

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ,
МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ



МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

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

Випуск 1

2012

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ 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 1

Дніпропетровськ
2012

УДК 624.21 + 624.19(066)

ББК 39.2

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 06.02.2012 р., протокол № 6

Редакційна колегія:

головний редактор – доктор технічних наук *О. М. Пішійко*
заступник головного редактора – доктор технічних наук *О. С. Распопов*
відповідальний секретар – кандидат технічних наук *В. І. Соломка*

Члени редакційної колегії:

доктори технічних наук *М. І. Казакевич, В. Д. Петренко, М. І. Нетеса, Й. Й. Лучко, А. В. Радкевич, А. І. Лантух-Лященко, В. В. Кулябко, А. А. Плугін*
кандидат технічних наук *О. Л. Тютюкин*

Д 54 **Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика :** Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Вип. 1. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2012. – 131 с.
ISSN 2227-1252

У статтях висвітлені наукові дослідження, виконані авторами в Дніпропетровському національному університеті залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна та інших організаціях. Статті присвячені вирішенню актуальних питань з 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 науково-дослідних організацій, викладачів вищих навчальних закладів, докторантів, аспірантів, магістрантів та інженерно-технічних працівників.

УДК 624.21 + 624.19(066)
ББК 39.2

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 научно-исследовательских организаций, преподавателей высших учебных заведений, докторантов, аспирантов, магистрантов и инженерно-технических работников.

ISSN 2227-1252

© Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн.
трансп. ім. акад. В. Лазаряна, оригінал-макет, 2012

ЗМІСТ

В. Е. АРТЕМОВ, А. С. РАСПОПОВ (ДИИТ) ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ СИСТЕМЫ УПРУГИХ И ТВЕРДЫХ ТЕЛ, МОДЕЛИРУЮЩИХ ЭЛЕМЕНТЫ МОСТА И ПОЕЗДА.....	5
Г. Є. ГУСЛИСТА (ПДАБА, Дніпропетровськ), Д. О. БАННИКОВ (ДІПТ) ТЕСТУВАННЯ МЕТОДИКИ СПІЛЬНОГО СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ СИСТЕМИ «СПОРУДА – ҐРУНТОВИЙ МАСИВ»	10
Г. С. ЖЕЛЕЗНЯК (Днепрпроектстальконструкция), К. И. СОЛДАТОВ (ДИИТ) ИССЛЕДОВАНИЕ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ ИВАНЧИЦКОГО ВИАДУКА.....	15
В. Ф. КИРИЛЕНКО, Е. А. ПИНЧУК (Национальная академия природоохранного и курортного строительства, Симферополь), Е. Н. ТРАЧ (ДИИТ) НАПРЯЖЕНИЯ В ДВУСКАТНЫХ КОРОБЧАТЫХ БАЛКАХ В ЗОНАХ ПОПЕРЕЧНОГО И ЧИСТОГО ИЗГИБА	21
В. В. КОВАЛЕНКО, С. В. КОВАЛЕНКО (ЧП «Логия»), А. И. ВОВК (ОАО «Полипласт», Россия), Ю. Л. ЗАЯЦ (ДИИТ) ИССЛЕДОВАНИЕ СТРУКТУРЫ И СВОЙСТВ МИНЕРАЛЬНЫХ ДОБАВОК ДЛЯ БЕТОНОВ И СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСТВОРОВ.....	28
А. П. КРУКОВСКИЙ, В. В. КРУКОВСКАЯ (Институт геотехнической механики им. Н.С. Полякова, Днепропетровск) С. Д. ГРЕБЕНЮК (ЗАО «Донецксталь», Донецк) ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЗАГЛУБЛЕННЫХ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ ШАХТНОГО ВОДОСБОРА	33
Г. О. ЛИННИК (Укрзалізниця), В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКИН, І. М. ПЕТРІВСЬКА (ДІПТ) КОМПРЕСІЙНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЩЕБЕНЕВО-ҐРУНТОВОЇ СУМІШІ ДЛЯ ПОВТОРНОГО ЗАСТОСУВАННЯ	40
В. В. МАРОЧКА, Р. В. УЛЬЯНОВ (ДИИТ) ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА НЕРАЗРЕЗНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ КОРОБЧАТОГО СЕЧЕНИЯ.....	46
С. П. МИНЕЕВ, А. А. ПРУСОВА (ИГТМ НАН Украины), М. А. ВЫГОДИН (СК «МЛАД»), А. С. МИНЕЕВ (НГУ) ОСНОВНЫЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ПО ЭФФЕКТИВНОЙ РАЗГРУЗКЕ СМЕРЗШЕГОСЯ ГРУЗА ИЗ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ПОЛУВАГОНОВ	49
В. А. МИРОШНИК, С. В. КЛЮЧНИК, М. К. ЖУРБЕНКО (ДИИТ) ПРОБЛЕМЫ АВАРИЙНОСТИ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	55
Н. И. НЕТЕСА, Д. В. ПАЛАНЧУК (ДИИТ) ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЯ СО СБОРНО-МОНОЛИТНЫМ КАРКАСОМ.....	60
Н. А. НІКІФОРОВА (ДІПТ), А. Ю. ДРИЖЕНКО, І. Л. САФРОНОВ, В. І. СТЕЦЬОК (ДВНЗ НГУ) ВСТАНОВЛЕННЯ ПРИДАТНОСТІ ВИКОРИСТАННЯ ПОРІД РОЗКРИВУ БУРОВУГІЛЬНИХ КАР'ЄРІВ У БУДІВЕЛЬНІЙ ГАЛУЗІ.....	65
В. Д. ПЕТРЕНКО, В. Т. ГУЗЧЕНКО, О. Л. ТЮТЬКИН, А. М. М. АЛХДУР (ДІПТ), В. В. КОВАЛЕВИЧ (СЕП ПЛЮС) ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ НДС ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ПРИ МОДЕРНІЗАЦІЇ.....	69
В. Д. ПЕТРЕНКО, А. Л. ТЮТЬКИН (ДИИТ), В. И. ПЕТРЕНКО (Киевметрострой) ОБЗОР АНАЛИТИЧЕСКИХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ МЕТОДОВ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ МАССИВА И КРЕПИ	75
О. М. ПШІНЬКО, І. Д. ПАВЛОВ (ДІПТ), І. А. АРУТЮНЯН (Запорізька державна інженерна академія) ЛОГІСТИЧНІ СИСТЕМИ ФУНКЦІОНУВАННЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА НА ОСНОВІ ПІДТРИМКИ ЄДНОСТІ МОДЕЛЮЮЧИХ УМОВ	82
О. М. ПШІНЬКО, А. В. РАДКЕВИЧ, І. В. М'ЯКЕНЬКА (ДІПТ) АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ПІДХОДІВ ДО ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД.....	88
В. П. РЕДЧЕНКО (Дніпропетровський відділ ДерждорНД) ІДЕНТИФІКАЦІЯ ЛІНІЙНИХ ДИНАМІЧНИХ СИСТЕМ ШЛЯХОМ АНЛІЗУ ЇХ ВІЛЬНИХ КОЛИВАНЬ	93
Б. В. САВЧИНСКИЙ (ДИИТ) АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ.....	99
К. І. СОЛДАТОВ (ДІПТ) ДОСЛІДЖЕННЯ СТІЙКОСТІ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНЕНОГО СКЛАДЕНОГО СТЕРЖНЯ.....	101

В. І. СОЛОМКА, Б. Д. СУХОРУКОВ (ДІТ) АНАЛІЗ ПРИЧИН ПОНАДНОРМАТИВНОГО НАХИЛУ БАЛАНСІРІВ РУХОМИХ ОПОРНИХ ЧАСТИН ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ЗАЛІЗНИЧНОГО МОСТУ ЧЕРЕЗ РІЧКУ САКСАГАНЬ	108
Б. Д. СУХОРУКОВ (ДІИТ) ОБРАБОТКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ ИСПЫТАНИЙ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕДЛЕННО ДВИЖУЩЕЙСЯ НАГРУЗКОЙ	112
О. В. ХОМЕНЧУК, С. В. БОРЩЕВСКИЙ, В. В. ГОНЧАРЕНКО (Донецкий национальный технический университет) ВОЗВЕДЕНИЕ НАБРЫЗГБЕТОННОЙ КРЕПИ ВЗРЫВОМ	115
А. А. ЧУБ, (Запорожская государственная инженерная академия) ИССЛЕДОВАНИЕ МОРОЗОСТОЙКОСТИ, ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ БЕТОНА ОТ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ	120
А. Н. ШАШЕНКО, А. В. СОЛОДЯНКИН, М. А. ВЫГОДИН (Национальный горный университет, Днепропетровск) КОМПЛЕКСНОЕ РЕШЕНИЕ ВОПРОСОВ РАЗВИТИЯ ГОРОДА ДНЕПРОПЕТРОВСКА С УЧЕТОМ ОСВОЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА	126

В. Е. АРТЕМОВ, А. С. РАСПОПОВ (ДИИТ)

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ СИСТЕМЫ УПРУГИХ И ТВЕРДЫХ ТЕЛ, МОДЕЛИРУЮЩИХ ЭЛЕМЕНТЫ МОСТА И ПОЕЗДА

В роботі представлено алгоритм розрахунку сумісної динаміки взаємодіючої системи «міст – поїзд» на основі методів динаміки твердого тіла та методу скінчених елементів.

Ключові слова: міст, поїзд, динаміка, коливання, взаємодія, метод скінчених елементів

В работе представлен алгоритм расчета совместной динамики взаимодействующей системы «мост – поезд» на основе методов динамики твердого тела и метода конечных элементов.

Ключевые слова: мост, поезд, динамика, колебания, взаимодействие, метод конечных элементов

Theme of the article is the algorithm for joint dynamics system «bridge – train». Solution is based on the rigid body dynamics methods and finite element method.

Keywords: bridge, train, dynamics, vibrations, interaction, finite element method

Введение

Пролетные строения мостов практически всех систем содержат в своей основе стержневые элементы. Это балочные пролетные строения со сплошной стенкой, решетчатыми фермами, арочные, комбинированные, рамные, пролетные строения вантовых и висячих мостов и др. Вопросам проектирования и расчета металлических, железобетонных, сталежелезобетонных пролетных строений посвящены труды Н. Г. Бондаря, Г. Н. Яковлева, Е. Е. Гибшмана, А. А. Петропавловского, И. И. Казея, Н. Н. Богданова, Б. Ф. Лесохина, Г. К. Евграфова, С. А. Ильясевича, Н. Н. Стрелецкого, Е. О. Патона, К. Г. Протасова, П. М. Саламахи-на, М. М. Корнеева, Г. Б. Фукса, А. И. Лантух-Лященко, П. Н. Коваля и многих других ученых. Среди работ иностранных авторов следует выделить труды L. Fryba, C. O'Connel, W. F. Chen, S. Chatterjee и др.

Теория статического расчета мостов, как отдельных стержневых элементов, так и состоящих из них сложных пространственных конструкций, к настоящему времени разработана достаточно хорошо. Детально проработаны и изложены различные методы определения параметров напряженно-деформированного состояния системы (методы сил, перемещений, смешанный, метод конечных (МКЭ) и граничных (МГЭ) элементов). Рассмотрены вопросы работы системы в упругой и пластической стадиях, разработаны нормативные документы и практические рекомендации по прочностному анализу конструкций мостов с учетом различных факторов.

Однако, несмотря на обширный круг публикаций в области динамики стержневых систем, для отдельных типов мостов вопросы динамической работы продолжают оставаться актуальными. Как подчеркивают многие ученые, комплексный анализ сложной системы возможен только с привлечением различных научных методов и подходов, как аналитических, так и численных. Поэтому все чаще встречаются исследования, в которых при расчете колебаний успешно совмещаются методы механики твердого деформируемого и абсолютно твердого тела, элементы системного анализа, математической логики, теорий групп, графов, автоматов.

Среди фундаментальных работ иностранных авторов последних лет, посвященных вопросам динамики мостов, следует выделить монографию Y. B. Yang [1], в которой подведены итоги развития динамики мостов как отдельной области науки и детально рассмотрены существующие подходы к моделированию свободных и вынужденных колебаний пролетных строений железнодорожных мостов, в том числе расположенных на высокоскоростных линиях. Выделены характерные динамические свойства элементов конструкций и подвижного состава, приведены экспериментальные данные, подтверждающие теоретические исследования. В частности, авторы [1] рассматривают влияние на динамику системы «мост – поезд» таких факторов, как различные модели трения, неровности пути, демпфирующие свойства балласта, переходные режимы движения нагрузки и др. В большинстве представленных численных экспериментов используется анализ системы во временной области.

Цели работы

Данная статья является развитием работ [2-4], в основу которых положены модели третьей группы по классификации Ю. Пановко для динамически взаимодействующих систем «нагрузка – конструкция» [5]. Известно, что третья группа моделей не предполагает учета инерции нагрузки, поэтому, строго говоря, эта задача является задачей по учету одностороннего воздействия, а не взаимодействия объектов. В четвертой группе моделей учитываются инерционные свойства всех объектов – подвижной нагрузки и конструкции. Остановимся на ее рассмотрении применительно к балочным мостам и железнодорожному подвижному составу.

Сложность исследования совместной динамики моста и поезда определяется тем, что здесь мы имеем дело с системами двух типов – упругой и твердотельной. Балочный мост представляет собой деформируемую систему, расчет которой традиционно ведется методами строительной механики [6]; элементы подвижного состава традиционно рассчитывают как абсолютно твердые тела, взаимодействующие между собой посредством связей [7]. Таким образом, система «мост – поезд» является гибридной механической системой с различными физико-механическими, жесткостными, диссипативными характеристиками.

Математическая модель системы «мост – поезд»

Для такой системы решением задачи о совместной динамике во временной области является установление законов движения всех ее элементов. На данном этапе важно установить, какими методами будут рассчитаны элементы моста и поезда, и какие параметры при этом будут объединять эти расчеты. Отметим, что зачастую стержневые и балочные конструкции рассчитываются как континуальные системы. Это представление весьма эффективно при гармоническом анализе для определения спектра частот, однако существенно усложняет анализ во временной области, для которого более подходящим следует считать дискретное представление конструкции в виде сосредоточенных масс [8]. Важным обстоятельством здесь является и то, что дискретное представление является наиболее характерным для подвижного состава [9].

Таким образом, представим пролетное строение моста в виде системы безинерционных

упруго-вязких элементов, несущих сосредоточенные массы, а подвижной состав – в виде системы твердых тел, соединенных упруго-вязкими связями. С точки зрения механики сосредоточенные массы и твердые тела близки по своей сути, то же относится и к связующим их элементам (стержням, пружинам). В этом случае, закон движения каждого элемента, вне зависимости от того, какой подсистеме он принадлежит, может быть записан в следующем виде:

$$\begin{cases} ma_x = F_x; & J_x \varepsilon_x + (J_z - J_y) \omega_y \omega_z = M_x; \\ ma_y = F_y; & J_y \varepsilon_y + (J_x - J_z) \omega_z \omega_x = M_y; \\ ma_z = F_z; & J_z \varepsilon_z + (J_y - J_x) \omega_x \omega_y = M_z, \end{cases} \quad (1)$$

где m – масса элемента; $a_x \dots a_z$ – его линейные ускорения; $\varepsilon_x \dots \varepsilon_z$ – то же, угловые; $F_x \dots M_z$ – компоненты главного вектора внешних сил и моментов, действующих на элемент; $J_x \dots J_z$ – главные моменты инерции массы элемента; $\omega_x \dots \omega_z$ – угловые скорости элемента.

Все параметры, входящие в (1), должны быть определены относительно неинерциальной системы координат O_i , начало которой совпадает с центром тяжести элемента. Эту точку иногда называют «полюсом» тела [10], а триэдр осей системы O_i должен совпадать с осями эллипсоида инерции элемента.

Выражение (1) представляет собой систему нелинейных дифференциальных уравнений пространственного движения сосредоточенной массы моста или элемента конструкции подвижного состава. Каждое первое уравнение (1) характеризует поступательное движение элемента, второе – вращательное. Данная система уравнений содержит вторые дифференциалы перемещений (ускорения). Для удобства последующего интегрирования ее следует привести к системе с производными первого порядка. Отметим, что при таком переходе вдвое увеличивается количество уравнений (12 вместо 6):

$$\begin{cases} m\dot{v}_x = F_x; & J_x \dot{\omega}_x + (J_z - J_y) \omega_y \omega_z = M_x; \\ m\dot{v}_y = F_y; & J_y \dot{\omega}_y + (J_x - J_z) \omega_z \omega_x = M_y; \\ m\dot{v}_z = F_z; & J_z \dot{\omega}_z + (J_y - J_x) \omega_x \omega_y = M_z; \\ \dot{x} = v_x; & \dot{\phi}_x = \omega_x; \\ \dot{y} = v_y; & \dot{\phi}_y = \omega_y; \\ \dot{z} = v_z; & \dot{\phi}_z = \omega_z, \end{cases} \quad (2)$$

где $x \dots z, v_x \dots v_z$ – соответственно линейные перемещения и скорости элемента; $\varphi_x \dots \varphi_z$ – углы поворота элемента вокруг своего полюса.

Система уравнений (2) удобна для интегрирования численными методами относительно неизвестных перемещений и скоростей, например, методом Рунге-Кутты четвертого порядка точности [11, 12]:

$$y(t_0 + h) = y_0 + \frac{(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4)}{6}, \quad (3)$$

где t_0 – дискретный момент времени, характеризующий начало поиска решения на оси времени; h – шаг интегрирования; y_0 – начальное значение искомого решения; коэффициенты k определяются формулами

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= h \cdot f(x_0, y_0); \\ k_2 &= h \cdot f(x_0 + h/2, y_0 + k_1/2); \\ k_3 &= h \cdot f(x_0 + h/2, y_0 + k_2/2); \\ k_4 &= h \cdot f(x_0 + h, y_0 + k_3), \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

где f – функция, возвращающая результат аппроксимации производных правых частей:

$$f = \begin{bmatrix} F_x / m & (M_x - (J_z - J_y) \omega_y(t) \omega_z(t)) / J_x \\ F_y / m & (M_y - (J_x - J_z) \omega_z(t) \omega_x(t)) / J_y \\ F_z / m & (M_z - (J_y - J_x) \omega_x(t) \omega_y(t)) / J_z \\ v_x(t) & \omega_x(t) \\ v_y(t) & \omega_y(t) \\ v_z(t) & \omega_z(t) \end{bmatrix}. \quad (5)$$

В виду того, что нумерация сосредоточенных масс по длине моста, как правило, отличается от нумерации твердотельных элементов подвижного состава, целесообразно составить две независимые программные процедуры интегрирования (3), которые будут отдельно реализованы на компьютере для элементов моста и подвижного состава. Такие процедуры обычно именуются «решателями» (solver) [13]. Алгоритм работы решателя можно представить следующей схемой (рис. 1).

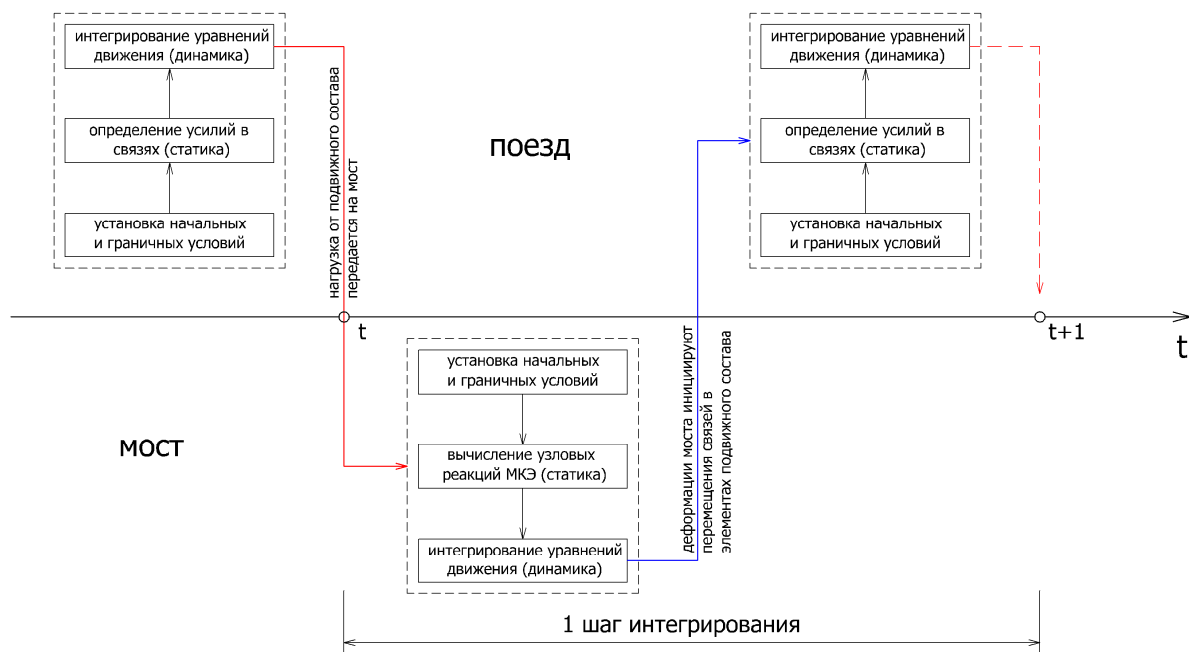


Рис. 1. Алгоритм расчета совместной динамики системы «мост – поезд»

В каждый расчетный момент времени работают оба решателя – и для модели поезда, и для модели мостовой конструкции.

Расчет динамики моста

Если поезд находится вне моста, то пролетное строение пребывает в режиме свободных

колебаний. При входе первой колесной пары подвижного состава на мост (момент времени t , см. рис. 1) в области контакта колеса и рельса возникают силы взаимодействия, которые передаются пролетному строению как внешняя нагрузка. Эти силы должны быть учтены до проведения очередного статического расчета

пролетного строения, т. е. до вычисления реакций в узлах конечно-элементной модели моста. Также следует преобразовать динамические перемещения пролетного строения, полученные на предыдущем шаге расчета, в эквивалентные им силовые возмущения, которые суммируются с внешними контактными силами от подвижного состава на текущем шаге. Далее решатель проводит интегрирование уравнений движения для узлов пролетного строения, и результирующие деформации будут отражать картину нагружения от подвижного состава.

Расчет динамики поезда

Обратное воздействие моста (отклик пролетного строения) на элементы подвижного состава учитываем кинематически. Подразумеваем, что ни одна колесная пара поезда не отрывается от рельса, если это не оговорено дополнительными целями моделирования. Тогда положение каждой контактной точки колеса и рельса будет зависеть от формы колебаний пролетного строения, а степень растяжения (сжатия) рессорных комплектов – от перемещения его узлов. Можно утверждать, что усилие в пружине-связи, моделирующей рессорное подвешивание, является функцией перемещения пролетного строения моста:

$$\bar{F}_c = f(\bar{u}), \quad (6)$$

где u – перемещение точки пролетного строения, которая является ближайшей к рассматриваемой колесной паре подвижного состава.

Поочередное растяжение – сжатие рессорных комплектов приводит к появлению соответствующих активных усилий, которые передаются твердотельным элементам подвижного состава в качестве внешней нагрузки. Работа решателя динамики для поезда повторяется.

Начальные и граничные условия. Выводы

Разделение решателей системы «мост – поезд» позволяет учитывать различные динамические эффекты, приводящие в движение элементы пролетного строения и подвижного состава. Основным начальным условием для динамики поезда является начальная скорость движения локомотива v_0 , которая в общем случае зависит от крутящего момента, создаваемого его тяговым двигателем. Граничные условия лимитируют перемещение в пространстве отдельных элементов подвижного состава,

например, величину предельного растяжения (сжатия) рессорных комплектов.

При моделировании динамики мостовой конструкции начальные условия до ее взаимодействия с подвижным составом, как правило, не учитывают, подразумевая, что мост первоначально находится в состоянии относительно покоя. Однако, возможны ситуации, когда пролетное строение пребывает в режиме колебаний еще до контакта с подвижной нагрузкой (например, от взаимодействия с другими поездами, ветровой, сейсмической нагрузкой и т. п.). В этом случае начальными условиями для расчета динамики моста являются начальные скорости движения узлов его конечно-элементной модели. Граничные условия, как правило, описывают характер закрепления пролетных строений на мостовых опорах, а также наличие в системе вынужденных перемещений (осадок опор, предварительного напряжения элементов, строительного подъема и пр.).

Следует отметить, что в любой момент времени, кроме момента времени $t = 0$, начальными условиями для решения совместной динамики системы «мост – поезд» являются ее параметры, полученные на предыдущем шаге расчета. Данный итерационный подход к моделированию динамических процессов во временной области позволяет без особых трудностей учитывать геометрические, физические и другие нелинейности системы, а также визуализировать и контролировать весь процесс взаимодействия моста и поезда в любой момент времени.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Yang, Y. B. Vehicle-Bridge Interaction Dynamics: with Applications to High-Speed Railways [Text] / Y. B. Yang, J. D. Yau, Y. S. Wu // World Scient. Publ. Co. Pte. Ltd. – 5 Toh Tuck Link, Singapore. – 2004. – 564 p.
2. Распопов, А. С. Моделирование колебаний балочных железнодорожных мостов в среде объектно-ориентированного программирования Delphi [Текст] / А. С. Распопов, В. Е. Артемов, С. П. Русу // Вісн. Дніпр. нац. ун-та заліз. тр-та ім. акад. В. Лазаряна. – 2010. – Вип. 33. – С. 217-222.
3. Распопов, А. С. Особенности компьютерного моделирования динамической нагруженности конструкций железнодорожных мостов [Текст] / А. С. Распопов, В. Е. Артемов, С. П. Русу // 36. наук. праць Укр. держ. акад. заліз. тр-ту. – 2010. – Вып. 114. – С. 123-132.
4. Распопов, А. С. Алгоритм расчета колебаний стержневых конструкций на основе общего

- уравнения динамики и метода конечных элементов [Текст] / А. С. Распопов, В. Е. Артемов, С. П. Русу // Дороги і мости: Зб. наук. пр. – Вип.
5. Пановко, Я. Г. Устойчивость и колебания упругих систем: Современные концепции, парадоксы и ошибки [Текст] / Я. Г. Пановко, И. И. Губанова. - М.: Наука. Гл. ред. физ.-мат. лит. - 1987. – 352 с.
 6. Hartmann, F. Structural Analysis with Finite Elements [Text] / F. Hartmann, C. Katz. - Berlin: Springer. - 2007. - 597 p.
 7. Никитин, Н. Н. Курс теоретической механики [Текст]: уч. для машиностроит. и приборостроит. спец. вузов / Н. Н. Никитин. - М.: Высш. шк. - 1990. – 607 с.
 8. Hughes, T. J. R. The Finite Element Method. Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis [Text] / Thomas J. R. Hughes. - USA, New Jersey: Prentice-Hall, Inc. - 1987. - 803 p.
 9. Schiehlen, W. Dynamical Analysis of Vehicle Systems. Theoretical Foundations and Advanced Applications [Text] / W. Schiehlen. - Udine: CISM. - 2007. - 305 p.
 10. Appel, П. Теоретическая механика. Т. 2. Динамика системы. Аналитическая механика [Текст] / П. Appel. - М.: Физматлит. - 1960. – 487 с.
 11. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов [Текст] / К. Бате, Е. Вилсон. - М.: Стройиздат. - 1982. - 448 с.
 12. Lynch, D. R. Numerical Partial Differential Equations for Environmental Scientists and Engineers / D. R. Lynch. - USA, New York: Springer Science + Business Media, Inc. - 2005. – 388 p.
 13. Алямовский, А. А. SolidWorks / CosmosWorks. Инженерный анализ методом конечных элементов [Текст] / А. А. Алямовский. - М.: ДМК Пресс. - 2004. – 432 с.
- Поступила в редколлегию 10.01.2012.
Принята в печать 20.01.2012.

Г. Є. ГУСЛИСТА (ПДАБА, Дніпропетровськ), Д. О. БАННІКОВ (ДІТ)

ТЕСТУВАННЯ МЕТОДИКИ СПІЛЬНОГО СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ СИСТЕМИ «СПОРУДА – ҐРУНТОВИЙ МАСИВ»

За результатами розв'язання тестових задач встановлюється можливість застосування розробленої методики спільного статичного розрахунку напружено-деформованого стану системи «споруда – ґрунтовий масив». В якості тестових були прийняті задачі розрахунку безанкерної шпунтової стінки, а також залізобетонної балки на ґрунтовій основі.

Ключові слова: методика, шпунтова стінка, залізобетонна балка, ґрунтова основа

По результатам решения тестовых задач устанавливается возможность использования разработанной методики совместного статического расчета напряженно-деформированного состояния системы «сооружение – ґрунтовый массив». В качестве тестовых были приняты задачи расчета безанкерной шпунтовой стенки, а также железобетонной балки на ґрунтовой основе.

Ключевые слова: методика, шпунтовая стенка, железобетонная балка, ґрунтовой основание

The numerical simulation methodology of the process of interaction between structures and soil massif has been developed. The main feature of this static analysis technique is consideration the structure and soil massif as unified system “structure – soil massif”. The verification of this technique has been conducted. The static analysis of sheet-pile walls without anchors and reinforced beams on soil foundation was taken as verify tests.

Keywords: methodology, cutoff wall, reinforced beams, soil foundation

Постановка проблеми

До останнього часу розрахунок споруди з урахуванням її спільної роботи з ґрунтовим масивом застосовувався переважно тільки для заглиблених, напівзаглиблених будівель та підземних споруд, які контактують з ґрунтом більшістю своїх огорожувальних конструкцій. Але ж аналіз останніх досліджень та публікацій свідчить про те, що сьогодні все частіше такий спільний розрахунок застосовують і при розрахунку звичайних наземних будівель. При цьому споруда і ґрунтовий масив розглядаються як єдина система, що дозволяє врахувати власну жорсткість фундаментної і надфундаментної конструкцій та вплив її на характер деформування ґрунтового масиву [1, 2]. При розрахунку системи «споруда – ґрунтовий масив» можна виявити більш достовірний розподіл внутрішніх зусиль в конструктивних елементах споруди і таким чином досягти суттєвої економії будівельних матеріалів. Крім цього, необхідність розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій, які взаємодіють з ґрунтом, як єдиної системи «споруда – ґрунтовий масив» визначається тим, що такий підхід на відміну від традиційного (що ґрунтується на застосуванні певних контактних моделей ґрунту) дозволяє отримати змістовніші та точніші результати, оскільки враховує більшу кількість факторів (зокрема, фізико-механічні властивості ґрунту, в тому числі нелінійні, врахування роботи ґру-

нту поза межами конструкції, вплив розташованих поблизу будівель і т. ін.) [3].

В результаті вивчення цих останніх тенденцій в розрахунку споруд, що взаємодіють з ґрунтом, аналізу наукової літератури та власних досліджень авторів було запропоновано методику спільного статичного розрахунку напружено-деформованого стану системи «споруда – ґрунтовий масив» [4, 5], яка між іншим включала в себе рекомендації щодо створення скінчено-елементної моделі системи «споруда – ґрунтовий масив» для розрахунку в будь-якому з сучасних обчислювальних комплексів (SCAD, ЛІРА або інші).

Мета досліджень

На основі результатів розрахунку тестових задач довести правомірність застосування методики спільного статичного розрахунку напружено-деформованого стану системи «споруда – ґрунтовий масив».

Викладення основного матеріалу досліджень

Найпростішими прикладами застосування методики спільного статичного розрахунку системи «споруда – ґрунтовий масив» є розрахунок безанкерних шпунтових стінок та балок на ґрунтовій основі.

Розрахунок безанкерної шпунтової стінки. Дослідженням шпунтових стінок присвячені

роботи багатьох вчених [6-11]. Аналіз результатів цих досліджень показав, що в більшості випадків дані експериментальних досліджень заперечують теоретичні розрахунки, зокрема, розрахунки за теорією Кулона [12]. Теорією передбачається, що під впливом активного тиску ґрунту стінка повертається відносно нерухомої точки, що розташована на певній глибині

нижче дна котловану. Стійкість стінки забезпечується внаслідок врівноваження активного та пасивного тисків ґрунту з різних її боків. Але ж експериментально доведено, що фактична епюра тиску ґрунту відрізняється від епюри, прийнятої в інженерних розрахунках (рис. 1) [13].

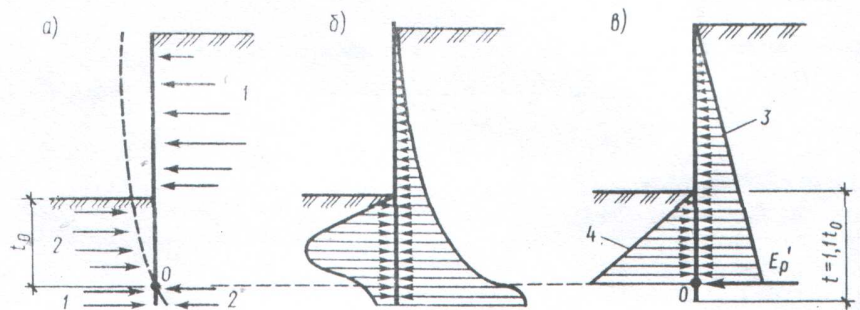


Рис.1. Робота безанкерної шпунтової стінки:

а) сили, що діють на стінку; б) фактична епюра тиску ґрунту; в) теоретична епюра тиску ґрунту, прийнята в розрахунках; 1 – активний тиск; 2 – пасивний тиск; 3 – граничний активний тиск; 4 – граничний пасивний тиск

Також результати проведених досліджень свідчать про те, що зусилля в шпунтовій стінці, отримані теоретичними методами значно перевищують фактичні. В літературі вказується на те, що в більшості випадків причиною надійності зведених конструкції слугувала не достовірність розрахункових схем, а нехтування цілим рядом факторів, що підвищують несучу здатність споруди. Серед основних причин, що зумовлюють невідповідність результатів, отриманих теоретичними методами, фактичним, слід виділити такі: довільний розрахунок шпу-

нта тільки на дію активного тиску ґрунту без урахування напружень від зміщення системи; неврахування гнучкості системи, яка залежить від деформативних характеристик контактуючих середовищ; неврахування роботи середовищ в граничних станах та ін.

З використанням запропонованої методики в програмному комплексі (ПК) ЛІРА було виконано розрахунок безанкерної шпунтової стінки прямокутного перерізу. Розрахункова схема стінки та її скінчено-елементна модель представлені на рис. 2.

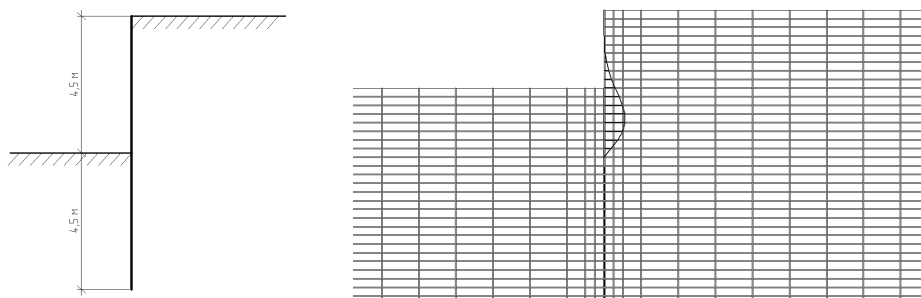


Рис. 2. Розрахункова схема та скінчено-елементна модель безанкерної шпунтової стінки

Характеристики ґрунту: модуль деформації $E = 20000 \text{ кН/м}^2$; коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,35$; питома вага $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$; кут внутрішнього тертя $\phi = 25^\circ$.

Характеристики матеріалу шпунтової стінки: модуль деформації $E = 27000000 \text{ кН/м}^2$; питома вага $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$.

Навантаження – власна вага ґрунту та конструкції.

На рис. 3 представлені епюри активного та пасивного тисків для даної шпунтової стінки, побудовані на основі даних розрахунків різними методами:

1) методом комп'ютерного моделювання в ПК «Ліра» за методикою спільного статичного розрахунку системи «споруда – ґрунтовий масив»;

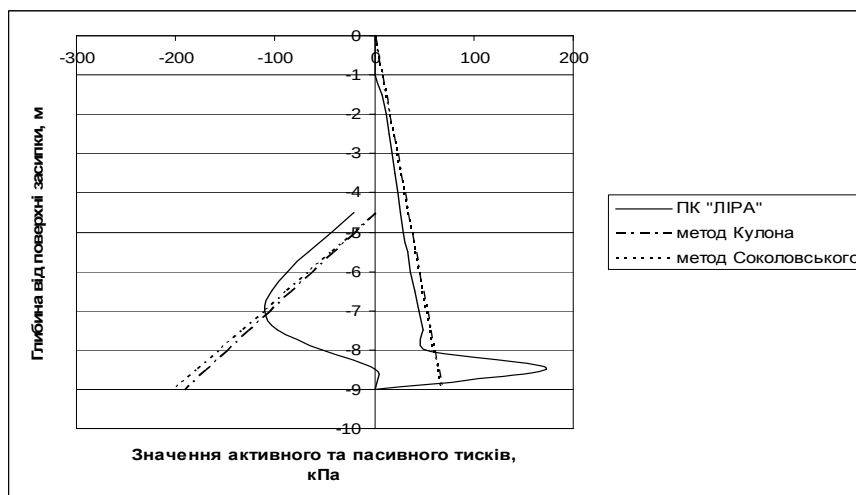


Рис. 3. Епюри активного та пасивного тисків для безанкерної шпунтової стінки, отримані різними методами

2) методом Ш. Кулона [12];

3) методом теорії граничної рівноваги В. В. Соколовського [6].

Аналіз отриманих епюр свідчить про те, що в більшості точок різниця не перевищує 10...15 %. Крім того, слід зазначити, що конфігурація епюр, отриманих при комп'ютерному моделюванні за методикою спільного статичного розрахунку системи «споруда – ґрунтовий масив», на глибині значно відрізняється від прийнятих в теоретичних розрахунках, але при цьому більш відповідає фактичним епюрам тиску ґрунту, отриманим з експериментальних досліджень та приведеним на рис. 1.

Розрахунок балки на ґрунтовій основі.

З метою перевірки придатності розробленої методики спільного статичного розрахунку напружено-деформованого стану системи «споруда – ґрунтовий масив» для розв'язання задачі взаємодії залізобетонної конструкції з ґрунтовим масивом з урахуванням фізичної нелінійності залізобетону було розглянуто таку тестову задачу: розрахунок залізобетонної балки на пружній ґрунтовій основі ($E_0 = 100$ МПа). Розрахунок було виконано в лінійній та нелінійній (з урахуванням фізичної нелінійності залізобетону) [14] постановках. Прогін балки 6 м, переріз прямокутний висотою 50 см та шириною 80 см. Балка виготовлена з бетону класу В20 і армована ненапруженою арматурою класу А400С з діаметром стрижнів 20 мм. Площа розтягнутої арматури $F_a = 25,12$ см² (8Ø20), площа верхньої арматури 12,56 см² (4Ø20). Робоча висота перерізу $h_0 = 46,5$ см. Міцнісні та деформативні властивості матеріалів відповідають нормам. Розрахунок було виконано на дію зосередженої сили в середині прогону балки. Ре-

зультати розрахунку балки за пропонованою методикою в ПК ЛІРА приведені на рис. 4. Також на рис. 4 приведені результати розрахунку цієї ж балки методом Горбунова-Посадова [15]. Порівняння результатів свідчить про те, що максимальні значення згинальних моментів та прогинів балки при розрахунку як в лінійній, так і в нелінійній постановці відрізняються не більше ніж на 6 %. Отже, запропонована методика може бути використана при розрахунку залізобетонних конструкцій, що взаємодіють з ґрунтом, з урахуванням фізичної нелінійності залізобетону.

Висновки та перспективи подальших досліджень

За результатами розв'язання тестових задач було зроблено такі висновки:

1. Різниця в результатах розрахунку безанкерної шпунтової стінки, отриманих при застосуванні методики спільного статичного розрахунку напружено-деформованого стану системи «споруда – ґрунтовий масив», а також отриманих методами Ш. Кулона та В. В. Соколовського не перевищує 15 %. Крім того, результати розрахунку за пропонованою методикою є більш близькими до фактичних, визначених з експериментальних досліджень.
2. Максимальні значення згинальних моментів та прогинів балки при розрахунку як в лінійній, так і в нелінійній постановці відрізняються не більше ніж на 6 %.
3. Пропонована методика спільного статичного розрахунку напружено-деформованого стану системи «споруда – ґрунтовий масив» може бути застосована при розрахунку конструкцій, що взаємодіють з ґрунтом.

