXVI-1996. Springer Lecture Notes in Math. N. 1665. Ed. P. Bernard, 1997, pp. 153-300.
10. Grimmett, G. Percolation. Grundlehren der mathematischen Wissenschaften, Springer, 1999, vol. 321. 444 p.
11. Тарасевич, Ю. Ю. Перколяція: теорія, приложення, алгоритми [Текст] : Учеб. пособие / Ю. Ю. Тарасевич. – Москва : Едиториал УРСС, 2002. – 112 с.
12. Kesten, H. What is percolation. Notices of the AMS, May 2006, pp. 572-573.
13. Ostilli, M. Cayley Trees and Bethe Lattices, a concise analysis for mathematicians and physicists. Physica A: Statistical Mechanics and its Applications, 2012, Vol. 391, Issue 12, pp. 3417-3423. doi:10.1016/j.physa.2012.01.038
14. Тютюкін, О. Л. Розробка теоретичних основ модифікованого методу розрахунку тунелів колового окреслення [Текст] / О. Л. Тютюкін, В. А. Мірошник // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2012. – Вип. 2. – С. 96-100.

О. Л. ТЮТЮКІН*

* Кафедра «Мости і тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, ел. пошта tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

КОНЦЕПЦІЯ РУЙНУВАННЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД НА ОСНОВІ ЕНЕРГЕТИКО-ФРАКТАЛЬНОГО ПІДХОДУ

Мета. Для оцінки енергії різних ступенів руйнування підземних споруд слід розробити новий підхід, який зміг би врахувати поступове протікання енергії при формуванні напружено-деформованого стану системи «підземна споруда – оточуючий масив» і її накопичення. **Методика.** Для розробки нової концепції руйнування підземних споруд плідним є енергетико-фрактальний підхід, який містить в собі оперування питомою енергією і фрактальні уявлення про природу руйнування. Визначення енергії спирається на класичну пропозицію Бельтрамі про визначення енергії деформування, віднесеної до одиниці об'єму (питома ене-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ргія деформування). **Результати.** Визначено, що процес руйнування підземних споруд в рамках фрактальних уявлень може бути теоретично представлений у вигляді перколяції по гілках ієрархічного фрактального дерева Кейлі. З'ясовано, що перколяція є зручним концептуальним прийомом для опису критичних явищ, одним з яких є явище руйнування, що підготоване еволюцією структури в процесі формування напружено-деформованого стану і те, що відбувається раптово при перевищенні матеріалом межі міцності. Запропоновано дерево Кейлі для багаторівневого руйнування залізобетонної конструкції, визначені його властивості. Для практичних розрахунків в рамках енергетико-фрактального підходу проведений чисельний аналіз трьохсклепінчастої станції колонного типу. Проведений порівняльний аналіз одержаної питомої енергії руйнування із значеннями, отриманими в ході енергетичного постпроцесінга. **Наукова новизна.** Застосування енергетико-фрактального підходу до руйнування підземних споруд є новою методологією аналізу напружено-деформованого стану, в якому напружений і деформований стан не розділяються, а зв'язані в питомій енергії деформування. **Практична значимість.** Теоретичні побудови теорії руйнування підкріплюються практичними даними, що дозволяє намітити нові концептуальні положення руйнування підземних споруд.

Ключові слова: підземна споруда; дерево Кейлі; перколяція; енергетико-фрактальний підхід

O. L. TIUTKIN*

* Department «Bridges and Tunnels» of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (066) 290 45 18, e-mail tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

CONCEPTION OF DESTRUCTION OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS ON THE BASIS OF ENERGY AND FRACTAL APPROACH

Purpose. For estimation of energy of different destruction degrees of underground constructions it is required to develop a new approach which was able to take into account the gradual flowline of energy at forming of the stress-strain state of the system «underground construction – soil massif» and its accumulation. **Methodology.** For development of a new conception of destruction of underground constructions energy and fractal approach which contains operation by specific energy and fractal pictures of destruction nature is most well. Determination of energy is expounded by the classic suggestion Beltrami about determination of energy of deformation, attributed to unit of volume (specific energy of deformation a.k.a strain energy). **Findings.** It is certain that the destruction process of underground constructions within the framework of fractal presentations can be in theory represented as percolation on the branches of the hierarchical fractal Cayley tree. It is found out that percolation is the comfortable conceptual reception for description of the critical phenomena, one of which is the phenomenon of destruction, prepared by evolution of structure in the process of forming of the stress-strain state and what is going on is sudden at exceeding by material of ultimate strength. Cayley tree for multilevel destruction of reinforced concrete construction is offered, his properties are certain. For practical calculations within the energy operation and fractal approach the numerical analysis of the three-wault station of column type is conducted. The comparative analysis of the got specific energy of destruction with the values got during energy post-processing is conducted. **Originality.** Application of energy and fractal approach to destruction of underground constructions is a new methodology of analysis of the stress-strain state, in which the stress and strain state is not divided, and deformations are linked in specific energy. **Practical value.** Theoretical constructions of theory of destruction refresh oneself by practical information, that allows setting new conceptual positions of underground constructions destruction.

Keywords: underground constructions; Cayley tree; percolation; energy and fractal approach

REFERENCES

1. Baklashov I. V., Kartozija B. A. *Mehanika podzemnyh sooruzhenij i konstrukcii krepej* [Mechanics of underground constructions and construction of support]. Moscow, Nedra Publ., 1984. 415 p.
2. Bulychev N. S., Fotieva N. N., Strel'cov E. V. *Proektirovanie i raschet krepj kapital'nyh vyrabotok* [Fasten planning and calculation permanent workings]. Moscow, Nedra Publ., 1986. 288 p.
3. Frolov Yu. S., Golitsynskiy D. M., Ledyayev A. P. *Metropoliteny* [Metro]. Moscow, Zheldorizdat Publ., 2001. 528 p.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

4. Petrenko V. I., Petrenko V. D., Tjutjkin O. L. *Rozrakhunok tryssklepinchastykh stancij metropolitenu ghlybokogho zakladennja* [Calculation of the three-wault stations of metro of deep contour interval]. Dnipropetrovsk, Nauka i osvita Publ., 2004. 176 p.
5. Petrenko V. D., Tyutkin A. L., Petrenko V. I. Obzor analiticheskikh i eksperimentalnykh metodov issledovaniya vzaimodeystviya massiva i krepі [Review of analytical and experimental methods of research of co-operation of massif and support]. *Mosty ta tuneli: teorija, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2012, issue 1, pp. 75-81.
6. Tjutjkin, O. L. Osnovy energhetichnogho pidkhodu do analizu napruzhenno-deformovanogho stanu systemy «kriplennja – masyv» [Bases of energy approach to the analysis of the stress-strain state of the system «support – massif»]. *Visnyk Dnipropetrovskoho natsionalnogo universytetu zaliznychnoho transportu imeni akademika V. Lazarijana* [Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan], 2009, issue 26, pp. 141-146.
7. Bulat A. F., Dyrda V. I. *Fraktaly v geomehanike* [Fractals in geomechanics]. Kyiv, Naukova dumka Publ., 2005. 358 p.
8. Bulat-Kornejchuk E. A., Dyrda V. I. *Nauchnye otkrytija v mehanike razrushenija* [Scientific openings in mechanics of destruction]. Dnepropetrovsk, Nova ideologija Publ., 2006. 245 p.
9. Grimmett G. *Percolation and disordered systems*. Lectures in Probability Theory and Statistics, Ecole d'Ete de Probabilites de Saint-Flour XXVI-1996. Springer Lecture Notes in Math. N. 1665. Ed. P. Bernard, 1997, pp. 153-300.
10. Grimmett, G. *Percolation*. Grundlehren der mathematischen Wissenschaften, Springer, 1999, vol. 321. 444 p.
11. Tarasevich, Ju. Ju. *Perkoljacija: teorija, prilozhenija, algoritmy* [Percolation: theory, appendixes, algorithms]. Moscow, Editorial URSS Publ., 2002. 112 p.
12. Kesten, H. *What is percolation*. Notices of the AMS, May 2006, pp. 572-573.
13. Ostilli, M. Cayley Trees and Bethe Lattices, a concise analysis for mathematicians and physicists. *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, 2012, Vol. 391, Issue 12, pp. 3417-3423. doi:10.1016/j.physa.2012.01.038.
14. Tjutjkin O. L., Miroshnyk V. A. Rozrobka teoretychnykh osnov modyfikovanogho metodu rozrakhunku tuneliv kolovogho okreslennja [Development of theoretical bases of the modified calculation method of circular outline tunnels]. *Mosty ta tuneli: teorija, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2012, issue 5, pp. 96-100.