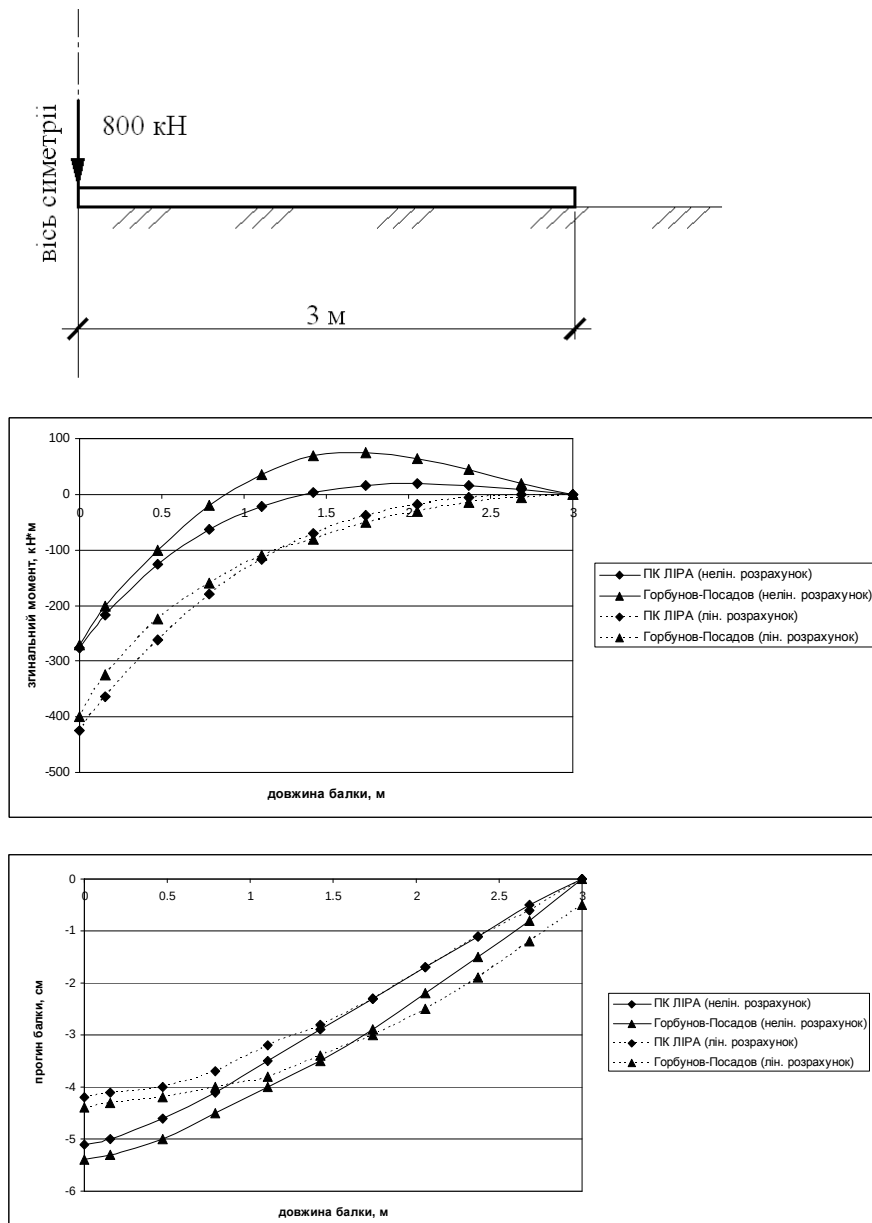


Рис. 4. Тестова задача: розрахунок залізобетонної балки на ґрунтовій основі

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Напружено-деформований стан пальового фундаменту висотної каркасної будівлі з урахуванням спільної роботи з ґрунтовим масивом [Текст]: зб. наук. праць у 2 т. Т. 1. / І. П. Бойко, В. В. Жук, О. С. Сахаров, М. В. Корнієнко // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-техн. збірник. – Вип. № 61: Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: НДІБК, 2004. – С. 19-22.
2. Лучковский, И. Я. Учет жесткости фундамента при оценке расчетного сопротивления грунта [Текст]: зб. наук. праць у 2 т. Т. 1 / И. Я. Лучковский // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-техн. збірник. – Вип. № 61: Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: НДІБК, 2004. – С. 362-369.
3. Яременко, А. Ф. Расчет железобетонных балок на упругом основании с использованием полных диаграмм деформирования материалов [Текст] / А. Ф. Яременко, Н. Н. Сорока // Ползучесть в конструкциях: сб. науч. тр. / Одесская гос. академия стр-ва и архит. – Одеса, 1998. – С. 114-119.
4. Гуслиста, Г. Е. Особенности статического расчета будівель та споруд, розташованих на схилах [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Гуслиста Ганна Едуардівна. – Д., 2008. – 148 с.
5. Гуслиста, Г. Е. Методика спільного статичного розрахунку системи «споруда – ґрунтовий масив» для будівель, розташованих на схилах [Текст] / Г. Е. Гуслиста // Строительство. Материаловедение. Машиностроение: Сб. науч. тр. Приднестровской государственной академии строительства и архитектуры. – 2010. – Вып. № 56: Инновационные технологии жизненного

- цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. – Д.: ПГАСА, 2010. – С. 128-137.
6. Соколовский, В. В. Статика сыпучей среды. [Текст] / В. В. Соколовский – 3-е изд. перераб. и доп. – М.: Физматгиз, 1960. – 243 с.
 7. Лазебник, Г. Е. Давление грунта на сооружения (Разработка аппаратуры и проверка методик экспериментального определения давления. Результаты опытных исследований. Рекомендации для расчетов) [Текст] / Г. Е. Лазерник – К., 2005. – 243 с.
 8. Ренгач, В. Н. Шпунтовые стенки (Расчет и проектирование) [Текст] / В. Н. Ренгач – Л.: Стройиздат, 1970. – 112 с.
 9. Будин, А. Я. Тонкие подпорные стенки [Текст] / А. Я. Будин – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1974. – 191 с.
 10. Емельянов, Л. М. Расчет подпорных сооружений [Текст]: справочное пособие / Л. М. Емельянов – М.: Стройиздат, 1987. – 288 с.
 11. Снитко, Н. К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок [Текст] / Н. К. Снитко – 2-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1970. – 207 с.
 12. Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты (Включая спец. курс инж. геологии) [Текст]: учебн. для вузов по спец. «Пром. и гражд. стр-во» / Б. И. Далматов – 2-е изд., перераб. и доп. – Л., 1988. – 414 с.
 13. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст]: учебн. пособие для студ. вузов / С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский и др., под ред. С. Б. Ухова. – М.: Изд-во АСВ, 1994. – 527 с.
 14. Гуслиста, Г. Е. Дослідження нелінійної поведінки системи «споруда – ґрунтовий масив» при розрахунку залізобетонних конструкцій, що взаємодіють з ґрунтом [Текст]: зб. наук. праць у 2 кн. Кн. 1 / Г. Е. Гуслиста // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-техн. збірник. – Вип. № 74: Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону – К.: ДП НДІБК, 2011. – С. 480-487.
 15. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании [Текст] / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.

Поступила в редколлегию 20.06.2011.

Принята к печати 30.06.2011.

Г. С. ЖЕЛЕЗНЯК (Днепропроектстальконструкция), К. И. СОЛДАТОВ (ДИИТ)

ИССЛЕДОВАНИЕ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ ИВАНЧИЦКОГО ВИАДУКА

У роботі досліджено власні коливання у вертикальній і горизонтальній площині Іванчицького віадук. Запропоновано ряд схем, що дозволяють визначити частоти за більш простими залежностями.

Ключові слова: власні коливання, площина, віадук, частота

В работе исследованы собственные колебания в вертикальной и горизонтальной плоскости Иванчицкого виадука. Предложено ряд схем, позволяющих определить частоты по более простым зависимостям.

Ключевые слова: собственные колебания, плоскость, виадук, частота

In this paper, we studied the natural oscillations in the vertical and horizontal surface of viaduct of Ivanci. A number of schemes which allow determining the frequency on a more simple dependencies are given.

Keywords: natural oscillations, surface, viaduct, frequency

В данной работе исследованы собственные колебания Иванчицкого виадука (в вертикальной и горизонтальной плоскости) с учетом реальной жесткости опор. Виадук с точки зрения расчетной модели является системой близкой к регулярной (квазирегулярной): по высоте опор, по длине пролетных строений. Именно в этой связи предложено несколько расчетных моделей.

Иванчицкий виадук (рис. 1) является одним из старейших металлических железнодорожных

мостов в Чехии. Расположен недалеко от города Иванчи. Перекрывает долину реки Иглавы шириной 450 м.

Мост был построен в 1868-1870 г.г. в бывшей Австро-Венгрии одновременно с постройкой пути Вега-Брно, которую осуществляла французская сталелитейная фирма Кайан с применением сварочного железа. В проектировании клепаных конструкций сооружения приняло участие бюро А. Г. Эйфеля.

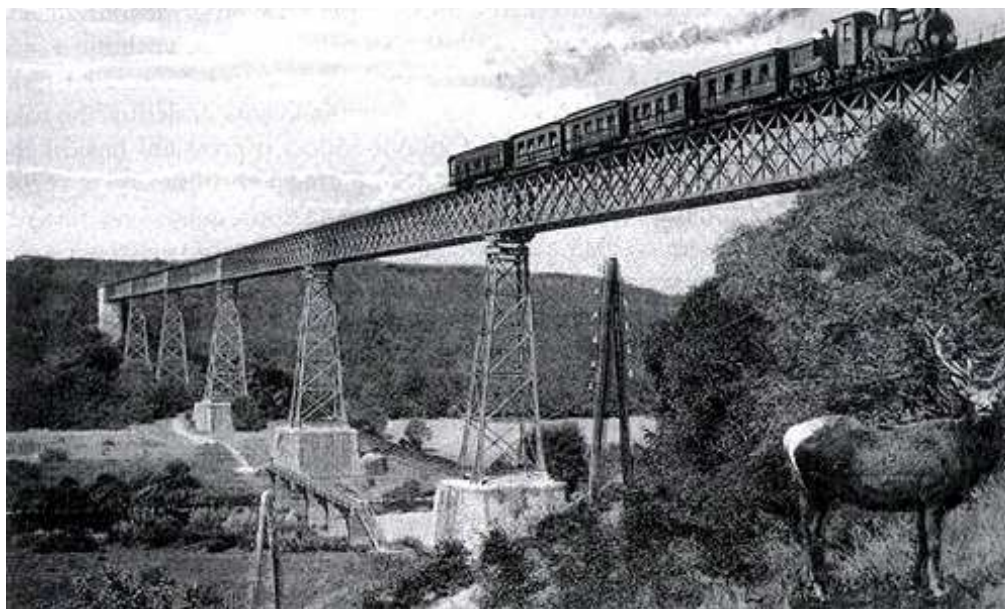


Рис. 1. Иванчицкий виадук.

Виадук представляет собой сквозную неразрезную ферму с 6 пролетами ($61,35+4 \times 62,7+61,35$ м, т.е. 373,5 м), что позволяет рассматривать его как регулярную или квазирегулярную систему. Мост однопутный с ездой поверху. Несущая конструкция образована двумя глав-

ными неразрезными фермами с параллельными поясами четырехкратной системы со стойками.

Мост стоял первоначально на чугунных столбах, которые, после появления на них трещин, были заменены сквозными фермами. Они

были построены сталелитейным заводом Ревиза в 1902 г. из сварочного железа [1].

Опора представляет собой пространственную сквозную систему (рис. 2). Для статического расчета прогиба под действием единичной горизонтальной силы $P=1$ в поперечном направлении представим ее как балку переменного сечения закрепленную внизу и свободную вверху.

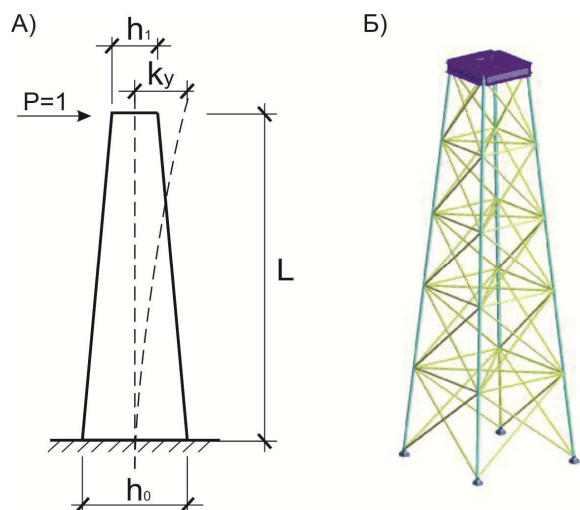


Рис. 2. Схема опоры:

А) – для определения жесткости опоры в горизонтальной плоскости по формулам, Б) – МКЭ-модель для определения вертикальных перемещений от единичной нагрузки

Так как площадь всех 4 стоек одинакова, а по длине сечение переменное, то момент инерции такой балки согласно [1] определяется по формуле:

$$I(x) = Fh^2(x) = I_0(1 - v\xi)^2 \quad (1)$$

Где $\xi = x/L$; $h(x) = h_0(1 - v\xi)$; $v = 1 - h_1/h_0$;

$h_0 = h(0)$, $h_1 = h(L)$ – ширина поясов эстакады в точке $x=0$, $x=L$; L – высота эстакады;

$I_0 = I(0) = Fh_0^2$ – момент инерции при $x=0$.

Тогда для прогиба $y(x)$ получим дифференциальное уравнение:

$$y''(x) = -\frac{M(x)}{EI(x)}, \quad (2)$$

где $M(x) = -PL(1 - \xi)$ – изгибающий момент на консоли от силы P , действующей на конце ($x=L$).

Если в (2) подставить выражение для $I(x)$ и $m(x)$, после двойного интегрирования с при-

менением краевых условий ($y(0) = 0$, $y'(0) = 0$) имеем следующее выражение:

$$y(x) = \frac{PL^3}{EIv^2} \left[(2 - v)\xi + \left(\frac{2}{v} - 1 - \xi \right) \ln(1 - v\xi) \right] \quad (3)$$

На конце ($x=L$; $\xi=1$) прогиб балки будет равен

$$y(L) = \frac{PL^3}{EI_0} \frac{1}{v^2} \left[(2 - v) + \left(\frac{2}{v} - 2 \right) \ln(1 - v) \right] \quad (4)$$

Если в выражение поставить данные опоры моста, т.е. $L = 27,365$ м, $F = 418$ см², $h_0 = 8$ м, $h_1 = 3,6$ м, $v = 1 - 0,45 = 0,55$, $I_0 = 2,68$ м⁴, $E = 2,1 \cdot 10^7$ т/м², то получим для $P=1$:

$$k_y = y(L) = 1,681 \cdot 10^{-4} \text{ м/т;}$$

$$1/k_y = 1/1,681 \cdot 10^{-4} = 5948 \text{ т/м.}$$

Расчетная схема моста в горизонтальной плоскости представляет собой шестипролетную балку на крайних жестких и центральных упругих опорах (рис. 3, Б). В вертикальной плоскости – в данном исследовании с незначительной погрешностью (см. далее) – шестипролетную балку на жестких опорах (см. рис. 3, А).

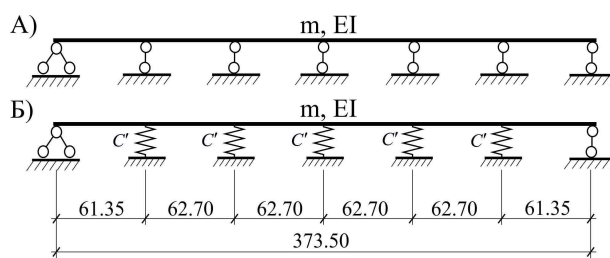


Рис. 3. Расчетная схема пролетного строения:

А) – со всеми жесткими опорами, Б) – на центральных упругих опорах

Определим относительную приведенную жесткость опоры в горизонтальной плоскости относительно первого пролета, равного 61,35 м по формуле

$$c' = \frac{c_0 L_1^3}{E_1 I_1} \quad (5)$$

где $c_0 = 1/k_y = 5948$ т/м – жесткость упругой опоры; $L = 61,35$ м; $F = 266$ см²; $h = 3,6$ м; $I = Fh^2 = 0,345$ м⁴; $E = 2,1 \cdot 10^7$ т/м².

Подставляя указанные значения в формулу (5), получим значение относительной приведенной жесткости – 190.

Определив перемещения опоры в вертикальной плоскости с использованием Robot Structural Analysis (конечно-элементная модель опоры приведена выше на рис. 2, Б) получим жесткость упругой опоры. Жесткость опоры в вертикальной плоскости будет равна $c_{0\text{верт}} = 226110 \text{ т/м}$.

Подставляя значения в формулу (5), получим относительную приведенную жесткость опоры в вертикальном направлении 3250.

При определении жесткости упругой опоры в горизонтальном и вертикальном направлении необходимо также учитывать жесткость самого пролетного строения от действия приложенной сосредоточенной силы. Жесткость определяется как для балки на упругих опорах (значение упругости которых равно вычисленному) при единичном поочередном смещении каждой опоры. Однако в данном случае жесткость пролетного строения в горизонтальном направлении на порядок меньше жесткости опоры, и равна 360 т/м.

На рис. 4 приведен график изменения частотных коэффициентов регулярной балки на упругих опорах в зависимости от количества пролетов.

Значения частот для регулярной схемы на крайних жестких опорах и центральных упругих вычислялись по формуле [3]:

$$\frac{sh\lambda_i}{ch\lambda_i - \cos\beta_i} - \frac{\sin\lambda_i}{\cos\lambda_i - \cos\beta_i} = \frac{2\lambda_i^3}{c'} \quad (6)$$

где λ_i – частотный коэффициент, c' – относительная жесткость упругих опор.

На графике прерывистыми линиями отмечены частотные параметры, соответствующие частотам первой зоны сгущения для шестипролетной балки. Также отмечены кривые изменения частотных коэффициентов, соответствующие полученным жесткостям упругих опор.

По графику на рис. 4 видно, что не учет фактической жесткости центральных опор при определении частот горизонтальных колебаний влечет за собой значительную погрешность. Так, для последней частоты первой зоны сгущения ошибка определения частоты может составить ~100 %, увеличиваясь от первых частот к последним.

Геометрические характеристики пролетного строения для динамического расчета приведены в табл. 1

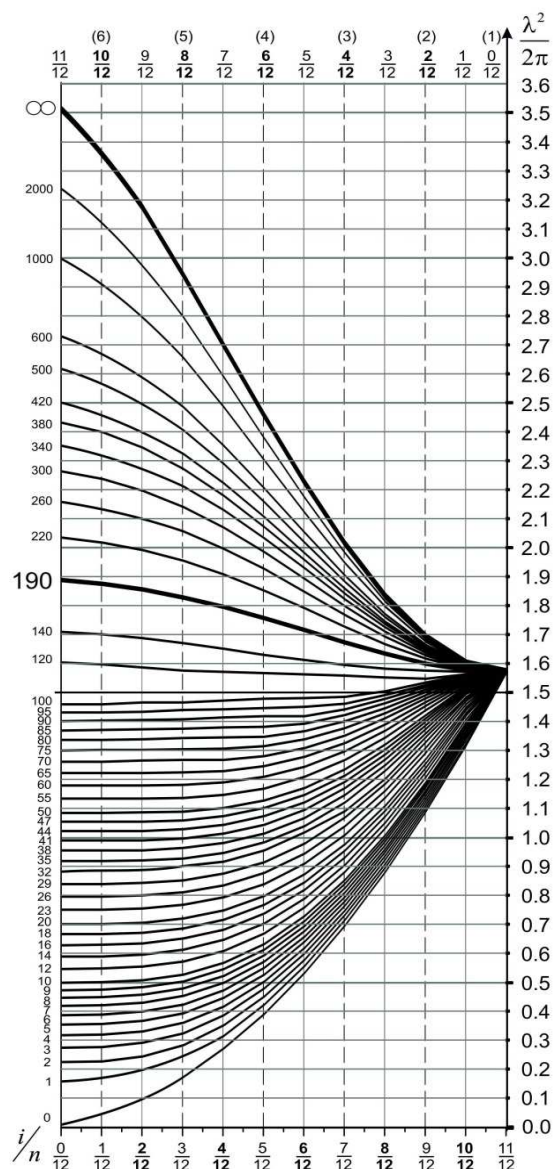


Рис. 4. График-номограмма изменения частотного параметра регулярной балки на центральных упругих опорах в зависимости от количества пролетов

Определим собственные частоты колебаний в вертикальной и горизонтальной плоскостях для следующих расчетных схем (рис. 5):

1. соответствующая исходной разбивке на пролеты – $61,35 + 4 \times 62,7 + 61,35 \text{ м}$;
2. все пролеты одинаковы, и равны $62,7 \text{ м}$;
3. все пролеты одинаковы, крайние пролеты отброшены, а оставшаяся 4-х-пролетная балка по схеме $4 \times 62,7 \text{ м}$;
4. все пролеты одинаковы, крайние пролеты и один средний отброшены, оставшаяся 3-х пролетная балка соответствует схеме $3 \times 62,7 \text{ м}$;
5. разбивка на пролеты аналогична п. 1, опоры упругие (для колебаний в вертикальной плоскости).

Таблица 1

Характеристики	Ед. изм.	Значения
Расстояние между главными фермами	м	3,60
Полная длина пролетного строения	м	373,5
Высота фермы	м	5,0
Погонный вес	т/п.м	3,25
Момент инерции фермы (для определения частот в вертикальной плоскости)	м ⁴	0,78
Момент инерции фермы (для определения частот в горизонтальной плоскости)	м ⁴	0,345
Жесткость упругих опор (в горизонтальной плоскости)	т/м	5948
Жесткость упругих (промежуточных) опор в вертикальной плоскости	т/м	226110

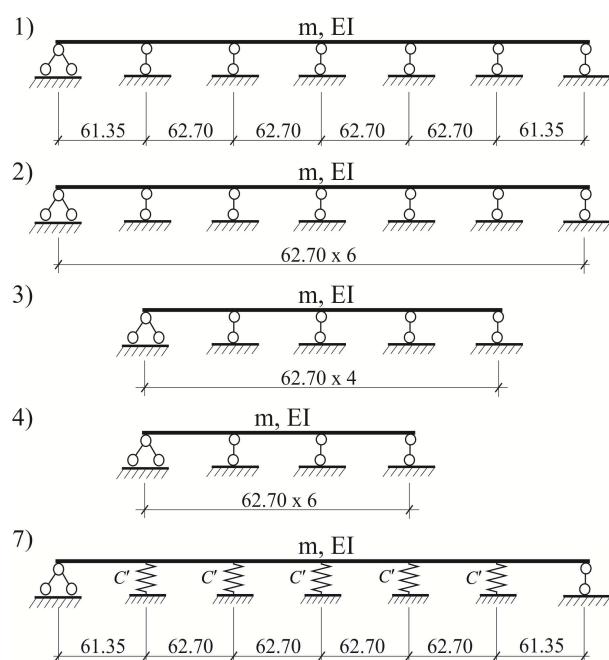


Рис. 5. Расчетные схемы для определения частот в вертикальной плоскости

При определении собственных частот колебаний в вертикальной плоскости, схема рассматривается в виде балки на жестких (п.п. 1-4) и на упругих (п. 5) опорах. При определении колебаний в горизонтальной плоскости – центральные опоры упругие, крайние жесткие (п.п. 1-4). Для схем 3 и 4 при рассмотрении колебаний в горизонтальной плоскости крайние опоры остаются жесткими.

Для определения собственных частот нерегулярной 6-ти пролетной балки воспользуемся МКЭ. Для данной схемы частотная матрица будет размерностью 24×24 , что накладывает ограничение на возможность приведения ее в тексте статьи.

В табл. 2 приведены собственные частоты вертикальных колебаний фермы, полученные в результате эксперимента, результаты расчета по 4-м схемам, приведенным выше, а также результаты расчета, выполненного сотрудниками научно-исследовательской лаборатории мостов (Прага) [1].

Таблица 2

Собственные частоты вертикальных колебаний фермы, Гц								
№№ частот	теория, №№ расчетных схем							эксперимент [1]
	1	2	3	4	5 [1]	6 [1]	7	
1	2,847	2,809	2,809	2,809	2,74	2,79	2,847	2,76
2	3,103	3,026	3,278	3,600	2,97	3,04	3,094	3,06
3	3,676	3,600	4,389	5,257	3,50	3,59	3,637	3,56
4	4,456	4,389	5,671	11,238	4,29	4,35	4,365	4,49
5	5,307	5,257	11,238	12,807	5,14	5,19	5,136	5,06
6	6,048	6,027	12,195	15,712	5,85	5,91	5,786	5,70

Так, в таб. 2 номеру схемы 5 соответствует исходная схема (первая), частоты которой найдены с помощью метода деформаций. Схе-

ме 6 соответствует вторая схема, в которой все пролеты приняты одинаковыми (аналог второй

схемы) – частоты найдены также с помощью метода деформаций.

Результаты расчетов для схем 1-4, 7 были проверены путем параллельного расчета в расчетном комплексе, реализующем МКЭ (SCAD 11.3). Рассматривая данное пролетное строение как 4-х пролетную балку, можно с достаточной точностью получить частоты по первым четырем формам. Принимая расчетную схему в виде трехпролетной балки на жестких опорах можно получить все частоты по косисимметричным формам (т.к. трехпролетная балка является половиной шестипролетной балки). Частоты по первым трем формам можно было бы также определить, используя график, приведенный выше на рис. 4. Для этого необходимо опреде-

лить частоты регулярной балки, с пролетом, равным полной длине существующего ПС разделенного на количество пролетов.

Исходя из приведенных выше в табл. 2 значений частот, можно отметить, что в данном случае из первых четырех вариантов схем наиболее близки к результатам, полученным в результате эксперимента, находятся частоты по 2-й схеме (регулярная 6-ти пролетная балка).

В табл. 3 приведены собственные частоты горизонтальных колебаний фермы. Номера схемы 5 соответствуют частоты, найденные для регулярной (равнопролетной) балки на жестких опорах – аналогу схемы 2. В схеме 6 учитывается упругость промежуточных опор.

Таблица 3

Собственные частоты горизонтальных колебаний фермы, Гц							
№№ частот	теория, №№ расчетных схем						эксперимент [1]
	1	2	3	4	5 [1]	6 [1]	
1	1,893	1,868	1,868	1,868	1,83	1,83	1,86
2	1,957	1,915	1,967	2,029	1,98	1,88	
3	2,042	2,029	2,156	2,263	2,33	2,00	3,40
4	2,15	2,156	2,302	4,595	2,86	2,13	
5	2,256	2,263	4,396	5,901	3,42	2,2	5,50
6	2,328	2,330	5,154	7,474	3,90	2,32	

По результатам, приведенным в табл. 3, видно, насколько могут быть частоты близки к друг другу в случае нахождения жесткости опор в непосредственной близости от критической жесткости. Первая частота с достаточной точностью может быть найдена по всем схемам. Несовпадение второй и третьей частоты, полученных в результате эксперимента, можно объяснить сложностью определения близких частот – так, для схемы № 1 первые 3 частоты располагаются в 10 %-ом интервале.

Как и для предыдущей расчетной схемы верен вывод о том, что для симметричной шестипролетной квазирегулярной балки можно рассматривать ее половину – по трехпролетной схеме.

При определении частот в вертикальной плоскости и горизонтальной плоскости можно также воспользоваться графиком, приведенным выше на рис. 4. В обоих случаях графики позволяют определить все частоты первой зоны сгущения.

По результатам исследования можно сделать следующие выводы:

– результаты вычислений показали хорошую сходимость с экспериментальными данными;

– подтверждается вывод о том, что при небольших нерегулярностях расчетной схемы по длинам пролетов возможно ее приведение к регулярной схеме;

– о необходимости определения фактической жесткости промежуточных опор и необходимости принятия во внимание самой конструкции промежуточной опоры. В вертикальной плоскости, если не возникает необходимости в точном получении высших частот первой зоны и частот 2 т.д. зон сгущения, принятие жесткости промежуточной опоры равной бесконечности обеспечивает требуемую точность. Для жесткости опоры в горизонтальном направлении необходимо учитывать ее фактическую жесткость, в случае если данный мост по своей схеме близок к виадуку;

– в случае незначительной нерегулярности можно с погрешностью в пределах 1...3 % определить частоты по графику-номограмме.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Экспериментальное и теоретическое изучение динамического воздействия на мосты электро-возов, тепловозов, газотурбоповозов и новых типов большегрузных вагонов [Текст] : отчет о НИР, раздел 1/21 Исследование динамического воздействия железнодорожных нагрузок на стальные опоры мостов 26-1/60 / Исслед. ин-т тран-рта; рук. доц. инж. Фриба Л. – Прага: 1964. – 47 с.
2. Ананьев, И. В. Справочник по расчету собственных колебаний упругих систем [Текст] / И. В. Ананьев. – М.: 1946. – 224 с.
3. Солдатов, К. И. Свободные колебания регулярных балок некоторых мостовых конструкций на упругих опорах [Текст]: дис. ...канд. тех. наук: 5.23.01 :– Д.: 1972. – 220 с.
4. Железняк, Г. С. Исследование собственных колебаний квазирегулярной трехпролетной балки [Текст] / Г. С. Железняк, К. И. Солдатов // Вісник ДПТУ. – Д.: 2005. – С. 166-173.
5. Солдатов, К. И. Дослідження динаміки нерегулярних по довжинах прольотів мостових конструкцій [Текст] / К. И. Солдатов, Г. С. Железняк, К. В. Гуржий// Вісник ДПТУ. – Д.: 2004, – С. 221-226.
6. Железняк, Г. С. Исследование собственных колебаний квазирегулярной трехпролетной балки на упругих опорах при нерегулярности по длинам пролетов [Текст] / Г. С. Железняк / Дороги і Мости: зб. наук. Праць Держ. ДорНДІ ім. М. П. Шульгіна. – К.: 2007. – С. 155-163.
7. Бондар, Н. Г. Динамика железнодорожных мостов [Текст] / Н. Г.Бондарь. – М.: Транспорт, 1965. – 412 с.

Поступила в редколлегию 10.06.2011.

Принята к печати 30.06.2011.

В. Ф. КИРИЛЕНКО, Е. А. ПИНЧУК (Национальная академия природоохранного и курортного строительства, Симферополь), Е. Н. ТРАЧ (ДИИТ)

НАПРЯЖЕНИЯ В ДВУСКАТНЫХ КОРОБЧАТЫХ БАЛКАХ В ЗОНАХ ПОПЕРЕЧНОГО И ЧИСТОГО ИЗГИБА

У статті приведено дослідження напруженого стану двутаєврових коробчатих клеєфанерних балок змінної перетину при дії зосереджених сил. Порівнюються аналітичне рішення, рішення МКЕ і елементарне рішення для нормальних і дотичних напружень в стінці балки.

Ключові слова: балка, зосереджена сила, напружений стан, напруження

В статье приведено исследование напряжённого состояния двутаевровых коробчатых клеёфанерных балок переменной сечения при действии сосредоточенных сил. Сравниваются аналитическое решение, решение МКЭ и элементарное решение для нормальных и касательных напряжений в стенке балки.

Ключевые слова: балка, сосредоточенная сила, напряжённое состояние, напряжение

In the article research of the tense state of box-type wooden j-beams of variable section is resulted at the action of the concentrated forces. An analytical decision, decision of eventual elements and elementary decision a method, is compared for normal and tangent tensions in the wall of beam.

Keywords: beam, concentrated forces, tense state, tensions

Постановка задачи

Рациональное очертание строительных конструкций достигается в большинстве случаев изменением высоты сечения по длине. В сооружениях из стали это в первую очередь рамные системы, ригели которых выполнены из металлических двутаевров с плоскими или гофрированными стенками [1, 2]. При применении деревянных клеёных конструкций такие возможности намного шире – это дощатоклеёные и деревофанерные односкатные и двускатные балки, трёхшарнирные рамы и арки как прямоугольного, так и двутаєврового, коробчатого и двутаєврово-коробчатого сечения.

Переменность высоты сечения по длине оказывает существенное влияние на напряжённо-деформированное состояние, однако учёт этого, в частности, в нормативных документах по проектированию деревянных конструкций для двускатных клеёных балок сводится только к определению сечения с максимальными нормальными напряжениями и вычислению прогибов балки. Известно, что в элементах переменной высоты кроме напряжений изгиба σ_x возникают касательные напряжения τ_{xy} и напряжения σ_{xy} , действующие в перпендикулярном направлении, характер и величина которых отличается от вычисленных для элементов постоянного сечения.

Для определения напряжений в элементах переменной высоты существуют аналитические

решения и численные способы, основанные в последнее время на методе конечного элемента (МКЭ). Классические методы теории упругости существуют для изгиба симметричного клина сосредоточенной силой или моментом, приложенными в его вершине. Для клина с одной горизонтальной гранью имеются решения при действии равномерно распределённой нагрузки и нагрузки, распределённой по линейному закону [3-6]. Поскольку при малых (до $5...10^\circ$) углах наклона граней распределение напряжений изгиба практически не отличается от элементарного решения, то это обстоятельство использовано для определения различными способами остальных компонент напряжения τ_{xy} и σ_{xy} в элементах с плавным изменением прямоугольного сечения по длине [7-10].

Указанный прием использован также для определения касательных напряжений в стенках двутаєвровых (коробчатых) балок переменной сечения, причём полученное здесь решение по своей структуре является общим и пригодным как для симметричных относительно продольной оси элементов, так и имеющих одну горизонтальную грань. Кроме того, такое решение применимо и для аналогичных элементов прямоугольного сечения [11]. В дальнейшем оно использовано для определения скалывающих напряжений в фанерных стенках двускатных коробчатых и двутаєврово-коробчатых деревянных балок, нагруженных равномерно распределённой нагрузкой [12].

Следует отметить, что для элементов двутаврового (коробчатого) сечения, в отличие от призматических, задача аналитического определения напряжений σ_y , действующих в поперечном направлении в стенках и поясах весьма трудоёмка и в настоящем времени не решена. Открытым остается и вопрос определения скалывающих напряжений в поясах двутавровых и коробчатых балок.

Задачи расчёта элементов двутаврового (коробчатого) сечения эффективно решаются при использовании программных комплексов, реализующих метод конечного элемента [13, 14]. Полученные таким образом результаты определения касательных напряжений в стенках двускатных балок с высокой точностью совпадают с аналитическими решениями. Кроме того, этот метод позволяет определить касательные напряжения в наклонных поясах двускатных (односкатных) элементов, а также напряжения σ_y , направленные поперёк оси балки.

Во всех перечисленных работах не рассматривались вопросы определения напряжённого состояния двутавровых (коробчатых) балок при действии сосредоточенных сил, а также не исследовались напряжения на участках балки, где внутренние усилия представлены только изгибающим моментом. Поставленные вопросы и легли в основу настоящего исследования.

Объект исследования и основные предпосылки

Рассматривается напряжённое состояние свободно опертой двускатной коробчатой балки длиной 11,9 м с углом наклона верхних граней $\alpha = \arctg 0,0975$. Пояса балки размерами $b_n \times h_n = 13,2 \times 16$ см выполнены из четырёх сосновых досок толщиной 3,3 см ($4 \times 3,3 = 13,2$) см, стенки – из клееной берёзовой фанеры марки ФСФ толщиной $\delta_\phi = 10$ мм. Расчётный пролёт с учётом опирания $\ell = 11,7$ м, высота торцевого сечения 90 см, высота сечения в середине пролёта 148 см. Нагрузка на балку: две сосредоточенные силы по 45 кН, приложенные в третях пролёта. Направление волокон рубашки фанеры предполагается вдоль продольной оси балки, а клеевые стыки листов фанеры по длине выполняются «на ус», что предусматривает восприятие продольных сжимающих и растягивающих усилий в плоскости стенки. Соединение поясных досок между собой и с фанерной стенкой является клеевым (монолитным) и не преду-

сматривает взаимных смещений в процессе деформирования. Работа элементов балки рассматривается в упругой стадии, а деформации считаются малыми. Неоднородность сечения балки здесь не учитывается, поскольку модуль упругости фанеры вдоль оси балки $E_\phi = 1,2 \times 9000 = 10800$ МПа незначительно отличается от модуля упругости древесины сосны $E_d = 10000$ МПа.

Касательные напряжения в стенке (аналитическое решение)

Для определения касательных напряжений в фанерных стенках используем общее решение для балок, имеющих одну горизонтальную грань и представленных прямоугольным, двутавровым или коробчатым сечением [11]

$$\tau_\phi = \frac{QS}{\delta I} + \frac{M}{\delta I} \left(\frac{dS}{dx} + \frac{1}{2} \delta y \frac{dh}{dx} \right) - \frac{MS}{\delta I^2} \frac{dI}{dx}, \quad (1)$$

где M, Q – изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки; δ – толщина стенки (для коробчатой балки $\delta = 2\delta_\phi$); y – расстояние от нейтральной оси до точки, в которой определяются напряжения (положительным считается направление в сторону наклонной грани балки); $\frac{dh}{dx}$ – производная функции высоты сечения балки (для балок с линейно изменяющейся высотой – тангенс угла наклона грани).

В выражении (1) момент инерции сечения I , статический момент отсечённой части сечения S и их производные по x для коробчатой балки вычисляются следующим образом (2)

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{2} \left[(b_n + \delta)(h - h_n) + \delta \left(\left(\frac{h - 2h_n}{2} \right)^2 - y^2 \right) \right], \\ \frac{dS}{dx} &= \frac{1}{2} \left[(b_n + \delta)h_n + \frac{\delta}{2}(h - 2h_n) \right] \frac{dh}{dx}, \\ I &= 2 \left[\frac{(b_n + \delta)h_n^3}{12} + (b_n + \delta)h_n \left(\frac{h - h_n}{2} \right)^2 \right] + \frac{\delta(h - 2h_n)^3}{12}, \\ \frac{dI}{dx} &= \left[(b_n + \delta)(h - h_n) + \frac{\delta}{4}(h - 2h_n)^2 \right] \frac{dh}{dx}. \quad (2) \end{aligned}$$

Вычисление касательных напряжений в стенке проводилось в двух сечениях в зоне поперечного изгиба ($x = l/8 = 146,25$ см и $x = l/4 = 292,5$ см) и двух сечениях в зоне чистого изгиба ($x = 3l/8 = 438,75$ см и

$x = 486$ см). В каждом сечении выбраны три точки: верхняя кромка стенки, контактирующая с верхним поясом; точка на нейтральной оси

сечения; нижняя кромка стенки, контактирующая с нижним поясом. Все расчёты представлены в таблице 1.

Таблица 1

Касательные напряжения в фанерной стенке

x , см	h_x , см	Усилия		Геометрические характеристики					Напряжения	
		M , кНм	Q , кН	I , см ⁴	$\frac{dI}{dx}$, см ³	$\frac{dS}{dx}$, см ²	S , см ³	$\frac{1}{2} \delta y \frac{dh}{dx}$, см ²	$\frac{QS}{\delta I}$, кН/см ²	τ , кН/см ²
146,25	105,2	65,81	45	1043200	2376	15,42	10847	3,57	0,234	0,216
							12187	0	0,263	0,224
							10847	-3,57	0,234	0,193
292,5	119,5	131,62	45	1424600	2827	16,12	12586	4,27	0,199	0,178
							14500	0	0,229	0,170
							12586	-4,27	0,199	0,139
438,75	133,8	175,50	-	1873600	3299	16,82	14324	4,96	-	-0,016
							16915	0	-	0,060
							14324	-4,96	-	-0,062
486	138,4	175,50	-	2032900	3452	17,04	14884	5,19	-	-0,013
							17714	0	-	-0,056
							14884	-5,19	-	-0,054

В предпоследней колонке этой таблицы помещены значения напряжений, вычисленные согласно первому слагаемому выражения (1) – формуле Д. И. Журавского, в последней колонке – полные значения.

Численное решение (решение МКЭ)

Вычисление всех компонент напряжений σ_x , σ_y и τ_{xy} в поясах и стенке выполнялось с помощью программного комплекса «Ли́ра» (версия 9.6), реализующего метод конечных элементов.

Расчетная модель балки выполнена в плоско-объемной постановке. Пояса балки описаны изопараметрическими объемными конечными элементами 36, фанерные стенки – универсальными конечными элементами плоской задачи 27. Вблизи наклонного контура КЭ приобретают неправильную форму, в частности типа 34 – в поясах и 24 – в стенке. Размеры КЭ поясов – $2 \times 2 \times 3,3$ см, фанерной стенки – 2×2 см. По высоте сечений количество конечных элементов расчетной модели составило от 45 на опоре до 74 в середине пролета балки. Всего расчетная схема включает 111696 КЭ. Жесткости КЭ

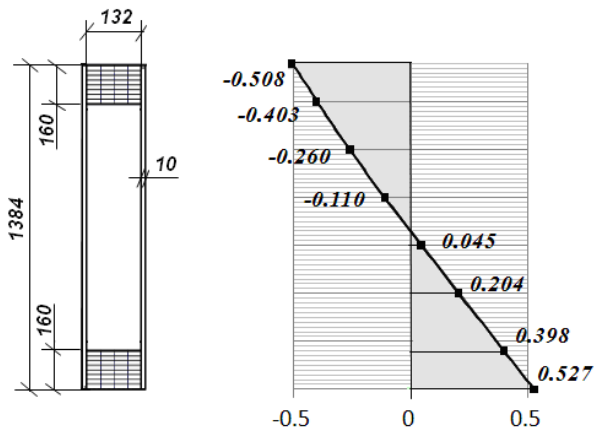
моделировались изотропными с одинаковыми упругими характеристиками поясов и стенок: модуль упругости $E = 10000$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,02$, плотность $\rho = 5$ кН/м³. Нагрузка в третях пролёта распределялась на группу контурных узлов по ширине верхнего пояса и составила $q = 9 \times 5 = 45$ кН (здесь 9 кН – сила в узле, 5 – число узлов по ширине сечения). Передача опорного давления осуществлялась на длину площадки 20 см, что соответствовало 11 крайним узлам КЭ с каждой стороны нижнего пояса.

В результате расчета получены нормальные σ_x , σ_y и касательные напряжения τ_{xy} (в кН/см²) в различных точках по длине и высоте поперечных сечений поясов балки и стенок. На рис. 1 представлены эпюры нормальных напряжений σ_x на расстоянии 287,5 см (первое сечение – зона поперечного изгиба) и 486,0 см (второе сечение – зона чистого изгиба) от опоры.

Расчетная схема балки и эпюры распределения напряжений σ_y по высоте сечений в зонах поперечного и чистого изгиба показаны на рис. 2.

В этих же сечениях на рис. 3 показано распределение касательных напряжений τ_{xy} .

а)



б)

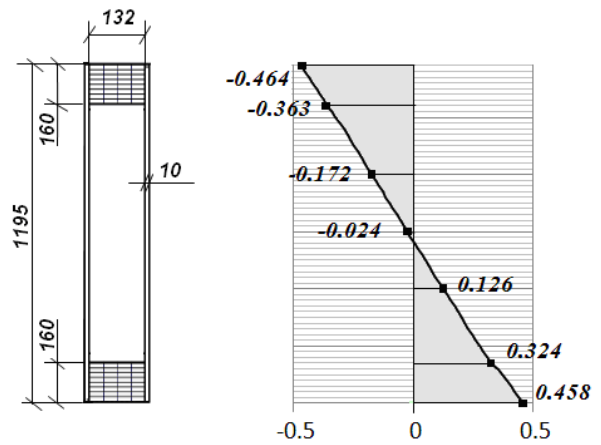


Рис. 1. Эпюры напряжений σ_x по высоте первого сечения (а) и второго сечения (б)

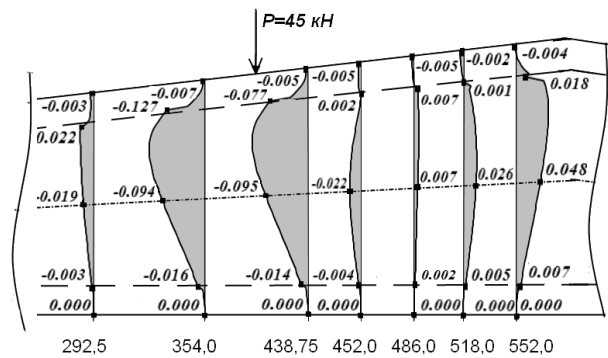
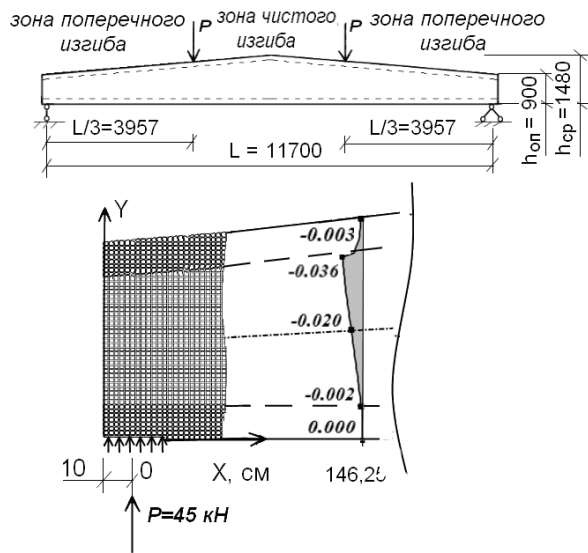


Рис. 2. Расчетная схема балки и эпюры напряжений σ_y по высоте сечений

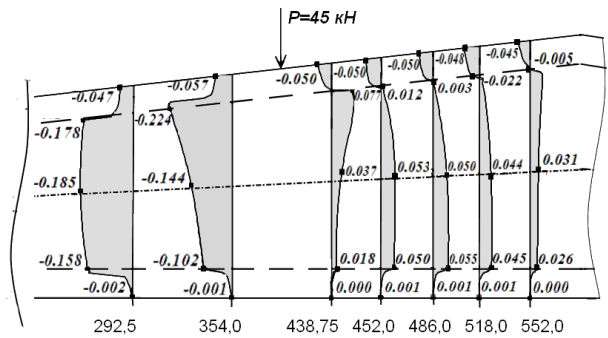
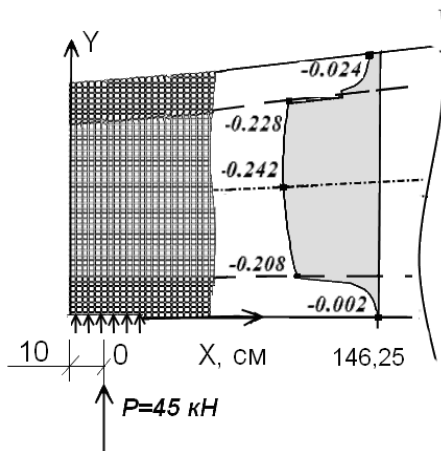
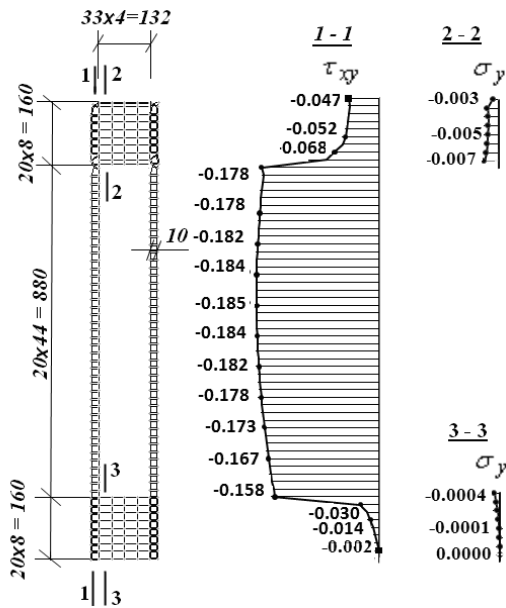


Рис. 3. Распределение касательных напряжений τ_{xy} в сечениях

Для проверки выполнения условий равновесия в поперечных сечениях балки на рис. 4 показано разбиение на конечные элементы в поясах и стенке и распределение напряжений τ_{xy} по высоте сечений в зоне поперечного изгиба на расстоянии $x = 292,5$ см (см. рис. 4, а) и в зоне чистого изгиба при $x = 518$ см (см. рис. 4, б) в стенке и поясах. Здесь же показано распределение напряжений σ_y по высоте поясов.

а)



б)

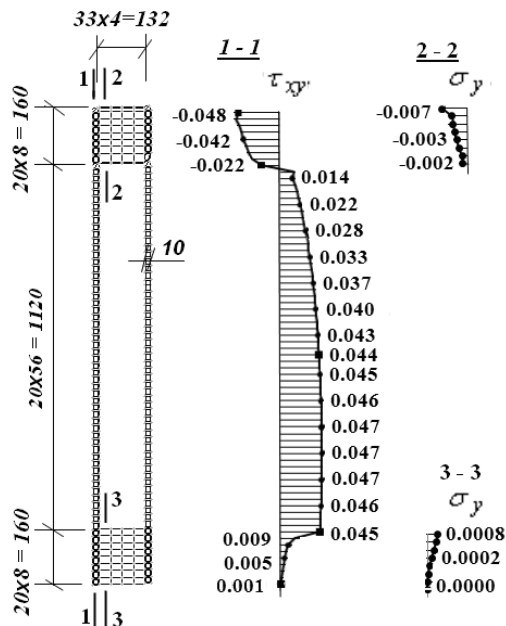


Рис. 4. Эпюры напряжений τ_{xy} в сечениях балки и напряжений σ_y в поясах

Обсуждение полученных результатов

Исследование нормальных напряжений σ_x в сечениях балки с помощью МКЭ показало, что их распределение носит практически линейный характер, а максимальные значения в верхнем σ_v и нижнем поясе σ_n несколько отличаются между собой и от элементарного решения $\sigma_y = M \cdot h/2I$:

– в зоне поперечного изгиба для сечения $x = 292,5$ см соответственно

$$\sigma_v = 0,464 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_n = 0,458 \text{ кН/см}^2; \\ \sigma_y = 0,552 \text{ кН/см}^2;$$

– в зоне чистого изгиба для сечения $x = 486$ см:

$$\sigma_v = 0,550 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_n = 0,508 \text{ кН/см}^2; \\ \sigma_y = 0,597 \text{ кН/см}^2.$$

Сопоставление максимальных значений напряжений в поясах балок показывает, что элементарное решение в этих сечениях даёт завышение от 8 до 20 %.

В двускатной балке, в отличие от балок постоянной высоты, в наклонных поясах возникают касательные напряжения и напряжения, действующие поперёк продольной оси балки. В верхних точках наклонных граней они определяются следующими выражениями (3), полученными из условий равновесия бесконечно малого элемента

$$\tau_{xy} = \sigma_x \tan \alpha, \quad \sigma_y = \tau_{xy} \tan \alpha = \sigma_x \tan^2 \alpha \quad (3)$$

В нашем случае $\tan \alpha = 0,0975$ и эти зависимости с большой точностью подтверждаются вычислениями МКЭ (см. рис. 2, 3) как и в зоне поперечного, так и чистого изгиба.

Касательные напряжения в сечениях балки в зоне поперечного изгиба распределяются несимметрично, что следует из данных табл. 1 и эпюр напряжений согласно приведенному выше рис. 3. При сохранении общих закономерностей их распределения по высоте фанерных стенок в зоне поперечного изгиба между аналитическим решением и решением МКЭ существует отличие значений в различных точках, составляющее от 2 до 12 %. Следует отметить, что значения касательных напряжений во всех точках сечений, вычисленные по формуле Д. И. Журавского, на 9...43 % больше напряжений, полученных аналитически согласно (1), а также вычисленные МКЭ.

В зонах поперечного изгиба эпюра распределения касательных напряжений, построенная

на основе вычислений МКЭ, однозначна и из условия равновесия

$$\sum \tau_{\text{вп}}^i \cdot A_{\text{кэ,п}}^i + \sum \tau_{\text{ст}}^i \cdot A_{\text{кэ,ст}}^i + \sum \tau_{\text{нп}}^i \cdot A_{\text{кэ,п}}^i = Q \quad (4)$$

где $\tau_{\text{вп}}^i$, $\tau_{\text{ст}}^i$, $\tau_{\text{нп}}^i$ – касательные напряжения в i -ом элементе соответственно верхнего пояса, стенки и нижнего пояса; $A_{\text{кэ,п}}^i$, $A_{\text{кэ,ст}}^i$ – площадь конечного элемента пояса и стенки в плоскости сечения.

Для сечения при $x = 292,5$ см количество КЭ в верхнем и нижнем поясе составляет 2×48 , в стенке – 88 (см. рис. 4, а), а вычисление почленно согласно (4) даёт $11,694 + 30,954 + 3,086 = 45,734$ кН, что отличается от значения поперечной силы в этом сечении $Q = 45$ кН на 1,63 %, причём доля восприятия поперечной силы только поясами здесь достигает 32 %.

В отличие от балок постоянной высоты в зоне отсутствия поперечной силы, называемой в сопротивлении материалов зоной чистого изгиба, возникают касательные напряжения, а эпюры их распределения по высоте поперечных сечений двузначны, причем изменение знака происходит в верхних точках стенки при примыкании к верхнему поясу (см. рис. 4, б). Здесь максимальные касательные напряжения в поясах мало отличаются от вычисленных аналитически. В этой зоне из условий равновесия сил в поперечном сечении при $x = 518$ см ($Q = 0$) согласно (4) получим $-9,98 + 8,74 + 0,86 = -9,98 + 9,6 = -0,38$ кН, что на 4 % отличается от значения входящих слагаемых по абсолютной величине.

Изменение сечения по длине как в зоне поперечного, так и чистого изгиба приводит к возникновению напряжений σ_y , которыми в сопротивлении материалов пренебрегают. В точках верхнего (наклонного) контура балки их значения, полученные МКЭ, с высокой точностью совпадают с вычисленными согласно (3). В поперечных сечениях наблюдается их уменьшение при продвижении к нижней горизонтальной грани, на которой $\sigma_y = 0$. В местах контакта верхнего (и нижнего) пояса со стенкой происходит скачкообразное увеличение напряжений σ_y , что объясняется большим различием ширины сечения поясов ($b_n = 15,2$ см) и толщиной стенок ($\delta = 2$ см). Следует отме-

тить, что наибольшие напряжения σ_y в верхних точках стенок коробчатой балки возникают в местах действия максимальных нормальных напряжений σ_x , т. е. вблизи действия сосредоточенных сил в третях пролёта.

Выводы

1. В наклонных поясах двускатных коробчатых балок возникает полный тензор напряжений, что требует для деревянных поясов, как элементов с резко выраженной анизотропией, учёта сложного напряженного состояния при их расчёте.

2. Переменность высоты для стенок коробчатых балок приводит к уменьшению в них касательных напряжений по сравнению с элементами постоянной высоты, что является некоторым резервом их прочности и местной устойчивости.

3. В двускатных балках коробчатого сечения по сравнению с балками постоянной высоты доля участия поясов в восприятии поперечной силы значительно возрастает, и это обстоятельство должно учитываться при их проектировании.

4. Напряжения σ_y , вызванные переменностью сечения по длине в коробчатой балке незначительны как в зоне поперечного, так и чистого изгиба. Судя по значениям, их учёт для верхних участков стенок возможен только в зонах действия максимальных нормальных напряжений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Білик, С. І. Рациональні сталеві каркаси малоенергоємних будівель із двотаврів змінного перерізу [Текст]: Автореф. докт. техн. наук / КНУБА: 05.23.01. – К.: 2008. – 33 с.
2. Нилов, А. А. Рамы из сварных двутавров с гофрированной стенкой [Текст] / А. А. Нилов // зб. наук. праць / УкрНДІП сталевих конструкцій. – К.: Сталь, 2009. – С. 71-78.
3. Тимошенко, С. П., Гудьер, Дж. Теория упругости [Текст] / С. П. Тимошенко, Дж. Гудьер. – М.: Наука, 1979. – 560 с.
4. Самуль, В. И. Основы теории упругости и пластичности [Текст] / В. И. Самуль. – М.: Высш. шк., 1970. – 288 с.
5. Кириленко, В. Ф., Мотина, В. Г. Изгиб клинообразной балки сосредоточенным моментом, приложенным к её вершине [Текст] / В. Ф. Кириленко, В. Г. Мотина // Строительные конструкции и материалы: сб. научн. тр. / КИПКС. – Симферополь, 1997. – С. 95-101. Тимошенко, С. П. Теория упругости [Текст] /

- С. П. Тимошенко. – К.: Наукова думка, 1972. – 501 с.
6. Maki, A. C., Kuenzi, E. W. Deflection and stresses of tapered Wood beams [Текст] / A. C. Maki, E. W. Kuenzi // U.S. Forest service Research Paper. – FPL 34 – September, 1965. – 54 p.
 7. Ali, S. M., Sarna, S. I. Stress trajectories and stress contours in tapered beams [Текст] / S. M. Ali, S. I. Sarna // Strain. – 14. – № 2. – 1978. – P. 58-61.
 8. Кириленко, В. Ф., Мотина, В. Г. Изгиб симметричных клиньев при малых углах наклона граней [Текст] / В. Ф. Кириленко, В. Г. Мотина // Строительство и техногенная безопасность: Сб. научн. тр. / КАПКС. – Вып. 7. – Симферополь, 2002. – С. 38-40.
 9. Кириленко, В. Ф. Определение напряжений в клеевых швах дощатоклееных элементов переменной высоты [Текст] / В. Ф. Кириленко // Композиционные материалы и конструкции для сельскохозяйственного строительства: Межвуз. темат. сб. тр. – Саранск, 1982. – С. 31-34.
 10. Кириленко, В. Ф., Пинчук, Е. А. Скалывающие напряжения в деревянных балках переменной высоты [Текст] / В. Ф. Кириленко, Е. А. Пинчук // Науковий вісник будівництва. – 2009. – Вип. 54. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2009. – С. 179-185.
 11. Кириленко, В. Ф., Пинчук, Е. А. Напряжения в стенках деревофанерных элементов переменной высоты [Текст] / В. Ф. Кириленко, Е. А. Пинчук // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. научн. тр. / ОГАСА. – Одесса, 2010. – Вып. 14 (Часть 1). – С. 108-112.
 12. Кириленко, В. Ф., Пинчук, Е. А. Клеевые деревянные и деревофанерные конструкции для покрытий спортивных сооружений [Текст] / В. Ф. Кириленко, Е. А. Пинчук // Зб. наук. праць / Укр НДПІ сталевих конструкцій. – Вип. 6. – К.: Сталь, 2010. – С. 21-29.
 13. Кириленко, В. Ф., Пинчук, Е. А. Изгиб симметричной двутавровой клинообразной балки [Текст] / В. Ф. Кириленко, Е. А. Пинчук // Науковий вісник будівництва. – 2010. – Вип. 59. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2010. – С. 368-374.

Поступила в редколлегию 17.07.2011.

Принята к печати 30.07.2011.

В. В. КОВАЛЕНКО, С. В. КОВАЛЕНКО (ЧП «ЛОГИЯ»),
А. И. ВОВК (ОАО «ПОЛИПЛАСТ», РОССИЯ), Ю. Л. ЗАЯЦ (ДИИТ)

ИССЛЕДОВАНИЕ СТРУКТУРЫ И СВОЙСТВ МИНЕРАЛЬНЫХ ДОБАВОК ДЛЯ БЕТОНОВ И СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСТВОРОВ

В роботі проведено аналіз структури і властивостей мінеральних добавок для бетонів та будівельних розчинів.

Ключові слова: мінеральні добавки, будівельний розчин, бетон, структура

В работе проведен анализ структуры и свойств минеральных добавок для бетонов и строительных растворов.

Ключевые слова: минеральные добавки, строительный раствор, бетон, структура

The paper analyzes the structure and properties of mineral additives for concrete and mortar.

Keywords: mineral additives, mortar, concrete, structure

Интенсификация развития строительной индустрии обуславливает необходимость получения высокопрочных бетонов для массовой высотной застройки городов и обеспечения эксплуатационной стойкости гидротехнических сооружений.

При высоком качестве строительного материала необходимо обеспечить его экономическую конкурентоспособность и тем самым повысить рентабельность строительства. Известно, что высокопрочные бетоны изготавливают с использованием комплексных добавок, в состав которых входит в качестве минеральной составляющей микрокремнезём.

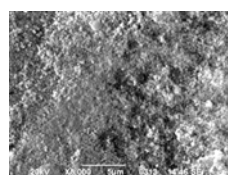
Целью данной работы является сравнение качественных характеристик минеральных добавок, используемых в Украине и России, и их влияния на механические характеристики бетонов и долговечность железобетонных конструкций.

Объектом исследования служили образцы украинских добавок для бетонов и строительных растворов ПЛКП в которых в качестве составной части используются минеральные добавки металлургического производства и российские минеральные добавки производства Липецкого и Новокузнецкого металлургических комбинатов, а также микрокремнезём, произведенный специально под названием белая сажа или «аэросил».

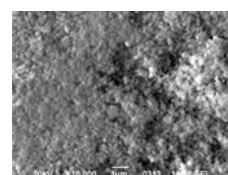
Морфология и гранулометрический состав добавок исследовали методами оптической (микроскоп MULTIZOOM AZ100M фирмы "Nikon", Япония) и растровой микроскопии. Химический состав определяли методом рентгеноструктурного анализа, а также микроанализа с помощью растро-

вого электронного микроскопа JSM-6490LV фирмы JEOL (Япония) с энергодисперсионным X-лучевым спектрометром INCA-ENERGY-450 и ручного анализатора горных пород S1 TURBOSD фирмы "Bruker" (Германия). Влажность порошков определяли с помощью анализатора влажности KERN MRS 120-3 в температурном диапазоне 30...230 °C.

Морфология и фракционный состав специально синтезированного микрокремнезёма под названием белая сажа или аэросил изображены на рис. 1.



$a \times 5000$



$b \times 10000$

Рис. 1. Морфология и фракционный состав специально синтезированного микрокремнезёма под названием белая сажа или «аэросил»

Исследования химического состава белой сажи показали наличие в ней от 90,93 до 99,59 % оксида кремния с небольшими добавками калия или углерода (рис. 2, а, б).

Приведенная минеральная добавка значительно повышает физико-механические характеристики бетонов, однако её высокая стоимость не способствует широкому внедрению в массовое высотное строительство.

Для снижения себестоимости строительных работ в России и Украине в качестве минеральных добавок используют отходы металлургической промышленности.

© Коваленко В. В., Коваленко С. В., Вовк А. И., Заяц Ю. Л., 2012

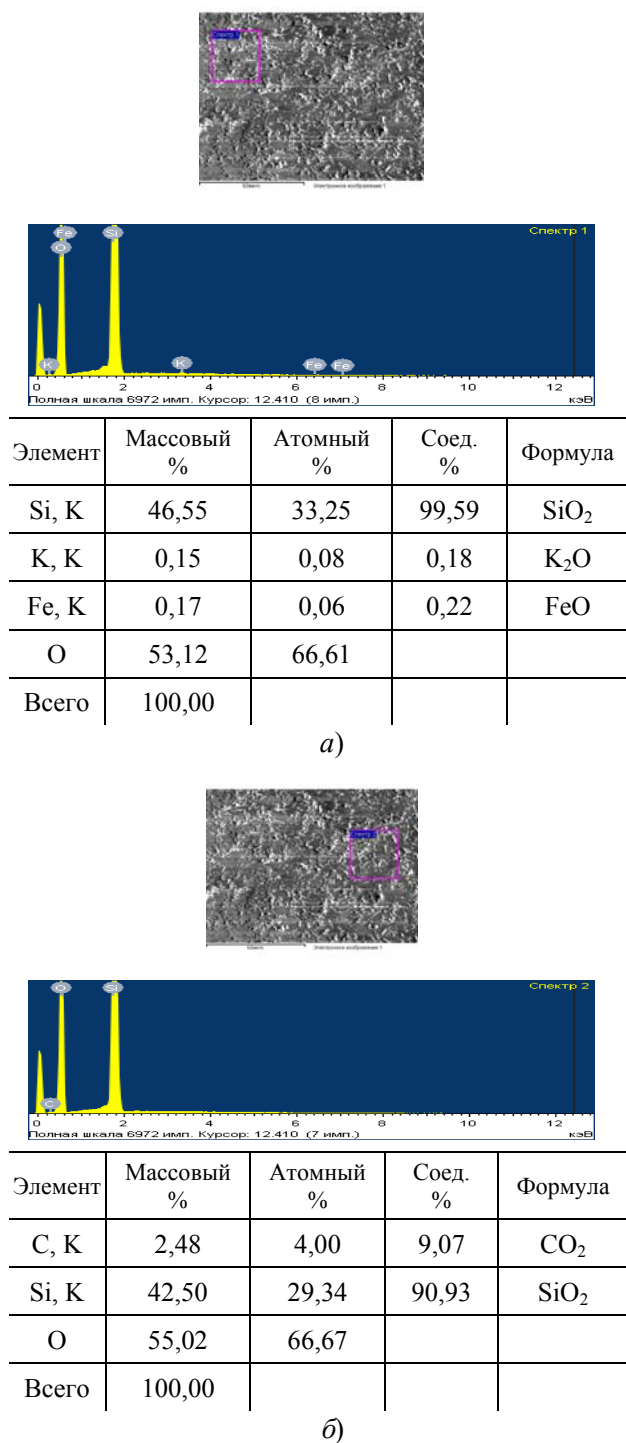


Рис. 2. Химический состав специально синтезированного микрокремнезёма – белая сажа или «аэросил»

Добавки имеют серый цвет и различный оттенок, обусловленный различным фракционным и химическим составом. Так, например, российская добавка Липецкого микрокремнезема имеет более темный оттенок, что как показывают дальнейшие исследования, объясняется гранулированным составом. Гранулы могут содержать пластифицирующие добавки,

регуляторы твердения, воздухововлекающие и противоморозные добавки [1].

Рентгеноструктурные исследования российской добавки Липецкого металлургического комбината и украинской добавки металлургического происхождения представлены на рис. 3.

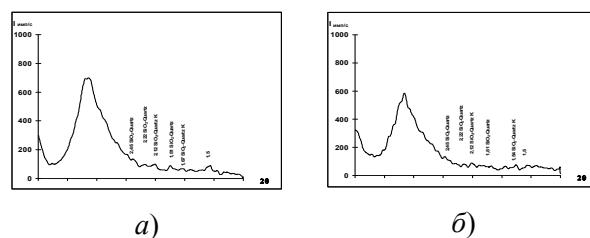


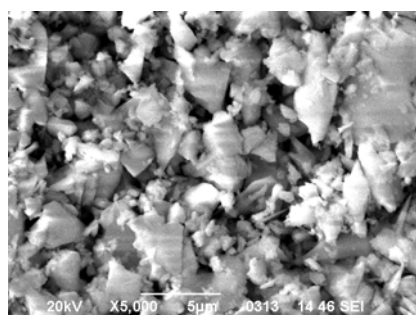
Рис. 3. Рентгеновская дифрактограмма в Cu-K α излучении образцов минеральной добавки российского производства Новолипецкого металлургического комбината (а) и украинской добавки металлургического происхождения (б)

Как видно из рис. 3 обе минеральные добавки имеют аморфное строение со слабо выраженными пиками характеризующими двуокись кремния.

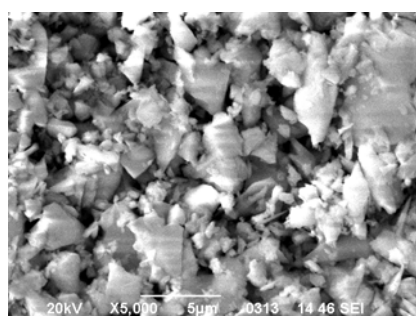
Морфология и фракционный состав порошков минеральных добавок представлен на рис. 4.

Анализ структуры исследуемых порошков показал, что средний размер частиц минеральной добавки украинского производства на два порядка меньше, чем гранул Липецкого микрокремнезема (см. рис. 4). Морфология частиц украинской добавки ПЛКП представляет собой остроугольные осколки длиной до 5 мкм, не склонные к сегрегациям. Крупные сферические органоминеральные гранулы российской добавки производства Новолипецкого металлургического комбината диаметрами до 500 мкм в соответствии с [1] могут дополнительно содержать суперпластификатор (СП-1) марки С-3, нитрилотимефосфоновую кислоту, нитрит натрия, смолу нейтрализованную воздухововлекающую (СНВ), формальдегид, соли лигно-сульфоновой кислоты, комплексные соли нитрилотимефосфоновой кислоты, оксиэтилидендифосфоновую кислоту и динатриевую соль этилендиаминтетрауксусной кислоты. Морфология частиц микрокремнезема Новокузнецкого металлургического комбината (см. рис. 4, з) существенно отличается от предварительно рассмотренных минеральных добавок (см. рис. 4, а, б, в).

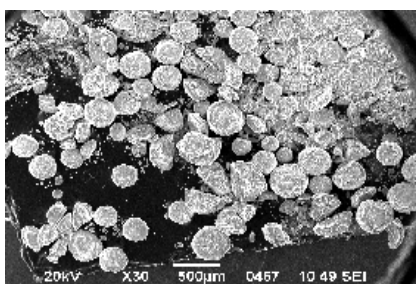
В отличие от минеральной добавки ПЛКП, частицы микрокремнезема Новокузнецкого МК округлой формы имеют средний диаметр около 0,1 мкм.



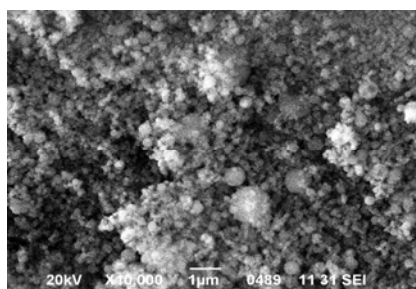
а)



б)



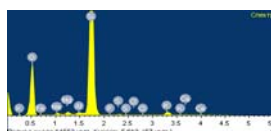
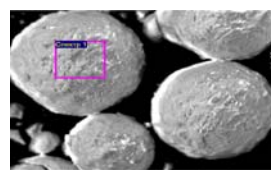
в)



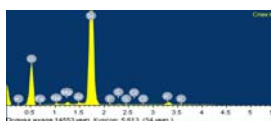
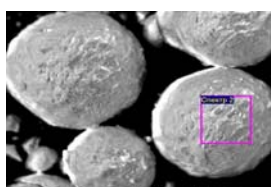
з)

Рис.4. Морфология и фракционный состав порошков минеральных добавок украинского (а, б – добавки ПЛКП) и российского (в – Липецкий микрокремнезем, з – Новокузнецкий микрокремнезем) производства

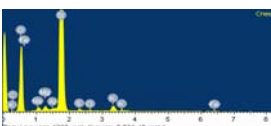
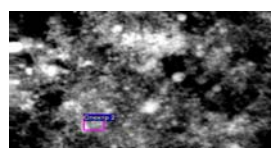
Микрорентгеноспектральный анализ минеральных добавок металлургического происхождения (рис. 5-6) показал значительные различия в их химическом составе. Так, например, в образце российской добавки Липецкого микрокремнезема при концентрации оксида кремния от 88,41 до 89,64 % количество оксида магния составляет до



а)



б)



в)

Элемент	Массовый%
O	53,43
Na, K	0,64
Mg, K	0,88
Al, K	0,28
Si, K	41,50
P, K	0,10
S, K	0,23
Cl, K	0,07
K, K	2,17
Ca, K	0,27
Fe, K	0,42
Всего	100,00

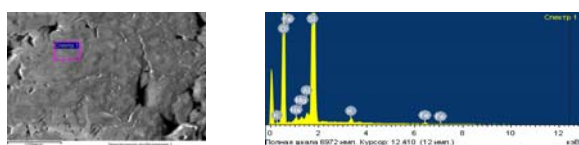
Элемент	Массовый %
O	52,81
Na, K	0,62
Mg, K	1,01
Al, K	0,25
Si, K	41,93
P, K	0,13
S, K	0,28
Cl, K	0,10
K, K	2,30
Fe, K	0,58
Всего	100,00

Элемент	Массовый %
Na, K	1,03
Mg, K	0,95
Al, K	0,10
Si, K	43,01
S, K	0,42
Cl, K	0,16
K, K	2,63
Fe, K	0,36
O	51,34
Всего	100,00

Рис. 5. Химический состав частиц российских добавок Липецкого микрокремнезема (спектр 1 (а), спектр 2 (б)) и Новокузнецкого микрокремнезема (спектр 2 (в))

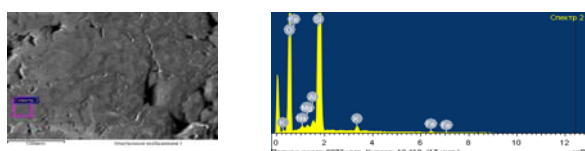
1,68 %, что более чем в три раза превосходит его количество в украинской добавке.

В отличие от украинской (рис. 6), российские добавки (см. рис. 5) содержат вредный элемент – хлор. Средняя массовая концентрация ионов хлора в этих добавках составляет около 0,11 %. Учитывая, что дозировка минеральных добавок в бетоны, относительно химических, на порядок больше, и указанная массовая доля увеличивается примерно в 10 раз, необходимо иметь в виду отрицательное влияние подобных хлорсодержащих добавок на коррозионную стойкость арматуры в железобетоне, особенно в предварительно напряженных конструкциях.



Элемент	Массовый %	Атомный, %	Соед. %	Формула
Na, K	0,52	0,46	0,71	Na ₂ O
Mg, K	0,32	0,27	0,54	MgO
Al, K	0,32	0,24	0,61	Al ₂ O ₃
Si, K	44,96	32,32	96,19	SiO ₂
K, K	0,97	0,50	1,17	K ₂ O
Fe, K	0,61	0,22	0,79	FeO
O	52,28	65,98		
Всего	100,00			

а)



Элемент	Массовый %	Атомный, %	Соед. %	Формула
Na, K	0,45	0,40	0,61	Na ₂ O
Mg, K	0,33	0,28	0,55	MgO
Al, K	0,37	0,27	0,69	Al ₂ O ₃
Si, K	45,00	32,34	96,27	SiO ₂
K, K	1,01	0,52	1,22	K ₂ O
Fe, K	0,51	0,19	0,66	FeO
O	52,32	66,01		
Всего	100,00			

б)

Рис. 6. Химический состав частиц микрокремнезема украинской добавки ПЛКП (спектр 1 (а), спектр 2 (б))

Анализ рис. 5, 6 показал, что украинская добавка содержит повышенное количество оксида кремния 96,19...96,27 %, что в среднем превышает его содержание в российской добавке Липецкого микрокремнезема более чем на 7 % или в 1,08 раза и благоприятно сказывается на механических характеристиках бетонов.

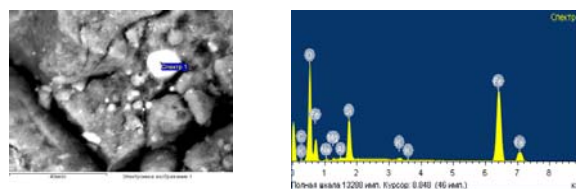
Исследования с помощью оптического микроскопа позволили обнаружить значительное количество мелких диаметром до 5...10 мкм корольков окисла железа. Так как с помощью растровой электронной микроскопии и микро-рентгеноспектрального анализа не возможно корректно определить их количество, использовался метод спектральной количественной оценки добавок геохимическим ручным анализатором горных пород. Результаты исследований представлены в табл. 1.

Таблица 1

Количество железа в минеральных добавках

Добавка	Количество железа % (масс)
Российская, Липецкого микрокремнезема	0,5...1
Украинская ПЛКП	1,0...1,5

Химический состав железистых корольков размером до 15 мкм представлен на рис.7.



Элемент	Массовый %	Атомный %
O	35,91	62,90
Na, K	0,42	0,51
Mg, K	0,42	0,48
Al, K	0,13	0,13
Si, K	8,44	8,42
K, K	0,53	0,38
Fe, K	54,16	27,18
Всего	100,00	

Рис. 7. Химический состав железистых корольков

Как следует из рис. 7, кроме небольшого количества натрия, магния, алюминия и калия, в указанных корольках содержится более восьми массовых процентов кремния. Повышенная концентрация корольков окислов железа в украин-

ской добавке способствует уплотнению структуры цементного камня и, как следствие, повышению физико-механических характеристик бетонов и строительных растворов.

Все выше приведенные добавки имеют одинаковые показатели влажности – около 1 %. После испытаний на влажность, частицы российской добавки Новолипецкого металлургического комбината при температуре 260 °С образовали прочные спечённые конгломераты. Частицы украинской минеральной добавки также сегрегировали, образовав непрочные, рассыпающиеся при прикосновении конгломераты диаметром до 50 мкм (рис. 8).

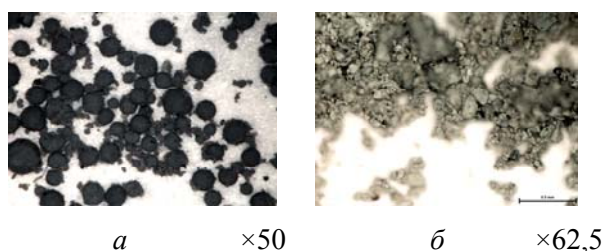


Рис. 8. Микроструктура минеральных добавок после испытаний на влажность:
а – российской Липецкого микрокремнезема,
б – украинской ПЛКП

Испытания на прочность при сжатии показали, что использование минеральной добавки металлургического происхождения в составе украинской добавки ПЛКП позволяет достичь наиболее высоких значений прочности на разных стадиях твердения бетона (рис. 9).

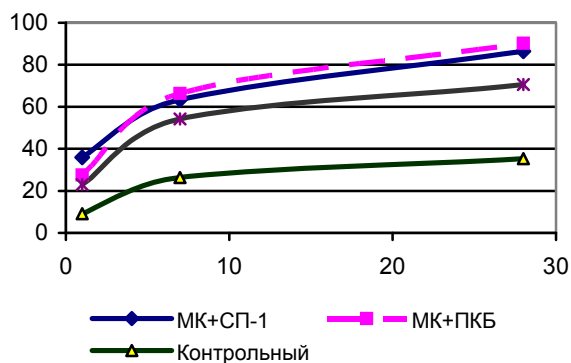


Рис. 9. Зависимость прочности на сжатие бетонов на основе российских вяжущих и заполнителей с украинской добавкой ПЛКП с основой из микрокремнезёма металлургического происхождения (МК) и добавлением суперпластификатора С-3 (СП-1 производства ОАО «Полипласт») и поликарбоксилатов (ПКБ) и российской добавки Липецкого микрокремнезема от продолжительности затвердевания

Прирост прочности по отношению к контрольному образцу бетонов с украинской добавкой ПЛКП после пропарки составил от 148

до 152 %, на ранних стадиях нормального твердения на первые сутки от 203 до 295 %, на седьмые 141...152 %, и на 28 сутки твердения 145...156 %. При этом российская добавка показала относительный прирост прочности значительно более низкий – 89 % после пропарки, 153 % на первые сутки нормального твердения, 206 % на седьмые и 100 % на 28 сутки нормального твердения.

Исследования прочности образцов бетона с украинской добавкой на 56 сутки показали, что интенсивный прирост прочности продолжается и абсолютные её показатели превосходят 115 МПа.

Средняя плотность бетонной смеси испытанных образцов – 2435 кг/м³, средняя осадка конуса в образцах с добавками составляла 22 см. Добавку вводили в количестве около 12 % от массы цемента. Температура пропарки составляла около 80 °С.

Исследование структуры и свойств минеральных добавок к бетонам и строительным растворам показало, что наилучшие механические характеристики бетонам обеспечивает украинская добавка ПЛКП состоящая из основы – микрокремнезёма металлургического происхождения и поликарбоксилатов. Указанная добавка способствует стабильному повышению прочности на 28 суток выше 90 МПа. Высокие механические характеристики обусловлены особенностями морфологии и химического состава микрокремнезёма. Наличие в российских добавках около 0,11 % (масс.) ионов хлора при концентрации их в бетоне более 7 % может вызвать коррозию арматуры и значительно снизить долговечность железобетонных конструкций.

Использование минеральных добавок ПЛКП позволяет повысить физико-механические характеристики бетонов их долговечность, и за счет активного аморфного микрокремнезема связать растворимые соединения кальция для предотвращения его вымывания в случае использования добавок в гидротехнических сооружениях.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Пат. 2096372 Российская Федерация, МПК⁶ С 04 В 28/02, С 04 В 28/02, С 04 В 22:00, С 04 В 11:20. Способ приготовления комплексного модификатора бетона и комплексный модификатор бетона [Текст] / Каприелов С. С., Шейнфельд А. В., Жигулев Н. Ф.; заявитель и патентообладатель Предприятие Мастер бетон. – № 96111654/03; заявл. 13.06.96.; опубл. 20.11.97, Бюл. № 23 – 3 с.

Поступила в редколлегию 10.10.2011.
Принята к печати 30.10.2011.

А. П. КРУКОВСКИЙ, В. В. КРУКОВСКАЯ (Институт геотехнической механики им. Н. С. Полякова, Днепропетровск) С. Д. ГРЕБЕНЮК (ЗАО «Донецксталь»)

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЗАГЛУБЛЕННЫХ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ ШАХТНОГО ВОДОСБРОСА

У статті наведено розрахунок напруженого стану заглиблених бетонних конструкцій методом скінчених елементів з урахуванням зниження міцності бетону у часі внаслідок підвищеної вологості та під дією агресивного середовища. Запропоновано розв'язання поставленої задачі у випадках різного рівня води у трубах шахтного водосброса.

Ключові слова: агресивне середовище, метод скінчених елементів, міцність бетону, шахтний водоскид

В статье приведен расчет напряженного состояния заглубленных бетонных конструкций методом конечных элементов с учетом снижения прочности бетона во времени, вследствие повышенной влажности и под действием агрессивной среды. Предложено решение поставленной задачи в случаях различного уровня воды в трубах шахтного водосброса.

Ключевые слова: агрессивная среда, метод конечных элементов, прочность бетона, шахтный водосброс

The account of subsurface concrete construction stressed state by finite element method in consideration of loss of concrete strength in time, as a result of high humidity and corrosive medium action is given in this article. Solution of assigned task in the case of different water level in mine spillway is proposed.

Keywords: corrosive medium, finite element method, concrete strength, mine spillway

Для обеспечения длительной безопасной эксплуатации гидротехнических сооружений важное значение имеет состояние железобетонных конструкций. За время срока службы бетон подвергается статическим нагрузкам со стороны грунта, воздействию агрессивных сред (атмосфера, вода), температурным перепадам. За счет влияния этих факторов его первоначальные свойства постепенно ухудшаются.

Бетонные трубы шахтного водосброса находятся на глубине от 0 до 4 м. Сила, действующая на них со стороны грунта, сравнительно не велика. Однако, в результате коррозии бетона и арматуры под действием агрессивной среды и уменьшения прочности вследствие повышенной влажности бетона происходит преждевременное разрушение конструкции. Рассчитаем и проанализируем изменение напряженного состояния заглубленных конструкций, зоны неупругих деформаций шахтного водосброса на протяжении 25 лет его эксплуатации.

Рассмотрим задачу об определении параметров напряженно-деформированного состояния заглубленных конструкций шахтного водосброса (рис. 1).

Как показывают А. В. Александров, В. Д. Потапов, И. В. Баклашов, Б. А. Картозия,

исследования напряженно-деформируемого состояния конструкции, выполняемые методами механики сплошной среды, основаны на совместном решении основных систем уравнений [1, 2]: равновесия; связи между деформациями и перемещениями; уравнений совместности деформаций; физических уравнений состояния, характеризующих зависимость деформаций от напряжений.

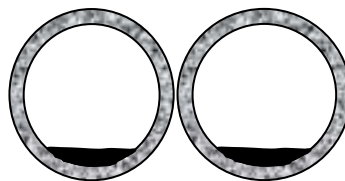


Рис. 1. Заглубленные железобетонные конструкции водопропускного сооружения

Для описания линейно-упругого состояния используются соотношения обобщенного закона Гука:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)), & \gamma_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{G} \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)), & \gamma_{yz} = \frac{\sigma_{yz}}{G} \\ \varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)), & \gamma_{zx} = \frac{\sigma_{zx}}{G} \end{cases}$$

где ε – нормальные деформации; γ – деформации сдвига; σ – тензор напряжений; E и G – модули упругости при растяжении (сжатии) и сдвиге; ν – коэффициент Пуассона.

Для математического описания процесса перехода горных пород в нарушенное состояние применяется наиболее приемлемая на сегодняшний день теория прочности Кулона-Мора, которая учитывает возможность возникновения разрушения как в результате сдвига, так и в результате отрыва [2, 3]. Особенно широкое применение методы линейной теории упругости получили при численном решении нелинейных задач [4]. При этом упругое решение принимается в качестве первого приближения. Окончательное решение находится путем последовательной корректировки напряженно-деформированного состояния массива горных пород в зависимости от заданных нелинейных характеристик его деформирования.

При решении поставленной задачи по расчету напряженно-деформированного состояния заглубленных бетонных конструкций применяется численный метод решения (метод конечных элементов) [5-7]. Рассматриваемая область делится на конечное число треугольных элементов с узлами $x_i, y_i, x_j, y_j, x_k, y_k$. Между узловыми силами и узловыми перемещениями устанавливается связь:

$$\{F\}_i = K_i \{U\}_i,$$

где $\{F\}_i$ и $\{U\}_i$ – векторы узловых сил и перемещений элемента i ; $[K]_i$ – матрица жесткости этого элемента, $[K] = \int [B]^T [D] [B] dV$; $[B]$ – матрица связи между деформациями и перемещениями; $[D]$ – матрица упругости, содержащая характеристики материала, строится на основании соотношений обобщенного закона Гука.

После установления связей для всех элементов области они объединяются в единую модель. Для учета граничных условий все внешние и внутренние силы, граничные значения перемещений приводятся к узлам. Отсутствие перемещений в каком-либо направлении учитывается заданием жестких связей.

В результате решения системы уравнений определяются узловые силы и перемещения для

всей области, а затем они преобразуются в напряжения и деформации в элементах:

$$\{\varepsilon\} = [B] \{u\},$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} + \{\sigma_0\}.$$

Необходимыми для расчета данными являются физико-механические свойства бетона и вмещающего грунта [8-10].

В табл. 1 показаны значения свойств, которые использовались при расчете.

Таблица 1

Основные свойства бетона и вмещающего грунта

Свойства	Бетон	Грунт
Средняя плотность, кг/м ³	2200	1600
Средняя плотность влажного вещества, кг/м ³	–	1900
Модуль упругости E , МПа	10000	20
Прочность на сжатие, МПа	21	0,03
Прочность на растяжение, МПа	0,09	0,0
Коэффициент Пуассона	0,2	0,4
Отношение прочности в возрасте 21 год к максимальной прочности бетона при хранении на открытом воздухе, %	30	–

Зависимость напряжения-деформации для нелинейных расчетов конструкций показана на рис. 2 [11].

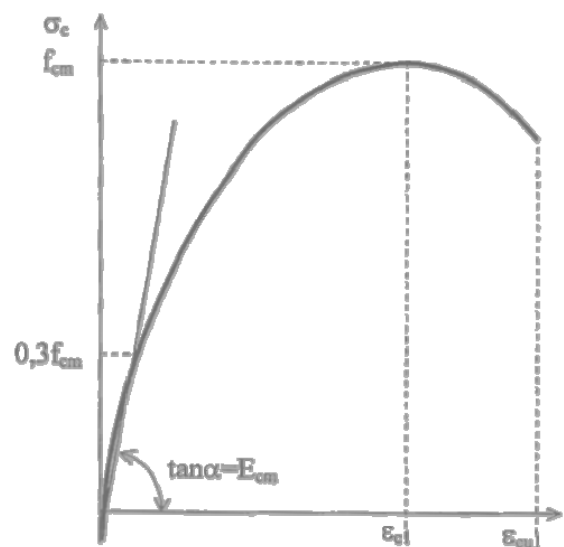


Рис. 2. Схематическое изображение зависимости «напряжения-деформации» для бетона [11]

На схеме обозначено: f_{cm} – среднее значение прочности бетона на сжатие; E_{cm} – среднее

значение начального модуля упругости; σ_c – напряжения сжатия в бетоне; ε_{cl} – деформации сжатия бетона при максимальных напряжениях; ε_{cu} – граничные деформации сжатия бетона.

Природные грунты характеризуются такими свойствами, как осколочность, распределение размера частиц, плотность, пористость, содержание воды, что определяет следующие показатели: сцепление, угол трения, поровое давление [10, 12].

Одним из факторов, оказывающим заметное влияние на прочностные свойства горных пород, является влажность. Насыщение водой наиболее сильное влияние оказывает на породы, содержащие глинистые минералы. При набухании песчано-глинистых пород под влиянием подземных и поверхностных вод пористость растет, прочность падает [13]. Испытания горных пород показали, что изменение влажности размокаемых горных пород изменяет не только их прочностные и деформационные свойства, но и характер поведения после достижения предела прочности [14] (рис. 3).

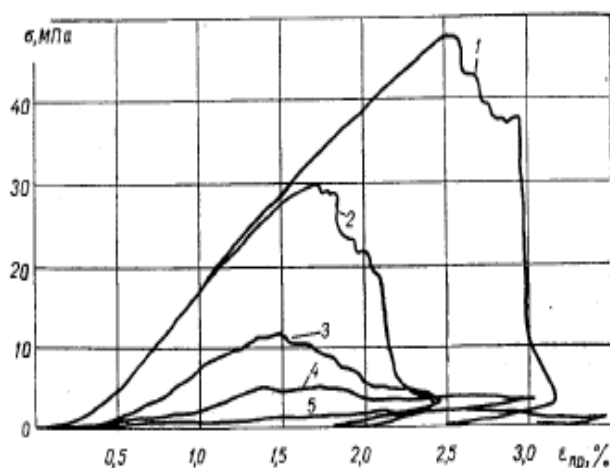


Рис. 3. Диаграммы напряжение - деформация испытания на одноосное сжатие образцов при различной степени увлажнения [14]:

1 – $W = 0,5 \%$; 2 – $W = 2 \%$; 3 – $W = 6,2 \%$;

4 – $W = 7,9 \%$; 5 – $W = 13,1 \%$

Влажность, а также действие углекислого газа и сульфатов воздействуют и на прочность бетона. В сооружениях, находящихся под действием агрессивных вод с сульфатами кальция, магния и натрия, разрушение проявляется в виде разбухания и искривления конструктивных элементов, происходит не только удаление составляющих из объема цементного камня, но, наоборот, образуются новые соединения, объем которых превышает объем твердой фазы компонентов цементного камня [8, 15, 16]. Увели-

чение объема вызывает растрескивание и расслоение бетона (рис. 4).