Стаття рекомендована к публікації д.т.н., проф. Н. Б. Курганом (Україна), д.т.н, проф. І. І. Лучком (Україна).

Поступила в редколлегию 20.07.2016.

Принята к печати 26.09.2016.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

UDC 624.138.22-032.61

Y. L. VYNNYKOV¹, T. V. LYTVYNNENKO^{2*}

¹ Depart. «Highways, geodesy, land management and rural buildings», Poltava National Technical Yuri Kondratyuk university, Pershotravnevyi avenue, 24, Poltava, Ukraine, 36011, tel. +38 (099) 292 96 94, e-mail vynnykov@yandex.ru, ORCID 0000-0003-2164-9936

^{2*} Depart. «Highways, geodesy, land management and rural buildings», Poltava National Technical Yuri Kondratyuk university, Pershotravnevyi avenue, 24, Poltava, Ukraine, 36011, tel. +38 (099) 413 59 99, e-mail tatiana.jasmine.litvinenko@mail.ru, ORCID 0000-0002-4747-3353

CORRECT CONDITIONS OF CLAY SOILS BEING A PART OF HIGHWAY EMBANKMENT COMPACTION FE MODELING

Purpose. Finite elements method (FEM) spatial tasks decisions using elastic-plastic soil models show the possibility of correct soil compaction modeling, but unresolved is the item of testing these solutions for clay soils compaction process modeling being a part of highway embankment by the condition of their long-term strength ensuring, which was the aim of the work. **Methodology.** To simulate the process of layered clay soils compaction being a part of highway embankment, it is used well tested software package «PRIZ-Pile», which implemented the FEM-stepping iterative methods axisymmetrical task of physically and geometrically nonlinear statement with representation of soil isotropic or orthotropic environment. **Findings.** As a result of numerical simulation three-factors analysis of the impact on the skeleton density average value in the compacted soil initial clay soil skeleton density within the layer after its dumping and leveling, initial thickness of filled and planned to horizontal level subgrade by grader or bulldozer layer, reduction of each clay soil layer surface under the smooth roller was performed. With high statistical indicators values the empirical equation of the relationship between clay soil skeleton density in each compacted layer and above mentioned parameters is obtained. **Originality.** New correct conditions of FEM modeling in physically and geometrically nonlinear statement the process of layered clay soils compaction being a part of highway embankment, resulting a designer receives soil skeleton density and its deformation module in each layer are established. **Practical value.** The optimum silty loam moisture for their layered compaction depending on the project soil skeleton density value within the embankment and plasticity number is determined.

Keywords: clay soil; highway embankment; soil skeleton density; soil compaction; FEM modeling

Introduction

From the analysis of recent studies [1, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14] author [1, 3], in particular, found that the finite elements method (FEM) is well suited for tasks with substantial strength properties heterogeneity. Compared with variational methods algorithmic it is more flexible in describing the geometry and boundary conditions, physically obvious, universal.

Purpose

FEM spatial tasks decisions using elastic-plastic soil models show the possibility of correct soil compaction modeling, but unresolved is the item of testing these solutions for clay soils compaction process modeling being a part of highway embankment by the condition of their long-term

strength ensuring, which was the purpose of the work.

Methodology

To simulate the process of layered clay soils compaction being a part of highway embankment, it is used well tested software package «PRIZ-Pile», which was created by author [1] and S. F. Klovanych, which implemented the FEM-stepping iterative methods axisymmetrical task of physically and geometrically nonlinear statement with representation of soil isotropic or orthotropic environment [1, 4].

Application of eight-node isoparametric axisymmetrical finite elements with properties to significantly change the shape and volume, allows to use both rectangular and curved finite element mesh, and taking into account of these changes –

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

determination the displacements, stresses and these soil properties at each step of bases placement and load. Their construction modeling is to assign displacement of finite element mesh nodes with strain-stress state (SSS) panel assessment.

To simulate the compaction process by clay soils ramming it is enough to use only the first phase of «compression task» of «PRIZ-Pile» program complex.

At this stage the compaction process of clay soils layers in subgrade is modeling. The compaction influence is set in a forced vertical displacement of finite element mesh nodes, that lie at the upper limit of estimated area, what simulates soil roller displacement process. These movements lead to the finite elements volume reduction, and therefore, soil porosity reducing and its deformation modulus and strength increasing.

Since the forced displacement commensurate with the finite elements size, at each step it is adjusted the original design model specification units coordinate considering displacements, obtained in the previous step. With the coordinates change the finite elements volumes are changing, makes it possible to clarify the deformation modulus value of soil in each finite element by formula (1) for compression tests under the ramming regime.

Void volume ratio at each finite element in this case is

$$e_i = e_0 - (1 + e_0)(1 - V_i/V_0). \quad (1)$$

The result of the first stage (and, if necessary, and each of its steps) are new coordinates of the finite elements nodes, reduced soil properties (frequent ρ_d , e , E), finite elements mesh nodes displacement, stresses, particularly vertical (isobars σ_z) and radial (thrust σ_r) that presented in the tables form, graphs, contours.

Calculation of the first stage linked to stepped task solving on the given displacement and doing by the deform scheme at every step. At that, as a rule, the significant change of finite elements is taking place, what can leads to finite element degeneration («coordinate transformation jacobian becomes non-positive»).

To avoid this nodes displacement it is setting no more than multiplication value of finite element size and soil porosity in it or appropriately selected finite elements size. If you still need the calculation on a larger displacement they're to setting by step parts, the number of what is specified in the control data.

Axisymmetrical estimated area task of clay soils layers ramming modeling in highway embankment – a cylinder (Fig. 1, a), what was obtaining by rectangular settlement area inversion (Fig. 1, b) around the symmetry axis OA.