Экспериментально подтверждено [9], что с повышением влажности бетона снижается его прочность (рис. 5). Предел прочности при изгибе высохшего бетона ниже, чем этот же показатель в бетоне, находящемся в насыщенном состоянии.

Прочность образцов, испытываемых на сжатие, также увеличивается при высыхании.

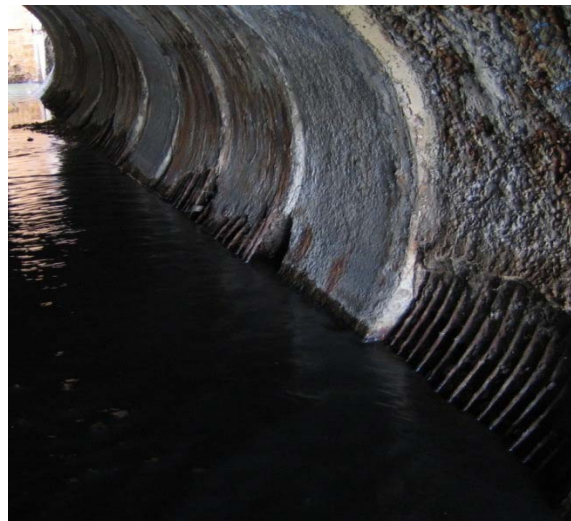


Рис. 4. Разрушение бетона водоотводящих труб

Потеря прочности вследствие увлажнения в бетоне, испытываемом на сжатие, вызывается расширением цементного геля адсорбированной водой: силы сцепления твердых частиц при этом уменьшаются. Наоборот, если при высыхании уменьшается расклинивающее действие воды, прочность бетона увеличивается.

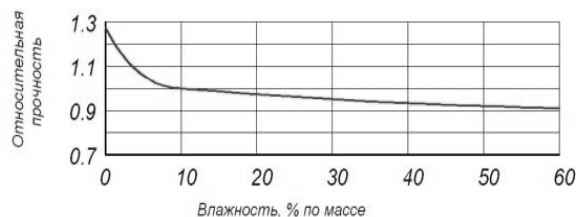


Рис. 5. Изменение относительной прочности бетона в зависимости от его влажности

Проведем расчет параметров НДС заглубленных бетонных конструкций в различные моменты времени эксплуатации с учетом снижения прочности бетона во времени; в результате повышенной влажности и в результате коррозии под действием агрессивной среды. Диаметр трубы – 2,0 м, толщина бетона – 0,2 м. Конечно-элементная сетка для случая уровня воды в трубах шахтного водосброса $U = 1000$ мм показана на рис. 6.

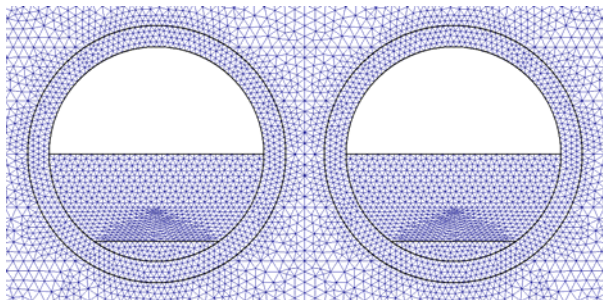


Рис. 6. Центральный фрагмент конечно-элементной сетки

Значения влажности и глубины коррозионного повреждения бетона в различные моменты времени будем брать из данных, полученных в результате численного моделирования процесса диффузионного влагопереноса [17] (рис. 7).

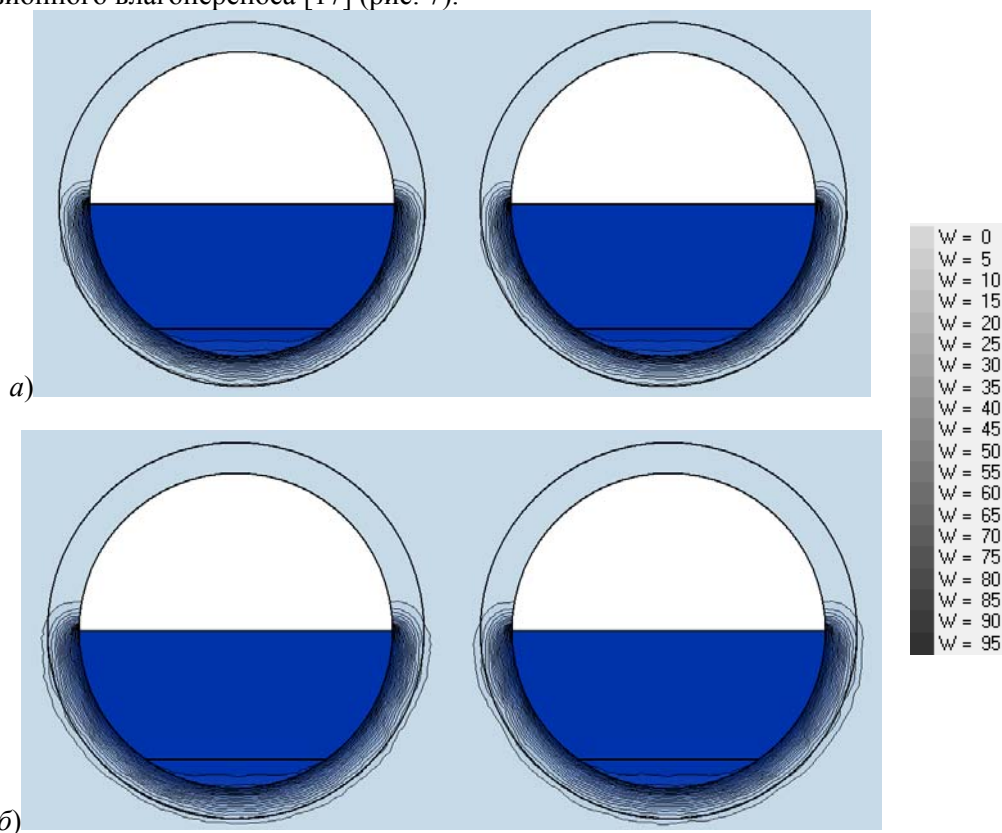


Рис. 7. Влажность бетонной оболочки:
а) – $t = 20$ лет; б) – $t = 40$ лет

Параметр Q характеризует возможность возникновения разрушения в данной точке области.

Распределения значений параметра Q и максимальных напряжений (σ_1) для случая $U = 1000$ мм в момент возведения конструкции, на 20-м и 40-м году эксплуатации показаны соответственно на рис. 8 и 9.

В результате коррозии бетона снижаются его прочностные характеристики. Это приводит

В результате расчетов получим распределения напряжений и зоны неупругих деформаций в исследуемой области в различные моменты времени. Для прогноза и оценки возможности возникновения разрушения рассмотрим параметр, отношение разности наибольших (σ_1) и наименьших (σ_3) главных напряжений к напряжениям от веса вышележащей толщи горных пород:

$$Q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\lambda H},$$

где H – высота вышележащего слоя грунта; ρ – средняя плотность вышележащего грунта.

к возникновению зоны неупругих деформаций на внутреннем контуре бетонного кольца, непосредственно контактирующем с водой (рис. 8, б, в и 9, б, в). Состояние бетона в этой области соответствует участку запредельного деформирования с разупрочнением, в связи с чем значения максимальных напряжений и параметра Q здесь понижаются со временем.

С увеличением зоны разрушения в нижней части бетонной оболочки происходит одновременное снижение максимальных напряжений

на внешнем контуре в ее верхней части и увеличение в грунте между кольцами. Также видно, что максимальные напряжения увеличиваются с глубиной (см. рис. 9).

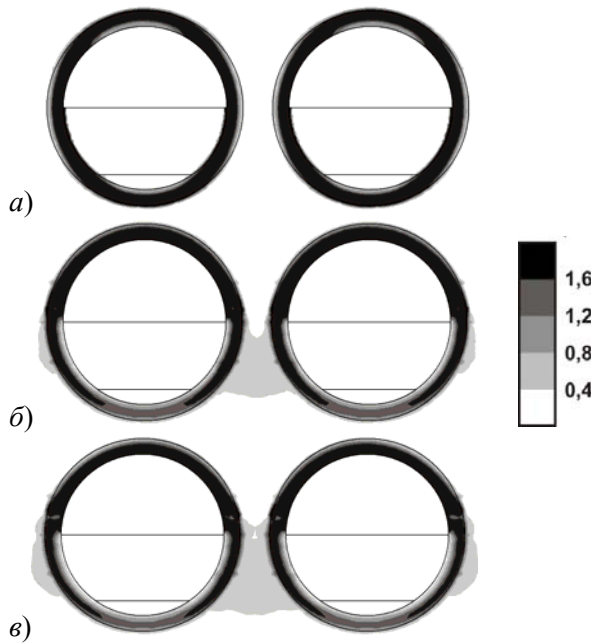


Рис. 8. Значения параметра Q для случая $U = 1000$ мм:
а) – $t = t_0$; б) – $t = 20$ лет; в) – $t = 40$ лет

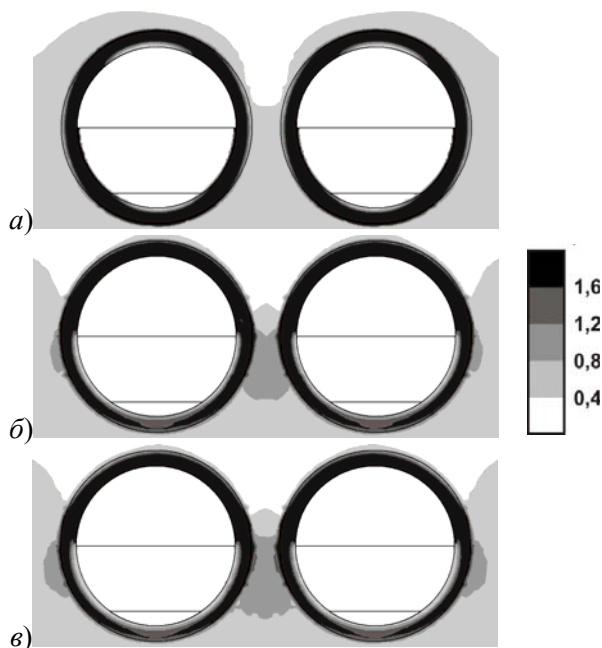


Рис. 9. Значения максимальных напряжений σ_1 для случая $U = 1000$ мм
а) – $t = t_0$; б) – $t = 20$ лет; в) – $t = 40$ лет

Зоны неупругих деформаций для случая $U = 1000$ мм в момент возведения конструк-

ции, на 20-м и 40-м году эксплуатации показаны на рис. 10.

Из рисунков видно, что неупругие деформации развиваются в большей степени в той части бетонной оболочки, которая непосредственно соприкасается с водой.

То есть разрушение конструкции в результате химического воздействия агрессивной среды, повышенной влажности бетона и статической нагрузки от веса самой конструкции и вышележащего грунта происходит в боках труб шахтного водосброса. Именно такой характер разрушения наблюдается в реальных условиях на водопропускных сооружениях ОАО Угольная компания «Шахта «Красноармейская-Западная № 1» [17] (см. рис. 1).

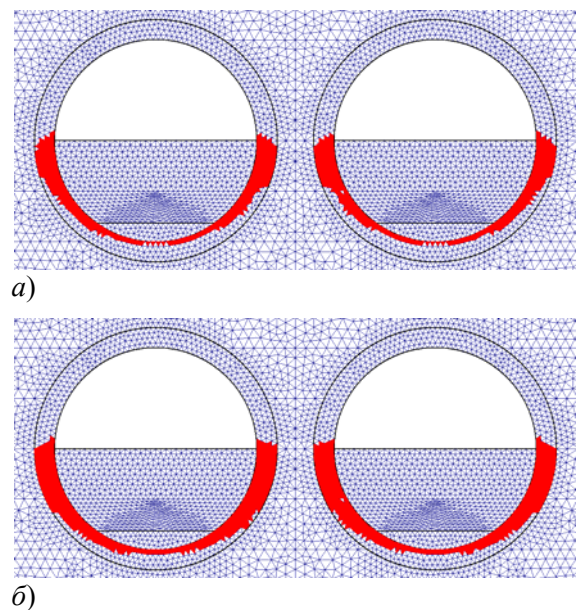


Рис. 10. Зоны неупругих деформаций для случая $U = 1000$ мм:
а) – $t = 20$ лет; б) – $t = 40$ лет

Построим графики изменения значений параметра Q во времени на уровне поверхности воды вдоль осей $y = 49,59$ м, $y = 49,34$ м и $y = 49,22$ м, соответствующих уровням воды в трубах водоотлива $U = 1,00$ м, $U = 0,50$ м и $U = 0,25$ м (рис. 11, 12 и 13).

На рисунках показаны значения только для левой части схемы, правая является ее зеркальным отображением. При этом $x = 48,62$ м; $x = 50,00$ м – координаты центра трубы.

Пиковые значения параметра Q (см. рис. 11-13), соответствуют участкам стенок бетонной трубы, которые имеют гораздо более высокую прочность, чем вмещающий грунт (см. табл. 1), способны выдерживать большую

нагрузку и характеризуются высокими напряжениями.

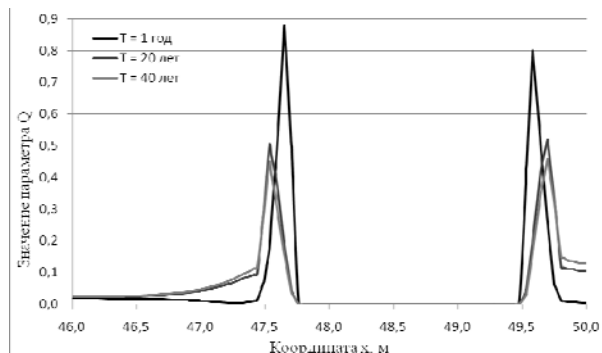


Рис. 11. Изменение значений параметра Q во времени на уровне поверхности воды вдоль оси $y = 49,59$ м ($y = 50,00$ м – центр трубы) при $U = 1,00$ м

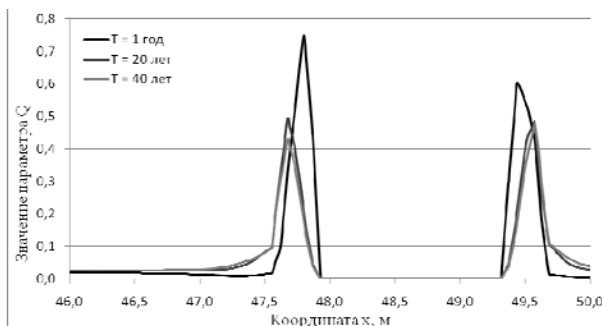


Рис. 12. Изменение значений параметра Q во времени на уровне поверхности воды вдоль оси $y = 49,34$ м ($y = 50,00$ м – центр трубы) при $U = 0,50$ м

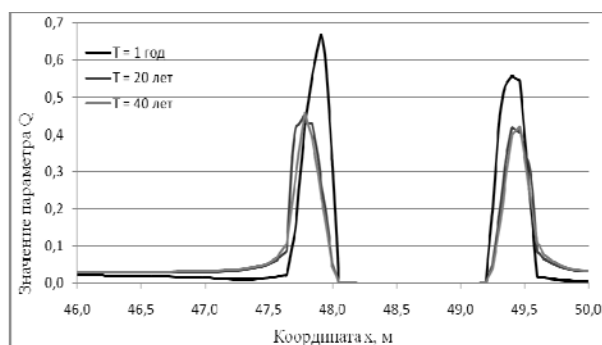


Рис. 13. Изменение значений параметра Q во времени на уровне поверхности воды вдоль оси $y = 49,22$ м ($y = 50,00$ м – центр трубы) при $U = 0,25$ м

Участки с минимальными значениями Q , например участок кривой на промежутке $x \in [47,80; 49,44]$ на рис. 11, соответствуют

внутреннему пространству трубы, заполненному водой.

При увеличении времени эксплуатации водопропускных сооружений в результате химического воздействия агрессивной среды и повышенной влажности бетона снижаются прочностные характеристики бетона, что приводит к возникновению зон неупругих деформаций на внутреннем контуре бетонных труб, непосредственно контактирующем с водой. Состояние бетона в этой области соответствует участку запредельного деформирования с разупрочнением, в связи с чем значения максимальных напряжений и параметра Q здесь понижаются со временем. Хорошо видно, что в стенках бетонной трубы со временем не только понижаются пиковые значения параметра Q , но и уменьшается угол наклона кривой на внутреннем контуре. Это связано с разрушением, расслоением бетона на внутренней поверхности трубы.

Полученные результаты расчета напряженного состояния заглубленных бетонных конструкций шахтного водоотлива можно использовать для расчета фильтрационной проницаемости оболочек с целью определения параметров фильтрации воды из труб водоотлива во вмещающий грунт, таких как скорости фильтрации, расход жидкости, вытекающей через поврежденные трубы, а также вероятное расположение полостей, вымываемых водой за контурами бетонных оболочек.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности [Текст] / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – М.: Высш. шк., 1990. – 400 с.
2. Баклашов, И. В. Механика подземных сооружений и конструкций крепей [Текст] / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия. – М.: Недра, 1984. – 415 с.
3. Надаи, А. Пластичность и разрушение твердых тел [Текст] / А. Надаи. – М.: Мир, 1969. – Т. 1. – 648 с.
4. Круковский, А. П. Обзор существующих методов расчета напряженно-деформированного состояния и устойчивости массива горных пород [Текст] / А. П. Круковский, В. В. Круковская // Геотехническая механика: Сб. научн. тр. / НАН Украины ИГТМ. – Днепропетровск, 2002. – № 36. – С. 178-186.
5. Амусин, Б. З. Метод конечных элементов при решении задач горной геомеханики [Текст] / Б. З. Амусин, А. Б. Фадеев. – М. Недра, 1975. – 144 с.

6. Фадеев, А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике [Текст] / А. Б. Фадеев. – М.: Недра, 1987. – 224 с.
7. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов [Текст] / Л. Сегерлинд. – М.: Мир, 1979. – 392 с.
8. Овчинников, В. В. Химия в строительстве [Текст] / В. В. Овчинников // Соросовский образовательный журнал – Казань: Казанская государственная архитектурно-строительная академия, 2000. – № 5. – С. 52-56.
9. Невилль, А. М. Свойства бетона [Текст] / А. М. Невилль / Пер. с англ. В. Д. Парфенова и Т. Ю. Якуб. – М.: Стройиздат, 1972. – 344 с.
10. Балсон, Ф. С. Заглубленные сооружения: статическая и динамическая прочность [Текст] / Ф. С. Балсон. – М.: Стройиздат, 1991. – 240 с.
11. ДБН В2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [Текст] / Державні будівельні норми України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 90 с.
12. Whitman, R.V. The Response of Soils to Dynamic Loading [Текст] / R.V. Whitman.. – US Army Waterways Experiment Station, 1970. – P. 3-26.
13. МIRONENKO, В. А. К вопросу об изменении механических свойств песчано-глинистых пород в бортах карьеров под влиянием подземных и поверхностных вод [Текст] / В. А. МIRONENKO, И. Г. Котов // Формирование и изменение физ.-мех. свойств горных пород под влиянием естественных и искусственных факторов (геологических процессов, инженерных сооружений и горных работ) / Тезисы докладов. – Ленинград, 1966. – С. 243-250.
14. Виноградов, В. В. Геомеханика управления состоянием массива вблизи горных выработок [Текст] / В. В. Виноградов. – Киев: Наук. думка, 1989. – 192 с.
15. Галат, В. В. Оценка остаточного ресурса противокоррозионных свойств бетона гидротехнических объектов [Текст] / В. В. Галат, А. Г. Синякин, Ю. А. Спирин, В. Л. Чернявский // Гідроенергетика України, 2006. – № 4. – С. 49-52.
16. Круковская, В. В., Диффузионный влагоперенос в пористой структуре заглубленных бетонных конструкций [Текст] / В. В. Круковская, А. П. Круковский, С. Д. Гребенюк, Ю. А. Виноградов // Геотехническая механика: сб. научн. тр. / НАН Украины ИГТМ. – Днепропетровск, 2010. – № 90. – С. 86-95.
17. Гребенюк, С. Д. Проблеми гірського тиску [Текст] / С. Д. Гребенюк, В. В. Круковская. – Донецьк: ДонНТУ, 2010. – № 18. – С. 167-179.
18. Выполнить геофизическое обследование технического состояния шахтного водосброса верхнего и нижнего прудов шахтоуправления «Покровское» / Отчет о научно-исследовательской работе. – Днепропетровск, 2008. – 57 с.

Поступила в редколлегию 15.10.2011.
Принята к печати 10.11.2011.

Г. О. ЛИННИК (Укрзалізниця),
В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКИН, І. М. ПЕТРІВСЬКА (ДІТ)

КОМПРЕСІЙНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЩЕБЕНЕВО-ГРУНТОВОЇ СУМІШІ ДЛЯ ПОВТОРНОГО ЗАСТОСУВАННЯ

В статті наведені результати компресійних досліджень щебенево-грунтової суміші для повторного застосування із наведенням рекомендацій.

Ключові слова: земляне полотно, компресійні дослідження, щебенево-грунтова суміш

В статье приведены результаты компрессионных исследований щебеночно-грунтовой смеси для повторного использования с приведением рекомендаций.

Ключевые слова: земляное полотно, компрессионные исследования, щебеночно-грунтовая смесь

In the article the results of compression researches of the crushed stone-ground mixed for the repeated use with adduction of recommendations are resulted.

Keywords: earthen linen, compression researches, crushed stone-ground mixed

Збільшення об'ємів робіт з ремонту та реконструкції баластного шару та земляного полотна залізниць України, в тому числі і при переході на швидкісний рух, потребує вирішення такої актуальної задачі як повторне застосування або утилізація щебенево-грунтової суміші (ЩГС) баластного шару в процесі реконструкції залізничних колій. При проведенні капітального ремонту або модернізації залізниць виникає необхідність в посиленні насипів різними способами або зведенні нових. Для улаштування насипів використовують ґрунти, що відповідають вимогам [1, 2].

Зокрема, такими матеріалами є щебінь, який знімається при роботі машини RM-80 при реконструкції верхньої будови колії, тобто деякі об'єми забрудненого щебеню. Утилізація такого щебеню шляхом його очищення та класифікації потребує достатніх грошових затрат по вивезенню їх до відвалів або кар'єрних дробильно-сортирувальних заводів. Але при визначенні його належних фізико-механічних характеристик, які регламентуються ДБН, можливе повторне застосування забрудненого щебеню, наприклад, для відсіпки насипів земляного полотна для другої колії при реконструкції шляхів і контрбанкетів, посилення насипів захисними шарами, будівництві автомобільних доріг. Таке застосування може дати значну економію коштів, так як щебінь застосовується повторно, тобто робота галузі не потребує збільшення об'ємів щебеню. Крім того, покращується планування територій біля залізничних колій.

Разом з тим, задача повторного застосування потребує наукового обґрунтування, так як ЩГС, яка знята при реконструкції шляховою

машиною RM-80, має деякий відсоток домішок різного характеру (мастила, частки перевезених сипучих матеріалів (руда, вугілля та інші), які характерні кожній залізниці, частки ґрунту земляного полотна та органічні включення), які змінюють властивості щебеню і негативно відбиваються на його міцнісних та деформаційних характеристиках.

Тому наукові дослідження повинні базуватись на визначенні фізико-механічних властивостей ЩГС баластного шару з метою встановлення фактичних характеристик і придатності для будівництва насипів, їх посилення та інше. Для визначення області повторного застосування ЩГС в роботі проведені компресійні випробування із визначенням модулю деформації. Після аналізу результатів виконаних досліджень на їх основі розроблені рекомендації щодо застосування ЩГС. Для визначення фізико-механічних характеристик ЩГС відібрані проби з різних ділянок залізниць України: Львівської, Придніпровської та Донецької. Розмір проб визначається на основі [2, 3] з урахуванням гранулометричного складу масою 80...120 кг і з відбором окремих проб по 10...12 кг в різних місцях складованого щебеню.

Результати компресійних випробувань використовуються для розрахунків осідання. Метою компресійних випробувань є визначення деформативних характеристик щебеню: коефіцієнт стисливості m_0 , питому стисливість m_y , модуль лінійного стиску E і модуль компресії D_k . Модуль деформації є основною деформаційною характеристикою, яку використовують

в обчисленні основ споруд за другим граничним станом (за деформаціями). З низки методів визначення модуля деформації компресійне випробування ґрунту є найбільш поширеним завдяки простоті і малим витратам. Модуль деформації – це коефіцієнт, що пов'язує тиск на ґрунт і його деформацію. Випробування на компресію виконується стиском зразка ґрунту в компресійному приладі (одометрі), який виключає можливість бічного розширення ґрунту при його стиску вертикальним навантаженням. Такі умови наближуються до умов деформації масиву при навантаженні. Вимірювання деформацій виконується за допомогою індикатора годинникового типу (месури) з точністю 0,01 мм.

Компресійний прилад (рис. 1) складається з металевого зарядного кільця для ґрунту (1); циліндричної обойми (2), перфорованого вкладиша під зарядне кільце (3) та піддону або ванни з ємністю для води (4); перфорованого поршня (5); стоячка для кріплення месури (6), навантаження від пресу (7).

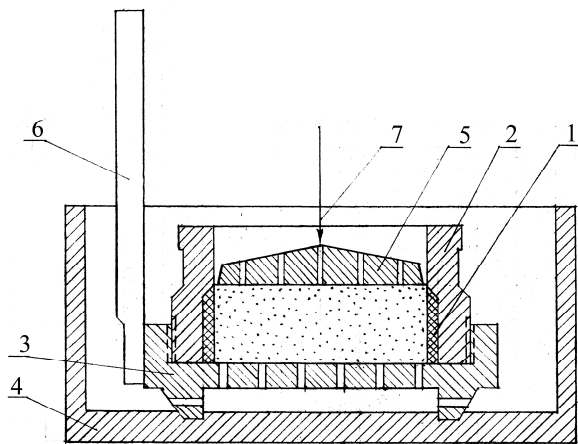


Рис. 1. Принципова схема компресійного приладу

До компресійного обладнання входить: компресійний прилад; механізм для вертикального навантаження (важільний прес); індикатор годинникового типу для вимірювання величини вертикального стиску зразка ґрунту (месура).

Збирання приладу виконується у такій послідовності:

1. На перфорований вкладиш в обойму ставиться кільце з щебенем ріжучим краєм до верху і обойма закручується до упору.

2. Зверху на зразок кладеться перфорований поршень. Верхня і нижня поверхні зразка покриваються паперовим фільтром для захисту отворів вкладиша і поршня від попадання частинок щебеню.

3. На поршень приладу встановлюється коромисло з тягами, які з'єднують його з важелем пресу для передачі навантаження.

4. Для вимірювання осідання щебеню після навантаження на стоячку кріпиться месура таким способом, щоб її ніжка опиралась на верх коромисла і була підтиснута догори. При цьому для спрощення підрахунків осідання велику і малу шкалу месури встановлюють на нуль.

Виконання роботи виконується наступним чином:

1. Важіль пресу звільнюється від фіксатора, встановлюються початкові нульові показання на месурі і зразок ґрунту піддається першому ступеню тиску шляхом прикладання різноваги на підвіску важеля, що відповідає тиску 0,05 МПа.

2. Стабілізований відлік деформації за месоурою знімається після спостереження стабілізації деформацій (0,01 мм за 4 години) і записується в журнал спостережень.

3. Зразок ґрунту довантажується наступним ступенем навантаження, який відповідає тиску 0,1 МПа.

4. Повне випробування ґрунту на компресію виконується при ступенях тиску 0,15, 0,2, 0,25, 0,3, 0,35, 0,40, 0,45 та 0,5 МПа. Всі показання стабілізованих деформацій заносяться в журнал.

5. Після закінчення випробування щебеню на стиск прилад розвантажується в наступній послідовності:

- відкріплюється месура;
- знімається вантаж з підвіски;
- прилад з ґрунтом виймається з ванни, розбирається і ретельно насухо витирається.

За результатами досліджень будуються графіки залежності коефіцієнта пористості ґрунту від тиску (компресії) $e = f(p)$ та відносної деформації від тиску (компресійної деформації) $\epsilon = f(p)$, які допомагають проконтролювати результати дослідів.

Для інтервалу вертикального тиску $p_{\text{поч}} = 0,05$ МПа і $p_{\text{кін}} = 0,1$ МПа визначаються:

1. Коефіцієнт стисливості ($\text{м}^2/\text{МН}$):

$$m_0 = \frac{e_{\text{поч}} - e_{\text{кін}}}{p_{\text{кін}} - p_{\text{поч}}} \quad (1)$$

2. Питома (відносна) стисливість ($\text{м}^2/\text{МН}$):

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_{\text{поч}}} \quad (2)$$

3. Модуль деформації або лінійного стиску (МПа):

$$E = \frac{p_{\text{кін}} - p_{\text{поч}}}{\varepsilon_{\text{кін}} - \varepsilon_{\text{поч}}} \beta, \quad E = \frac{\beta}{m_v}. \quad (3)$$

4. Модуль компресії (МПа):

$$D_k = \frac{p_{\text{кін}} - p_{\text{поч}}}{\varepsilon_{\text{кін}} - \varepsilon_{\text{поч}}}. \quad (4)$$

В формулах (1)-(4):

$e_{\text{поч}}$, $e_{\text{кін}}$, $\varepsilon_{\text{поч}}$ і $\varepsilon_{\text{кін}}$ – коефіцієнти пористості і значення відносної деформації ґрунту, які відповідають тиску $p_{\text{поч}}$ і $p_{\text{кін}}$; m_0 і m_v – відповідно коефіцієнт стисливості і питома стисливість, що відповідають інтервалу тиску від $p_{\text{поч}}$ і $p_{\text{кін}}$; β – коефіцієнт, який враховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі і який обчислюється за формулою $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$, де ν – коефіцієнт поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона, для відпрацьованого щебеню приймається рівним 0,35, а $\beta = 0,623$).

Результати обробки результатів за допомогою Microsoft Excel для дільниці Чаплине (3 досліді), Львів (3 досліді) та Кривий Ріг (3 досліді) візуалізовано у вигляді діаграм (рис. 1-9).

Після аналізу діаграм можна зробити висновок, що модуль деформації відпрацьованого щебеню складає: 1) для дільниці Чаплине – 140...170 МПа; 2) для дільниці Львів – 92...138 МПа; 3) для дільниці Кривий Ріг – 178...230 МПа. Так як для глинястих ґрунтів (частіше усього суглинки), які складають земляне полотно, модуль деформації складає 30...35 МПа (для швидкісних доріг закордонних залізниць – не менше 50 МПа), можна зробити висновок, що відпрацьований щебінь може бути доцільною заміною суглинку.

За проведеними дослідженнями можна зробити наступні висновки. ЩГС відносяться до II та III категорій якості, таким чином досліджені матеріали можна укладати: 1) у автодорожньому будівництві згідно [4]; 2) у контрбанкеті; у захисні шари згідно [5]; 3) у земляне полотно для других колій [1].

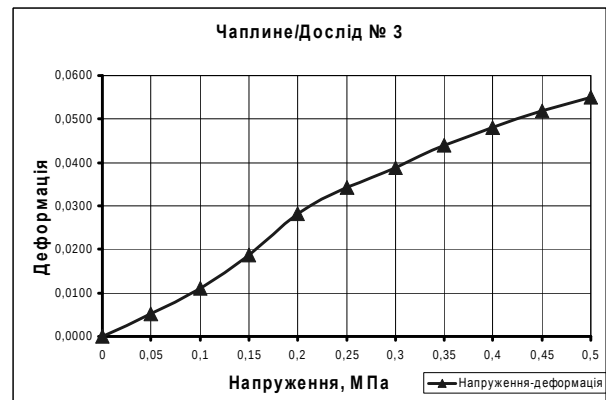
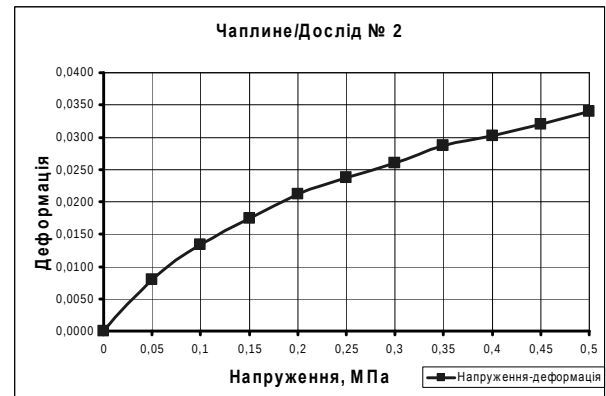
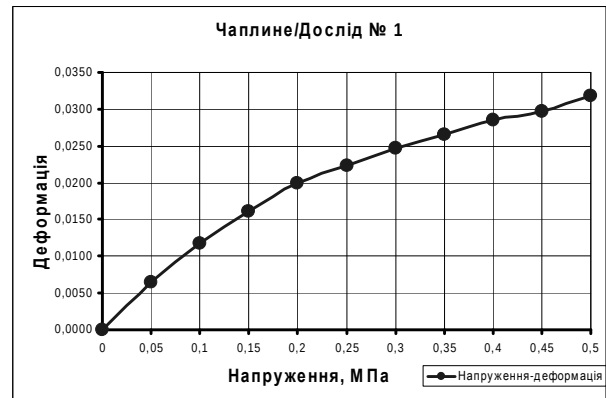


Рис. 1. Графіки залежності $\varepsilon = f(p)$ для Чаплине

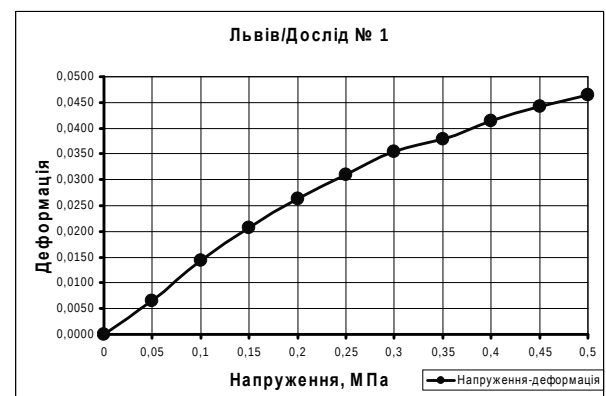


Рис. 2. Графіки залежності $\varepsilon = f(p)$ для Львова

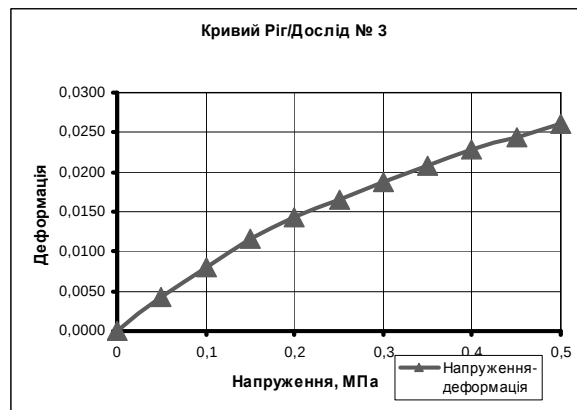
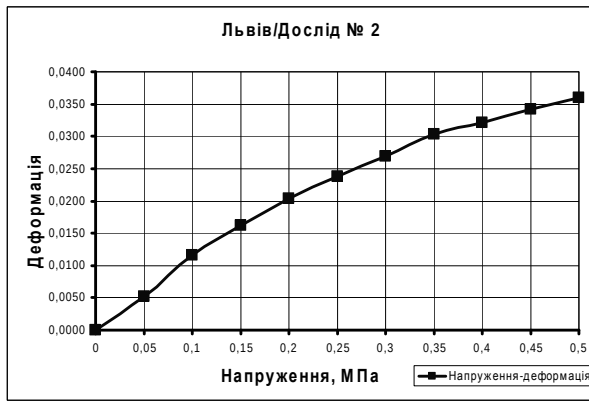


Рис. 5. Графіки залежності $\varepsilon = f(p)$ для Кривого Рогу

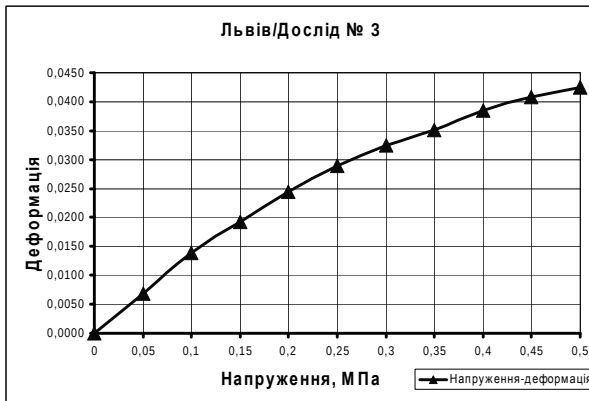


Рис. 3. Графіки залежності $\varepsilon = f(p)$ для Львова

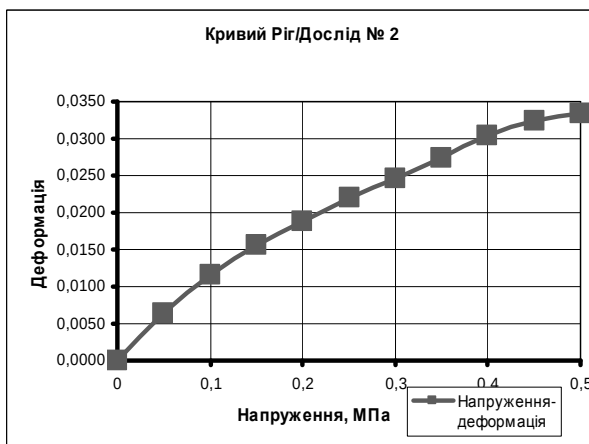
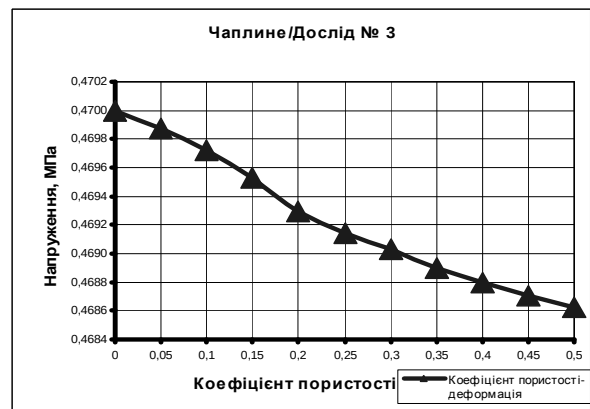
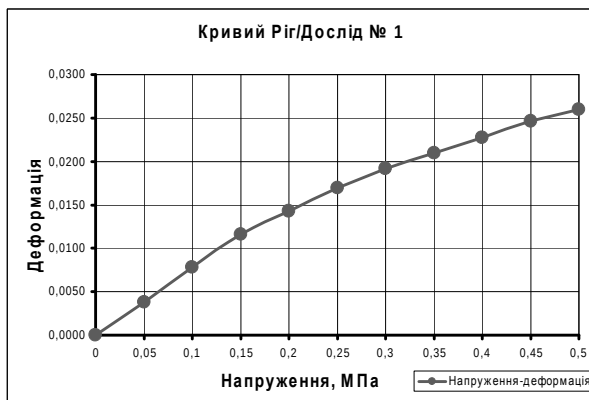
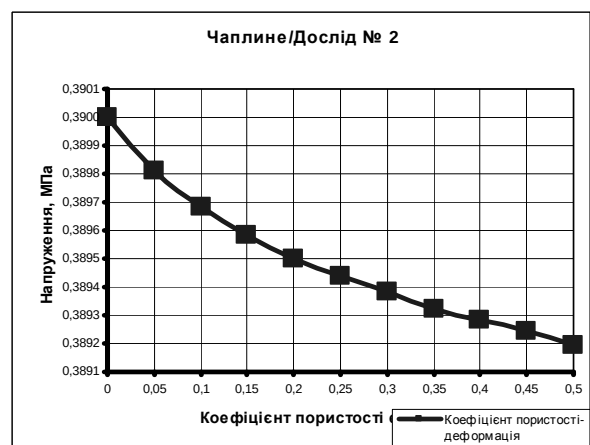
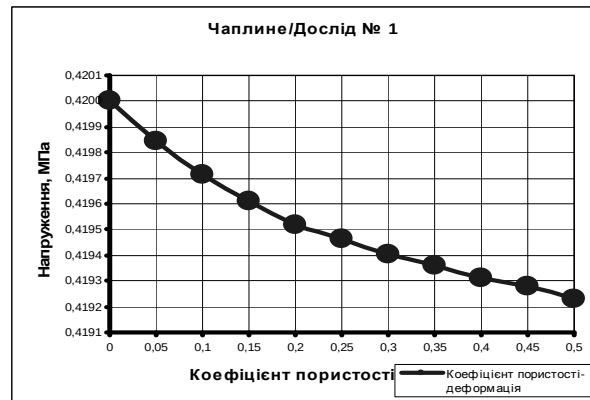


Рис. 4. Графіки залежності $\varepsilon = f(p)$ для Кривого Рогу

Рис. 6. Графіки залежності $\varepsilon = f(p)$ для Чаплине

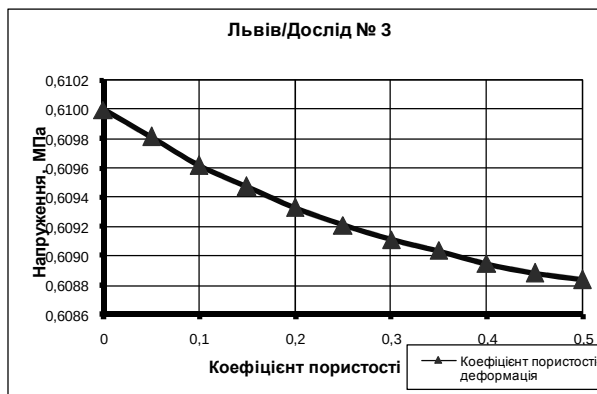
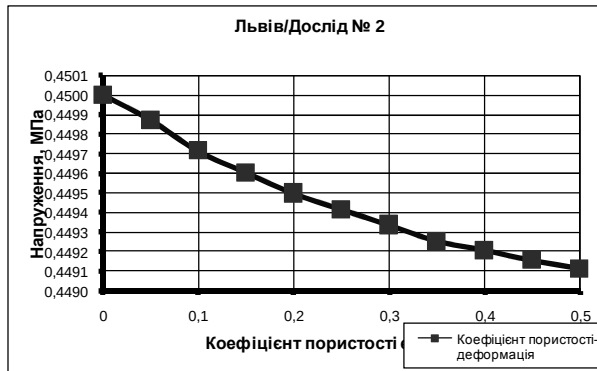
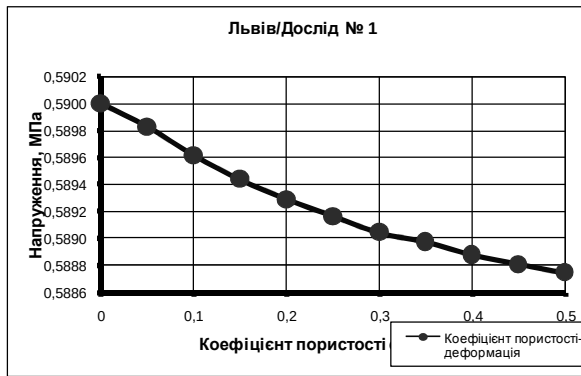


Рис. 7. Графіки залежності $\epsilon = f(p)$ для Львова

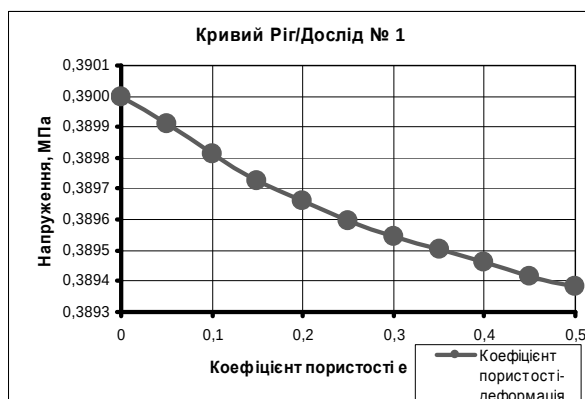


Рис. 8. Графіки залежності $\epsilon = f(p)$ для Кривого Рогу

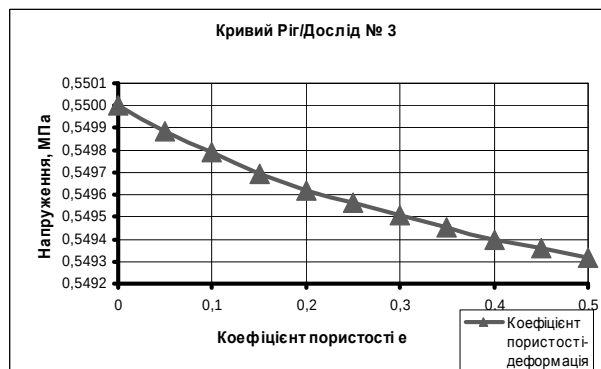
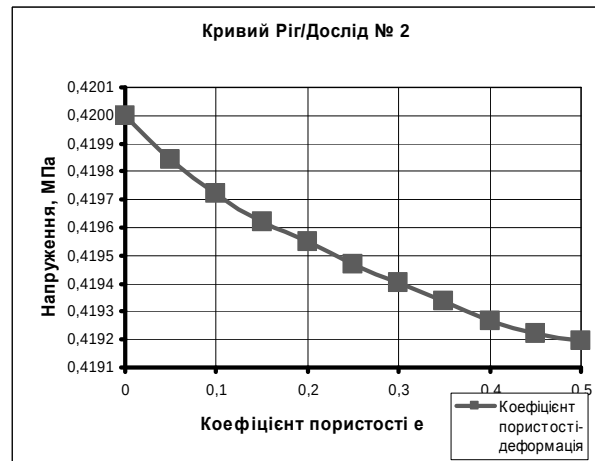


Рис. 9. Графіки залежності $\epsilon = f(p)$ для Кривого Рогу

Всі дослідні матеріали відносяться до відходів промисловості, що мало впливають на міцність і стійкість земляного полотна під дією погодно-кліматичних факторів, і тому їх застосування у автодорожньому будівництві дозволяється без обмеження, згідно з п. 6.4.1 [4]. Використання ЩГС при будівництві контрбанкетів (берм) дозволяється без обмеження при дотриманні умов водовідведення.