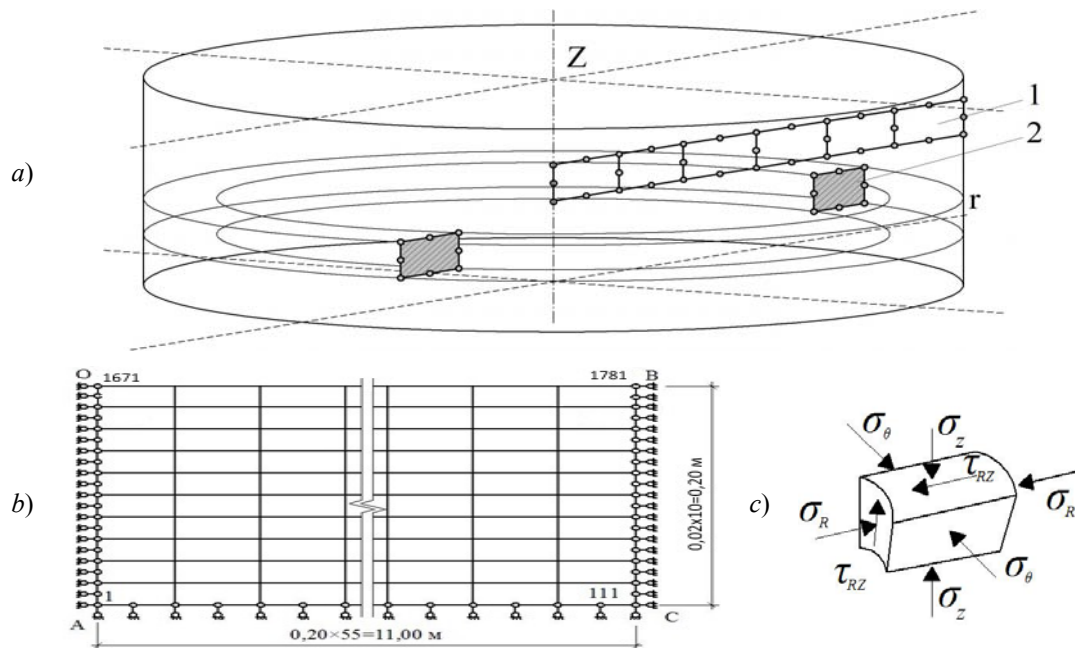


Fig. 1. Initial estimated area of axisymmetric task in a cylinder form:

a – calculated area; b – rectangular calculation area; c – stress components;

1 – calculation area division; 2 – finite element

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Settlement area sizes for this task is set as follows:

- lateral boundaries OA and BC respectively taken on the axis symmetry and a sufficient distance from the forced displacement to minimize the impact of conditions to avoid the horizontal displacement, stress concentration and soil compaction in contact with calculated area outer limit. For this condition completion in the task of soil compaction by roller settlement area diameter should be accept no less than $10b$, where b – the drum roller length;

- upper (horizontal) limit OB is placed at the layer surface of banking soil before its ramming;

- the first modeling stage the lower horizontal boundary AC it is accepted the roof of already compacted soil layer;

- the second modeling stage the lower horizontal boundary AC should be in layer, what doesn't have special properties and is suitable as a natural basis; the compressed thickness lower boundary is accepted as the depth of estimated area according to appendix D DBN B.2.1-10-2009 [2].

Sequentially numbered nodes and finite elements are adopted. They are numbered, starting with the lower finite element and the axis of symmetry. The finite elements dimensions is taken mainly to the value of forced displacement in the first modeling stage. Of course finite element mesh is thickened (reducing their size) in areas where the first phase provided the largest forced displacement (and hence a significant change in physical and mechanical soil characteristics and SSS array), and the second – the soil displacement and stress concentration in it.

Following the appointment of settlement area size and dividing it into finite elements boundary conditions, corresponding to natural conditions development and work of bases and foundations under the load is setting, namely all nodes that located at the lower boundary of AC, firmly fixed; lateral units limit OA and BC can not have horizontal displacement, except those units that at the first stage forced displacement is setting and that are close to the last (usually they are lying on axis OA).

As a result of the first stage calculations nodal points displacements are finding, new deformed scheme coordinate nodes, strains, stresses, given soil skeleton density value, deformation modulus and other characteristics of each finite element, modified by reducing of its volume.

From the previous experience [1] solutions reliability, obtained by FEM modeling for the software package «PRIZ-Pile», provided by the finite elements form and properties, settlement area shape and size, by selecting the appropriate settlement FEM schemes of soils subgrade layers ramming, model compliance parameters to the actual soil condition at its construction.

As initial it is used the data of compacted clay soil layer by layer highway embankment erection at the object «Khrestyshchenske GCD construction, Khrestyshchenske BCS reconstruction».

In particular, numerical experiment with the impact on the average of clay soil skeleton density in each compacted layer three technological factors is planned:

- initial clay soil skeleton density within the layer after its dumping and leveling $\rho_{d,0}$;

- initial thickness of filled and planned to horizontal level subgrade by grader or bulldozer layer;

- reduction of each clay soil layer surface under the smooth roller Δh .

According to field research it is assumed that the optimal passes number of smooth self-propelled pneumatic roller HammHD 150 TT by the one track was 14.

When modeling clay soil layer ramming the original design scheme is adopted, what comprising 550 finite elements (55×10), 1781 finite elements mesh nodes, of which 151 – fixed.

Findings

As a result of numerical simulation three-factors analysis of the impact on the skeleton density average value in the compacted soil layer (respectively ρ_d , t/m^3) technological factors was performed:

- 1) initial clay soil skeleton density within the layer after its dumping and leveling (in the experiments $\rho_d = 1,30 \text{ t/m}^3$; $1,35 \text{ t/m}^3$; $1,40 \text{ t/m}^3$);

- 2) initial thickness of filled and planned to horizontal level subgrade by grader or bulldozer layer h (in the experiments – $h = 0,15 \text{ m}$; $0,20 \text{ m}$; $0,25 \text{ m}$);

- 3) reduction of each clay soil layer surface under the smooth roller Δh (in the experiments – $\Delta h = 0,02 \text{ m}$; $0,03 \text{ m}$; $0,04 \text{ m}$).

Therefore, the finite elements size in experiments is $200 \times 15 \text{ mm}$, $200 \times 20 \text{ mm}$ and $200 \times 25 \text{ mm}$.

According rectangular creating size calculation area (look Fig. 1, b) was $11,0 \times 0,15 \text{ m}$, $11,0 \times 0,20 \text{ m}$ and $11,0 \times 0,25 \text{ m}$.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Laying, already compacted, layer cap is taken as incompressible. Forced vertical displacement is setting to all nodal points of the calculated area upper limit (condition of «compression problem»). In particular, 111 units (from 1671 to 1781) vertical displacement is setting in the value $\Delta h = 15$ mm, 20 mm (look Fig. 1, *b*) and 25 mm.

Thus, the total experiments number composed $n=27$. For further analysis it was accepted only 14 results of numerical simulation in which real values of clay soil skeleton density in each compacted layer $\rho_d = 1,55 \dots 1,75$ t/m³ is obtained. As a result of three-factors analysis the following equation of the relationship between clay soil skeleton density in each compacted layer ρ_d and the initial clay soil skeleton density within the layer after its dumping and leveling $\rho_{d,0}$, the initial thickness of filled and planned to horizontal level subgrade by grader or bulldozer layer h , reduction of each clay soil layer surface under the smooth roller Δh :

$$\rho_d = a_0 + a_1 \cdot \rho_{d,0} + a_2 \cdot h + a_3 \cdot \Delta h, \quad (2)$$

where are $a_0 = 0,4716$ t/m³; $a_1 = 0,8703$; $a_2 = -1,4648$ t/m⁴; $a_3 = 8,5459$ t/m⁴ – empirical coefficients of equation (2).

For equation (2) multiple correlation coefficient is $r=0,9279$, and Fisher's ratio test $F = 7,1976$, what more than its table-valued $F_{table} \approx 2,65$ at test significance $p = 5\%$ and the degree of freedom $v_1 = 13$ and $v_2 = 10$. So, equation (1) is completely correct. Relative deviation of simulated values ρ_d comparatively with field experiments does not exceed 2,24 %.

Scientific novelty and practical importance

New correct conditions of FEM modeling in physically and geometrically nonlinear statement the process of layered clay soils compaction being a part of highway embankment, resulting a designer receives soil skeleton density and its deformation module in each layer are established. The optimum silty loam moisture for their layered compaction depending on the project soil skeleton density value within the embankment and plasticity number is determined.

Conclusions

So, new correct conditions of modeling the process of layered clay soils compaction being a

part of highway embankment using the possibilities of task class «The soil work without the possibility of its lateral displacement from the working body or foundation» for the elastic-plastic phenomenological model of soil by the conditions of FEM axisymmetrical version in physically and geometrically nonlinear formulation, resulting a designer receives soil skeleton density and its deformation module in each layer.

With high statistical indicators values the empirical equation of the relationship between clay soil skeleton density in each compacted layer and the initial clay soil skeleton density within the layer after its dumping and leveling, initial thickness of filled and planned to horizontal level subgrade by grader or bulldozer layer, reduction of each clay soil layer surface under the smooth roller is obtained.

REFERENCES

1. Винников, Ю. Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі [Текст] : монографія / Ю. Л. Винников. – Полтава : ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2016. – 280 с.
2. ДБН В.2.1-10:2009. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування [Текст]. – Надано чинності 2009-01-07. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 107 с.
3. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти [Текст] : підручник / М. Л. Зоценко та ін. – Полтава : ПНТУ, 2004. – 568 с.
4. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики [Текст] / С. Ф. Клованич – Запорожье : «ИПО «Запорожье». – 2009. – 400 с.
5. Косточка, Н. А. Прогноз деформацій основ на базі компресійних випробувань ґрунтів [Текст] : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.02 / Н. А. Косточка. – Полтава : ПолтНТУ, 2015. – 22 с.
6. Лобачева, Н. Г. Изменение расчетных параметров грунта основания при использовании метода уплотняющих давлений [Текст] / Н. Г. Лобачева, А. А. Петраков // Строительные конструкции : Межвед. науч.-техн. сб. – Киев : НИИСК, 2004. – Вып. 61. – Т. 2. – С. 59-63.
7. Лопан, Р. М. Взаємозв'язок фізико-механічних характеристик ґрунтів піщаних подушок з параметрами їх укочування [Текст] : Автореф. дис. ... техн. наук: 05.23.02 / Р. М. Лопан. – Одеса : ОДАБА, 2012. – 24 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

8. Парамонов, В. Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники [Текст] / В. Н. Парамонов. – Санкт-Петербург : Группа компаний «Геореконструкция», 2012. – 264 с.
9. Tsitsas G., Dimitriadi V., Zekkos D. and al. Dynamic compaction of collapsible soils – case study from a motorway project in Romania. Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburg, 2015, pp. 1487-1492.
10. Fu Z. Y., Jaksa M. B., Deng A. Quantifying the influence depth of dynamic compaction using the discrete element method. Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburg, 2015, pp. 3851-3856.
11. Kelm M., Grabe J. FE-simulation of soil compaction. Proc. XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Prague, 2003, Vol. 1, pp. 739-742.
12. Edip K., Garevski M., Sheshov V., Bojadjeva J. Numerical simulation of consolidation problem. Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburg, 2015, pp. 3847-3850.
13. Pak A., Shahir H., Ghassemi A. Behavior of dry and saturated soils under impact load during dynamic compaction. Proc. 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, 2005, pp. 1245-1248.
14. Zotsenko M., Vynnykov Y. Designing the compacted subsoil's using mathematical simulation method. Active Geotechnical Design in Infrastructure Development. Proc. of the XIIIth Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. Ljubljana, 2006, Vol. 2, pp. 385-390.

Ю. Л. ВИННИКОВ¹, Т. В. ЛИТВИНЕНКО^{2*}

¹ Кафедра «Автомобільних доріг, геодезії, землеустрою та сільських будівель», Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, проспект Першотравневий, 24, Полтава, Україна, 36011, тел. +38 (099) 292 96 94, ел. пошта vynnykov@yandex.ru, ORCID 0000-0003-2164-9936

^{2*} Кафедра «Автомобільних доріг, геодезії, землеустрою та сільських будівель», Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, проспект Першотравневий, 24, Полтава, Україна, 36011, тел. +38 (099) 413 59 99, ел. пошта tatiana.jasmine.litvinenko@mail.ru, ORCID 0000-0002-4747-3353

КОРЕКТНІ УМОВИ МОДЕЛЮВАННЯ МСЕ ПРОЦЕСУ УЩІЛЬНЕННЯ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТІВ У СКЛАДІ ДОРОЖНІХ НАСИПІВ

Мета. Рішення просторових задач методом скінченних елементів (МСЕ) з використанням пружно-пластичних моделей ґрунту доводять можливість коректного моделювання його ущільнення, але невирішеним поки є питання апробації цих рішень для моделювання процесу ущільнення глинистих ґрунтів у складі дорожнього насипу за умови забезпечення їх тривалої міцності. **Методика.** Для моделювання процесу пошарового ущільнення глинистих ґрунтів у складі дорожнього насипу використано добре апробований програмний комплекс «PRIZ-Pile», у якому реалізоване рішення вісесиметричної задачі МСЕ кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці з представленням ґрунту ізотропним чи ортотропним середовищем. **Результати.** Після чисельного моделювання було виконано трьохчинниковий аналіз впливу на середнє значення щільності скелету ґрунту в ущільненому шарі початкової щільності скелету глинистого ґрунту в межах шару після його відсипання та розрівнювання, початкової товщини відсипаного та спланованого до горизонтального рівня ЗП грейдером чи бульдозером шару, зниження поверхні цього шару ґрунту під котком. З високими значеннями статистичних показників отримано емпіричне рівняння взаємозв'язку між щільністю скелету глинистого ґрунту в кожному ущільненому шарі та вказаними вище показниками. **Наукова новизна.** Встановлено нові коректні умови моделювання МСЕ у фізично та геометрично нелінійній постановках процесу пошарового ущільнення глинистих ґрунтів у складі дорожніх насипів, за якими проектувальник отримує щільність скелету ґрунту та модуль його деформації. **Практична значимість.** Визначено оптимальну вологість пиловатих суглинків для їх пошарового ущільнення в залежності від проектної величини щільності скелета ґрунту в межах дорожнього насипу та числа пластичності ґрунту.

Ключові слова: глинисті ґрунти; дорожній насип; щільність скелету ґрунту; ущільнення ґрунтів; моделювання МСЕ

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Ю. Л. ВИННИКОВ¹, Т. В. ЛИТВИНЕНКО^{2*}

^{1*} Кафедра «Автомобильных дорог, геодезии, землеустройства и сельских зданий», Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, проспект Первомайский, 24, Полтава, Украина, 36011, тел. +38 (099) 292 96 94, эл. почта vunnykov@yandex.ru, ORCID 0000-0003-2164-9936

^{2*} Кафедра «Автомобильных дорог, геодезии, землеустройства и сельских зданий», Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, проспект Первомайский, 24, Полтава, Украина, 36011, тел. +38 (099) 413 59 99, эл. почта tatiana.jasmine.litvinenko@mail.ru, ORCID 0000-0002-4747-3353

КОРРЕКТНЫЕ УСЛОВИЯ МОДЕЛИРОВАНИЯ МКЭ ПРОЦЕССА УПЛОТНЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В СОСТАВЕ ДОРОЖНЫХ НАСЫПЕЙ

Цель. Решение пространственных задач методом конечных элементов (МКЭ) с использованием упруго-пластических моделей грунта доказывает возможность корректного моделирования его уплотнения, но нерешенным пока является вопрос апробации этих решений для моделирования процесса уплотнения глинистых грунтов в составе дорожной насыпи при условии обеспечения их длительной прочности. **Методика.** Для моделирования процесса послойного уплотнения глинистых грунтов в составе дорожной насыпи использован хорошо апробированный программный комплекс «PRIZ-Pile», в котором реализовано решение осесимметрической задачи МКЭ шагово-итерационными методами в физически и геометрически нелинейной постановке с представлением грунта изотропной или ортотропной средой. **Результаты.** После численного моделирования был выполнен трехфакторный анализ влияния на среднее значение плотности скелета грунта в уплотненном слое начальной плотности скелета глинистого грунта в пределах слоя после его отсыпания и разравнивания, начальной толщины отсыпанного и спланированного к горизонтальному уровню 3П грейдера или бульдозера слоя, снижения поверхности этого слоя грунта под катком. С высокими значениями статистических показателей получено эмпирическое уравнение взаимосвязи между плотностью скелета глинистого грунта в каждом уплотненном слое и указанными выше показателями. **Научная новизна.** Установлены новые корректные условия моделирования МКЭ в физически и геометрически нелинейной постановке процесса послойного уплотнения глинистых грунтов в составе дорожных насыпей, по которым проектировщик получает плотность скелету грунта и модуль его деформации. **Практическая значимость.** Определена оптимальная влажность пилеватых суглинков для их послойного уплотнения в зависимости от проектной величины плотности скелета грунта в пределах дорожной насыпи и числа пластичности грунта.