Згідно до [5] дозволяється використання ЩГС при улаштуванні основної площадки при виконанні капітального ремонту та модернізації колії за типом 3-2: конструкція земляного полотна, що передбачає улаштування захисного конструктивного шару з використанням геосинтетичних матеріалів. В якості геосинтетичних матеріалів обов'язково повинні використовуватись геомембрани.

Земляне полотно для других колій залізниць із ЩГС слід проектувати із дотриманням норм та вимог [2] та [6], що передбачають такі складові як щільність, вологість, крутизну відкосів, конструктивні розміри та інші основні параметри та заходи, що забезпечують міцність і стійкість земляного полотна. Земляне полотно для других колій з таких матеріалів необхідно про-

ектувати в ув'язці зі затвердженими рішеннями по реконструкції колії та використанню земляного полотна існуючої залізної дороги, в тому числі з урахуванням схем розміщення другої колії.

Будівельні роботи по спорудженню земляного полотна для другої колії, автодоріг або контрбанкетів повинні виконуватись згідно з спеціально розробленою і затвердженою інструкцією, яка повинна враховувати конкретні умови будівництва.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.3-19-2008 Споруди транспорту. Залізничні колії 1520 мм [Текст] / Наказ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 26.01.2008 р. № 42. –143 с.
2. ГОСТ-7392-85 Щебень из природного камня для балластного слоя железнодорожного пути [Текст]. – М.: Транспорт, 1986.
3. ДСТУ Б В.2.1-4-96 Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності [Текст]. – Київ, 1997. – 101 с.
4. ДБН В.2.3-4-2007 Споруди транспорту. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво [Текст] / Наказ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України (Мінрегіонбуд) від 31.10.2007 р. № 292 – 92 с.
5. Правила улаштування основної площадки земляного полотна при виконанні капітального ремонту та модернізації колії [Текст]: ЦП-0204 Затв.: Наказ Мінтрансу та зв'язку України від 25.12.2008, № 557-ЦЗ / Мін-во трансп. та зв'язку України. – К., 2009. – 44 с.
6. Правила розрахунків залізничної колії на міцність і стійкість [Текст]: ЦП-0117 Затв.: Наказ Мінтрансу та зв'язку України від 13.12.2004, № 960-ЦЗ/ Мін-во трансп. та зв'язку України. – К., 2004. –170 с.

Надійшла до редколегії 23.12.2011.

Прийнята до друку 10.01.2012.

С. П. МИНЕЕВ, А. А. ПРУСОВА (ИГТМ НАН Украины),
М. А. ВЫГОДИН (СК «МЛАД»), А. С. МИНЕЕВ (НГУ, Днепропетровск)

ОСНОВНЫЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ПО ЭФФЕКТИВНОЙ РАЗГРУЗКЕ СМЕРЗШЕГОСЯ ГРУЗА ИЗ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ПОЛУВАГОНОВ

Розглянуті основні прогресивні рішення закладені в технологію руйнування змерзлого сипкого вантажу в залізничних напіввагонах перед його розвантаженням в зимовий час. Розглянуті стаціонарна вібророзпушувальна установка, спеціальні гаражі розморожувачі (конвективний, комбінований, з інфрачервоними випромінювачами і пальниками), вагоноопрокидувачі та дробильно-фрезерні машини.

Ключові слова: вантаж, вагон, вібрація, вібророзпушувальна установка

Рассмотрены основные прогрессивные решения заложенные в технологию разрушения смерзшегося сыпучего груза в железнодорожных полувагонах перед его разгрузкой в зимнее время. Рассмотрены стационарная виброрыхлительная установка, специальные гаражи-размораживатели (конвективный, комбинированный, с инфракрасными излучателями и горелками), вагоноопрокидыватели и дробильно-фрезерные машины.

Ключевые слова: груз, вагон, вибрация, виброрыхлительная установка

The basic progressive decisions which are put in technology of the destructions of the frozen cargo in railway gondola cars before its unloading during winter time are considered. The static vibrocrashing unit, special unfreezing garages (convective, combined, with infra-red radiators and torches), car dumpers and crash-milling machines are considered.

Keywords: cargo, wagon, vibration, vibrocrashing unit

При експлуатації горно-переробляючих підприємств виконуються більші об'єми разгрузочно-погрузочних робіт. При цьому найбільш складною являється разгрузка вантажів, втрачених свою сыпучість внаслідок смерзання в залізничних напіввагонах.

Вполне очевидно, что для создания эффективной технологии разгрузки мерзлых грузов, необходимо применение целого производственного комплекса, состоящего из технических средств. Однако, до последнего времени, отсутствуют рекомендации, в которых рассмотрена технологическая схема в целом, позволяющие наиболее эффективно разгружать мерзлые грузы. Поэтому в рамках данной работы предпринята попытка разработать эффективную технологическую схему разгрузки смерзшихся и агрегированных сыпучих грузов из железнодорожного транспорта посредством вагоноопрокидывателя.

Автори розуміють, що така робота повинна попередньо включати в себе весь комплекс досліджень, починаючи з визначення механічних властивостей смерзлого вугілля в залежності від його вологості та температури, а також удільної контактної міцності замерзання вантажу до стінок вагона. Далі на базі цих дан-

них можна виконати правильне обґрунтування застосування необхідних теплових розморожуючих методів і вібромеханічних засобів для розробки ефективної технології розупрочнення смерзаючого вугілля та разгрузки його з напіввагонів.

На базі проведених досліджень, комплексу експериментів та результатів узагальнення практичного досвіду [1-3] була розроблена технологічна схема ефективної разгрузки сыпучих, смерзаючихся вантажів (вугілля, руда, концентрат, окатиш і др.) з залізничних напіввагонів за допомогою вагоноопрокидывателя (рис. 1). Предложена нами технологическая схема разрабатывалась, в основном, для разгрузки смерзшихся углей, однако она применима для любых других сыпучих грузов, перевозимых железнодорожным транспортом в холодное время года. Технологическая схема, приведенная на рис. 1, включает в себя 6 основных элементов, выполнение которых является, с нашей точки зрения, необходимым для выполнения эффективной и высокопроизводительной разгрузки смерзшихся сыпучих грузов из железнодорожных полувагонов при любой наружной отрицательной температуре воздуха.

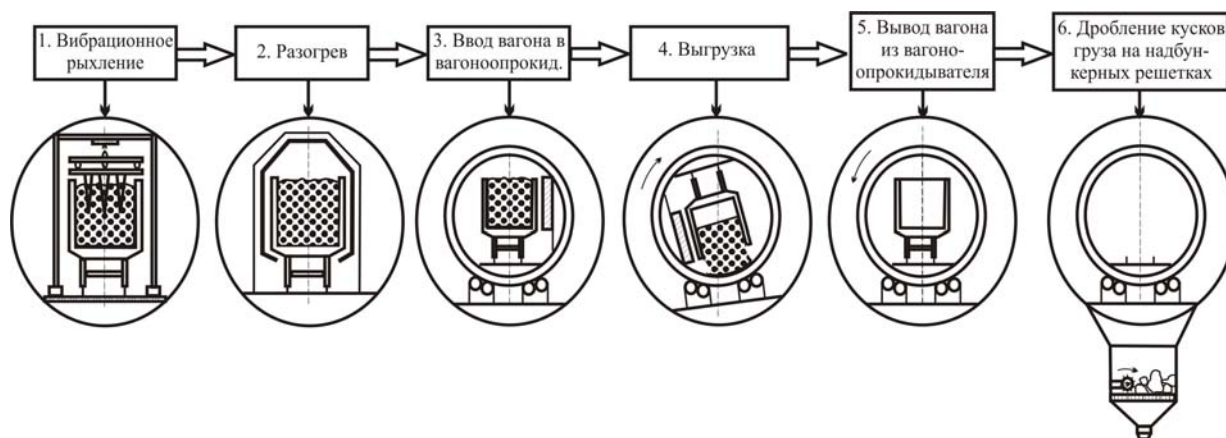


Рис. 1. Технологическая схема разгрузки смерзшегося груза из полувагона в зимнее время

Для понимания сущности схемы далее рассмотрим основные технические средства и технологические приемы, соответственно, входящие конкретно в эти элементы технологической схемы: 1 – вибрационное рыхление мерзлого груза с помощью стационарных вибродрыхлительных установок типа ВРУ или, в крайнем случае, при малой производительности переносных вибродрыхлителей; 2 – разогрев полувагона с «прорыхленным» мерзлым грузом в гараже-размораживателе (тепляке); 3 – подача вагонов с разогретым и частично восстановившим свою сыпучесть грузом на вагоноопрокидыватель; 4 – выгрузка груза путем опрокидывания полувагона в вагоноопрокидывателе; 5 – вывод пустого полувагона из вагоноопрокидывателя для его зачистки, ремонта и собирания в, принятые технологией на данном предприятии, ставки железнодорожного состава; 6 – дробление, при необходимости, крупных агрегированных кусков груза, которые не проходят через отверстия в надбункерных решетках, вручную отбойными молотками, молотково-дробильными или дробильно-фрезерными машинами, например, типа ДФМ. Ниже рассмотрим основные технические средства и технологические решения, которые хорошо зарекомендовали себя и могут применяться в элементах технологии разгрузочно-погрузочного комплекса на примере рассматриваемого нами промышленного предприятия.

1. Стационарная вибродрыхлительная установка (ВРУ), состоящая из 3-х вибромодулей, представляет собой металлическую конструкцию шириной в нижней части 5,3 м, длиной 12 м и высотой 12 м, состоящую из 2-х ярусов. ВРУ располагается над железнодорожным путем таким образом, чтобы её продольная ось совпадала с осью пути и при этом обеспечивалось беспрепятственное полувагона под эта-

жеркой, для чего должен быть выдержан габарит подвижного состава C_n для территорий промышленных предприятий в соответствии с ГОСТ 9238-83 (рис. 2).



Рис. 2. Стационарная вибродрыхлительная установка

Вибромодули расположены с заданным интервалом между собой таким образом, чтобы не разрыхленные участки мерзлого груза между заходками имели незначительные размеры. Величина динамической силы регулируется количеством дебалансных масс вибровозбудителя, расчетными амплитудно-частотными характеристиками воздействия, а главное выдержкой строго определенного соотношения между массами верхней рамы и всего вибромодуля, а также жесткостью связывающих нелинейных упругих связей.

Управление ВРУ осуществляет один оператор. Управление работой ВРУ может выполняться и в автоматическом режиме. Установка железнодорожных полувагонов, их фиксация, управление отметками уровня подъема вибромодуля в вертикальной плоскости на верхнем положении и на нижнем регулируемом уровне разрушения смерзшегося груза рыхлящими штырями может выполняться системой автоматизации, состоящей из контролера, вращающегося определителя положения вибромодуля,

контроллеров, датчиков, системы самопроверки, программного обеспечения и компьютерного оснащения. Для защиты работающих и самой ВРУ от вибрации, возникающей в процессе рыхления смерзшихся грузов, применена противовибрационная траверса, удерживающая вибромодуль, а опорные узлы выполнены с резиноэластичным амортизированием.

Стационарная ВРУ разработана специалистами порта, ИГТМ НАН Украины совместно с СК «МЛАД», ООО «Контур» и «Профессионал», а первый ее образец смонтирован в морском торговом порту «Южный». Установка защищена патентами [9-11], прошла в установленном порядке техническую экспертизу и полностью соответствует существующим требованиям Украины в плане пожарной безопасности, промсанитарии, требованиям сохранности вагонов, технике безопасности и охране

окружающей среды. В период особо холодной зимы 2002-2003 гг. в порту «Южный» было успешно разгружено порядка 8 тыс. вагонов с Кемеровским углем, который поступал эшелонами при повышенной влажности и перемешался по территории России при очень низких температурах. Месячная производительность достигла 5000 вагонов.

2. Вторым элементом технологической схемы (см. рис. 1) применяемым для разогрева разрыхленного мерзлого груза в железнодорожных полувагонах используются специальные гаражи-размораживатели (тепляки). Тепляки предназначены для внутреннего долгого и пленочного быстрого оттаивания груза в полувагоне. Они представляют собой капитальные сооружения, и они подразделяются на несколько типов. Далее рассмотрим основные конструкции тепляков (рис. 3).

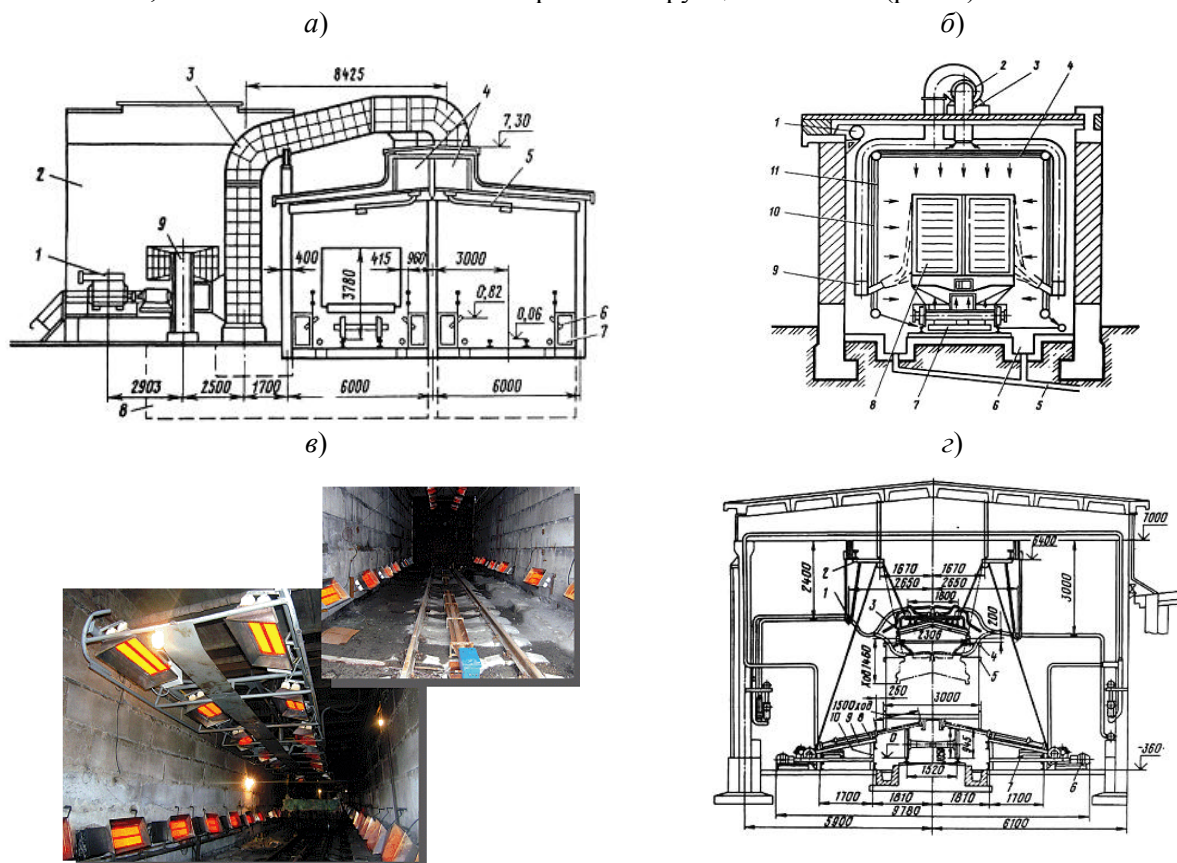


Рис. 3. Основные типы гаражей-размораживателей:

а – конвективный тепляк для оттаивания смерзшегося угля; *б* – тепляк с комбинированным подводом тепла к вагонам; *в* – общий вид тепляка с инфрокрасными горелками; *г* – установка с газовым инфракрасными излучателями

Конвективные тепляки состоят из одной или нескольких секций с камерами оттаивания и машинного отделения для выработки и подачи в них теплоносителя. Смерзшийся груз в вагонах оттаивается в камерах секций тепляка различными видами теплоносителя

(см. рис. 3, *а*). Конвективный тепляк для оттаивания смерзшегося угля состоит из: 1 – вентилятора; 2 – машинного отделения; 3, 4 – коробов падающих и рециркуляционных; 5, 6 – рециркуляционных и падающих патрубков; 7 – бетонных коробов; 8 – нагнетательных

шахт; 9 – электродвигатель. В зависимости от пропускной способности тепляка секции сооружают длиной от 156 до 320 м, для одновременного размещения в них по 10...20 четырехосных или восьмиосных полувагонов. Обычно ширина каждой секции тепляка принимается 6 м, а машинного отделения 9 м.

Теплоноситель машинное отделение оборудуют специальными топками, соединенными воздухопроводящими каналами с камерами секций оттаивания и устройствами для зажигания газозвоздушной смеси. Оттаивают смерзшуюся руду дымовыми газами, получаемыми от сжигания в топках смеси коксового и доменного газов. При этом продукты сгорания, имеющие температуру до 950 °С, поступают в смесительную камеру. Теплоноситель нагнетается в секции тепляка по металлическим трубопроводам, уложенным в бетонные каналы под полом. В камерах секций газозвоздушная смесь распределяется при помощи соединенной с этими трубопроводами вертикальными отводами системы разводящих труб с размещенными на них через 2 м патрубками-соплами. Через них под днище полувагона со смерзшимся грузом подается более 70 % всего объема теплоносителя. Так, например, тепляки ряда коксохимических заводов имеют длину 216 м, что обеспечивает вместимость 15 четырехосных и 13 шестиосных вагонов, ширина секции размораживания – 6 м, высота – 5,5 м. В них используется дымосос Д-15,5, производительностью $6,5 \cdot 10^4$ м³/час, мощность ЭД дымососа – 75 кВт, производительность топок по газу 300 м³/час.

Тепляки для оттаивания смерзшейся углепородной массы отличаются в основном тем, что в них запрещена подача к углю теплоагента с температурой более 100...110 °С.

Тепляк с комбинированным подводом тепла к железнодорожным полувагонам с размораживаемым грузом (см. рис. 3, б) состоит из следующих элементов: паропровода – 1; вентилятора – 2; всасывающего короба – 3; потолочной панели – 4; конденсатной магистрали – 5; общей сточной магистрали – 6; нижней панели – 7; кузова вагона – 8; напорных воздухопроводов – 9; отражательных экранов – 10 и 11 – трубчатых панелей.

Типовой тепляк по длине разделен на восемь самостоятельных теплоизлучающих секций длиной по 14 м. Каждая из них состоит из потолочной панели 4, боковых вертикально-трубчатых панелей 11, состоящих из монтажных блоков длиной 3 м, и нижних панелей 7,

расположенных внутри железнодорожного пути. В секциях размещены паровые излучатели с площадями поверхности нагрева: потолочные – 82 м², боковые – 164 м² и нижние излучатели – 31 м².

Достаточно широко разрекламированными и применяемыми в последнее время являются установки с газовыми инфракрасными излучателями для оттаивания смерзшейся угля, руды и других концентратов (рис. 3, в). Принципиальная схема установки с газовым инфракрасными излучателями поясняется на рис. 3, г: газопровод – 1; фундамент металлоконструкций – 2; панели верхнего обогрева – 3; верхние обвязочные пояса, соответственно, для шестиосного – 4 и четырехосного – 5 вагонов; приводов – 6; газопровода к горелке – 7; горелки – 8; направляющей рамы – 9 и опорных металлоконструкций – 10. Установка включает в себя: агрегаты с газовыми инфракрасными излучателями с подвижными системами, системы подвода газа и воды, контрольно – измерительную аппаратуру, пульт управления, помещение установки с железнодорожным путем нормальной колеи, маневровое устройство. Каждый моноблочный элемент состоит из горелочной панели верхнего обогрева и двух перемещающихся по направляющим кареток, на которых расположены газогорелочные устройства нижнего обогрева. Подобные тепляки эксплуатируются на ОАО «Стахановский завод ферросплавов», в порту «Южный» и других организациях [3].

Смерзшаяся в полувагоне железная руда или концентрат с толщиной слоя 200...300 мм, от стенки полувагона, оттаивает в установке в 1,5...2 раза быстрее, чем в конвективном тепляке. Особенно заметно увеличивается скорость размораживания (в 5...6 раз) при оттаивании слоя смерзшегося груза толщиной 20...30 мм. При глубине промерзания железной руды до 100 мм на ее оттаивание установкой требуется уже не менее 20 мин [3].

Все рассмотренные способы термического оттаивания смерзшейся горной массы имеют один недостаток – они являются очень энергоемкими. Так, например, по данным работы [3], общие затраты тепла на разогрев 60-ти тонного вагона с учетом потерь на разогрев самого вагона и ограждающих поверхностей тепляка составляет от 3-х до 4-х млн. ккал, в том числе на разогрев смерзшейся горной массы от минус 15 до 0 °С расходуется только 380...400 тыс.ккал, т. е. полезное использование тепла 10...20 %. Установки с инфракрасными излучателями, не смотря на то, что они позволяют увеличить

скорость приконтурного размораживания в 1,5...2 раза, они также значительно увеличивают расход природного газа по сравнению с обычными тепляками и имеют достаточно сложное технологическое исполнение.

а)



3, 4. Следующим элементом общей технологической схемы является роторный стационарный вагоноопрокидыватель, который выгружает груз из полувагона путем его опрокидывания (рис.4).

б)

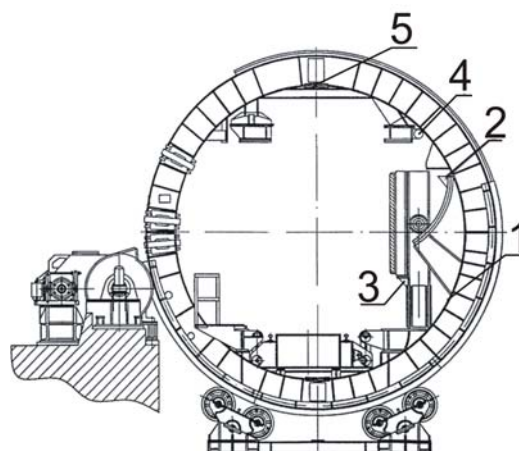


Рис. 4. Вагоноопрокидыватель:

а – общий вид с выгружаемым вагоном; б – схема ротора, где: 1 – ротор; 2 – прижимное устройство; 3 – привалочная стенка; 4 – малый вибратор, устанавливаемый на опорных лапах; 5 – большой вибратор, устанавливаемый на балке соединяющей диски ротора

Вагоноопрокидыватель состоит из ротора, платформы с люлькой 2, механизма опрокидывания 3 и вибрационных устройств 4 для удаления остатков груза из полувагона. Ротор вагоноопрокидывателя 1 связан балками, внутри него размещается платформа 2 и отбойная привалочная плита 3. Для улучшения высыпания груза из полувагона в момент его опрокидывания на роторе вагоноопрокидывателя устанавливаются вибраторы направленного действия 4, как правило, двух типов. Малые вибраторы устанавливаются на опорные лапы вагоноопрокидывателя (обычно их три) и большие вибраторы (обычно два) устанавливаются на балках соединяющих ротор вагоноопрокидывателя. Для повышения долговечности большие вибраторы оборудуются специальной виброгасящей системой. В момент начала поворота ротора цепь энергоснабжения вибраторов размыкается. При включении электродвигателя вагоноопрокидывателя ротор начинает проворачиваться и платформа с полувагоном перемещается к привалочной отбойной стенке. При повороте на 175° полувагон опирается верхней обвязкой на опорные лапы с малыми вибраторами. Когда электродвигатели вагоноопрокидывателя отключаются производится включение вибраторов. Как правило, время включения вибрации составляет порядка 10...20 с.

5. Предпоследним пунктом технологической схемы является зачистка полувагонов от остат-

ков восстановившим свою сыпучесть груза после его разгрузки. Данный элемент в технологической схеме необходим, поскольку практически при любой технологической схеме выполнения разгрузки требуется дополнительная очистка полувагонов. В настоящее время существует ряд технологических решений по очистке полувагонов от остатков насыпных грузов, в частности, механическая очистка полувагонов различными вращающимися вертикальными и горизонтальными щетками или скребками, использование вибраторов, турбореактивных технологий и другие. Поэтому при выборе оптимального способа очистки полувагона от остатков груза, в первую очередь, необходимо исходить из экономической целесообразности с учетом конкретных технологических условий.

6. Последним элементом технологической схемы является дробление крупных агрегированных кусков груза, которые могут не пройти через отверстия в надбункерных решетках под вагоноопрокидывателем. Дробление при необходимости может выполняться вручную отбойными молотками, молотково-дробильными, дробильно-роторными или дробильно-фрезерными машинами, например, типа ДФМ (рис. 5). Данные машины устанавливаются по одной над каждым бункером вагоноопрокидывателя.

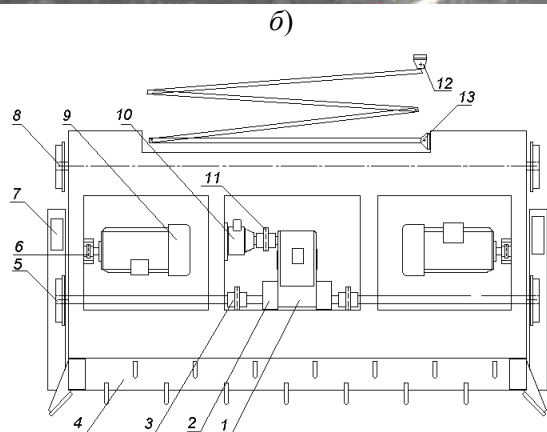
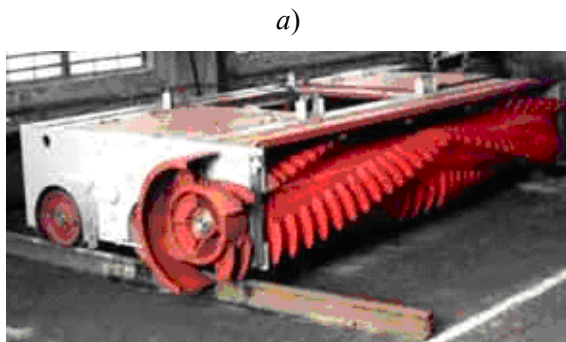


Рис. 5. Дробильно-фрезерная машина:
а – общий вид; б – вид сверху на дробильно-фрезерную машину; 1 – электродвигатель механизма перемещения машины; 2, 3 – редуктор и цепь механизма перемещения машины; 4 – основная центральная фреза с режущими зубьями; 5, 8 – ходовые колеса для перемещения машины; 6 – редуктор двигателя фрезы; 9 – электродвигатель; 10, 11 – двухступенчатый редуктор; 12, 13 – масленка переносная с трубопроводом и стационарная

Дробление кусков агрегированного груза производится вращающимися зубьями на основной и боковых фрезах ДФМ при ее движении вперед поперек продольной оси вагоноопрокидывателя. В частности, в условиях порта «Южный» при весе 16,5 т общая мощность электродвигателей машины ДФМ составляет 157 кВт, при этом двигатель механизма перемещения имеет мощность 7,5 кВт и два двигателя фрезы по 75 кВт. Режим работы машины взаимосвязан с работой вагоноопрокидывателя наличием блокировок. Во время опрокидывания полувагона машина находится в исходном положении.

Управляет ею машинист вагоноопрокидывателя с дистанционного пульта.

Таким образом, разработанная технологическая схема, включающая в себя основные технические средства и приемы, позволит эффективно разгружать смерзшийся сыпучий груз из железнодорожных полувагонов при любой отрицательной температуре воздуха.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. Минеев, С. П., Вибрационное и волновое рыхление агрегированной сыпучей горной массы [Текст] / С. П. Минеев, А. Л. Сахненко, С. А. Обухов. – Днепропетровск: Дніпро, 2005. – 212 с.
2. Виброустановка для разгрузки смерзшихся сыпучих материалов из железнодорожных полувагонов [Текст] / С. П. Минеев, А. Л. Сахненко, С. А. Обухов и др. // Металлургическая и горнорудная промышленность. – Днепропетровск. – 2004, – № 3. – С. 86-88.
3. Минеев, С. П. Основные положения технологии разгрузки смерзшегося груза из железнодорожных полувагонов [Текст] / С. П. Минеев, М. Г. Ступа, А. С. Минеев // Науковий вісник НГУ, 2008. – Вип. № 10. – С. 24-29.
4. Вібророзвантажувач змерзлих сипучих матеріалів. Патент України № 63724 [Текст] / С. П. Мінеєв, А. Л. Сахненко, С. А. Обухов и др. – Бюл. № 1. – 2004. – 6 с.
5. Пат. 2381980 Российская Федерация, МКИ В 65 G 67/24. Стационарное виброрыхлительное устройство для разрушения мерзлых и слежавшихся материалов в полувагонах [Текст] / С. П. Минеев. – № 2007146160/11; заявл. 11.12.07, опубл. 20.02.10. – Бюл. № 5.-17 с.
6. Пат. 69928 Україна Пристрій для розпушування змерзлих і злежалих матеріалів у піввагонах [Текст] / С. П. Мінеєв – № 20031211671; опубл. 10.10.07, Бюл. № 16, 07. – 6 с.

Поступила в редколлегию 25.08.2011.
Принята к печати 25.09.2011.

ПРОБЛЕМЫ АВАРИЙНОСТИ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

У статті розглянуті окремі випадки руйнування штучних споруд при дії на них природних факторів.

Ключові слова: міст, експлуатація, техногенне явище, штучна споруда

В статье рассмотрены отдельные случаи разрушения искусственных сооружений при воздействии на них природных факторов.

Ключевые слова: мост, эксплуатация, техногенное явление, искусственное сооружение

Some engineering structures accidents from environmental factors are considering in this article.

Keywords: bridge, exploitation, man-triggered effect, engineering structures

Анализ причин [1] аварий мостов в развитых странах ведется на протяжении около 180 лет. Накопленная за этот период информация свидетельствует о том, что разрушение искусственных сооружений, по причинам их вызвавшим, можно объединить в три основные группы.

К первой группе, наиболее многочисленный, которая составляет до 60 % из происшедших случаев разрушения мостов происходили в следствии катастрофических природных воздействий: землетрясения, оползни, карстовые провалы, сели, паводки, ледоходы, статические и пульсационные воздушные потоки и другие.

Ко второй группе аварий, которая составляет около 30 %, отнесены сооружения которые получили повреждение или разрушились в следствии ошибок в их проектировании и дефектов допущенных при строительстве.

Около 10 % аварий и повреждений мостов происходит в результате нарушений условий текущей эксплуатации.

Полное или частичное разрушение сооружения, которое приводит к невозможности его дальнейшей эксплуатации, является следствием одного или нескольких одновременных или последовательных неблагоприятных факторов.

Как известно, не всякое повреждение конструкции является для сооружения катастрофическим, а лишь то, которое изменяет его расчетную схему, или выводит из строя рабочие элементы.

При возведении несущих элементов искусственных сооружений применяется – металл, бетон, железобетон и в небольших объемах – дерево.

В этой статье выборочно приведены, в качестве примеров, разрушения конструкции различных мостов в результате воздействия внеш-

них факторов произошедших в мире за последние 10 лет.

Металлические конструкции

Различные виды металлических конструкций являются наиболее чувствительными к воздействиям внешних сил, так как поперечное сечение элементов максимально приближено к предельным значениям прочности материала при воздействии расчетных нагрузок. В таких случаях достаточно повреждения одного элемента для превращения конструкции в мгновенно измененную (затяжки в арках и рамах, ванты в вантовых конструкциях).

В строительной практике [2] и эксплуатации сооружений известны такие примеры, когда причиной аварий каменных, бетонных, деревянных, и других конструкций были дефекты металлических элементов, входящих в общий конструктивный комплекс.

При исследовании причин аварий конструкций, поведение их отдельных элементов или целых сооружений всегда имеет место стечения ряда неблагоприятных факторов. Иногда бывает затруднительно или вообще невозможно правильно установить причину аварии и отделить ее от следствия, а это играет важную роль не только для расследования причин катастрофы, но и для их профилактики в будущем. Без преувеличения можно сказать, что почти при каждом случае аварии наблюдается потери устойчивости отдельными элементами конструкции, не говоря уже о том, что из самых распространенных причин аварий является потеря устойчивости всей конструкций или сооружения в целом. Недостатки, допущенные при проектировании (неучтенные нагрузки, выбор расчетной схемы), взаимодействуют с ошибками при монтаже, качеством материалов,

неправильной эксплуатацией, все это обычно приводит к аварии в определенный момент времени.

Примеры разрушений

8 мая 2011 года в результате подмыва фундамента одной опоры железнодорожного моста через реку Абакан в Республике Хакасия (рис. 1) произошло обрушение двух пролетов железнодорожного моста.



Рис. 1. Обрушение пролетного строения моста через р. Абакан

12 апреля 2007 года в результате террористического акта (взрыв на мосту грузовика начинённого взрывчаткой) был разрушен участок металлического автодорожного моста Аль-Сарафия (рис. 2) через реку Тигр в Багдаде (Ирак). Мост был построен в 1950-х годах. В результате теракта пострадали люди.



Рис. 2. Разрушение моста в результате техногенного воздействия

15 марта 2010 на 30 километре трассы М-60 Владивосток-Хабаровск в результате человеческого фактора была обрушена балка подвесного пешеходного перехода (рис. 3).



Рис. 3. Несоблюдение габарита проезда под путепроводом

Балка упала на грузовики «HOWO» и «КамАЗ». После того, как самосвал HOWO разгрузился он с поднятым кузовом поехал в пролет. Водитель автосамосвала погиб.

Железобетонные конструкции

Железобетонные конструкции инженерных сооружений [3] в процессе длительной эксплуатации подвергаются воздействию сложных по своему характеру нагрузок, температурно-влажностных воздействий, деформаций, агрессивной среды, других внешних и внутренних по отношению к конструкции факторов.

Важным принципом современного проектирования железобетонных конструкций инженерных сооружений является обеспечение гарантированной безопасности в течение планируемого срока службы и сохранение эксплуатационных качеств, то есть заданной долговечности. Безопасность и эксплуатационная пригодность инженерных сооружений обеспечиваются усовершенствованием норм проектирования, качеством проектных работ, качества применяемых материалов, качества изготовления, способов монтажа и дальнейшей эксплуатации. Поэтому при проектировании и дальнейшей эксплуатации необходимы достоверные оценки: с одной стороны – фактической несущей способности и остаточной долговечности существующих железобетонных конструкций, получивших повреждения, с другой стороны – срока службы конструкций с использованием математических моделей на основании их износа.

Основная причина потери работоспособности конструкций заключается в изменении с течением длительного времени начальных свойств и состояний материала под влиянием внешней среды, превышение допустимого уровня нагрузок и воздействий, а также дефектов проектирования, низкого качества строительных работ.

Для железобетонных конструкций первые повреждения вызываются коррозионными процессами, развивающиеся в конструктивных элементах сооружения из-за неблагоприятного воздействия факторов внешней среды: агрессивных газов в атмосфере воздуха, загрязнение грунтов и грунтовых вод, значительного колебания температур.

Долговечность является важнейшим свойством и показателем надежности, которая способствует длительной эксплуатации при достаточно высоком уровне технического содержания, включая различные виды ремонтов.

В целом развитие проблемы долговечности железобетонных конструкций и сооружений реализуется путем разработки методов оценки, прогноза и повышения долговечности. При рассмотрении долговечности железобетонных конструкций можно выделить следующие особенности этой проблемы:

а) вероятностный характер силовых и несилловых воздействий, их комплексность и взаимосвязь;

б) изменчивость технических характеристик материалов и конструкций;

в) влияние фактора времени на характер воздействий и свойства материалов.

Повышение долговечности и других показателей надежности обычно гарантируется качеством проектных и строительных работ, а также учетом и отражением опыта строительства и эксплуатации ранее возведенных сооружений.

Примеры разрушений

Мост через реку Чалвенка в микрорайоне Венюково (Московская область) разрушился по причине коррозии несущей арматуры главных балок (рис. 4).



Рис. 4. Разрушение моста в результате отсутствия надлежащего текущего содержания

4 сентября 2006 г. обрушился пролет возводимого автодорожного путепровода над железнодорожными путями и автомобильной дорогой в Екатеринбурге.

Бригада строителей с помощью автомобильного крана находящегося на пролете поднимала стальные балки. После появления сильной вибрации 100 метровый пролет начал обваливаться, так как консоли ригеля промежуточной опоры обломились (рис. 5). Причиной аварии явилось нарушение условий строительных работ при бетонировании ригеля и качества примененных материалов.

13 Апреля 2010 г. в Казахстане (рис. 6) произошло обрушение первого пролета автомобильного моста через Сырдарью. Мост был построен в 2003 г., но при строительстве и проектировании не было учтено, что уровень воды в межсезонье поднимается выше расчетного.

Причиной стал подмыв устоя, из-за быстрого таяния большого количества снега в верховьях реки выпавшего зимой.



Рис. 5. Нарушение строительных работ при бетонировании ригеля



Рис. 6. Подмыв устоя моста паводком выше расчетного

24 Июня 2010 г. на окраине Тбилиси произошло обрушения одного пролета моста, с гибелью людей. Произошел подмыв фундамента промежуточной опоры в результате резкого подъема уровня воды в реке из-за сильных дождей (рис. 7), через что опора наклонилась и полетное строение обрушилось.



Рис. 7. Обрушение пролета автодорожного моста в результате подмыва опоры

11 марта 2010 года при резком потеплении, быстром снеготаянии и интенсивных осадках произошел прорыв Кызылагашской плотины, вызвавший затопление участков железной дороги, размыв земляного полотна и сбои в графике движения поездов. В результате стихийного бедствия на участках Сары-Озек – Уштобе – Матай Алматинского отделения дороги было разрушено и повреждено 16 сооружений, в том числе 8 мостов (рис. 8, а, б, в).

а)



б)



в)



Рис. 8. Примеры разрушения сооружений паводковой водой:

- а) – разрушение трубы и участка автодороги водным потоком; б) – полное разрушение моста на автодороге; в) – размыв насыпи за устоем с обрушением пролета

На автомобильной дороге Павлоград-Терновка (Днепропетровской обл.). В результате неправильной установки балок пролета на промежуточную опору произошел скол торцов блока и соскальзывание их с ригеля опоры.



Рис. 9. Разрушение бетона в опорном сечении и сползание балок с ригеля промежуточной опоры

Деревянные мосты

В современной практике в мире деревянные мосты строят сравнительно редко. Чаще всего

их применяют как временные сооружения. Основной причиной ограниченного сооружения деревянных мостов есть их малая долговечность и необходимость частого ремонта.

Анализ причин аварий деревянных сооружений свидетельствует о том, что к их разрушениям приводит совокупность ошибок и отступлений от требований действующих нормативных документов на всех этапах: проектировании, изготовлении, монтаже и эксплуатации. Наиболее опасны повреждения деревянных конструкций, накопленные в процессе эксплуатации, особенно в агрессивной среде.

Основные причины аварий деревянных конструкций и сооружений в мире примерно следующие (в процентном соотношении):

- 30 % – нарушение правил эксплуатации;
- 20 % – низкая прочность конструкций (дефекты изготовления);
- 16 % – дефекты узловых монтажных соединений;
- 10 % – недостаточная несущая способность оснований;
- 8 % – недостаточное опирание конструкций на каменную кладку;
- 8 % – нарушение правил производства монтажных работ;
- 4 % – ошибки в проектных решениях;
- 4 % – внешние воздействия, превысившие расчетные значения.

Примеры разрушений

26 декабря 2010 года в городе Уси провинции Цзянсу на востоке Китая рухнул городской мост (рис. 10). Причиной аварии стал грузовик, который перевозил более 20 тонн мусора, что на 10 тонн больше фактической грузоподъемности моста.



Рис. 10. Значительное превышение грузоподъемности моста

05 октября 2010 года в Сахалинской области на трассе Мгачи-Виахту обрушились сразу два деревянных моста (рис. 11). Обрушение не стало внезапно, так как конструкции, возведенные в 70-х годах прошлого века, планомерно переходили из аварийного в ветхое состояние.

Отрезанными от мира оказались несколько деревень. В результате обрушения никто не пострадал.



Рис. 11. Обрушение пролетов деревянного моста по причине естественного их старения

9 мая 2010 года в Орловской области произошло обрушение (рис. 12) городского деревянного пешеходного моста после праздничного салюта. Один пролет моста размерами 3 на 2 м от скопления на нем горожан переломился, и люди оказались в воде. Была значительно превышена нагрузка на пролетное строение.



Рис. 12. Перегруз пролета пешеходного моста

Выводы

Всякая неисправность искусственного сооружения, а тем более его частичное или полное разрушение приводит к значительным материальным потерям, в некоторых случаях к невосполнимым людским жертвам, а также локального нарушения инфраструктуры района или целого региона.

В связи с этим, при проектировании, строительстве, текущем содержании и ремонте искусственных сооружений соответствующими службами должно уделяться повышенное внимание.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Вестник мостостроения № 1 [Текст] / А. С. Платонов – М. – 2009.. – С. 28-32
2. Лашенко, М. Н. Аварии металлических конструкций зданий и сооружений [Текст] / М. Н. Лашенко. – Л. – 1969. – С. 4-13.
3. Пухонто, Л. М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений [Текст] / Л. М. Пухонто. – М. – 2004 – С. 6-13.
4. Мосты деревянные [Электрон. ресурс] – Режим доступа: <http://mostderevo.ru/>

Поступила в редколлегию 21.09.2011

Принята к печати 20.10.2011.

ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЯ СО СБОРНО-МОНОЛИТНЫМ КАРКАСОМ

Викладені проблеми зведення будівель із залізобетонним каркасом, що складається із збірних колон, пустотних плит настилу, монолітних ригелів і ділянок, що знаходяться на одному рівні кожного поверху.

Ключові слова: будівництво, технологічність, трудомісткість, матеріаломісткість, збірно-монолітний каркас, монтаж, бетонування, плита

Изложены проблемы возведения зданий с железобетонным каркасом, состоящим из сборных колонн, пустотных плит настила, монолитных ригелей и участков, находящихся на одном уровне каждого этажа.

Ключевые слова: строительство, технологичность, трудоемкость, материалоемкость, сборно-монолитный каркас, монтаж, бетонирование, плита

The problems of erection of buildings are expounded with reinforced-concrete framework, consisting of collapsible columns, emptiness flags of flooring, monolithic ryegeley and areas being at one level of every floor.

Keywords: building, adaptability to manufacture, labour input, a construction-monolithic skeleton, installation, concreting, plate

Постановка проблемы

В связи с кризисными явлениями в мире и Украине строительство жилья существенно уменьшилось. Однако потребность в новых квартирах в нашей стране огромна. Но отсутствие средств у основной массы населения и государства не позволяет развернуть широко-масштабное жилищное строительство. Одним из возможных решений этой проблемы является снижение материалоемкости и трудоемкости строительства и, как следствие, снижение стоимости строительства.

Анализ последних исследований и определение нерешенных проблем

За последние 10-15 лет в Украине интенсивно развивалась технология монолитного строительства, в том числе жилых и общественных зданий с монолитным железобетонным каркасом. Эта технология и архитектурно-конструктивные решения зданий, которые обеспечиваются при ее использовании, имеют существенные преимущества перед сборными железобетонными зданиями, возводимыми с середины прошлого века на основе индустрии сборного домостроения. Главными из них является возможность отказаться от жестких архитектурно-планировочных решений, повысить надежность зданий, обеспечить современный разнообразный облик зданий, а также снизить энергозатраты на эксплуатацию зданий.

Однако, несмотря на современные индустриальные методы монолитного строитель-

ства, которые обеспечиваются главным образом применением эффективных опалубок, централизованным изготовлением и применением бетонных смесей с хорошими свойствами по удобоукладываемости, этот метод имеет существенные недостатки. Главными из них являются наличие мокрых процессов, особенно в зимний период, повышенная масса каркаса, значительный расход арматуры, до 40 кг на квадратный метр перекрытия при невозможности использования ее предварительного напряжения и индустриальных методов устройства.

Компромиссным решением выше обозначенной проблемы может быть применение сборно-монолитного каркаса на основе разработанных БелНИИСом конструктивных схем [1].

Принципиальные конструктивно-технологические решения этого вида строительства в Украине, а также результаты испытания надежности сочленения пустотных плит настила с ригелями изложены в работах [2, 3]. Основным преимуществом этого вида строительства является возможность свободной планировки помещений, высокая степень надежности монолитного каркаса при существенном снижении трудозатрат и материалоемкости, особенно расхода арматуры.

Цель проведенных исследований. На основе накопленного опыта возведения здания из сборно-монолитного каркаса определить преимущества и недостатки этого метода строительства, разработать основные рекомендации по его дальнейшему использованию в Украине.

Основной материал исследований

Сборно-монолитный каркас применен для возведения надземной части многоэтажного административно-жилого комплекса по ул. Советская, 1 в г. Новомосковске. Нулевой цикл выполнен в монолитном варианте с возведением монолитных оголовков колон на проектную высоту. После приемки нулевого цикла и оголовков колонн на них монтировались сборные железобетонные колонны высотой на два и три этажа. Главной отличительной особенностью этих колонн является их стык через выпуски арматуры (рис. 1) с их последующей сваркой в металлических скобах (рис. 2).



Рис. 1. Выпуски арматуры в торцах колон для их сочленения в процессе монтажа



Рис. 2. Узел сочленения сборных колонн

Кроме того, колонны при изготовлении не бетонировались в районе их сочленения с ригелями перекрытий. Для обеспечения их жесткости в этом месте арматура колонн дополнительно усиливалась перекрестными стержнями (рис. 3.).

Монтаж колонн производился через кондукторы, что значительно упрощало этот процесс и позволяло существенно экономить время ба-

шенного крана на эту операцию (рис. 4). Рабочие практически укладывались в нормативные трудозатраты по ДБН Д 2.2-7-99, норма 7-8-3 – 13,5 чел-часа и 0,78 маш-часа на монтаж одной колонны.



Рис. 3. Узел сочленения колон с ригелями



Рис. 4. Монтаж колонн

Если монтаж колонны высотой на три этажа производится за одну операцию, то для ее устройства в монолитном варианте потребуется четыре операции на каждом этаже, а всего 12 операций: монтаж каркаса, который также надо изготовить в условиях строительной площадки, монтаж опалубки, бетонирование, демонтаж опалубки. Только по норме 6-53-7 ДСТУ Б Д 2.2-1-2008, соответствующей реальным трудозатратам, на установку и разборку опалубки фирмы Дока этих колонн на три этажа требует-

ся 17,55 чел-часа и 3,24 маш-часа. Кроме того, надо также выполнить весьма трудоемкие и опасные операции по монтажу каркаса и бетонированию колонн.

После монтажа колонн и их приемки устанавливают опалубку несущих и связующих ригелей (рис. 5). Непосредственно на ригели монтировали многпустотные плиты перекрытий (рис. 6). На первом этапе возведения здания использовались плиты, которые традиционно выпускались в нашем регионе на существующих старых технологических линиях. Но при их производстве пуансон пропускался на всю длину плит, чтобы с каждой стоны плиты были одинаковые отверстия. Устройство этих отверстий позволяло в процессе бетонирования ригелей образовать бетонные шпонки за счет заполнения бетонной смесью этих отверстий на глубину 15...20 см. Проведенными ранее испытаниями подтверждена надежная несущая способность этого стыка, которая в несколько раз превосходит требуемую проектную [2].



Рис. 5. Установка опалубки ригелей



Рис. 6. Монтаж плит перекрытий и армирование ригелей и монолитных участков в местах устройства коммуникаций

Но из-за изношенного оборудования, на котором выпускаются эти плиты, они имеют низкое качество нижней поверхности – «пропелерность», что часто не позволяет обеспечить ровную гладкую поверхность потолка. Кроме того при бетонировании для надежного сочленения плит по продольным граням приходилось устанавливать опалубку, что увеличивало трудоемкость устройства перекрытия в целом.

Поэтому, после начала выпуска в Днепропетровске многпустотных плит перекрытия по непрерывной технологии с их последующей разрезкой на требуемую длину, применили эти плиты. Они отличаются высоким качеством бетона, значительно меньшим, чем в аналогичных плитах, изготовленных по традиционной технологии, расходом преднапряженной арматуры, точными размерами, ровной гладкой поверхностью. Важной отличительной особенностью этих плит является также наличие уширенной полки по нижней продольной грани плиты, что позволяет без дополнительно установленной опалубки снизу бетонировать стык плит, в том числе с установкой при необходимости в него армокаркаса. Профиль боковых граней плит позволяет после обетонирования их стыка обеспечить надежную совместную работу.

Установленные в проектное положение плиты создают боковую опалубку для несущих и связующих ригелей, в которые устанавливается арматура в соответствии с проектом. Это одна из наиболее трудоемких и сложных в выполнении операций этого метода устройства сборно-монолитного каркаса. Рабочие должны выполнять ее на корточках или на коленях, расстановка хомутов в проектное положение и их закрепление с продольной арматурой затруднено.

Для упрощения этой операции при безусловном обеспечении надежности армирования и несущей способности арматуры по восприятию как продольных, так и поперечных (перерезывающих) усилий хомуты заменены поперечными каркасами (рис. 7).

Они универсальны, изготавливаются на заводской автоматизированной технологической линии и доставляются на строительную площадку. Рабочие разрезают их на заданную длину и устанавливают в проектное положение, привязывая вязальной проволокой к верхним и нижним продольным стержням арматуры. Применение таких каркасов в несколько раз снижает трудоемкость операции по армированию ригелей.



Рис. 7. Армирование ригелей с использованием поперечных каркасов

При толщине плит 22 см несущие и связующие ригели запроектированы высотой 27 см для повышения их несущей способности, а также усиления узла сочленения перекрытия с колонной, главным образом для восприятия перерезывающих усилий. Низ ригелей запроектирован на одном уровне с нижней плоскостью плит для обеспечения технологичности устройства перекрытия. Увеличенная высота ригелей обеспечивается установкой опалубки из брусков толщиной 5 см по верхней боковой грани плит (см. рис. 6). Этот выступ в последующем будет скрыт в конструкции пола.

Бетонирование несущих и связующих ригелей, а также продольных стыков плит и монолитных участков, которые устраиваются в местах устройства вертикальных коммуникаций, проводится одновременно. В процессе бетонирования бетонной смесью заполняется также стык ригелей с колоннами. Бетонированию этого узла уделяется особое внимание, надо обеспечить подпор бетонной смеси в процессе укладки и уплотнения, чтобы надежно заполнить бетонной смесью этот стык. В процессе бетонирования бетонная смесь на 15...20 см заполняет пустоты плит, образуя шпонку, которая обеспечивает надежное сочленение плит с несущими ригелями. Совместное бетонирование всех элементов перекрытия обеспечивает жесткий диск из плит пустотного настила, монолитных участков, несущих и связующих ригелей с монолитным опиранием на колонны (рис. 8).

Несущая способность сборно-монолитного перекрытия из многопустотных плит настила и монолитных ригелей подтверждена проведенными лабораторными и натурными испытаниями [2]. Важнейшими преимуществами такого вида перекрытия перед традиционно применя-

емым монолитным является существенно пониженная материалоемкость. При толщине плит перекрытия 22 см приведенная толщина бетона составляет 13 см. Расход арматуры в таких плитах не превышает 2 кг на квадратный метр перекрытия, а с учетом армирования ригелей средний расход арматуры на один квадратный метр перекрытия не превышает 12 кг. В то же время средний расход арматуры на один квадратный метр монолитного перекрытия составляет 30...40 кг.



Рис. 8. Сборно-монолитное перекрытие из сборных многопустотных плит настила и монолитных несущих и связующих ригелей

В таком перекрытии реализуется важное преимущество преднапряженного железобетона плит настила, которые при рациональном проектировании могут заполнять более 80 % площади перекрытия. Используя сборно-монолитное перекрытие из многопустотных плит настила и монолитных ригелей можно перекрывать пролеты до 8 метров при расчетной нагрузке на него до 1000 кг на квадратный метр. При необходимости устройства больших пролетов необходимо использовать плиты пустотного настила большей толщины, а также большей несущей способности, которая легко регулируется количеством устанавливаемой преднапряженной арматуры.

Применение сборно-монолитного варианта возведения каркаса многоэтажного здания позволяет снизить трудоемкость возведения каркаса и его материалоемкость до 20 %. Технология возведения сборно-монолитного каркаса здания достаточно проста, рабочие и инженерно-технические работники, занятые на возведении монолитных каркасов, быстро ее осваивают. Но при строительстве первых таких зданий необходимо тщательно разрабатывать проект производства работ и, в частности, детальную тех-

нологическую карту на устройство сборно-монолитного каркаса.

Особое внимание необходимо обратить на устойчивость всех конструктивных элементов в процессе их устройства. Устойчивость колонн обеспечивается применением одиночных кондукторов, которые должны надежно закрепляться за оголовки ранее закрепленных колонн. Сварку выпусков арматуры колонн должны производить квалифицированные сварщики, имеющие соответствующий сертификат. Качество сварных швов необходимо контролировать в соответствии с действующими нормативными документами. Нами для гарантированной надежности каждого сварного шва проводилось его дополнительное усиление по рекомендациям действующего ГОСТа. Кондуктор снимался после приемки сварных швов.

Устойчивость опалубки, на которую монтировались плиты перекрытий обеспечивалась легко, так как эта опалубка рассчитана на монолитное перекрытие, которое тяжелее сборно-монолитного.

Выводы

1. Технология возведения многоэтажных зданий со сборно-монолитным каркасом может успешно применяться в Украине с использованием многопустотных плит настила, выпускае-

мых на технологических линиях непрерывного формования.

2. Для реализации этого эффективного метода возведения многоэтажных гражданских зданий необходимо обучение инженерно-технического персонала и рабочих на основе полученного практического опыта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Уткин, В. Л. Новые технологии строительной индустрии [Текст] / В. Л. Уткин. – М.: Русский Издательский Дом, 2004. – 116 с.
2. Савицкий, Н. В. Плоское сборно-монолитное перекрытие [Текст] / Н. В. Савицкий, К. В. Баташева, Е. Л. Токарь // Сб. научн. трудов. «Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения» – Днепропетровск: ПГАСА, 2006. – С. 413-418.
3. Нетеса, Н. И. Сборно-монолитное строительство: проблемы и перспективы [Текст] / Н. И. Нетеса, А. Н. Пшинько, Д. В. Паланчук // Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта: Тезисы LXVI международной научно-практической конференции/ - Д.: Дніпр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В Лазаряна, 2006. – С.252-253.

Поступила в редколлегию 25.07.11.

Принята к печати 20.09.2011.

Н. А. НІКІФОРОВА (ДІПТ),

А. Ю. ДРИЖЕНКО, І. Л. САФРОНОВ, В. І. СТЕЦЬОК (ДВНЗ НГУ, Дніпропетровськ)

ВСТАНОВЛЕННЯ ПРИДАТНОСТІ ВИКОРИСТАННЯ ПОРІД РОЗКРИВУ БУРОВУГІЛЬНИХ КАР'ЄРІВ У БУДІВЕЛЬНІЙ ГАЛУЗІ

Наведені результати дослідження порід розкриву Ново-Дмитрівського буровугільного родовища та надані рекомендації щодо застосування супутніх корисних копалин у якості будівельних матеріалів.

Ключові слова: родовище, будівельні матеріали, корисні копалини, діатоміти, вуглисті глини, дослідження, промислова розробка

Приведены результаты исследования пород вскрыши Ново-Дмитревского месторождения бурого угля и даны рекомендации по использованию попутных полезных ископаемых в качестве строительных материалов.

Ключевые слова: месторождение, строительные материалы, полезные ископаемые, диатомиты, угленосные глины, исследования, промышленная разработка

Researches results are resulted furnaces of breeds of the Novo-Dmitrievskoe deposit of brown coal and recommendations are given on their use as building materials.

Key words: deposit, building materials, minerals, diatomit, clays, researches, industrial development

В наш час попит на паливно-енергетичну сировину постійно зростає на протязі досить тривалого часу і має стійку тенденцію до збільшення ролі вугілля в паливному балансі. В цих умовах особливу актуальність набуває промислове освоєння нових потужних родовищ бурого вугілля, одним з яких є комплексне Ново-Дмитрівське, яке розташоване в Барвенківському районі Харківської області поблизу її кордону з Донецькою. Унікальність родовища полягає в наступному:

- високий лінійний коефіцієнт вугленосності – 33...34 % (для Донбасу 2,5...3 %) та надзвичайна потужність вугільних покладів до – 74 м (сумарна до 120 м);

- промислові запаси, обмежені площиною 3,5×5 км, складають 446,5 млн.т, в т.ч. з зольністю до 26 % – 290,7 млн.т або 98,2 % (здатні для виготовлення брикетів);

- розкривна частина родовища – від денної поверхні до глибини 385 м, на 90 % складена супутніми корисними копалинами: вуглистами і бітумінозними глинами (біля 1 млрд.т), промисловими сірчаними рудами (понад 1 млрд.т), діатомітами (біля 0,6 млн.т), рудами титану, свинцю та цинку, а також вогнетривкими глинами, скляними та будівельними пісками, тощо;

- за умовами утворення Ново-Дмитрівське родовище становить новий генетичний тип вугільних родовищ, пов'язаних з компенсаційними воронками над сольовими діпірами. Промислові родовища такого походження в світі невідомі.

Буровугільні поклади приурочені до товщі кайнозою, що утворює глибоку воронку над соляним штоком. Борти воронки складені осадовими утвореннями верхнього карбону, нижньої і верхньої пермі, дно – брекчією, що обвалює соляне тіло. Вугленосна товща приурочена до верхнього відділу палеогенової та нижнього відділу неогенової систем. Покриваючі породи складаються з пухких утворень четвертинної, неогенової та палеогенової систем і представлені зверху до низу такими породами:

- піщаними глинами, суглинками, супісками із максимальною потужністю в центральній частині западини до 60 м;

- сірими і темно-сірими монтморилонітовими глинами, що представлені грудкуватою текстурою із прослоями бурого вугілля потужністю до 0,5 м; потужність монтморилонітових глин досягає 50 м;

- бітумінозними темно-сірими монтморилонітовими глинами з невеликою домішкою гідролуд; у глинах виділяються тонкі прошарки бурого вугілля (потужністю до 1 м) і мергелів; потужність бітумінозних глин досягає 81 м.

Гірничо-геологічні умови родовища характеризуються як досить складні за двома основними обставинами – значною глибиною залягання основного вугільного горизонту у центральній частині родовища (до 380 м) та наявністю декількох водоносних горизонтів в поєднанні з механічно слабкими гірськими породами. У зв'язку з цим, комплексне промислове освоєння родовища повинно передбачати

послідовну розробку та обґрунтування нетрадиційних технологічних і наукових рішень, що не мають аналогів у вітчизняній та світовій практиці. Це стосується насамперед у попередньому та поточному зневодненні гірничих порід у межах кар'єрного поля і виборі гірничотранспортного обладнання, експлуатація якого повинна забезпечити високі техніко-економічні показники при безпечному розміщенні на нестійких площадках добувних уступів.

У процесі промислової розробки родовища планується використання принципово нових технологій і обладнання для роздільної розробки пластів вугілля і попутних корисних копалин, їх транспортування і тимчасового складування у вигляді тимчасових техногенних родовищ. Передбачається, що їх повторна розробка і своєчасне постачання споживачам дозволить на довгий час забезпечити промисловість району (будівництво, хімічну, сільське господарство) цінною мінеральною сировиною. Її видобуток з техногенних родовищ буде виконуватися із застосуванням того ж обладнання, що і на основних процесах розробки буровугільних покладів. В екологічному відношенні територія району для будівництва кар'єру, ТЕЦ, транспортних та енергетичних мереж, не розвинена і промислово не освоєна.

Середній по кар'єру коефіцієнт розкриву у розрахунку на буре вугілля за попередніми розрахунками складає $4 \text{ м}^3/\text{т}$, але на перших етапах розробки поточний коефіцієнт розкриву може досягати $10 \text{ м}^3/\text{т}$. В той же час до 70...80 % об'єму розкриву складено супутніми корисними копалинами, попутне використання яких значно покращить економічні показники при видобутку бурого вугілля.

Пошуковими і розвідувальними роботами на буре вугілля і пошуково-ревізійними роботами на ртуть [1] у прибортовій частині Ново-Дмитрівського родовища виявлені рудопроявлення свинцю, цинку, ртуті (корінні породи борту) та титанових руд мінералів – ільменіту, рутилу, лейкоксену (прибортова частина мульди). З урахуванням того, що будівництво кар'єру неминуче порушить корінні борти мульди, прояви свинцево-цинкових і ртутних руд, що розташовані у верхньопалеозойських утвореннях, потрапляють до складу розкривних порід. Для оцінки рудопроявлень, які зафіксовані у периферійній частині мульди 36 свердловинами, використані результати 4600 спектральних, 236 хімічних і 119 мінералогічних аналізів.

Свинцево-цинкове оруднення локалізоване двома складними крутопадаючими зонами: північно-східною та південно-західною. Діючі кондиції [2], за вмістом в руді основних компонентів, підрозділяються на: багаті руди з кількі-

стю свинцю понад 4 %, або з сумарним вмістом свинцю і цинку понад 7 %; рядові з вмістом свинцю 2...4 %, сумарно свинцю і цинку 4...7 %; бідні з вмістом свинцю 1,2...2 %, свинцю і цинку від 2...4 %. Прояви ртуті виявлені спектральними аналізами у кількості від 0,003 % до 0,02 %, а також в окремих свердловинах північно-східної частини Корульського куполу, мінералізація яких належить до пісковиків тих же розділів, що і свинцево-цинкове оруднення. Відповідно до діючої Інструкції ДКЗ, по вмісту ртуті виділяють три промислових сорти руди: штучні – понад 1 %, багаті – від 0,3 до 1 % і рядові – від 0,04 до 0,3 %. Спектральний аналіз проб над мінералізованим залишком виявив вміст ртуті до 0,001 %. Загальний висновок: на цей час ртутне забруднення вивчено недостатньо і викликає подальший пошуковий інтерес.

Прояви титанових мінералів (рутил, ільменіт і лейкоксен) в окремих випадках складають до 34 % важкої фракції, що при перерахунку на об'єм складе 3...6 кг на 1 м^3 піску. Збагачені мінералами інтервали не складають окремих шарів та горизонтів, а мають форму ізольованих між собою лінз і прошарків.

Самородна сірка пов'язана з покладами берекської свити, розташованих на 2...3 м над основною буровугільною лінзою. Породи розповсюджені у центральній частині мульди на площі біля 2 км^2 і в плані повторюють форму вугільного покладу. Зверху вони перекриті діатомітами, знизу підстилаються темно-сірими піритизованими гідросмодістими глинами, що залягають безпосередньо у покрівлі основного вугільного покладу. Найбільша потужність сірчаних порід складає 41 м і зафіксована у центрі родовища. У бік бортів кар'єрного поля вона генетично виклинюється і поступово перетворюється у горизонт вапняку.

Самородна сірка локалізована, головним чином, у доломітах та карбонатно-гіпсових породах. Форма виділення сірки – гніздовокраплена розміром до 5...7 мм і розподілення в породі більш-менш рівномірно, контури розпливчасті. Гнізда сірки розміром 5...10 см зустрічається одиночно або групами, форма ізометрична, контакти з породами чіткі.

Форма покладів лінзовидна, розмір – від перших метрів до перших десятків метрів, іноді до 100...120 м, вміст сірки досить мінливий. Серед хомогенної товщі досить чітко виділяється дві збагачені сіркою лінзи – нижня і верхня. Нижня має незначну потужність до 2...3 м, обмежене розповсюдження – до $0,9 \text{ км}^2$ та інколи розщеплюється на 2 горизонти. Вміст її коливається від 5,03 до 20,04 %. Запаси самородної сірки при бортовому вмісті її в руді 5 %

складають 447 тис.т, а при вмісті 8 % – 269 тис.т, разом – 716 тис.т.

Горизонт діатомітів залягає в 10...40 м вище Основного вугільного покладу безпосереднього у покрівлі горизонту сірчаних руд. Займає площу понад 10 км², глибина залягання – від 45...50 м на периферії депресії, до 290 м у центральній частині родовища. Максимальна потужність горизонту складає 54 м, звичайна 40...45 м. Попередньо розрахований обсяг діатомітів перевищує 400 млн.м³.

За хімічним складом діатоміти Ново-Дмитрівського родовища співпадають з діатомітами широко відомого Піонерського родовища Росії. Питома вага діатомітів коливається від 1,61 до 2,3 т/м³ і залежить від кількості глинистих домішок.

Кількість цілих панцирів діатомей у діатомітових породах Ново-Дмитрівського родовища коливається від 3 до 30 млн. од. у 1 см³. Панцирі являють собою мікроскопічні опалові тільця (0,03...0,15 мм), які надають породі легкість і пористість. Пористість діатомітів у кращих сортах світових родовищ досягає 70...75 %. Пористість досліджених діатомітів досягає в окремих пробах 80...81 %, в основному 43,6...79,2 %, у середньому – 60 %. Таким чином, за цим показником діатоміти Ново-Дмитрівського родовища слід віднести до високосортної сировини.

Цінною фізичною властивістю діатомітів є їх здатність вбирати вапно. Це має вирішальне значення при використанні їх у якості гідралічної домішки до цементного клінкеру. Активність досліджених діатомітів коливається від 18,9 до 313,1 мг СаО на 1 г домішок. Діатоміти доцільно використовувати у цементній та будівельній галузях, якщо вбираюча спроможність їх складає не менше 150 мг СаО на 1 г домішок.

Окрім того, діатоміти Ново-Дмитрівського родовища можуть використовуватися в якості тонких природних фільтрів (наприклад у харчовій і нафтопереробній промисловості), як теплоізоляційний матеріал, а також у цементній та будівельній промисловості. Паперова промисловість використовує діатоміт для виробництва бюварного та салфетного паперу. Основні вимоги при цьому: білий колір та тонкий помол. Не виключається, що в окремих випадках буде потрібний їх селективний видобуток.

Вуглисті глини являють собою глинисті породи на 35...45 % насичені сапропелевим і гумусовим матеріалом. Детальний аналіз складу і властивостей вуглистих глин дозволяє обґрунтувати три напрямки їх використання: високосортне добриво для сільського господарства; низькосортне паливо разом з бурим вугіллям; виробництво бурових розчинів.

Проведені експерименти показують: інтенсивність зростання рослин визначається концентрацією поживних речовин. Більш активне зростання мали рослини, що розташовані на більш концентрованих розчинах. При цьому відмічались як зростання сирієї ваги рослин, так і зростання довжини корінців. При доданні до розчину водяного витягу з цих глин у співвідношенні 1:1 сира вага рослин зростала на 20,8 % порівняно з контрольною. Експерименти проведені з ґрунтовними культурами (овес) свідчать про те, що глини, внесені у вигляді гранул у дозах 25, 50, 100, 150 і 200 г на посуд, впливають позитивно як на зріст наземної маси, так і на зріст та вражай вівса [3].

Темно-сірі та чорні різновиди вуглистих глин на 35...45 % збагачені гумусовою та сапропелевою органічною речовиною і розташовані у верхній частині вугленосної товщі. Їх загальна потужність від 75 до 100 м розподілена таким чином: 20...25 м у підшві IV вугільного горизонту, решта – в його покрівлі. При спільному видобутку з вуглистими прошарками та вугіллям V горизонту їх мінеральна частина, за нашими розрахунками, не перевищує 55...65 %. За досвідом західних, перш за все німецьких технологій, таке паливо можна використовувати на теплових електростанціях та центрах. Вуглисті глини Ново-Дмитрівського родовища розповсюджені на площі понад 6 км². При середній загальній потужності, що складає 75 м, попередні запаси їх перевищують 450 млн.м³, що при питомій вазі 1,35 т/м³ перевищує 600 млн.т.

Окрім того, глинисті утворення за якістю придатні для виготовлення глинистих бурових розчинів. За віком вони віднесені до полтавської свити пліоцену, де складають товщу потужністю 31,3 м перекриту 29 метрами розкритих порід.

Досліджено 28 проб із свердловин №№ 1418 та 1419 в Лабораторії промислових розчинів Артемівської КГРЕ. У цілому, глини для виготовлення бурових розчинів повинні відповідати таким основним вимогам: кількість піску (відстій 3 хвилини) не більше 4 %; швидко розпускатися у воді; складати з водою в'язку та стійку суспензію; розчин повинний бути тонкодисперсним з мінеральною домішкою піску.

Речовинами, що погіршують якість глинистих розчинів, являються гіпс, вапняк і особливо кам'яна сіль. Кварцовий пісок збільшує захламованість розчину та у наслідок абразивних властивостей прискорює зношення насосів і бурового інструменту. Бурові розчини задоволеної якості повинні мати такі основні показники: кількість піску (відстій 3 хвилини) не більше 4 %; добовий відстій (колоїдальність) не

більше 1 %; в'язкість на стандартному приладі СПВ-5 20...26 Па с; питома вага 1,16...1,20 г/см³; водовіддача не більше 30 см³.

У процесі дослідження з кожної з відібраних проб виготовляється глинистий розчин з в'язкістю 25 Па с і визначаються його основні параметри.

Фізико-механічні властивості 15 глинистих розчинів відображені в табл. 1 в порівнянні з глинистим розчином з часов'ярської глини – основною сировиною для проходки свердловин.

Таблиця 1

Фізико-механічні властивості глинистих розчинів

Найменування	Показники				
	Питома вага, г/см ³	В'язкість, Па с	Вміст піску, %	Водовіддача, см ³	Товщина кірки, мм
Вихідний глинистий розчин з глин Ново-Дмитрівського родовища	від 1,23 до 2,33	25	від 1 до 8	від 5 до 13	від 1,5 до 4
Вихідний глинистий розчин з Часов'ярського родовища	1,18	25	1	37,5	7,5

З табл. видно, що глинистий розчин з глини Ново-Дмитрівського родовища у цілому задовільний. Для покращення окремих параметрів у розчин вводили стабілізуючі домішки, а саме – 10 % вуглелужний реагент (ВЛР) та 2 % кальцинірована сода (Na₂CO₃).

Вихідні бурові розчини після обробки їх вуглелужним реагентом і кальцинірованою содою показали цілком позитивний результат. При доведенні до потрібної в'язкості 25 Па с: питома вага 1,16...1,20 г/см³; вміст піску 0,5...3,0 %; водовіддача 7...10 см³.

Лабораторія бурових розчинів Артемівської комплексної геологорозвідувальної експедиції відмічає, що розхід реагентів для обробки розчинів з глин Ново-Дмитрівського родовища значно менший, чим при обробці глинистих розчинів із часов'ярської глини. Глини Ново-Дмитрівського родовища придатні також для виготовлення висококальцієвих розчинів (ВКР), які містять 10 % сульфід-спиртові барди (ССБ) і 1 % хлористого кальцію. Таким чином, глинисті породи, що розташовані у розкривній частині Ново-Дмитрівського родовища, можна використовувати для виготовлення бурових розчинів при умові попередньої обробки їх вуглелужним реагентом (10 %) та кальцинованою содою (2 %).

У цілому слід відмітити, що з урахуванням складних гірничо-геологічних умов розробки Ново-Дмитрівського буровугільного родовища, досліджені в його розкривній частині корисні копалини повинні суттєво покращити економічну ситуацію регіону. Серед корисних копалин, які планується видобувати одночасно з будівництвом кар'єру є поліметалічні руди з промисловим вмістом свинцю і цинку (до 2...5 % і, навіть, до 17 % при мінімальній концентрації у промислових рудах 2 % і більше); кіновар з

промисловими концентраціями ртуті; сірчана руда з вмістом сірки самородної понад 8 % у кількості 716 тис.т.; діатоміти – цінна високо-сортна речовина у якості тонких природних фільтрів для харчової та нафтопереробної промисловості, а також цінний як теплоізоляційний матеріал, наповнювач у легких сортах бетону, гідравлічні домішки до цементного клінкеру. Попередній обсяг діатомітів перевищує 400 млн.м³.

Вуглисті глини після детальних цільових досліджень можна використовувати як високо-сортне добриво у сільському господарстві, паливо у суміші з бурим вугіллям, виробництво бурових розчинів, керамічних глин, як сировину для грубої і тонкої кераміки, та для виробництва керамзиту. Окрім згаданих вище корисних копалин, у розкривній частині родовища присутні скляні та будівельні піски, вогнетривкі глини та інші корисні утворення. Однак їх геолого-економічна оцінка потребує окремих досліджень.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Отчет о детальной разведке Ново-Дмитровского месторождения бурого угля [Текст], т. II, 1972, ф. тр. Артемгеология.
2. Сборник руководящих материалов по геолого-экономической оценке месторождений полезных ископаемых [Текст]. ГКЗ СССР, М. 1985.
3. Закономерности формирования буроугольных залежей Северо-Западного Донбасса с целью обоснования разработки комплексного Ново-Дмитровского месторождения. [Текст] – Технико-экономический доклад. – НГУ, Дн-вск. – 2003. – 15 с.

Надійшла до редколегії 25.08.11.

Прийнята до друку 20.09.2011.

В. Д. ПЕТРЕНКО, В. Т. ГУЗЧЕНКО, О. Л. ТЮТЬКИН, А. М. М. АЛХДУР (ДІПТ),
В. В. КОВАЛЕВИЧ (СЕП плюс, Дніпропетровськ)

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ НДС ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ПРИ МОДЕРНІЗАЦІЇ

В статті наведені результати порівняльного аналізу напружено-деформованого стану земляного полотна при модернізації (виконання протидеформаційних заходів).

Ключові слова: земляне полотно, модернізація, протидеформаційні заходи, напружено-деформований стан

В статье приведены результаты сравнительного анализа напряженно-деформированного состояния земляного полотна при модернизации (выполнение противодеформационных мероприятий).

Ключевые слова: земляное полотно, модернизация, противодеформационные мероприятия, напряженно-деформированное состояние

In the article the results of comparative analysis of the tensed and deformed state of earthen linen during modernization are resulted (measures against deformation).

Keywords: earthen linen, modernization, measures against deformation, tensed and deformed state

Зростаючі обсяги будівництва залізниць в Україні відкривають нові задачі в області будівництва та експлуатації колії і земляного полотна. Відомо, що окрім об'ємів будівництва також збільшуються об'єми ремонту та реконструкції земляного полотна, у тому числі і при модернізації під швидкісний рух. Таке збільшення об'ємів потребує запровадження нових технічних рішень щодо зменшення деформацій основного майданчика земляного полотна і, відповідно, збільшення термінів його нормальної експлуатації.

Запроваджені нові рішення, які полягають як у підсиленні земляного полотна геосинтетичними матеріалами, так і у зміні його поперечного профілю із утворенням берм, банкетів та контрбанкетів, потребують наукового обґрунтування. Причому, порівняння рішень із подальшою їх оптимізацією потребує комплексного аналізу різних параметрів, таких як міцність земляного полотна, яка забезпечує термін експлуатації, і грошових витрат на перевлаштування та реконструкцію земляного полотна.

Комплексність аналізу та подальшої оптимізації параметрів земляного полотна забезпечує залучення при розгляді конкретної ситуації більшого об'єму вхідної інформації, що дозволяє отримати більш обґрунтовані рішення для виконання реконструкції.

Метою наданої роботи є комплексна оптимізація параметрів земляного полотна при реконструкції на Донецькій залізниці, яка полягає у пошуку та обґрунтуванні техніко-економічних та міцнісних параметрів насипу при рекон-

струкції із вибором на основі цих результатів оптимального варіанту, що є актуальною задачею.

Земляне полотно – один з найважливіших елементів колії, який виконаний з ґрунту й оснований на ґрунті [1-3]. Воно буває у вигляді насипів, виїмок і нульових місць. На косогах зустрічаються також напівнасипи, напіввиїмки й напівнасипи – напіввиїмки, у яких основна площадка утворена частково підсипанням, частково урізанням в ґрунт земної поверхні.

Поперечним профілем земляного полотна називається переріз, перпендикулярний його поздовжній осі і показується на ширину всієї смуги відводу [1, 4].

Земляне полотно повинне бути міцним, стійким і довговічним, що вимагає мінімуму витрат на його обладнання, утримування і ремонт й забезпечує можливість широкої механізації робіт. Однією із причин безумовності виконання зазначених вимог є те, що земляне полотно в системі колійного господарства складає найбільш фондоемну частину: в основних фондах колійного господарства вартість земляного полотна досягає 29 % [4].

Поверхня земляного полотна й смуги відводу повинна бути спланована так, щоб вода ніде не застоювалася, а мала б вільний і швидкий відтік від земляного полотна в боки або в спеціальні водовідвідні пристрої. Якщо ця умова де-небудь порушиться, то земляне полотно в цьому місці неминуче піддається деформації, яка може створити загрозу безпеці руху поїздів.

Земляне полотно будується за типовими поперечними профілями або індивідуальними проектами (ДБН В.2. – 2008 «Споруди транспорту. Залізничні колії 1520 мм»).

Земляне полотно та його споруди повинні забезпечувати безпеку руху поїздів із заданими навантаженнями й швидкостями при встановленій вантажонапруженості. Земляне полотно, його елементи та споруди повинні відповідати нормативам міцності та стійкості протягом всього періоду служби.

У земляному полотні та його спорудах можуть виникати й накопичуватися дефекти, деформації та пошкодження [5]. Дефекти є наслідком недоробок під час проектування земляного полотна, його захисних і укріплювальних споруд, порушення технології будівельного процесу й тимчасової експлуатації залізничних ліній, незадовільного поточного утримання й неякісних ремонтів колії.

Деформації земляного полотна та його споруд виникають: при недостатній несучій здатності ґрунтів, з яких воно зведене; невідповідності потужності верхньої будови колії навантаженням від рухомого складу, що обертається; недостатньому захисті ґрунтів земляного полотна від несприятливих впливів кліматичних та інженерно-геологічних факторів. Низька якість поточного утримання земляного полотна та його споруд, коли не забезпечується відведення поверхневих і ґрунтових вод, несвоєчасно усуваються дрібні дефекти земляного полотна та його споруд, не ліквідовуються причини зниження несучої здатності ґрунтів, призводять до переростання дрібних дефектів і пошкоджень у небезпечні деформації, що загрожують безпеці руху поїздів.

Під пошкодженням розуміють несправність земляного полотна та його споруд, що сталася під час експлуатації під впливом несприятливих природних умов, внаслідок ненормальних, непередбачених характером роботи дій, взаємодії зі сторонніми конструкціями.

Дефекти, деформації та пошкодження земляного полотна та його споруд підлягають усуненню в процесі поточного утримання колії, при планово-запобіжних ремонтах верхньої будови колії, а також при ремонтах і підсиленні земляного полотна за індивідуальними проектами. Однією з пропозицій протидеформаційних заходів є суцільна вирізка. Роботи по суцільній вирізці виконуються під час вікна при закритих коліях. До початку основних робіт по непарній колії демонтуються ланки рейкошпальної решітки. Потім під час вікна ведеться

демонтаж інвентарних рейок і виконання суцільної вирізки. Глибина вирізки по непарній колії прийнята виходячи з глибини баластних заглиблень. По парній колії глибина суцільної вирізки прийнята конструктивно на таку саму відмітку як і по непарній.

Зворотна засипка виконується з пошаровим ущільненням і влаштовується із щебеню або щебеневої суміші. Розмір фракцій щебеню у суміші 0,0625...50 мм. Кількість пиловатих частинок розміром <0,0625 мм не повинна перевищувати 5 % від об'єму, розміром 2...20 мм до 40 %, решта 55 % приходить на фракцію 20...50 мм.

При виконанні ремонту верхньої будови колії геотекстилькладається на основній площадці з ухилом 0,04 в польову сторону з перекриттям одного шару іншим не менше ніж 100 мм. Геотекстиль – це нетканий матеріал із поверхневою щільністю $\geq 280 \text{ г/м}^2$, міцністю на розтягування не менше 20 кН/м; міцністю при відносному подовженні на 390 – не менше ніж 10 кН/м; відносне подовження при руйнуванні не більше 20 %. Після вкладання рейкошпальної решітки проводиться баластування колії. Укріплення укосів земляного полотна виконується шляхом відсипання однополочної віджимної берми з виположенням укосів земляного полотна 1:2. Пригрузочна віджимна берма влаштовується з використанням щебеню крупністю 40...70 мм та міцністю на стиск 800...1200 МПа. Відсипка віджимної берми здійснюється пошарово з ущільненням шару товщиною 0,2...0,3 м. Середня висота полиць віджимної берми складає 5,0 м з ухилом верху полиці 2,0 % в бік проектної водовідвідної каналі. В якості матеріалу берми використовується місцевий ґрунт. Для виведення води з хворої ділянки через залізобетонну трубу по непарній стороні колії необхідно створити берму та каналу шириною 1,5 м та висотою 0,6 м з виположенням укосів 1:2.

Другим варіантом є виконання бортової вирізки. Двостороння бокова зрізка баластових заглиблень здійснюється від лінії по торцях шпал в бік укосу насипу, з подальшою заміною зрізаного матеріалу чистим щебенем крупністю 40...70 мм та міцністю на стиск 800...1200 МПа. Товщина шару 0,2...0,3 м. Всі роботи необхідно проводити в довготривалі вікна.

Для забезпечення стійкості укосів насипу запроєктовано виположення укосів насипу до 1:2 та відсипку привантажної віджимної берми, яка влаштовується з використанням щебеню

крупністю 40...70 мм. Її відсіпка здійснюється пошарово з ущільненням шару товщиною 0,2...0,3 м. Середня висота полиць віджимної берми складає 5,0 м з ухилом верху полиці 2,0 % в низову сторону.

Зі сторони непарної колії по підшві привантажної віджимної берми влаштовується берма шириною 6,0 м з ухилом 2,0 % в бік проектноі водовідвідної канави. В якості матеріалу берми використовується місцевий ґрунт, отриманий після нарізки уступів та робіт по бортовій вирізці.

Техніко-економічне порівняння двох варіантів протидеформаційних заходів проводилося на основі комплексу АВК-3. На основі цих матеріалів зроблено наступні висновки.

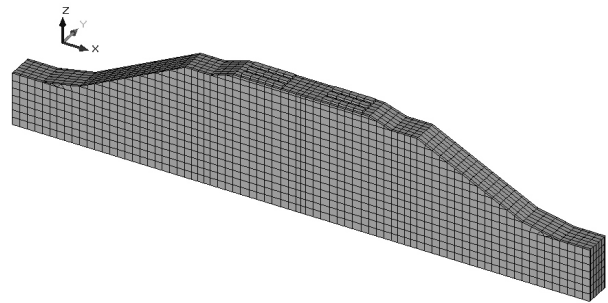
Зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва основних обсягів робіт та матеріалів при виконанні робіт по суцільній вирізці становить – 3868,0 тис. грн. Договірна ціна складається з будівельних робіт, що в свою чергу становлять 2219, 7 тис. грн., монтажних робіт – 15,3 тис. грн., та інших витрат – 1633,3 тис. грн. Кошторисна вартість будівництва – 1746,9 тис. грн., кошторисна трудомісткість – 62,9 тис. люд-год., кошторисна заробітна плата – 915,6 тис. грн., середній розряд робіт – 3, 4, разом по кошторису – 3223,6 тис. грн., податок на додану вартість (ПДВ) (20 %) – 644,7 тис. грн.

Зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва основних обсягів робіт та матеріалів при виконанні робіт по бортовій вирізці становить – 1235,9 тис. грн. Договірна ціна складається з будівельних робіт, що в свою чергу становлять 670,5 тис. грн., монтажних робіт – 15,3 тис. грн., та інших витрат – 550,1 тис. грн. Кошторисна вартість будівництва – 515,9 тис. грн., кошторисна трудомісткість – 21,9 тис. люд-год., кошторисна заробітна плата – 291,4 тис. грн., середній розряд робіт – 2, 5, разом по кошторису – 1029,9 тис. грн., податок на додану вартість (ПДВ) (20 %) – 205,9 тис. грн.

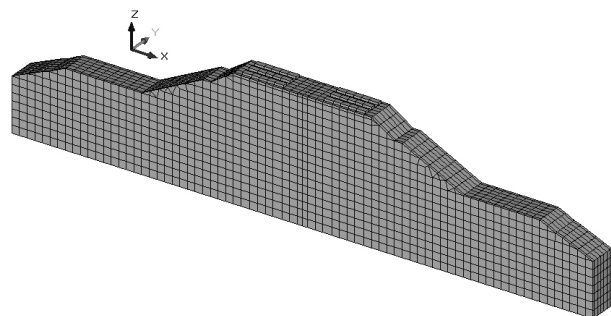
Розрахунок напружено-деформованого стану (НДС) двоколійного насипу із застосуванням декількох варіантів реконструкції (суцільна та бортова вирізка) проводиться із застосуванням методу скінчених елементів за допомогою розрахункового комплексу Structure CAD for Windows, version 7.29 R.3 (SCAD) [6, 7]. Всі геометричні та деформаційні характеристики земляного полотна узяті із нормативної документації. Модель для розрахунку прийнята просторовою на основі об'ємних скінчених

елементів (СЕ) для більшого врахування реальних характеристик об'єкту, що досліджується. На рис. 1. показана розрахункова схема земляного полотна до реконструкції, реалізована у комплексі SCAD [7].