Ключевые слова: глинистые грунты; дорожная насыпь; плотность скелета грунта; уплотнение грунтов; моделирование МКЭ

REFERENCES

1. Vynnykov Ju. L. *Matematychnye modeljuvannja vzajemodiji fundamentiv z ushhilnjenymy osnovamy pry jikh zvedenni ta nastupnij roboti* [Mathematical design of co-operation of foundations with compact bases at their report and following work]. Poltava, PolNTU imeni Jurija Kondratjuka, 2016. 280 p.
2. DBN V.2.1-10-2009. *Obyekty budivnytstva ta promyslova produktsiya budivelnogo pryznachennja. Osnovy ta fundamenti budynkiv i sporud. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennja proektuvannja*. [State Standard V.2.1-10-2009. Objects of construction and industrial products for construction purposes. Bases and foundations of buildings and structures. Bases and foundations of buildings. Basic design requirements], Kyiv, Minrehionbud Ukrainy Publ., 2009. 107 p.
3. *Inzhenerna gheologhija. Mekhanika gruntiv, osnovy i fundamenti* [Mechanics of soils, bases and foundations]. Poltava, PNTU, 2004. 568 p.
4. Klovanych S.F. *Metod konechnykh elementov v nelineynykh zadachakh inzhenernoy mekhaniki* [Finite elements method in the nonlinear tasks of engineering mechanics]. Zaporozhe, IPO «Zaporozhe», 2009. 400 p.
5. Kostochka N. A. *Proghnoz deformacij osnov na bazi kompresijnykh vyprobuvanj gruntiv*. Avtoreferat Diss. [Prognosis of bases deformations on the base of compression tests of soils Author's abstract.]. Poltava, 2015. 22 p.
6. Lobacheva N. G., Petrakov A. A. *Izmenenie raschetnykh parametrov grunta osnovaniya pri ispolzovanii metoda uplotnyayushchikh davlenij* [Change of calculation parameters of foundation soil at the use of making method of the compact pressures]. *Stroitelnye konstruksii* [Building constructions], 2004, issue 61, Vol. 2, pp. 59-63.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

7. Lopan R. M. *Vzajemov'jazok fizyko-mekhanichnykh kharakterystyk gruntiv pishhanykh podushok z parametramy jikh ukochuvannja*. Avtoreferat Diss. [Intercommunication of physical and mechanical descriptions of sandy pillows soils with the parameters of their rolling Author's abstract.]. Odesa, 2012. 24 p.
8. Paramonov V. N. *Metod konechnykh elementov pri reshenii nelineynykh zadach geotekhniki* [Finite elements method at the decision of nonlinear geotechnical tasks]. Saint Petersburg, Company's Group «Georekonstruktsiya», 2012. 264 p.
9. Tsitsas G., Dimitriadi V., Zekkos D. and al. Dynamic compaction of collapsible soils – case study from a motorway project in Romania. *Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. Edinburg, 2015, pp. 1487-1492.
10. Fu Z. Y., Jaksa M. B., Deng A. Quantifying the influence depth of dynamic compaction using the discrete element method. *Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. Edinburg, 2015, pp. 3851-3856.
11. Kelm M., Grabe J. FE-simulation of soil compaction. *Proc. XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Prague, 2003, Vol. 1, pp. 739-742.
12. Edip K., Garevski M., Sheshov V., Bojadjeva J. Numerical simulation of consolidation problem. *Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. Edinburg, 2015, pp. 3847-3850.
13. Pak A., Shahir H., Ghassemi A. Behavior of dry and saturated soils under impact load during dynamic compaction. *Proc. 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Osaka, 2005, pp. 1245-1248.
14. Zotsenko M., Vynnykov Y. Designing the compacted subsoil's using mathematical simulation method. *Active Geotechnical Design in Infrastructure Development. Proc. of the XIIIth Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering*. Ljubljana, 2006, Vol. 2, pp. 385-390

Prof. V. D. Petrenko, Dr. Sc (Technical, Ukraine) and prof. Tiutkin O. L., Dr. Sc (Technical, Ukraine) recommended this article to be published.

Received: Sept. 01, 2016.

Accepted: Sept. 26, 2016.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

UDC 324.131.67:622.23/.24:[624.131.63]

A. MENEYLYUK^{1*}, A. PETROVSKYI², A. BORISOV³, I. BABIJ⁴

^{1*} Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 4 Didrihson st., Odessa, Ukraine, 65029, tel. +38 (048) 723 61 51, e-mail pr.mai@mail.ru, ORCID 0000-0002-1007-309X

² Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 4 Didrihson st., Odessa, Ukraine, 65029, e-mail paf2012@ukr.net, ORCID 0000-0001-9548-1959

³ Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 4 Didrihson st., Odessa, Ukraine, 65029, tel. +38 (094) 949 20 83, e-mail etinvest@gmail.com, ORCID 0000-0001-6930-3243

⁴ Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 4 Didrihson st., Odessa, Ukraine, 65029, tel. +38 (094) 997 09 69, e-mail igor_babiy76@mail.ru, ORCID 0000-0001-8650-1751

DEPENDENCE OF SOIL HYDRAULIC CONDUCTIVITY OF THE ADOPTED TECHNOLOGICAL SOLUTIONS

Purpose. The aim of this study is to construct experimental and statistical dependencies filtration coefficient of the protected ground, formed by means of horizontal directional drilling, from technological factors.

Methodology. Synthesis, analysis, mathematical methods. **Findings.** Analytical and image filtering coefficient depending on soil following technological factors: duration of injection, which is created using impervious screen bentonite powder concentration per unit volume of hardening mortar, and the discharge pressure (discharge) of the solution into soil. **Originality.** The regularities of the influence of technological factors (pressure, injection time and the characteristics of injection solutions) on the screen filtration coefficient. **Practical value.** The practical significance of the results is the development of new technologies to protect the underground space from pollution in soils with solids and lack of impermeable layer on the depth attainable.

Keywords: impervious protective screens; horizontal directional drilling; bentonite; soil filtration coefficient; Experimental statistical modeling

Introduction

Analysis of the problems arising from the disposal of the consequences of the Chernobyl accident showed that the scale of the impact and the necessary of financial and technical resources are playing a dominant role in the localization of pollution and in the reduction of emission of radioactive substances into the environment [1, 2]. The arrangement of anti-contagious protective shields by horizontal directional drilling method can be used for protection of groundwater from migration of contaminants. Numerous methods help to build the impervious underground shields, but their analysis showed low economic and environmental performance. According to these criteria, the use of horizontal directional drilling is preferred. The present study has a social significance, as it will allow protecting the population from the consequences of contamination by radionuclide contaminated water.

The analysis of the literature

As a result of the analysis of known sources on the subject it is concluded that the existing methods

of the anti-contagious shields arrangement are not effective for the localization of radioactive waste [3-11]. In recent years, several attempts were made to develop an efficient technology for such works [7-9], but the use of horizontal directional drilling for groundwater protection shields can be more promising from an economic or technological perspective.

The purpose and objectives of the study

The aim of the study is to construct experimental and statistical dependencies of soil filtration coefficient of the shield, formed by horizontal directional drilling, from technological factors. In accordance with the purpose of the following research several objectives were formulated:

1. To carry out the laboratory research of arrangement of protective shield by horizontal directional drilling with varying technological parameters of mortar injection.

2. To build the experimental statistical dependencies of shield filtration coefficient from technological factors by regression analysis of laboratory

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

results with the help of «Compex» software [12, 13].

3. To determine the nature and extent of the influence of technological factors on the filtration rate of shield made by injection.

Algorithm of the study is shown below:

1. Statement of research problem.
2. Substantiation of work areas.
3. Analysis of the known sources on the research subject.
4. Development of methods for solving the problems and the creation of the necessary laboratory equipment.
5. Obtaining experimental data to study the parameters of technological modes of injection.
6. Processing and analysis of the experimental results.

Main part

Since the main feature of impervious screen is its hydrophobicity, which is ability not to let through the groundwater, it was decided to use such a key indicator of physical characteristic of soil as a filtration coefficient.

The modern technology of horizontal directional drilling was combined with injection process, which allows forming impervious horizontal shields for contaminated sites. To simulate this, the laboratory bench was produced which shows section perpendicular to the drill axis, wherein an injection mortar is distributed at different distance away from the input under the influence of the operating parameters. Singling out the middle part of the section, you can get an idea about the nature of soil filtration coefficient change.

The factors that have the greatest impact on the indicator have been identified:

X_1 – bentonite powder concentration per unit of volume of hardening mortar, which changes a sandy soil filtration property. This factor is important because the bentonite-containing mortar prevents the penetration of contaminated water through injected ground. Considering this, the concentration of the bentonite should be sufficient to form the shield, which has a maximum capacity of hydrophobicity. However, there is a limiting factor – viscosity of the injection mortar, which affects the penetration of material into the gaps between the fine particles of a sandy ground. According to sources considered, the permissible viscosity for

clay and cement mortars is between 26 and 43 sec. The viscosity was determined by viscometer "Marsh Funnel" with volume of 1000 ml.

X_2 – discharge pressure (supply) of injection mortar in the base soil. Discharge pressure affects the range of injection mortar spread in soil. This factor is very important in economic terms, as modern industrial pumps can achieve more than 100 bar pressures, at the same time allowing you to increase the distance between the horizontally drilled wells, which reduces the cost of the project.

X_3 – the duration of mortar supply, by which a shield is formed. Time factor could allow establishing a direct proportional relationship between the injection time and the concentration of active substances which affects the properties of impervious soil shield.

Laboratory bench, which simulates the spread of an injection mortar in the injected soil area, has been used in experimental studies. Under the influence of variable combinations of technological parameters the injection mortar forms a model of the protective shield with the different let-through ability.

Measuring the value of soil filtration coefficient in a certain section of the laboratory bench helps to determine dependency of the impervious properties of the shield from the factor combination used.

The processing of the received experimental results (Tab. 1) is performed by regression analysis method using «Compex» software [12, 13].

As a result of this analysis the experimental statistical model of filtration rate dependence from technological parameters of shield arrangement was built (form. 1).

$$\begin{aligned} \text{SFC (m. per day)} = & 0,105 + \bullet + 0,212 \\ & X_1^2 + 0,123 X_1 X_2 - 0,064 X_1 X_3 \\ & - 0,087 X_2 + \bullet + \bullet + \bullet + \bullet \end{aligned} \quad (1)$$

The factor impact estimations, deemed indistinguishable from zero, are marked by points in this formula.

Fig. 1 shows the ranking of the degree of influence of variable factors on the indicator.

The greatest influence on the filtration coefficient in the area of maximum indicator values has two factors in approximately the same degree: the concentration of bentonite powder and discharge pressure of mortar. At the same time, the duration of mortar supply does not play such a significant role in the change of the indicator.

Table 1

The plan and the results of experimental laboratory studies

No	Full-scale variables			Coded variables			Soil filtration coefficient (SFC), meter per day
	X_1	X_2	X_3	X_1	X_2	X_3	
	Bentonite powder concentration grams per liter	Discharge pressure of mortar, atm.	Duration of mortar supply, min.	Bentonite powder concentration grams	Discharge pressure of mortar, atm.	Duration of mortar supply, min.	
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	70	5	110	1	1	1	0,37114
2.	70	5	10	1	1	-1	0,26929
3.	70	2	110	1	-1	1	0,21114
4.	10	5	110	-1	1	1	0,07526
5.	70	2	10	1	-1	-1	0,40124
6.	10	5	10	-1	1	-1	0,08985
7.	10	2	110	-1	-1	1	0,80065
8.	10	2	10	-1	-1	-1	0,36041
9.	70	3	60	1	-0,33	0	0,34387
10.	10	3	60	-1	-0,33	0	0,29899
11.	40	5	60	0	1	0	0,15554
12.	40	2	60	0	-1	0	0,08977
13.	40	3	110	0	-0,33	1	0,14669
14.	40	3	10	0	-0,33	-1	0,17049
15.	40	3	60	0	-0,33	0	0,04775

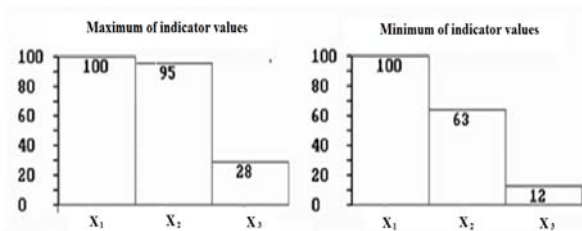


Fig. 1. Ranking the impact of variable factors on the indicator (soil filtration coefficient)

In the area minimum indicator values, where the dependencies are the most significant, the degree of influence of the discharge pressure decreased slightly. The degree of the time factor influence in the considered factor space has decreased to the limits that are not significant from an engineering point of view.

These rankings can be interpreted as follows:

– Bentonite concentration in the mortar plays a most important role for the following reasons: the conditions of the experiments carried out have enabled the most complete way to explore this relationship in the framework of selected factor space, which is confirmed by the nature of the graph shown in Fig. 2; composition of the mortar does play a major role in the arrangement of protective shields.

– From a physical point of view, the degree of influence of pressure on impervious properties is quite high, as the supply pressure of the mortar directly affects the amount of bentonite injected into the soil.

– Duration of mortar supply factor is not significant from an engineering point of view on the role of the monitoring indicator within the selected experimental conditions.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Fig. 2 shows graphs of the indicator from each of variable factors.

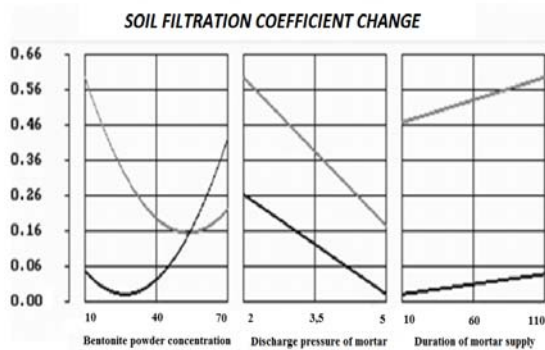


Fig. 2. Curves of the indicator dependences from the factors

The nature of the graph of the soil filtration coefficient from bentonite concentration can be called close to parabolic. In this case, the extremum of this curve is vividly shown and is within $X_1 = (0,4...0,5)$ in minimum indicator area, whereas it is within $X_1 = (0,6, 0,7)$ in maxima zone. It can be said that for the conditions studied in the experiments, it was possible to identify the optimal conditions for bentonite powder concentration. When translating into full-scale parameters, the most effective mortar in the minima zone would contain the amount of bentonite within 22...25 grams per liter, in the area of the maxima – 58...61 grams per liter.