Земляне полотно до реконструкції



Суцільна вирізка



Бортова вирізка

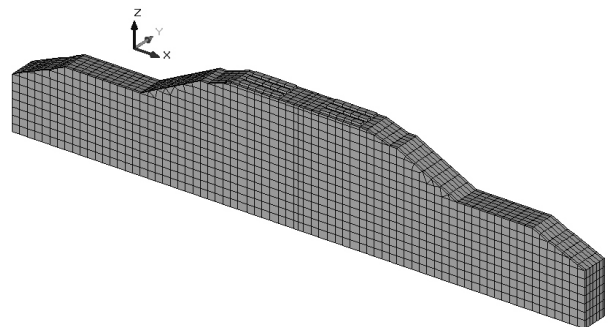


Рис. 1. СЕ-схеми земляного полотна

Загальна кількість вузлів схеми – 8 632 шт. (біля 26 тисяч ступенів волі), кількість скінчених елементів – 7 016 шт. (до реконструкції); 8 280 (біля 24 тисяч ступенів волі) та 6 722 (суцільна вирізка); 8 126 (біля 25 тисяч ступенів волі) та 6 582 (бортова вирізка). СЕ у схемі прийняті сумісними, тобто всі вузли сусідніх елементів співпадають, що позитивно впливає на точність рішення. Розміри моделі: довжина (основа) – 38,46 м, ширина – 1,8 м (для всіх моделей), висота – 8,0 м (з яких висота земляного полотна, як і в інших варіантах – 4,5 м).

Розміри СЕ коливаються у межах 0,30×0,5×0,5, 0,35×0,5×0,5 до 0,5×0,5×0,5 м, тобто СЕ-сітка адекватна розмірам представле-

ної моделі, так як вважається, що основний розмір СЕ не повинен перевищувати 1/20 від характерного розміру моделі. У схемі застосовані як призматичні СЕ із трикутною основою (у моделюванні відкосу), так і паралелепіпеди (у моделюванні земполотна та основи). Призматичні СЕ із трикутною основою перевірені на умови вироджених та «голчастих» елементів, кути трикутника не менше 60°.

На схему накладені граничні умови:

1) понизу моделі заборона переміщення по всім трьом осям X , Y та Z ;

2) по боках основи – заборона по осях X та Y ;

3) по поперечних сторонах моделі – заборона по осі Y (умови плоскої деформації). Верх та відкоси моделі від граничних умов вільні.

Деформаційні характеристики обрані із таблиць у відповідності із дослідженими ґрунтами земляного полотна [8]:

Шар 1 – суглинок насипу, густина $\rho = 2,0$ т/м³, модуль пружності $E = 25$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$;

Шар 2 – щебінь, густина $\rho = 2,4$ т/м³, модуль пружності $E = 100$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,25$;

Шар 3 – залізобетон шпали, густина $\rho = 2,5$ т/м³, модуль пружності $E = 1 \cdot 10^6$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,2$.

Представлений шаруватий масив повторює з незначними відхиленнями реальне земляне полотно, але товщина шарів прийнята постійною, хоча в дійсності вона незначно змінюється.

У ролі навантаження моделі було прийнято локомотив, який знаходиться однією парою коліс над шпалою, тобто $P = 25$ т. Тиск на вісь прийнято рівним нормативному тиску від локомотиву ($P = 20$ т) із урахуванням коефіцієнту динамічності $\mu = 1,25$. Була прийнята одна схема завантаження СЕ-моделі – локомотив знаходиться на двох коліях. На рис. 2. показано розташування навантажень на головній площадці насипу. Навантаження на ось розподілене по ширині шпали, на яку воно приходить, причому воно розподілене по 12-ти вузлах СЕ, які входять до геометричного місця розміщення шпали і складає 20,83 кН ($250/12 = 20,83$ кН).

Усі геометричні розміри та загальні навантаження на модель зберігаються та контролюються у ході виконання розрахунку, що можливо у застосованому розрахунковому комплексі.

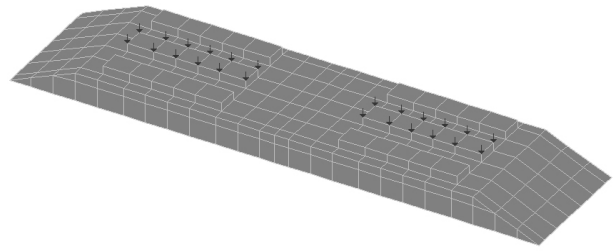


Рис. 2. Розташування навантажень на верхню будову колії (ВБК)

При розрахунку МСЕ застосовувався мультифронтальний метод розкладення матриці жорсткості із автоматичною оптимізацією ширини стрічки, як найбільш прогресивний метод роботи із матрицями, який застосовано у комплексі SCAD.

Результатами розрахунку являються загальні переміщення та напруження моделі по осях X та Z , причому нижченаведені результати показують характерну картину їх розподілення у земляному полотні.

Перед тим, як перейти до аналізу отриманих результатів та вибору оптимального рішення реконструкції, слід відмітити, що у скінченно-елементній моделі суцільної вирізки не був врахований елемент геосинтетичного матеріалу. Це відбулося за двох причин. По-перше, полотно геосинтетичного матеріалу при просторовій постановці, при якій модель створюється із об'ємних скінчених елементів, із-за різної метрики (полотно – 2D, а земляне полотно – 3D) некоректно взаємодіє із земляним полотном. По-друге, перше порівняння отриманих результатів свідчить про те, що і без підсилення геосинтетичним матеріалом, різниця між варіантами незначна і вплив геосинтетика йде до запасу міцності.

На рис. 3. і 4 наведені результати деформацій в різних варіантах земляного полотна із поїздним навантаженням (надається лише половина моделі, що обґрунтовується симетрією схеми та навантаження).

Аналіз переміщень по осі X (див. рис. 3) надає змогу зробити висновок, що кількісно всі три випадки (до реконструкції та два варіанти земляного полотна, що реконструйоване) не мають значних змін: максимальні горизонтальні переміщення складають 1,1 мм. Слід відмітити, що при кількісній тотожності результатів, якісно вони відрізняються, що видно при порівнянні розподілення ізополів та ізоліній.

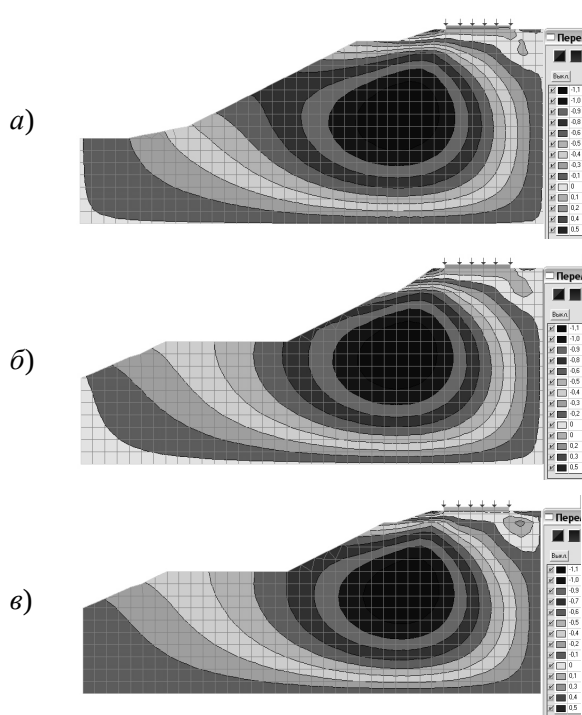


Рис. 3. Ізолінії та ізополя переміщень по осі X (горизонтальна):
 а – до реконструкції; б – суцільна вирізка; в – бортова вирізка

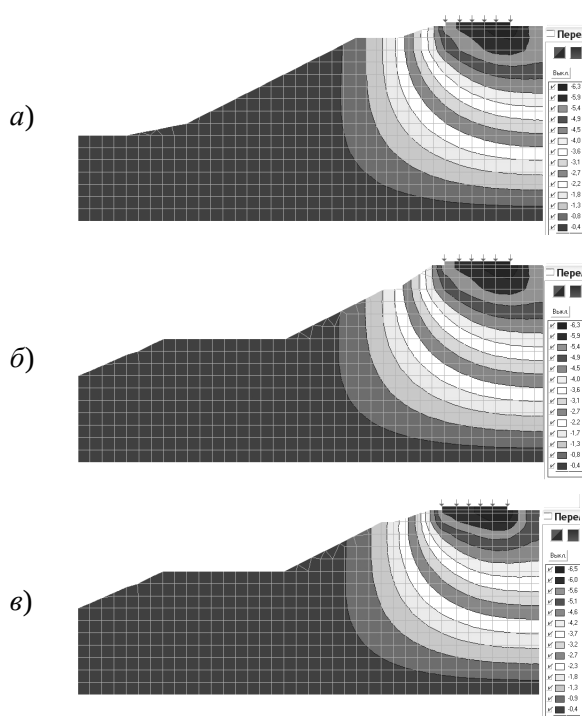


Рис. 4. Ізолінії та ізополя переміщень по осі Z (вертикальна):
 а – до реконструкції; б – суцільна вирізка; в – бортова вирізка

Слід відмітити, що при кількісній тотожності результатів, якісно вони відрізняються, що видно при порівнянні розподілення ізополів та ізоліній. У випадку суцільної вирізки (див. рис.

3, б) ізополя горизонтальних напружень на лінії симетрії моделі не зливаються у суцільне поле. Тобто при дії двох локомотивів, які знаходяться на сусідніх коліях, у випадку суцільної вирізки їх вплив діє лише на відповідну колію. У випадку ж бортової вирізки нижче правого кінця шпали утворюється замкнута зона із значенням 0,3 мм, яка відсутня як у випадку насипу до реконструкції, так і у випадку суцільної вирізки. Це пояснюється тим, що поперечний профіль земляного полотна після реконструкції значно змінився. Але значення горизонтальних переміщень у випадку бортової вирізки малі і не дають змоги свідчити про якісь негативні наслідки.

Переміщення по осі Z (див. рис. 4) майже ідентичні якісно та кількісно: максимальні вертикальні переміщення складають 6,3 мм (у випадку бортової вирізки – 6,5 мм). Такі значення переміщень є нормативними і дають змогу свідчити, що всі три моделі майже ідентичні.

На рис. 5. і 6 наведені результати деформацій в різних варіантах земляного полотна.

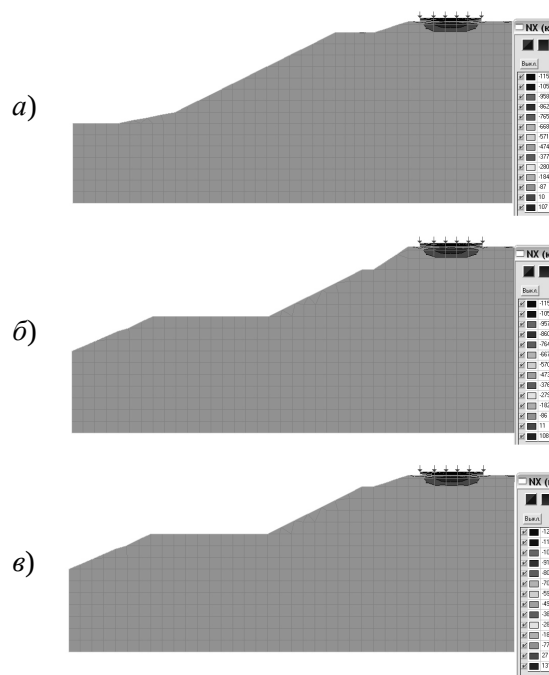


Рис. 5. Ізолінії та ізополя нормальних напружень по осі X (горизонтальна):
 а – до реконструкції; б – суцільна вирізка; в – бортова вирізка

При аналізі напружень по осі X (див. рис. 5) з'ясовано, що вони є майже ідентичними, що пояснюється незначною зоною їх поширення (близько 0,5 м під шпалою) і мінімальним впливом технічних рішень. Можна відмітити, що в зоні розтягу під рейкою у випадку бортової вирізки напруження дещо збільшені

(+0,13 МПа на відміну від +0,1 МПа у випадку суцільної вирізки), але незначно.

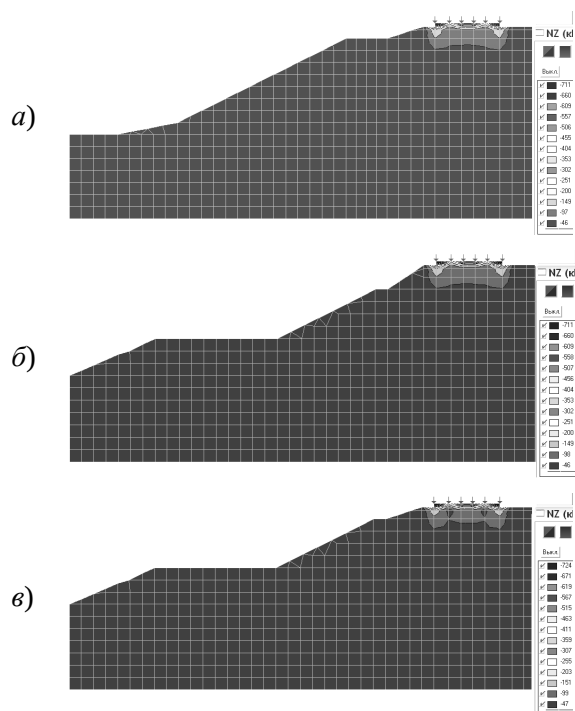


Рис. 6. Ізолінії та ізополя нормальних напружень по осі Z (вертикальна):

а – до реконструкції; б – суцільна вирізка; в – бортова вирізка

Аналіз напружень по осі Z (див. рис. 6) свідчить, що вони також є майже ідентичними, але зона їх поширення збільшується (близько 0,9...1,0 м під шпалою), тому слід пам'ятати, що у випадку бортової вирізки поширення напружень досягне суглинку земляного полотна тому, що товщина щебеню зменшена з 1,0 до 0,4...0,5 м. Але значення напружень незначні (соті долі мегапаскаля), тому можна відмітити, що експлуатаційний стан буде забезпечено.

Висновки

1) Проведене техніко-економічне порівняння обох варіантів реконструкції земляного полотна на основі спеціалізованого комплексу АВК-3 і з'ясовано, що кошторисна вартість будівництва основних обсягів робіт та матеріалів при виконанні робіт по бортовій вирізці становить – 1235,9 тис. грн. Кошторисна вартість будівництва основних обсягів робіт та матеріалів при виконанні робіт по суцільній вирізці

становить – 3868,3 тис. грн., що втричі дорожче в порівнянні з бортовою вирізкою.

2) Розроблено скінчено-елементні моделі земляного полотна до реконструкції по двох варіантах реконструкції, проведено їх розрахунки, після чого отримано результати напружено-деформованого стану, які дозволили оцінити з позиції міцності вплив обох технічних рішень.

3) Аналіз НДС свідчить про те, що при реконструкції можливо застосовувати обидва технічні рішення, які є майже ідентичними, і варіант як суцільної, так і бортової вирізки є доцільним з позиції НДС та подальшої експлуатації. Також аналіз НДС довів, що у випадку суцільної вирізки в даному конкретному випадку підсилення геосинтетичним матеріалом є недоцільним.

4) Основним висновком після комплексного аналізу є те, що варіант бортової вирізки є оптимальним як із умов техніко-економічного порівняння з позиції міцності та стійкості.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Рувинский, В. И. Оптимальные конструкции земляного полотна [Текст] / В. И. Рувинский. – М.: Транспорт, 1982. – 166 с.
2. Інструкція з утримання земляного полотна залізниць України [Текст] / Л. І. Дяченко, П. П. Кислий, В. О. Кулач. Затверджено наказом Укрзалізниці від 08.05.2001. – Київ, 2001.
3. Інструкція з утримання земляного полотна залізниць України [Текст], ЦП/ 0072. – Київ, 2001.
4. Фришман, М. А. Земляное полотно железных дорог [Текст] / М. А. Фришман, И. Н. Хохлов, В. П. Титов. – М.: Транспорт, 1972. – 287 с.
5. Содержание балластной призмы железнодорожного пути [Текст] / под. ред. Е. С. Варызгина. – М.: Транспорт, 1978. – С. 31-35.
6. Карпиловский, В. С., SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер – К.: ВВП «Компас», 2000. – 332 с.
7. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К.: Сталь, 2002. – 600 с.
8. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти [Текст] / Зоценко М. Л. і ін. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с.

Надійшла до редколегії 20.12.2011.

Прийнята до друку 16.01.2012.

ОБЗОР АНАЛИТИЧЕСКИХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ МЕТОДОВ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ МАССИВА И КРЕПИ

В статті наведено огляд аналітичних та експериментальних методів дослідження взаємодії масиву та кріплення. Результати експериментів з використанням відцентрового моделювання показали ряд особливостей гірського тиску, які розглянуті в аналітичному огляді.

Ключові слова: масив, кріплення, гірський тиск, відцентрове моделювання

В статье приведен обзор аналитических и экспериментальных методов исследования взаимодействия массива и крепления. Результаты экспериментов с использованием центробежного моделирования показали ряд особенностей горного давления, которые рассмотрены в аналитическом обзоре.

Ключевые слова: массив, крепление, горное давление, центробежное моделирование

In the article the review of analytical and experimental methods of research of co-operation of massif and support is resulted. The results of experiments with the use of centrifugal design showed the row of features of mountain pressure, considered in an analytical review.

Key words: massif, support, mountain pressure, centrifugal design

При проектировании и строительстве тоннелей, метрополитенов и других подземных сооружений, выборе эффективных технологических схем проведения выработок изучаются свойства грунтов и горных пород и явления, которые происходят в массивах.

Одной из сложных задач механики подземных сооружений является определение характера взаимодействия грунтового массива с постоянной или временной крепью, возводимой обычно в забое выработки. Для решения задач подобного класса обычно применяют аналитический или экспериментальный методы. Аналитический метод позволяет при некоторых допущениях определить параметры напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтов или горных пород в окрестности выработки. Однако из-за трудности выбора структурно-механической модели среды и определения аналитическим путем указанных параметров требуется обычно проводить натурные эксперименты с установкой тензодатчиков или мессдоз в наиболее опасных участках горной выработки и получать константы, используемые в дальнейшем в аналитических построениях и расчетах. Обычно в этом случае реализуется комбинированный вариант исследований – аналитико-экспериментальный. Однако возникают сложности проведения промышленных экспериментов, при которых невозможно изучить весь комплекс инженерно-геологических условий, и особенно, точно зарегистрировать показатели, включая реологические, в связи с подвиганием забоя выработки. Наиболее прием-

лемым в этом случае является применение метода моделирования [1-6].

Обычно изучение и оценка соответствия расчетных методов выбранным условиям требуют в большинстве случаев специальных знаний в области механики сплошных сред, теории упругости, пластичности, ползучести и других наук и составляют основу механики подземных сооружений. Последние десятилетия теоретические исследования горного давления развивались в четырех основных направлениях.

Первое направление включает в себя исследование проявлений горного давления без учета взаимодействия массива и крепи выработок, основанные на данных практики и следующих специальных гипотезах с использованием приближенных инженерных методов расчета:

1) гипотеза свода давления (обрушения), предложенная М. М. Протоdjаконовым [7] и П. М. Цимбаревичем [8];

2) гипотеза об образовании призмы сползания в боках выработки, развитая в трудах М. П. Бродского [9] и К. Терцаги [10];

3) гипотезы Н. М. Покровского [11, 12] и В. В. Орлова [13], основанные на наблюдениях практики;

4) гипотезы В. Д. Слесарева [14], А. П. Германа [15] и А. И. Сегалья [16], подкрепленные расчетными положениями на основе аппарата теории упругости и строительной механики.

Согласно Н. С. Булычеву [17] перечисленные гипотезы относятся к классу гипотез сил, в которых нагрузка на крепь рассматривается как

вес некоторого объема пород в пределах свода обрушения или призмы сползания. Положение о возникновении свода давления над выработкой, расположенной на определенной глубине от поверхности, впервые было сформулировано В. Риттером [18] и в дальнейшем развито в трудах М. М. Протодяконова [7], П. М. Цимбаревича [8] и др. [9-11]. В основу теории свода М. М. Протодяконова положен тезис о том, что горные породы из-за множества микро- и макродефектов (трещины различного уровня), ослабляющих их структуру или разбивающих на отдельные куски, не являются сплошными телами. Следовательно, к ним могут быть применены законы сыпучих тел с некоторой поправкой, которая учитывает силы сцепления между отдельными кусками и частицами. М. М. Протодяконов предложил учитывать эти силы путем введения кажущегося коэффициента крепости. Согласно этой теории в кровле горизонтальной выработки формируется свод давления параболического очертания, который своим весом воздействует на постоянную крепь. Причем, делается допущение, что величина давления и размеры свода не зависят от глубины заложения выработки и механических характеристик крепи. В теории М. М. Протодяконова предполагается, что пролет свода давления равен ширине выработки, а в ее боках залегают прочные породы, на которые опирается свод.

П. М. Цимбаревич [8] развил теорию свода, выдвинув положение о том, что он имеет пролет больше ширины выработки, так как боковые породы часто являются неустойчивыми. Под действием веса вышележащих пород в пределах свода давления боковые породы начинают сползать, что вызывает возникновение бокового давления на крепь. Его величину П. М. Цимбаревич предложил определять как активное давление на подпорную стенку оползающих призм, нагруженных весом пород параболического свода.

Критический анализ позволяет сделать вывод о том, что объемные силы от совместного действия свода давления и призмы на временную крепь не рассматриваются. Особенно важным является данный вывод для расчетов несущей способности временной крепи выработок большого поперечного сечения, проходящих в пластичных неустойчивых грунтах.

В основу гипотез второго направления положен деформационный подход, впервые фундаментально разработанный Р. Феннером [19]. В основе работ второго направления лежит ги-

потеза деформаций, согласно которой давление на крепь является результатом перемещения пород по контуру выработки и упругого отпора со стороны крепи при их взаимодействии, пока не устанавливается состояние равновесия. Это равновесие может быть достигнуто при различных величинах давления пород на крепь в зависимости от конструкции и материала крепи, а также от времени ее ввода в работу. В ряде работ этого направления для определения горного давления предложено использовать методы теории упругости, считая породы однородными и изотропными. Академиком Г. Н. Савиным [20] решена контактная задача для условий мгновенной установки крепи в выработке в момент проходки и получена прямо пропорциональная зависимость между величиной горного давления и глубиной заложения выработки. Однако это не всегда подтверждается на практике. К. В. Руппенейт [21] установил, что область неупругих деформаций вокруг горизонтальной выработки имеет овальную форму. В основу его исследований положена расчетная схема, близкая к действительной в натурных условиях, в которой учитывается изменение величины горного давления от глубины заложения выработки, податливости крепи, геометрических размеров выработки и физико-механических свойств пород. Вместе с тем, ряд параметров трудно определить в производственных условиях.

А. Лабассом [22] предложена гипотеза горного давления вокруг горизонтальной выработки, основанная на допущении возникновения трех зон: неупругих деформаций, повышенных напряжений и зоны с напряжениями, убывающими до значений в массиве. Согласно гипотезе А. Лабасса, давление на крепь выработки обусловлено тем, что напряжения, возникающие в породах в пределах зоны разрушения (разрыхления), превышают предел их прочности на одноосное сжатие.

Сущность третьего направления исследований горного давления заключается в оценке потери устойчивости массива, вызывающей изменение формы выработки. Это направление представлено в основном работами Л. В. Ершова и Л. Н. Насонова [23].

В последние годы получил свое развитие вероятностно-статистический подход к развитию теории горного давления и устойчивости выработок, представленный в работах А. Н. Шашенко, Л. Я. Парчевского и др. [24, 25].

Важные предложения относительно понимания проявлений горного давления внесли

А. М. Зорин, В. Г. Колесников и др. [26]. Эти положения связаны с пониманием массива как единой динамической системы породных разностей, которые имеют упруго-вязко-пластические свойства и рассматриваются в контексте энергетического подхода к проявлениям горного давления. В работе [26] также показано, что подход к горному давлению с позиций макромеханики сплошной среды и механики твердого деформируемого тела исчерпал себя и нужен новый подход, связанное с исследованием причин горного давления, в том числе и на микроуровне.

Таким образом, во всех рассмотренных работах предложены условия взаимодействия крепи и окружающих пород и на этой основе выбираются параметры и материал крепи и технология ее возведения. Очевидно, что в них недостаточно данных для определения характера поведения грунтового массива и его воздействия на временную крепь при разработке забоя выработки большого диаметра на полное сечение.

В связных грунтах методы расчёта горного давления, основанные на определенных положениях механики сплошной среды, должны быть обусловлены границами применимости путём чёткого разделения упругой и пластической зон. При этом, при определении напряжений в массиве нужно исходить из следующих положений. Прежде всего, рассматриваются напряжения в весоом полупространстве при давлении на контуре выработки, равном нулю, либо не равном нулю. Причём, радиальные напряжения зависят от радиуса выработки и глубины её заложения.

Наибольшие напряжения, вызывающие появление пластической зоны, имеют место непосредственно на контуре выработки при давлении, равном нулю, а момент появления пластических деформаций соответствует условию $\sigma_{\min} = 0$. Причем, наиболее опасные напряжения возникают на пересечении горизонтального диаметра с контуром выработки. Данные выводы справедливы при условии, что жёсткость обделки не оказывает влияния на величину возникающего горного давления.

Для определения давления на крепь горизонтальной выработки круглого сечения используются формулы, в которых учитываются силы тяжести, бокового давления (распора) и смещения контура выработки по горизонтали, вертикали и под углом 45° . Однако получаемые смещения контура выработки и величины давления не всегда согласуются с данными экспе-

риментальных измерений, поэтому для исследования НДС пород вокруг выработки пользуются методами теории упругости и пластичности.

Исследованиями академика А. Н. Динника [27] установлено, что на контуре выработки после образования пластической зоны во всех точках происходит сжатие, а смещения грунта в момент образования зоны отсутствуют, то есть он находится в состоянии предельного равновесия. Причем, при наличии крепления условие возникновения зоны пластических деформаций с увеличением глубины практически не изменяются. Вместе с тем, при реальных оценках НДС необходимо учитывать скорость деформации грунта на контуре выработки, причём, она не должна превышать предельной величины. При быстром течении грунта произойдёт интенсивное образование разрывов сплошности (трещин), за которыми последует вывал грунта. Предотвращение данного явления должно обеспечиваться выбором соответствующей технологии производства работ на основе обоснования и расчёта её эффективных параметров. Причем, при любой технологии особое значение должно придаваться плотному соприкосновению постоянной крепи (обделки) с окружающим массивом либо за счёт нагнетания за обделку раствора либо её обжатия в грунт.

В особых грунтовых условиях при определении горного давления часто пользуются методами, основанными на теории сводообразования [28]. При этом необходимым условием для образования свода является получение его предельного пролёта:

$$L_{np} = 7\sigma_p / \gamma$$

где σ_p – предел прочности грунта на растяжение, кН/м^2 ; γ – объёмный вес грунта, кН/м^3 .

Основным недостатком существующих теорий является то, что при их применении не учитывается жёсткость крепи. Вместе с тем экспериментально установлено [29] её существенное влияние на величину горного давления и его развитие во времени. Кроме того, в них не рассматриваются длительность взаимодействия подземной конструкции с массивом. Поэтому теорию сводообразования можно рассматривать как описывающую одну из стадий развития во времени горного давления, а именно, как период его стабилизации в условиях предельного равновесия.

Определение горного давления на обделку

тоннеля чаще всего решается на основе смешанной теории, включающей в себя теорию упругости и теорию равновесия грунтовых масс [7-9, 29]. Выбранный метод позволяет в каждом отдельном случае подойти к определению горного давления в различные промежутки времени при определенных условиях.

В процессе проходки выработки горные породы приходят в движение, так как крепление в ней невозможно установить сразу же вслед за разработкой грунта. Вследствие этого грунт в течение определенного времени свободно деформируется и величина деформаций зависит от жесткости крепи. Деформация глинистого грунта впереди забоя по исследованиям [29] происходит под углом к горизонту, близким к 80° , в плоскости, перпендикулярной оси тоннеля – под углом $45^\circ + \varphi/2$ [10].

Возникающие в глинистых грунтах напряжения являются растягивающими. В процессе деформаций над выработкой образуется первоначальный свод, очертание которого определяется их величиной и существующего в грунте внутреннего давления. Высота этого свода по данным исследований [29] может достигать $0,15 \dots 0,5$ высоты выработки.

По данным Метрогипротранса [30] давление грунта над выработкой определяется как

$$q = \frac{\gamma D}{f} \left[1 + \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\bar{\varphi}}{2} \right) \right],$$

где γ – плотность грунта, кН/м^3 ; D – диаметр выработки, м; f – коэффициент крепости пород по Продольяконову; $\bar{\varphi}$ – кажущийся угол внутреннего трения, град.

Как отмечает В. И. Заворицкий [29], максимальная величина давления составляет

$$q = 0,354 \gamma L^2,$$

где L – ширина призмы обрушения, равная

$$L = D \left[1 + \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\bar{\varphi}}{2} \right) \right].$$

Кроме исследования горного давления на основе аналитических методов существуют и экспериментальные методы исследований, которые включают метод фотоупругости, тензометрии и центробежного моделирования. Однако два первых метода не обеспечивают достаточно полного подобия поведения натурального объекта и его модели и не позволяют воспроизвести изучаемые явления и процессы. В результате можно получить лишь качествен-

ное представление о них при определенных количественных характеристиках влияния некоторых факторов и отдельных состояний системы. Так, например, при использовании метода фотоупругости на моделях из оптически прозрачных материалов невозможно воспроизвести процессы образования разрывов сплошности и поверхностей призмы сдвижения в грунтах. Использование метода тензометрии позволяет определить количественные характеристики НДС в модели системы «массив – крепь». Вместе с тем напряжения и деформации в модели не будут равны им в натуре. При физическом моделировании изучаемая система «грунтовый массив – крепь горной выработки» воспроизводится с помощью модели сооружения, имеющей меньшие геометрические размеры. При этом на модели натурные процессы воссоздаются таким образом, чтобы получить необходимую информацию наиболее просто, быстро, дешево, надежно, а в некоторых случаях и более полно, чем при наблюдениях на натурном объекте. Однако при обычном физическом моделировании поведения подземного сооружения в грунтовом массиве нелинейный характер связи между напряжениями и деформациями приводит к некоторому искажению картины системы «массив – выработка» при условии, что прочность материала модели равна прочности материала натуре. При применении метода эквивалентных материалов, когда прочность материала модели меньше прочности материала натуре необходимо увеличивать геометрический масштаб моделирования пропорционально изменению отношения плотности натуре и модели. При этом достигается равенство механических характеристик модели и натуре. Данное условие можно реализовать, используя в модели массива не искусственные материалы, а природные грунты или породы.

Чтобы достичь полного подобия модельного и натурального объектов, обеспечить равенство напряжений и пропорциональность деформаций, а также получить объективную качественную картину деформирования подземного сооружения в целом необходимо увеличить вес единицы материала модели с помощью сил инерции, которые возникают при вращении модели в центрифуге с соответствующей скоростью. Этот метод центробежного моделирования для задач определения горного давления был предложен Г. И. Покровским [2] и усовершенствован им совместно с И. С. Фёдоровым и другими авторами [1, 3-6]. Сущность метода

центробежного заключается в том, что в качестве силового поля, подобного гравитационному, используется поле центробежных сил. При этом область данного поля, в которой размещается модель, должна быть настолько удалена от оси вращения, а частота вращения такой значительной, чтобы можно было пренебречь влиянием сил гравитации, приводящих к искажению результирующего поля сил при моделировании. В этом случае лишь масштаб времени протекания исследуемых процессов изменяется с автоматическим сохранением их физической природы. Этот метод, кроме того, позволяет установить качественную картину и количественные характеристики деформирования грунта и подземного сооружения. Знание общего характера деформирования имеет большое значение для правильной постановки теоретических исследований и для объяснения тех или иных явлений, происходящих в натуральных условиях. Развивающиеся в результате вращения центрифуги центробежные силы приводят к распределению плотности аналогично тому, как это происходит в реальных условиях деформирования. Знание общего характера деформирования имеет большое значение для правильной постановки теоретических исследований и для объяснения тех или иных явлений, происходящих в натуральных условиях. Развивающиеся в результате вращения центрифуги центробежные силы приводят к распределению плотности аналогично тому, как это происходит в реальных условиях. Поэтому опыты на центрифуге позволяют точнее учесть влияние собственного веса на форму и относительные размеры деформируемых массивов грунта и выработок, располагаемых в них.

При применении метода центробежного моделирования возникает ряд задач, вызванных необходимостью соблюдения безразмерных критериев физического подобия, включая геометрическое и динамическое подобие, то есть силовое. Причем данное положение в полной мере относится как к параметрам грунтового массива, так и к конструктивным особенностям и механическим характеристикам самой крепи. Это предопределяет основы используемого метода. Поэтому опыты на центрифуге позволяют точнее учесть влияние собственного веса на форму и относительные размеры деформируемых массивов грунта и выработок, располагаемых в них.

Таким образом, центробежное моделирование обеспечивает полное сохранение характера протекающих в грунте и подземной конструк-

ции процессов. Причём при использовании данного метода сложные зависимости и недостаточно исследованные в настоящее время неизвестные факторы действуют в модели автоматически. Эти обстоятельства обусловили выбор метода центробежного моделирования для проведения экспериментальных исследований. При этом моделировались залегающие в натуральных условиях грунты: культурный слой, супесь, водонасыщенные пески и глина.

При изготовлении модели и помещении её в кассету центрифуги соблюдали геометрическое подобие стратиграфической колонки и выработки в натуре и модели:

$$m_l = \frac{L}{l} = \frac{H}{h} = \frac{D}{d}$$

где m_l – коэффициент геометрического подобия; L, H, D и l, h, d – соответственно линейные размеры натурального объекта и модели (рис. 1).

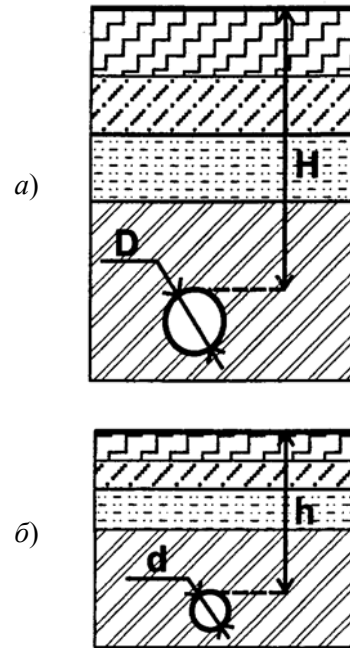


Рис. 1. Схема размещения выработки (а) и её модели (б) в массиве

Для выполнения динамического (силового) подобия учитывали следующие соотношения:

$$G_H = \gamma_H L^3 = \rho_H g L^3,$$

$$G_M = \gamma_M \ell^3 = \rho_M \omega \ell^3,$$

$$F_H = L^2, \quad F_M = \ell^2,$$

$$\sigma_H = G_H / F_H = \rho_H g L,$$

$$\sigma_M = G_M / F_M = \rho_M \omega \ell,$$

где $G_H, G_M, \gamma_H, \gamma_M, \rho_H, \rho_M, F_H, F_M, \sigma_H, \sigma_M$ –

соответственно веса, удельные веса, плотности, площади и напряжения в натуре и модели; g – ускорение силы тяжести; ω – центробежное ускорение.

При соблюдении условий $\sigma_H = \sigma_M$ и $\rho_H = \rho_M$

$$\omega = gL / \ell = gm_\ell,$$

то есть центробежное ускорение должно быть больше ускорения силы тяжести во столько раз, во сколько линейный размер натурального объекта больше такого же размера модели. Было выполнено моделирование процесса сдвижения грунтового массива в обнаженный забой выработки при $m_\ell = 100$, при внешнем диаметре выработки в натуральных условиях, равном 8,5 м, диаметр модели выработки был равен 8,5 см. Число оборотов центрифуги достигало 200 об/мин.

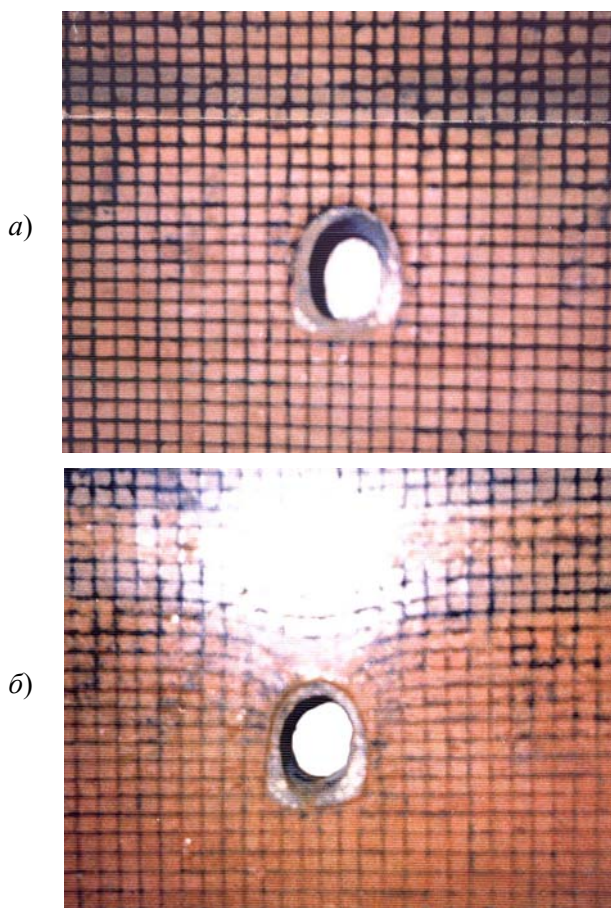


Рис. 2. Вид модели до эксперимента (а) и после (б)

В результате выполненных экспериментов было установлено, что призма сдвижения грунта над выработкой в модели распространяется примерно на высоту выработки. Кроме того, было установлено, что поверхности сдвижения (скольжения) от срединного диаметра вверх в

сечении, перпендикулярном оси выработки, имеют криволинейный характер. Вместе с тем поверхность сдвижения в продольном сечении выработки имеет прямолинейное очертание (рис. 2). Полученные результаты позволили уточнить объёмные силы, действующие в пределах призмы сдвижения на временную крепь в забое горизонтальной выработки большого сечения – станционного тоннеля.

В настоящее время современные методы расчета горного давления постоянно развиваются. Вместе с тем проблема определения горного давления на основе аналитических методов осложнена наличием большого количества факторов, которые нужно учитывать. В этой связи в науке о горном давлении существует большое количество гипотез и методов, не объединенных в одну систему основополагающими принципами.

Многообразие гипотез и методов требует строгой их классификации, познания и совершенствования, как самих расчетных методов, так и умения устанавливать соответствие метода инженерно-геологическим и технологическим условиям проведения выработки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кузнецов, Г. М. Моделирование проявлений горного давления [Текст] / Г. М. Кузнецов и др. – Л.: Недра, 1968. – 280 с.
2. Покровский, Г. И. Центробежное моделирование в горном деле [Текст] / Г. И. Покровский, И. С. Федоров. – М.: Недра, 1969. – 263 с.
3. Насонов, И. Д. Моделирование горных процессов [Текст] / И. Д. Насонов. – М.: Недра, 1978. – 256 с.
4. Федоров, И. С. Теория и практика центробежного моделирования в строительстве [Текст] / И. С. Федоров и др. – М.: Стройиздат, 1984. – 286 с.
5. Глушихин, Ф. П. Моделирование в геомеханике [Текст] / Ф. П. Глушихин и др. – М.: Недра, 1991. – 240 с.
6. Алексеенко, С. Ф. Основы моделирования при решении задач горной геомеханики [Текст] / С. Ф. Алексеенко, А. Г. Заболотный, Л. А. Штанько. – К.: Техніка, 1996 – 173 с.
7. Протоdjаконов, М. М. Давление горных пород и рудничное крепление. [Текст]. Ч. 2. Рудничное крепление / М. М. Протоdjаконов. – М.: Гостехиздат, 1933. – 127 с.
8. Цимбаревич, П. М. Механика горных пород [Текст] / П. М. Цимбаревич. – М.: Углетехиздат, 1948. – 183 с.
9. Бродский, М. П. Новая теория давления пород на подземную крепь [Текст] / М. П. Бродский. – М.-Л.: ОНТИ, 1933. – 72 с.

10. Терцаги, К. Теория механики грунтов [Текст] / К. Терцаги. – М.: Госстройиздат, 1961. – 507 с.
11. Покровский, Н. М. Сооружение и реконструкция горных выработок [Текст] / Н. М. Покровский. – М.: Госгортехиздат, 1962. – 379 с.
12. Покровский, Н. М. Комплексы подземных горных выработок и сооружений [Текст] / Н. М. Покровский. – М.: Недра, 1987. – 248 с.
13. Орлов, В. В. Проведение и крепление горных выработок [Текст] / В. В. Орлов. – М.: Недра, 1965. – 496 с.
14. Слесарев, В. Д. Крепление горных выработок [Текст] / В. Д. Слесарев. – М.-Л.: Углетехиздат, 1958. – 259 с.
15. Герман, А. П. Горная механика [Текст] / А. П. Герман. – М.-Л.: ОНТИ, 1935 – 319 с.
16. Сегаль, А. И. Основы статики сооружений [Текст] / А. И. Сегаль. – М.-Л.: ОНТИ, 1935 – 255 с.
17. Булычев, Н. С. От гипотез горного давления к теории расчета подземных сооружений [Текст] / Н. С. Булычев // Сб. трудов науч.-техн. конф. «Подземное строительство России на рубеже XXI века», Москва 15-16.03.2000. – М.: ТАР, 2000. – С. 105-111.
18. Глушко, В. Т. Механика горных пород и охрана выработок [Текст] / В. Т. Глушко, А. З. Широков. – Киев: Наукова думка, 1967. – 154 с.
19. Феннер, Р. Исследование горного давления [Текст] / Р. Феннер // в кн.: Горное давление. – М.: Госгортехиздат, 1961. – С. 5-58.
20. Савин, Г. Н. О реологических моделях механики горных пород [Текст] / Г. Н. Савин // Мат-лы семинара «Вопросы теоретической и экспериментальной реологии горных пород» – вып.1. – К.: Наукова думка, 1972. – С. 3-15.
21. Руппенейт, К. В. Некоторые вопросы механики горных пород [Текст] / К. В. Руппенейт. – М.: Углетехиздат, 1954. – 354 с.
22. Лабасс, А. Давление горных пород в угольных шахтах [Текст] / А. Лабасс // сб. переводов «Горное давление». – М.: Госгортехиздат, 1961. – С. 59-164.
23. Ершов, Л. В. Введение в механику горных пород [Текст] / Л. В. Ершов, В. А. Максимов. – М.: Недра, 1976. – 219 с.
24. Шашенко, А. Н. Устойчивость капитальных выработок в условиях случайной неравномерной нагрузки [Текст] / А. Н. Шашенко, Л. Я. Парчевский, Г. А. Турчанинов // Горное давление в капитальных и подготовительных выработках. – Новосибирск, 1983. – С. 43-45.
25. Парчевский, Л. Я. Количественная оценка структурно-механического ослабления породного массива [Текст] / Л. Я. Парчевский, А. Н. Шашенко // Изв. вузов. Горный журнал – 1987. – №11. – С. 38-44.
26. Зорин, А. Н. Механика разрушения горного массива и использование его энергии при добыче полезных ископаемых [Текст] / А. Н. Зорин, Ю. М. Халимендик, В. Г. Колесников. – М.: ООО «Недра-Бизнесцентр», 2001. – 413 с.
27. Динник, А. Н. Статьи по горному делу [Текст] / А. Н. Динник. – М.: Углетехиздат, 1957. – 224 с.
28. Мостков, В. М. Подземные гидротехнические сооружения [Текст] / В. М. Мостков и др. – М.: Высшая школа, 1986. – 464 с.
29. Заворицкий, В. И. Проектирование подземных транспортных сооружений [Текст] / В. И. Заворицкий. – К.: Будівельник, 1975. – 204 с.
30. Храпов, В. Г. Тоннели и метрополитены [Текст] / В. Г. Храпов и др. – М.: Транспорт, 1989. – 383 с.