The dependence of soil filtration coefficient from the discharge pressure of mortar is inversely proportional. The angle of the line to the horizontal is sufficiently sharp, therefore we can assume that the data points belong to the parabolic nature of the curve with a peak, not included in considered factor space. In this case, used pressure values are not the highest possible from a technical point of view and may be adjusted upward during the further study.

The effect of duration of mortar supply on the indicator value is directly proportional. Limits of soil filtration coefficient changes are quite small for time variation, so you can conclude that the dependency, which follows from the obtained data, is not enough meaningful from an engineering point of view. However, under natural conditions, long duration of injection will undoubtedly affect the soil filtration coefficient of the protective shield to the reduction. The reason for this discrepancy may be due to imperfect experimental conditions.

Nature of the dependence obtained in the zone of high and low values of indicator are close. It should be noted that dependences obtained in the zone of the low values of indicator must be taken as highly significant. This is due to the ultimate goal of the experiments which is to determine the conditions under which the soil filtration coefficient of the anti-contagious shield will meet the specified conditions for water-proof resistance.

Originality

Defined patterns of influence of technological factors (supply pressure, injection time and the characteristics of injection solutions compositions) on the screen filtration coefficient.

Practical value

The practical significance of the results is the development of technologies for new methods of protection against contamination of underground space in the absence of water pressure in the soil with the solids from the use of injection technology.

Conclusions

Conducted laboratory tests allowed determination of the soil filtration values at different levels of technological factors values.

1. Experimental statistical dependency built by regression analysis has allowed determination the nature and extent of the influence of technological factors on the filtration rate of protective shield.

2. The biggest impact on the index has bentonite concentration in the injection mortar and the discharge pressure of mortar. Thus the optimum amount of bentonite is at the level of 22...25 grams per liter and the maximum allowed pressure of the discharge. Duration of mortar supply does not noticeably affect the indicator for the chosen experimental conditions.

REFERENCES

1. Алимов, А. Г. Противофильтрационная защита каналов и водоемов [Текст] / А. Г. Алимов // Гидротехническое строительство. – 2008. – № 4. – С. 36-42.
2. Чернобыльская катастрофа [Текст] / НАН України: гол. ред. Баряхтар В. Г. – Київ : Наук. думка, 1995. – 560 с.
3. Бойко, Г. А. Применение тонких противофильтрационных диафрагм в условиях Белоруссии [Текст] / Г. А. Бойко, Г. Г. Азбель,

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- Г. Н. Никольская // Строительство и архитектура Белоруссии. – 1980. – № 4. – С. 31.
4. Бунтман, А. Д. Об использовании противофильтрационных завес для защиты котлованов от притока грунтовых вод [Текст] / А. Д. Бунтман // Энергетическое строительство. – 1978. – № 2. – С. 86-87.
 5. Завальный, А. П. Мероприятия по охране подземных вод при эксплуатации накопителей промышленных отходов [Текст] / А. П. Завальный // Вісник Харківського національного університету імені В. М. Карамзіна. – Харків, 2013. – № 1084. – С. 217-223.
 6. Пат. 2015248 С1 Российская Федерация, МПК5 Е 02 Д 3/12. Способ создания противофильтрационной завесы в лессовом грунте [Текст] / В. И. Осипов, С. Д. Филимонов, Б. Н. Мельников, Е. В. Кайль. – Заявл. 27.12.91; опубл. 30.06.94.
 7. Пат. 2206663 С1 Российская Федерация, МПК7 Е 02 Д 5/56, 5/20, 7/22. Способ возведения ограждающей противофильтрационной инженерно-защитной конструкции (варианты) [Текст] / А. Н. Басиев, М. В. Зелов, А. Г. Икусов. – Заявл. 21.12.2001; опубл. 20.06.2003.
 8. Пат. 2347034 С1 Российская Федерация, МПК Е 02 В 3/16. Способ защиты водных ресурсов с помощью горизонтальных (межпластовых) противофильтрационных завес и технология их сооружения [Текст] / Ю. В. Пономаренко, А. А. Изотов, В. С. Кузькин, Н. А. Клименко. – Заявл. 30.07.2007; опубл. 20.02.2009, Бюл. № 5.
 9. Пат. 2375580 С1 Российская Федерация, МКИ Е 21 F 17/00, Е 02 D 31/00. Способ сооружения подземной непроницаемой завесы [Текст] / М. Н. Климентов, А. Н. Петин, С. В. Сергеев, В. С. Дрямов, Ю. В. Пономаренко. – Заявл. 01.08.2008; опубл. 10.12.2009, Бюл. № 8.
 10. Пат. 2316068 С1 Российская Федерация, МПК G 21 F 9/20. Способ защиты природных вод от радиоактивных и токсичных веществ из хранилищ жидких отходов [Текст] / Е. В. Захарова, Е. П. Каймин, Л. И. Константинова, А. А. Зубков и др. – Заявл. 16.03.2006; опубл. 27.01.2008.
 11. Пат. 2211283 С1 Российская Федерация, МПК7 Е 02 Д 5/56, 5/20, 7/22. Способ возведения противофильтрационной инженерно-защитной конструкции [Текст] / А. Н. Басиев, М. В. Зелов, А. Г. Икусов. – Заявл. 21.12.2001; опубл. 27.08.2003.
 12. Вознесенский, В. А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях [Текст] / В. А. Вознесенский. – 2-ое изд. – Москва : Финансы и статистика, 1981. – 263 с.
 13. Вознесенский, В. А. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ [Текст] / В. А. Вознесенский, Т. В. Ляшенко, Б. Л. Огарков. – Київ : Вища школа, 1989. – 327 с.

О. І. МЕНЕЙЛЮК^{1*}, А. Ф. ПЕТРОВСЬКИЙ², О. О. БОРИСОВ³, І. Н. БАБІЙ⁴

^{1*} Кафедра технології будівельного виробництва, Одеська державна академія будівництва та архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел. +38 (048) 723 61 51, ел. пошта pr.mai@mail.ru, ORCID 0000-0002-1007-309X

² Кафедра технології будівельного виробництва, Одеська державна академія будівництва та архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029, ел. пошта raf2012@ukr.net, ORCID 0000-0001-9548-1959

³ Кафедра технології будівельного виробництва, Одеська державна академія будівництва та архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел. +38 (094) 949 20 83, ел. пошта etinvest@gmail.com, ORCID 0000-0001-6930-3243

⁴ Кафедра технології будівельного виробництва, Одеська державна академія будівництва та архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел. +38 (094) 994 09 69, ел. пошта igor_babiy76@mail.ru, ORCID 0000-0001-8650-1751

ЗАЛЕЖНІСТЬ КОЕФІЦІЄНТА ФІЛЬТРАЦІЇ ҐРУНТУ ВІД ПРИЙНЯТИХ ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ

Мета. Метою даного дослідження є побудова експериментальних і статистичних залежностей коефіцієнта фільтрації захисного екрану, утвореного за допомогою горизонтально-спрямованого буріння, від технологічних факторів. **Методика.** Синтез, аналіз, математичні методи. **Результати.** Аналітичні і графічні залежності коефіцієнта фільтрації ґрунту від наступних технологічних факторів: тривалість ін'єкції, за допомогою якої створюється протифільтраційний екран, концентрація бентонітового порошку на одиницю об'єму твердіння будівельного розчину і тиску нагнітання (подачі) цього розчину в ґрунт. **Наукова новизна.** Визначено закономірності впливу технологічних факторів (тиск, час ін'єкції та характеристики розчинів для ін'єкції) на коефіцієнт фільтрації екрану. **Практична значимість.** Практичної значимістю результатів є

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

розробка нової технології захисту підземного простору від забруднення в ґрунтах з твердими включеннями і відсутністю водотривкого шару на досяжній глибині.

Ключові слова: протифільтраційні захисні екрани; горизонтально-спрямоване буріння; бентоніт; коефіцієнт фільтрації ґрунту; експериментально-статистичне моделювання

А. И. МЕНЕЙЛЮК^{1*}, А. Ф. ПЕТРОВСКИЙ², А. А. БОРИСОВ³, И. Н. БАБИЙ⁴

^{1*} Кафедра технологии строительного производства, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона, 4, Одесса, Украина, 65029, тел. +38 (048) 723 61 51, эл. почта pr.mai@mail.ru, ORCID 0000-0002-1007-309X

² Кафедра технологии строительного производства, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона, 4, Одесса, Украина, 65029, эл. почта raf2012@ukr.net, ORCID 0000-0001-9548-1959

³ Кафедра технологии строительного производства, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона, 4, Одесса, Украина, 65029, тел. . +38 (094) 949 20 83, эл. почта etinvest@gmail.com, ORCID 0000-0001-6930-3243

⁴ Кафедра технологии строительного производства, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона, 4, Одесса, Украина, 65029, тел. +38 (094) 994 09 69, эл. почта igor_babiy76@mail.ru, ORCID 0000-0001-8650-1751

ЗАВИСИМОСТЬ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ ГРУНТА ОТ ПРИНЯТЫХ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ

Цель. Целью данного исследования является построение экспериментальных и статистических зависимостей коэффициента фильтрации защитного экрана, образованного при помощи горизонтально-направленного бурения, от технологических факторов. **Методика.** Синтез, анализ, математические методы. **Результаты.** Аналитические и графические зависимости коэффициента фильтрации грунта от следующих технологических факторов: продолжительность инъекции, с помощью которой создается противофильтрационный экран, концентрация бентонитового порошка на единицу объема твердения строительного раствора и давления нагнетания (подачи) этого раствора в грунт. **Научная новизна.** Определены закономерности влияния технологических факторов (давление, время инъекции и характеристики растворов для инъекций) на коэффициент фильтрации экрана. **Практическая значимость.** Практической значимостью результатов является разработка новой технологии защиты подземного пространства от загрязнения в грунтах с твердыми включениями и отсутствием водоупорного слоя на достигаемой глубине.

Ключевые слова: противофильтрационные защитные экраны; горизонтально-направленное бурение; бентонит; коэффициент фильтрации почвы; экспериментальное статистическое моделирование.

REFERENCES

1. Alimov A. G. Protivofiltratsionnaya zashchita kanalov i vodoemov [Protection impervious canals and reservoirs]. *Gidrotekhnicheskoe stroitelstvo – Hydraulic engineering*, 2008, no. 4, pp. 36-42.
2. *Chernobyl'skaya katastrofa* [Chernobyl disaster]. NAN Ukraine. gol. red. Barjahtar V. G. Kyjiv, Naukova dumka Publ., 1995. 560 p.
3. Boyko G. A., Azbel G. G., Nikolskaya G. N. Primenenie tonkikh protivofiltratsionnykh diafragm v usloviyakh Belorussii [The use of thin anti-filtration diaphragms in the conditions of Belarus]. *Stroitelstvo i arkhitektura Belorussii – Construction and Architecture of Belarus*, 1980, no. 4, p. 31.
4. Butman A. D. Ob ispolzovanii protivofiltratsionnykh zaves dlya zashchity kotlovanov ot pritoka gruntovykh vod [On the use of impervious curtain to protect the pits from groundwater inflow]. *Energeticheskoe stroitelstvo – Power Engineering construction*, 1978, no. 2, pp. 86-87.
5. Zavalniy A. P. Meropriyatiya po okhrane podzemnykh vod pri ekspluatatsii nakopiteley promyshlennykh otkhodov [Measures to protect groundwater in the operation of industrial waste storage]. *Visnik Kharkivskogo natsionalnogo universitetu imeni V. M. Karamzina* [Bulletin of Kharkiv National University named V. N. Karamzin], 2013, no. 1084, pp. 217-223.
6. Osipov V. I., Filimonov S. D., Melnikov B. N., Kayl Ye. V. *Sposob sozdaniya protivofiltratsionnoy zavesy v lessovom grunte* [A method for creating grout curtain in the loess soils] Patent 2015248 S1 RF, MPK5 E 02 D 3/12

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

7. Basiev A. N., Zelov M. V., Ikusov A. G. *Sposob vozvedeniya ograzhdayushchey protivofiltratsionnoy inzhenerno-zashchitnoy konstruktsii (varianty)* [A method of erecting fencing of an anti-protection engineering design (options)] Patent 2206663 S1 RF, MPK7 E 02 D 5/56, 5/20, 7/22
8. Ponomarenko Yu. V., Izotov A. A., Kuzkin V. S., Klimenko N. A. *Sposob zashchity vodnykh resursov s pomoshchyu gorizontalnykh (mezhplostovykh) protivofiltratsionnykh zaves i tekhnologiya ikh sooruzheniya* [The method of water resources protection by horizontal (interstratal) impervious veils and the technology of their construction] Patent 2347034 S1 RF, MPK E 02 V 3/16
9. Klimentov M. N., Petin A. N., Sergeev S. V., Dryamov V. S., Ponomarenko Yu. V. *Sposob sooruzheniya podzemnoy neproniyaemoy zavesy* [A method of construction of an underground impermeable curtains] Patent 2375580 S1 RF, MKI E 21 F 17/00, E 02 D 31/00
10. Zaharova E. V., Kaymin E. P., Konstantinova L. I., Zubkov A. A. *Sposob zashchity prirodnykh vod ot radioaktivnykh i toksichnykh veshchestv iz khranilishch zhidkikh otkhodov* [A method of protecting natural water from radioactive and toxic substances from the storage of liquid waste] Patent 2316068 S1 RF, MPK G 21 F 9/20
11. Basiev A. N., Zelov M. V., Ikusov A. G. *Sposob vozvedeniya protivofiltratsionnoy inzhenerno-zashchitnoy konstruktsii* [The method of erection of an anti-protection engineering design] Patent 2211283 S1 RF, MPK7 E 02 D 5/56, 5/20, 7/22
12. Voznesenskiy V. A. *Statisticheskie metody planirovaniya eksperimenta v tekhniko-ekonomicheskikh issledovaniyakh* [Statistical methods for experiment planning in technical and economic studies]. Moscow, Finansy i statistika Publ., 1981. 263 p.
13. Voznesenskiy V. A., Lyashenko T. V., Ogarkov B. L. *Chislennyye metody resheniya stroitelno-tekhnologicheskikh zadach na EVM* [Numerical methods for solving construction and technological problems on a computer]. Kyjiv, Vyshha shkola, 1989. 327 p.

Prof. V. A. Halushko, D. Sc. (Technical, Ukraine) and Prof. V. D. Petrenko, D. Sc. (Technical, Ukraine) recommended this article to be published.

Received: Sept. 01, 2016.

Accepted: Sept. 26, 2016.

Наукове видання

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Збірник наукових праць
Дніпропетровського
національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

Випуск 9

(українською, російською та англійською мовами)

Свідчення про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації
КВ № 17811-6661Р від 27.04.2011 р. видане Міністерством юстиції України

Відповідальний за випуск В. Д. Петренко
Комп'ютерне верстання В. І. Соломка

Статті в збірнику друкуються в авторській редакції

Формат 60 × 84 ¹/₈. Ум.друк.арк. 9,42. Тираж 100 пр. Зам. № ____.

Дніпропетровський національний університет залізничного
транспорту імені академіка В. Лазаряна

Адреса видавця та дільниці оперативної поліграфії:
вул. Лазаряна, 2, м. Дніпропетровськ-10, 49010, Україна
Тел.: +38 (056) 233-58-12

E-mail: kafnost@mt.diiit.edu.ua

Свідчення суб'єкта видавничої справи ДК № 1315 від 31.03.2003.