Поступила в редколлегию 25.12.2011.

Принята к печати 16.01.2012.

О. М. ПІШІНЬКО, І. Д. ПАВЛОВ (ДІПТ),
І. А. АРУТЮНЯН (Запорізька державна інженерна академія)

ЛОГІСТИЧНІ СИСТЕМИ ФУНКЦІОНУВАННЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА НА ОСНОВІ ПІДТРИМКИ ЄДНОСТІ МОДЕЛЮЮЧИХ УМОВ

Моделювання логістичної системи, а саме взаємозв'язків логістичних і організаційно-технічних заходів щодо поліпшення розвитку будівельних процесів з урахуванням міжсистемних зв'язків на стиках і нічийних зонах. Під логістичною системою розглядається адаптована система управління заходами в процесі виробництва.

Ключові слова: логістика, організація та управління, логістична система, моделювання

Моделирование логистической системы, а именно взаимосвязи логистических и организационно-технических мероприятий по улучшению развития строительных процессов с учетом межсистемных связей на стыках и ничейных зонах. Под логистической системой рассматривается адаптированная система управления мероприятиями в процессе производства.

Ключевые слова: логистика, организация и управление, логистическая система, моделирование

Design of the logistic system, namely intercommunications of logistic and organizationally-technical measures on the improvement of development of build processes taking into account intersystem connections on joints and drawn areas. Under the logistic system adapted control the system by measures is examined in the process of production.

Keywords: logistic, organization and production, logistic system, design

Постановка проблеми

При організації і управлінні будівельного виробництва неодмінним етапом роботи є економічне обґрунтування найбільш вигідного використання обмежених ресурсів, визначення рішень по максимізації економічних результатів.

Умови сучасних ринкових відносин, в яких в даний час функціонує капітальне будівництво, зробили його сприйнятливим до вимог логістики. Ринкові умови поставили перед будівництвом завдання, пов'язані із зниженням вартості, скорочення термінів будівництва при забезпеченні високої якості будівельно-монтажних робіт.

Тому управління розвитком будівельного виробництва полягає, перш за все, в зміні пріоритетів між різними видами господарської діяльності будівельних організацій на користь посилення значущості діяльності по управлінню матеріальними, інформаційними і фінансовими потоками.

Аналіз

Необхідною умовою використання оптимального підходу до планування і управління (принципу оптимуму) є гнучкість, альтернати-

вність виробничо-господарських ситуацій, в умовах яких приймаються управлінські рішення. Розробка логістичних систем по поліпшенню оптимізації будівельного виробництва є складним завданням для будь-якої будівельної організації [1].

Аналіз організаційно-технічної проблематики будівельної науки і напрямів розвитку інновацій в області будівництва і інформаційних технологій дозволили виявити потребу і актуальність нових теоретичних і методологічних передумов (нової парадигми) до розробки оптимальної стратегії організаційно-технічного розвитку (ОТР) будівельного виробництва в умовах змін зовнішнього середовища.

Пошук адекватних методів привів до потреб управління логістизації будівельного виробництва, які успішно функціонують в аналогічних умовах, що представляє науковий і практичний інтерес для аналізу закономірностей розвитку організаційно-технічного розвитку будівництва, де б передбачалася єдина логіка, єдиний почерк, єдиний погляд [4].

У зв'язку з цим практика будівельного виробництва потребує адекватного організаційно-технічного і систематизованого економічного інструментарію – логістики, що дозволяє ефективніше використовувати науковий потенціал, і

в подальшому розвитку і розробці інструментів аналізу методів і моделей формування організаційно-технічного розвитку будівельного виробництва. Оцінка стану питання і традиційних моделей розробки ОТР набуває особливої актуальності з урахуванням методів і принципів аналізу досліджень ОТР, яким присвячені праці Е. К. Івакіна, В. Н. Стаханова, Е. П. Жаворонкова, В. Т. Вечерова, В. М. Кирноса, В. Р. Младецкого, О. М. Пшінька, І. Д. Павлова, А. В. Радкевича, В. І. Торкатюка та інших. Незважаючи на високий рівень професіоналізму названих авторів, ще існує широкий комплекс проблем щодо удосконалення управління ОТР будівельного виробництва на базі логістики.

Важливою складовою частиною пошуку ефективних рішень в області матеріально-технічного забезпечення є побудова раціональних логістичних систем по управлінню організаційно-технічним розвитком будівельного виробництва.

Ефект логістичних систем локалізується в основній ланці економіки (стосовно сфери капітального будівництва – у замовників, інвесторів і підрядчиків), складається на мікрорівні (мікрологістична система – будівельна організація) під впливом макроекономічних процесів (макрологістична система). Макрологістична система – це система управління матеріальними потоками, що охоплює підприємства і організації промисловості, посередницькі і транспортні організації, організації, які можна віднести до будівництва [1].

Мета дослідження. Розглянути сутність зв'язку логістичних систем та організаційно-технічного розвитку будівельного виробництва на макро- та мікрорівнях з урахуванням управління матеріальними, фінансовими, інформаційними та трудовими потоками, що відповідають технології і організації будівельного процесу, для прийняття ефективних управлінських рішень.

Основний матеріал

Ключовим елементом у визначенні організаційно-технічного розвитку є логістична система будівельного виробництва. На сьогодні проведено значна кількість наукових досліджень, присвячених даному питанню. При цьому чимало з них досліджень не розкривають аспекти розвитку виробничої системи та не відображають її прихильності до постійного ге-

нерування змін. У силу цього виробничу систему можна визначити як сукупність активних елементів, представлених групами людей, об'єднаних, оснащених і взаємодіючих в рамках здійснення виробничого процесу на основі узгоджених інтересів при постійному підвищенні виробничих можливостей. Таке підвищення передбачає розвиток двох підсистем: організаційної та технічної.

Наявність даних підсистем дозволяє визначити організаційно-технічний розвиток (ОТР), як комплекс активних організаційних змін, які полягають у розробці та реалізації проектів, що призводять до якісних перетворень технічних характеристик обладнання, технологічних процесів і до підвищення виробничих можливостей підприємства. Виходячи з цього, можна зробити висновок, що ОТР визначається не просто вимогами насичення підприємства новими засобами праці та їх удосконаленням [2].

Основна ідея – визначення чинників логістичної системи, що впливають на планові завдання, на узагальнювальні економічні показники, що відображають кінцеві результати будівельного виробництва. Діяльність по управлінню матеріальними потоками в будівельних організаціях, як правило, зв'язана з великими витратами. До них відносяться, перш за все, зниження собівартості будівельно-монтажних робіт і відносне зменшення чисельності працівників в результаті підвищення автоматизації процесів. Як узагальнювальний показник технічного рівня будівельного виробництва рекомендується використовувати ступінь оновлення техніки і технології, вдосконалення організаційних підходів [3].

Логістична система – це адаптивна система із зворотним зв'язком, що виконує ті або інші логістичні функції. Вона, як правило, складається з декількох підсистем і має розвинені зв'язки із зовнішнім середовищем [5].

Глобальна мета логістичних підходів (рішень) в будівництві – скорочення циклу, зменшення запасів. На стадії будівельного виробництва – за рахунок синхронізації процесів організаційно-технічних заходів (ОТЗ); за рахунок визначення оптимальних об'ємів потреби ОТЗ; що потрібний? коли? скільки?; за рахунок саморегулювання. Основне завдання логістики – раціональне використання матеріалів, енергії, інформації, персоналу і засобів виробництва при плануванні і управлінні ОТР.

Тому зразкова модель системи інтеграції діяльності будівельної організації може бути представлена спрощено, як сукупність взаємозв'язаних і взаємообумовлених організаційно-технічних заходів системи ОТР на графах і сітках (рис. 1).

Але є певні складнощі використання даної моделі на графах і сітках. Тому нами запропоновано використовувати нову архітектуру моделювання, яка базується на лінійному і нелінійному програмуванні і дозволяє на основі основних чинників виробництва скомпонувати модель системи, яка відображає істоти досліджуваного питання вибору оптимального складу організаційно-технічного розвитку з урахуванням управління матеріальними, фінансовими, інформаційними і трудовими потоками, а в цілому управління логістичними заходами.

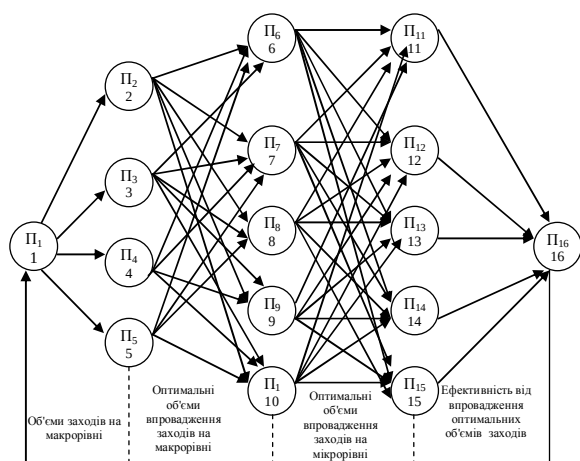


Рис.1 Модель системи управління ОТР будівельної організації

Нами запропонована модель, що враховує і пов'язує інноваційні заходи на макрорівні з виробничими процесами організаційно-технічного розвитку на мікрорівні, що відображає єдність циклу: вибір заходу – виробництво – об'єми розподіл – ефективності від впровадження (див. рис. 1).

При реалізації виробничих процесів, складних проектів з метою зменшення витрат праці, собівартості і збільшення річного економічного ефекту здійснюється впровадження n заходів організаційно-технічного розвитку (ОТР). При цьому кожний захід ОТР вимагає додаткових капітальних вкладень.

Кожна одиниця ОТР (X_i , $1 \leq i \leq n$) забезпечує зниження собівартості робіт на a_i грн., зниження трудовитрат при проведенні робіт на

b_i чол.-дн., збільшує річний економічний ефект на c_i грн. і вимагає d_i грн. додаткових капітальних вкладень. При цьому максимальні обсяги впровадження ОТР складають m_i одиниць. У розрахунку загального річного економічного ефекту додаткові капітальні вкладення беруть участь з урахуванням нормативного коефіцієнта E_{Hi} .

Таким чином, кожний захід ОТР характеризується набором параметрів X_i (a_i , b_i , c_i , $E_{Hi} * d_i$, m_i), (при $1 \leq i \leq n$).

Крім того, кожне безпосередньо впроваджений захід ОТР може модифікуватися за рахунок проведення k_i логістичних заходів (ЛЗ).

Кожна одиниця ЛЗ (Y_{ij} , $1 \leq i \leq n$, $1 \leq j \leq k_i$) додатково забезпечує для відповідного заходу ОТР (X_j , $1 \leq i \leq n$) зниження собівартості робіт на a_{ij} грн., зниження трудовитрат при проведенні робіт на b_{ij} чол.-дн., збільшує річний економічний ефект на c_{ij} грн. і вимагає d_{ij} грн. додаткових капітальних вкладень.

При цьому максимальні обсяги впровадження ЛЗ (Y_{ij} , $1 \leq i \leq n$, $1 \leq j \leq k_i$) складають m_{ij} одиниць.

Таким чином, кожне ЛЗ характеризується набором параметрів Y_{ij} (a_{ij} , b_{ij} , c_{ij} , $E_{Hi} * d_{ij}$, m_{ij}), (при $1 \leq i \leq n$, $1 \leq j \leq k_i$).

Таке розширення оптимізаційної моделі приводить до того, що параметри ОТР X_i (a_i , b_i , c_i , $E_{Hi} * d_i$, m_i) перестають бути константами і виражаються як лінійні функції від параметрів ЛЗ (Y_{ij} , $1 \leq i \leq n$, $1 \leq j \leq k_i$).

В цьому випадку цільова функція, що визначає сумарний річний ефект набуває вигляду (1):

$$\sum_{i=1}^n ((a_i - E_{Hi} d_i) + \sum_{j=1}^{k_i} (a_{ij} - E_{Hi} d_{ij}) Y_{ij}) X_i \rightarrow \max \quad (1)$$

Повний набір обмежень на значення невідомих квазілінійній оптимізаційної моделі умовно можна розбити на три групи:

1) Максимальні обсяги впроваджених заходів ОТР, з урахуванням їх позитивності $0 \leq X_i \leq m_i$, для кожного i із $1 \leq i \leq n$;

2) Максимальні об'єми впроваджених ЛЗ для відповідного заходу ОТР, з урахуванням

їх невід'ємності $0 \leq Y_{ij} \leq m_{ij}$, для кожного I із $1 \leq I \leq n$ і j із $1 \leq j \leq k_i$;

3) Додаткові обмеження на загальні параметри моделі:

3.1 Зниження собівартості за формулою (2):

$$\sum_{i=1}^n (a_i + \sum_{j=1}^{k_i} a_{ij} Y_{ij}) X_i \geq A \quad (2)$$

3.2 Зниження витрат праці за формулою (3):

$$\sum_{i=1}^n (b_i + \sum_{j=1}^{k_i} b_{ij} Y_{ij}) X_i \geq B \quad (3)$$

3.3 Додаткові капітальні витрати за формулою (4):

$$\sum_{i=1}^n (d_i + \sum_{j=1}^{k_i} d_{ij} Y_{ij}) X_i \geq D \quad (4)$$

Сукупність приведених вище обмежень у вигляді нерівностей і цільової функції є загальним формулюванням квазілінійного оптимізаційного завдання з обмеженнями.

Опис алгоритму

1. Перевіряється значення лічильників точок і спроб. Якщо хоч би один з них досяг максимального значення, то виконання програми припиняється.

2. Формується рівномірне випадкове число в діапазоні від 0 до максимального значення змінної.

Число формується N разів, де N – сумарна кількість основних і додаткових змінних. Максимальне значення змінної вибирається для відповідної змінної.

У результаті виходить точки у N -мірному просторі, координати якої не перевищують максимальне значення відповідної змінної.

3. Перевіряється приналежність точки області, в якій шукається рішення. Для цього координати підставляються у формули додаткових обмежень і, якщо всі нерівності стають істинними, точка належить області.

Інакше точка області не належить і відкидається. Лічильник точок при цьому не змінюється, лічильник спроб збільшується на одиницю.

4. Якщо точка належить області, розраховуються коефіцієнти цільової функції і обмежень для значень додаткових змінних з координат отриманої точки з області.

Квазілінійне завдання стає лінійним.

5. Вирішується отримана лінійна задача стандартним симплекс-методом. Формується рішення квазілінійної задачі, при цьому значення додаткових змінних беруться з координат точки, значення основних – з отриманого рішення. Визначається значення цільової функції для сформованого вирішення.

6. Розраховуються коефіцієнти цільової функції і обмежень для значень основних змінних з координат сформованого рішення. Квазілінійне завдання стає лінійним.

7. Вирішується отримане лінійне завдання стандартним симплекс-методом.

Формується рішення квазілінійної задачі, при цьому значення основних змінних беруться з попереднього рішення, значення додаткових – з отриманого рішення.

Визначається значення цільової функції для сформованого вирішення.

8. Якщо значення цільової функції, отримане на кроці 7 більше отриманого на кроці 5, як рішення береться рішення отримане на кроці 7, інакше і повторюються кроки з 4 по 7, при цьому як точка області для кроку 4 береться рішення отримане на кроці 7.

Інакше обробка точки області, отриманої по методу Монте-Карло припиняється.

9. Порівнюється значення цільової функції отримане на кроці 8 і максимальне значення цільової функції, отримане при обробці попередніх точок області.

Якщо останнє значення більше попереднього, як рішення береться точка, отримана на кроці 8 і максимальне значення цільової функції для цього рішення.

10. Здійснюється перехід на крок 1.

Аналіз рівнянь цільової функції і обмежень дозволяє зробити наступні висновки про властивості квазілінійного завдання.

1) Допустима область значень визначається як безліч точок в $s = n + \sum_{i=1}^n k_i$ -мірному просторі.

Набір обмежень на основні і додаткові змінні формує s -мірний паралелепіпед в просторі.

2) Кожен доданок кожної додаткової нерівності є $k_i + 1$ -мірну сідлоподібну поверхню в s -мірному просторі. Отже, сума таких поверхонь представляє вже $s - 1$ -мірну сідлоподібну поверхню. Ця поверхня відсікає частину в s -мірному паралелепіпеді, перетин всіх частин напівпросторів і паралелепіпеда формують допустиму область рішень квазілінійної задачі. Межами

цієї області будуть частини сідловидних поверхонь і, в загальному випадку, площин, що обмежують паралелепіпед.

3) Цільова функція також є s -мірну сідловидною поверхнею, областю допустимих значень якої є область, описана в пункті 2.

Специфічний вид цільової функції дозволяє сформулювати деякі її властивості, що дозволяють визначити властивості рішення квазілінійної задачі (рис. 2).

Такими властивостями є безперервність, диференціювання, монотонність по кожній змінній і відсутність екстремумів.

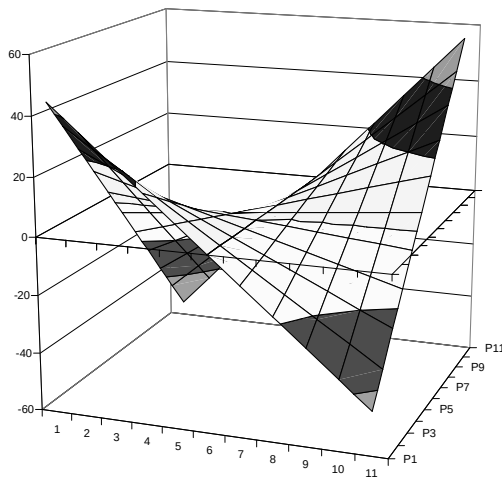


Рис. 2. s – 1-мірна сідловидна поверхня

Враховуючи перераховані властивості можна зробити висновок, що максимальне (мінімальне) значення цільової функції в допустимій області рішень знаходиться на межі допустимої області.

Ця властивість рішення квазілінійної задачі дозволяє застосувати для його знаходження послідовне знаходження рішення лінійної задачі (зафіксувавши частину змінних) симплекс-методом з подальшого коректування області рішень і зміні набору шуканих змінних.

Пропонується наступний алгоритм пошуку рішення:

Спочатку задаємо фіксовані значення додаткових змінних. При цьому коефіцієнти при основних змінних у цільовій функції і додаткових обмежень стають константами і задача в цілому перетворюється на лінійну. Цю задачу вирішуємо стандартним симплекс-методом і знаходимо значення основних змінних, що доставляють максимум цільової функції в області, що є n -мірним перетином допустимої області

загального завдання при фіксованих значеннях додаткових змінних.

На наступному кроці фіксуємо знайдені значення основних змінних і перераховуємо коефіцієнти цільової функції і додаткових обмежень. Таким чином, квазілінійна задача знову перетворюється на лінійну на $\sum_{i=1}^n k_i$ -мірному

перетині допустимої області при фіксованих значеннях основних змінних. Области, на яких шукається рішення на першому і другому кроках ортогональні.

Отриману таким чином лінійну задачу також вирішуємо стандартним симплекс-методом і знаходимо координати додаткових змінних, що доставляють максимум цільової функції.

Максимум, знайдений на другому кроці, не може бути менше максимуму на першому кроці, оскільки обидві області мають хоч би одну загальну точку (точку з координатами основних змінних, знайдених на першому кроці і координатами додаткових змінних, заданими початковою точкою).

Процедуру завершуємо, якщо максимуми на двох послідовних кроках відрізняються менше ніж на задану величину.

Знайдене рішення може не доставляти абсолютного максимуму, а зійтися в області локального. Для виключення подібних випадків використовується метод Монте-Карло для генерації початкової точки. Для кожної з них знаходиться максимум і з них вибирається абсолютний.

Точність і надійність даного методу залежить від щільності початкових точок в допустимій області.

Таким чином, модель пов'язує всі процеси в їх системній послідовності, а системотехнічний підхід дозволяє створити модель, що враховує «стики і нічийні зони».

При такому підході є видимою єдина логіка, єдиний почерк, єдиний погляд на стратегію і організацію вироблення і ухвалення рішень по впровадженню оптимальних об'ємів інноваційних заходів при будівельному виробництві

Висновки

В результаті виконаного дослідження по розміщенню, розвитку і інтеграції виробництва запропонований новий підхід до розробки моделі у складі підготовки будівельного виробництва. З урахуванням чинників (інвестиції, мате-

ріальні потоки, трудові ресурси, інформація, фінансові ресурси) при розробці системи організаційно-технічного розвитку будівельного виробництва очікується результат ефективного розподілу і управління матеріальними, інформаційними і фінансовими потоками, що значною мірою визначає ефективність їх управління і необхідність скорочення тимчасових інтервалів між придбанням будівельних матеріалів і введенням об'єктів в експлуатацію.

Рішення поставленої задачі дозволить вибрати варіант організаційно-технічного розвитку виробництва, з урахуванням міжсистемних зв'язків при якому виконуються необхідні умови функціонування системи, – зниження матеріальних потоків (трудовитрат і собівартості БМР) при обмеженому об'ємі капітальних вкладень (фінансові потоки).

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Денисенко, М. П. Організація та проектування логістичних систем [Текст]: підручник / за ред. проф. М. П. Денисенка і ін. – К.: Цент учбової літератури, 2010. – 336 с.
2. Киевский, В. Г. Планирование технического развития строительства – на уровень новых задач [Текст] / В. Г. Киевский. – // Экономика стр-ва» – 1984. – № 11. – С. 8 – 12.
3. Логістика [Текст]: навч. посіб. / О. М. Тридід і ін. – К.: Знання, 2008. – 566 с.
4. Павлов, И. Д. Модели управления проектами [Текст]: учеб. пособие / И. Д. Павлов, А. В. Радкевич. – Запорожье, ГУ «ЗИГМУ», 2004. – 320 с.
5. Стаханов, В. Н. Логистика в строительстве [Текст]: учеб. Пособие / В. Н. Стаханов, Е. К. Ивакин. – М.: «Изд. Приор», 2001. – 176 с.

Надійшла до редколегії 25.09.2011.

Прийнята до друку 20.10.2011.

АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ПІДХОДІВ ДО ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД

У статті проведено аналіз існуючих організаційно-технологічних систем, факторів, які впливають на надійність залізобетонних мостів та шляхопроводів та досліджений показник технологічності при виборі проекту ремонтно-відновлюваних робіт.

Ключові слова: організаційно-технологічна система, фактор, залізобетонний міст, показник технологічності

В статье проведен анализ существующих организационно-технологических систем, факторов, которые влияют на надежность железобетонных мостов и путепроводов и исследован показатель технологичности при выборе проекта ремонтно-восстановительных работ.

Ключевые слова: организационно-технологическая система, фактор, железобетонный мост, показатель технологичности

The analysis of the existing technological operational systems, factors influencing the reliability of reinforced concrete bridges and overpasses has been carried out in the article. The authors have considered the technological effectiveness index while choosing the bridges and overpasses repair projects.

Keywords: technological operational system, factor, reinforced concrete bridge, technological effectiveness index

Вступ

На мережі залізниць України експлуатуються десятки тисяч залізобетонних мостів малих та середніх прольотів, які побудовані по індивідуальних та типових проектах на основі декількох поколінь нормативних документів. Збереження, а при необхідності відновлення нормованої працездатності та надійності такого масового класу штучних споруд протягом вікового строку служби потребують прийняття своєчасних організаційно-технологічних рішень з урахуванням сучасних досліджень в галузі технічних, організаційних та управлінських систем.

Накопичений досвід ремонту та практики експлуатації залізобетонних споруд, які підлягають в процесі довгої експлуатації зовнішнім атмосферним діям, показує, що вони постійно руйнуються у часі. На конструкції та споруди діють: сонячна радіація, яка викликає висихання бетону, нагрівання, усадку, деформації на мікро- та макрорівні та деструкцію; поперемінне зволоження, намокання та водонасичення бетону від атмосферних опадів, які викликають напруження в мікро- та макроструктурі з наступними процесами набухання матеріалу, міграцією води в пористій структурі, яка сприяє процесам осмотичних явищ та масопереносу

складових цементного каменю продуктів гідратації та які потрапляють в порову структуру бетону газів та хімічних активних з цементним каменем з'єднань, у вигляді пилу – продуктів діяльності людини

Мета дослідження

Визначення шляхів підвищення якості організаційно-технологічних та управлінських рішень, які призначені підвищити надійність транспортних споруд при підготовці та проведенні ремонтно-відновлюваних робіт.

Зміст дослідження

Актуальність цієї задачі зростає у зв'язку з особливими умовами, які склалися в останні роки на дорогах України – необхідність забезпечити високу надійність та довговічність штучних споруд при жорсткому обмеженні фінансових, матеріальних та трудових ресурсів. Така ситуація спонукає оперативно приймати максимально раціональні рішення по підтриманню та відновленню працездатності споруд із застосуванням організаційно-технічних та системно-технічних інструментаріїв.

Змінились режими експлуатації мостів: підвищилась швидкість, вантажонапруженість, осьові навантаження рухомого складу, конструкція верхньої колії, кліматичні умови, режими водних басейнів, підвищилась агресив-

ність доквілля та ін. В останні 20 років здійснюються енергійні спроби врахувати ці обставини як в практиці проектування, так і в організації технічної експлуатації штучних споруд.

Для уникнення невинуватених витрат на транспорті повинні діяти добре організовані служби діагностики фактичного стану, лікування (ремонту), підсилення та реконструкції транспортних споруд.

Призначення цих служб – попередження аварійних ситуацій, підтримання та збереження закладеної у проект надійності та працездатності протягом встановленого строку служби.

Відносно досить широкого класу мостових споруд – залізобетонних прогонових будов, основні задачі служби діагностики:

- визначення зміни міцнісних та деформаційних характеристик матеріалів конструкції;
- фіксація моменту утворення та спостереження за динамікою розвитку тріщин і корозії арматурних елементів;
- встановлення зв'язку між станом захисного шару бетону, розвитком дефектів і пошкоджень та придатністю споруди до експлуатації;
- підтримка непорушеного стану гідроізоляції та системи водовідводу, мостового полотна та проїзної частини в цілому;
- характером загальних деформацій (прогинами, кутами повороту, крутильними деформаціями та коливаннями);
- контроль за збереженням положення вісі залізничної колії без ексцентриситету відносно вісі прогонових будов.

Кожна споруда або окремі елементи конструкції мають певне призначення та експлуатується в чітко визначених умовах. Для забезпечення їх працездатного стану необхідно дотриматись прийнятих проектних рішень та заходів щодо практичної реалізації рішень з підсилення або реконструкції. Сукупність умов утворює у просторі параметрів об'єкту область допусків, а порушення хоча б однієї експлуатаційної вимоги визначає вихід за межу такої області та формується як перехід через граничний стан. Тому надійність є комплексною властивістю, яка включає в себе безвідмовність, довговічність, ремонтпридатність. У загальному випадку показник надійності – кількісна характеристика одного або декількох властивостей, яка впливає на надійність об'єкту. До таких властивостей відносяться показники міцності при різних видах руйнування, стійкості, прогинів, кутів повороту, амплітуд коливань та розкриття тріщин в залізобетоні, ступенів корозії бетону та арматури.

До основних показників надійності будівельних конструкцій відносять ймовірність безвідмовної роботи та строк її служби з нормативною забезпеченістю.

Експлуатаційна надійність будь-якої будівельної конструкції – поняття комплексне та багатокomпонентне: конструкція повинна протидіяти з заданим нормативним рівнем надійності впливам експлуатаційних та будівельних навантажень, агресивного середовища в можливих (прогнозованих) комбінаціях та зберігати при цьому розрахункову спроможність протягом визначеного строку служби.

Необхідно встановити органічний взаємозв'язок всіх технічних служб та нерозривність дій людей, які відповідають за надійність будівельної конструкції. На різних стадіях існування споруд є такі рівні регулювання надійності:

- загальнодержавні норми проектування встановлюють мінімальний рівень надійності конструкцій різних видів та класів за розрахунковими моделями навантажень, впливів та можливостям матеріалів на міцність;
- проектною документацією встановлюється нормативна надійність конкретної конструкції;
- в процесі будівництва при відповідному контролі досягається встановлена нормами та проектом надійність будівельної конструкції;
- служби експлуатації зберігають та підтримують закладену в проект довговічність та пропускну спроможність споруди.

Порушення вимог забезпечення надійності на будь-якому з чотирьох рівнів, які визначають життєздатність елементів, призводить до передчасної відмови та зниження довговічності споруди.

Фактори, які забезпечують надійність та точність виготовлення елементів конструкцій та їх монтаж, за своєю природою принципово відрізняються від факторів, які впливають на прийняті норми та проектом ступеню надійності. Якість проектування залежить від рівня знань фахівців та можливостей обчислювальної техніки, якості виробництва - від природи матеріалів, технічного оснащення, технологічної дисципліни та культури виробництва. До факторів надійності при виготовленні елементів можна віднести неоднорідність властивостей матеріалу, відхилення геометричних розмірів конструкцій від проектних та інші порушення технологічної дисципліни. Важливою складовою ремонтних робіт є критерій технологічності і раціональності.

нальності з дотриманням вимог вибору матеріалів, точності і якості виконання робіт.

Надійність будівельної конструкції значною мірою залежить від технологічної дисципліни, за дотриманням якої стежать спеціалізовані служби утримання споруд.

Технологічність ремонтних робіт

Досягнення проектних показників у процесі створення будівельної продукції суттєво залежить від врахування реальних виробничих умов.

На етапі виготовлення будівельної продукції важливі відповідність технологій і матеріалів, сучасність рівня виробництва. Технологія визначає порядок і спосіб протікання ремонтного процесу, який поєднує три основних елементи виробництва: трудові, матеріальні і технічні ресурси. Технологічні регламенти будівельних робіт можна вважати четвертим елементом будівельного процесу.

При відновленні споруд застосовуються прості і складні технологічні процеси, що розрізняються за основним елементом виробництва. Рівень взаємодії процесів визначає ефективність технології: чим вище рівень їх поєднання, тим ефективніше технологія.

Категорія, яка визначає взаємозв'язок продукції, технології її виготовлення і виробництва робіт – це технологічність продукції, або міра відповідності надійності досягнення проектних показників та пристосованості продукції до способів і технологій її виготовлення. В ремонтних роботах вона відбивається у витратах праці, машинного часу, матеріальних ресурсів і грошових коштів на виготовлення, транспортування та монтаж будівельних конструкцій.

Технологічність визначається зіставленням показників порівняльної конструкції з типовою, або порівнянням варіантів конструкцій між собою. Коефіцієнт технологічності визначається за формулою:

$$K_T = 1 + \Delta B / B_E$$

де ΔB – збільшення або зменшення розрахункової вартості зведення споруди в порівнянні з еталонним зразком; B_E – вартість зведення еталонного варіанту.

$$B_E = B_M + B_p + B_{H.B.}$$

$$\Delta B = B_E - B$$

де B_M – витрати на механізацію процесів; B_p – вартість робочої сили; $B_{H.B.}$ – сума наклад-

них витрат; B – вартість зведення розглянутого варіанту.

При значеннях $K_T > 1$ варіант вважається більш технологічним.

Для оцінки транспортної та монтажної технологічності будівельних конструкцій необхідно проаналізувати технологію, способи та технічні засоби для виконання відповідних робіт, з урахуванням габаритів і мас монтажних елементів.

Математично обґрунтованими показниками технологічності є декілька коефіцієнтів оцінки кількісного зв'язку між трудомісткістю операцій, процесів, витратою матеріалів, засобів праці та прийнятими конструктивними рішеннями збірних елементів. Наприклад, показники монтажної технологічності залежать від характеру членування споруди на монтажні елементи, їх крупності, способу і типів з'єднань.

Організація ремонтних робіт

Організація потоку комплексного технологічного процесу відновлення зруйнованого шару бетону конструкцій та споруд високотривалим шаром передбачає розбивку фронту робіт на захватки. Кожна захватка розбивається на п'ять ділянок (див. рис. 1).



Рис. 1. Схема захватки з розбивкою на ділянки, при організації потоку виробництва робіт по відновленню поверхневого шару бетонних та залізобетонних конструкцій:

1, 2, 3, 4, 5 – номери ділянок; l_1, l_2, l_3, l_4, l_5 – довжина ділянок; L_3 – довжина захватки

Технологічні будівельні процеси на захватці виконуються в наступній послідовності: грубе очищення бетонної поверхні (Т1); піскоструминна обробка бетонної поверхні, яка відновлюється (Т2); продування та просушування бетону гарячим повітрям (Т3); обробка бетонної поверхні гарячим просочуючим складом (Т4); нанесення захисного складу з дрібнозернистої бетонної суміші методом торкретування на поверхню бетону, який відновлюється (Т5). В процесі технологічного процесу нанесення поверхневого шару бетону, паралельно здійснюється процес підготовки вихідних матеріалів та приготування бетонної суміші для торкрету-

вання (Т6). Трудомісткість технологічних процесів позначається, відповідно: Т1, Т2, Т3, Т4, Т5, Т6 (чол. год, маш. год).

Графік трудового процесу виконання робіт на одній ділянці представлений на рис. 2.

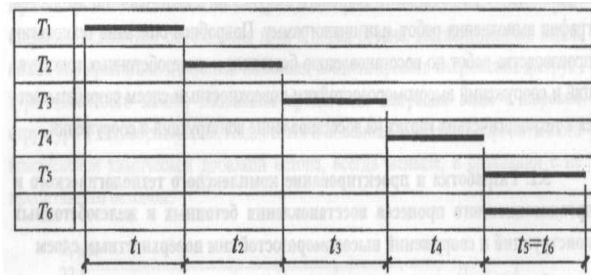


Рис. 2. Графік трудового процесу відновлення поверхневого шару бетону бетонних та залізобетонних конструкцій на ділянці.

$t_1, t_2, t_3, t_4, t_5, t_6$ – проектна тривалість виконання технологічних процесів (год, хв.)

При значних об'ємах робіт, для скорочення строків ремонтно-відновлювальних робіт, фронт робіт може бути розбитий на захватки, тоді графік трудового процесу буде мати наступний вигляд (див. рис. 3).

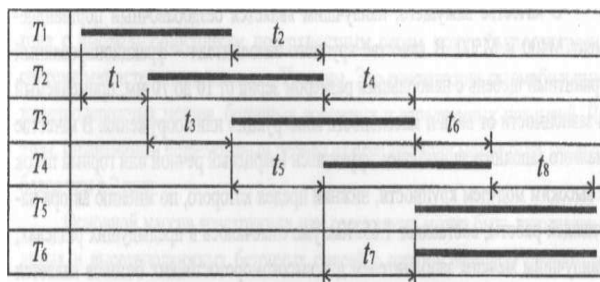


Рис. 3. Графік трудового процесу відновлення поверхневого шару бетону на захватці, або по фронту робіт.

$t_1 = t_2, t_3 = t_4, t_5 = t_6, t_7 = t_8$ – проектний час початку та закінчення робіт для виконання технологічних операцій. Задається в проекті виробництва робіт (хв. год).

У вигляді сітьової моделі процес виробництва робіт на захватці представлений на рис. 4.

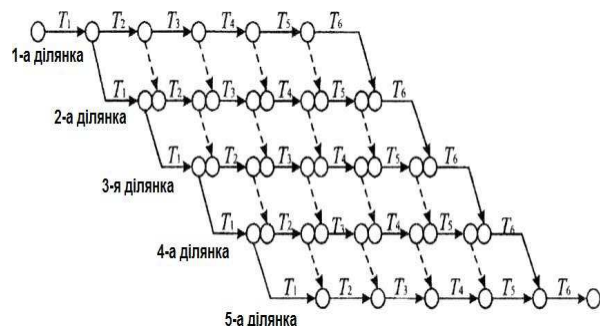


Рис. 4. Сітьова модель комплексного процесу виробництва робіт по відновленню поверхневого шару бетону високо морозостійким поверхневим шаром: $T_1, T_2, T_3, T_4, T_5, T_6$ – трудомісткість відповідних процесів

Показники технологічності

Коефіцієнт врівноваженості елементів конструкцій визначається за формулою:

$$K_{p.k.} = m_{cp} / m_{max} < 1$$

де m_{cp} – середня маса; m_{max} – максимальна маса.

Коефіцієнт розчленування на монтажні одиниці визначається за формулою:

$$K_p = n_y / n < 1$$

де n_y – кількість порівнюваних монтажних одиниць; n – загальна кількість одиниць.

Коефіцієнт укрупнення конструкцій визначається за формулою:

$$K_y = m_{36} / n$$

де m_{36} – загальна маса збірних елементів; n – кількість елементів.

Коефіцієнт блоковості конструкцій визначається за формулою:

$$K_6 = m_6 / m_{36} \leq 1$$

де m_6 – маса конструкцій укрупнених блоків; m_{36} – загальна маса.

Коефіцієнт заводської готовності визначається за формулою:

$$T_{3Г} = T_3 / T_B + T_T + T_M$$

де T_3 – трудомісткість виготовлення в заводських умовах; T_B – загальна трудомісткість виготовлення; T_T – трудомісткість транспортування; T_M – трудомісткість монтажу.

Коефіцієнт технологічності монтажних стиків визначається за формулою:

$$T_{MC} = T_C / T_M$$

де T_C – трудомісткість улаштування стику; T_M – загальна трудомісткість монтажу.

Співвідношення показників технологічності та повної собівартості буде правомірним при однакових споживчих якостях продукції за різними варіантами.

Комплексні показники технологічності, які забезпечують отримання значень узагальненого рівня технологічності, різні за своєю сутністю. Оптимізації кожної із окремих складових не може забезпечити необхідний рівень оптимізації всього відновлювального процесу. В якості єдиного критерію технологічності ремонтних

процесів доцільно використовувати їх економічну ефективність, яка визначається при заданій якості та прийнятих умовах виробництва робіт та експлуатації. При цьому вимоги до процесу розглядаються комплексно, досягається уникнення економічно не вигідного збільшення витрат на виробництво та експлуатацію, забезпечується організаційно-технологічна надійність, об'єктивно оцінюється результативний ефект. Допустиме обґрунтоване збільшення вартості виробництва робіт, якщо математично доведено суттєве зниження витрат на подальшу експлуатацію споруди.

На оцінку технологічності об'єкта, який ремонтується істотно впливають економічні еквіваленти локальних показників, що пояснюється відмінностями економічної складової значимості порівнюваних варіантів. Врахувати всебічні особливості можливо за допомогою коефіцієнтів економічної ефективності локальних показників технологічності ремонтних процесів.

Значення коефіцієнту економічної ефективності виражається долею загальної ефективності всіх факторів, які враховують технологічність процесу:

$$K_{iE} = 1 - \sum_{i=1}^{n-1} K_{iE}$$

Найбільш ефективним фактором технологічності є той, для якого коефіцієнт економічної ефективності $K_E = 1$. Значення коефіцієнтів економічної ефективності для останніх показників визначаються у порівнянні з показником, для якого прийнятий $K_E^{\max} = 1$.

$$K_{iE} = K_E^{\max} - \Delta_E = 1 - \Delta_E,$$

$$\text{де } \Delta_E = K_E^{\max} - K_{iE} = 1 - K_{iE}.$$

У випадку малих значень K_{iE} зменшується їх вплив на кінцевий результат, тому їх враховувати недоцільно, а при визначенні комплексного показника, числове значення K_{iE} більш точно виражає відсоткове співвідношення до

максимального значення технологічності конструкції.

Висновки

Підвищення надійності транспортних споруд після проведення ремонтно-відновлюваних робіт забезпечується впровадженням показників технологічності.

Якість проектного рішення при виборі способу ремонту штучних споруд покращується при порівнянні організаційно-технологічних схем.

Ефективність організаційно-технологічних відновлювальних робіт залежить від повноти реалізації основних сучасних принципів управління проектами.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Павлов, И. Д. Модели принятия управленческих решений [Текст]: монография / И. Д. Павлов, А. В. Радкевич, Г. П. Брехаря. – Запорожье: ЗНУ, 2005. – 322 с.
2. Павлов, И. Д. Модели управления проектами [Текст] / И. Д. Павлов, А. В. Радкевич. – Запорожье: ГУ «ЗИГМУ», 2004. – 320 с.
3. Владимирский, С. Р. Системотехника мостостроения: методология и практические приложения [Текст] / С. Р. Владимирский. – СПб.: Питер, 1994. – 286 с.
4. Иосилевский, Л. И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов [Текст] / Л. И. Иосилевский. – М.: НИЦ «Инженер», 2005. – 323 с.
5. Брик, А. Л. Эксплуатация искусственных сооружений на железных дорогах [Текст] / А. Л. Брик, В. Г. Давыдов, В. Н. Савельев, – М.: Транспорт, 1990. – 232 с.
6. Савйовский, В. В. Техническая диагностика строительных конструкций зданий [Текст] / В. В. Савйовский. – Харьков: Издательство «Форт», 2008. – 542 с.

Надійшла до редколегії 01.09.2011.

Прийнята до друку 01.10.2011.

ІДЕНТИФІКАЦІЯ ЛІНІЙНИХ ДИНАМІЧНИХ СИСТЕМ ШЛЯХОМ АНЛІЗУ ЇХ ВІЛЬНИХ КОЛИВАНЬ

В статті розглянуто моделі вільних коливань лінійних систем, запропоновано методику ідентифікації таких систем шляхом аналізу їх вільних коливань.

Ключові слова: динамічні випробування, власна частота, розрахункова модель, ідентифікація

В статье рассмотрены модели свободных колебаний линейных систем, предложено методику идентификации таких систем путем анализа их свободных колебаний.

Ключевые слова: динамические испытания, собственная частота, расчетная модель, идентификация

The models of free oscillations of linear systems are considered, it is offered a technique of identification of such systems by the analysis of their free oscillations.

Keywords: dynamic tests, natural frequency, computational model, identification

Вступ

В експериментальній практиці методи динамічних випробувань мостів розділяють на активні, коли застосовується певне динамічне навантаження, та пасивні, коли використовуються випадкове збудження коливань. Найбільш відпрацьованими з методологічної точки зору є методи активної вібродіагностики (особливо методи з використанням вібраційної машини) [1]. Існує усталена думка, що методи пасивної вібродіагностики не можуть дати тих результатів, які дають методи активної вібродіагностики [2, 3]. В той же час методи активної вібродіагностики не розповсюджені в практиці дослідження мостів в Україні (на даний час немає жодної робочої вібромашини), вони потребують набагато більших затрат коштів та часу, тому розвиток альтернативних методів динамічних випробувань мостових конструкцій є актуальною проблемою.

Аналіз публікацій

Відомо, що повністю ідентифікувати лінійну систему можна визначивши її імпульсну перехідну функцію [1], а застосувавши операційне числення лінійну стаціонарну систему можна з необхідною точністю представити за допомогою матриці передаточних функцій, яка встановлює зв'язок між вхідною силою збудження та реакцією системи. Передаточна функція є перетворенням Фур'є від реакції системи на навантаження у вигляді ідеального одиничного імпульсу. Реакція системи на такий імпульс називається *імпульсною перехідною функцією (імпульсною характеристикою) або ж функцією Гріна*. Найчастіше її позначають як

$h(t)$. Якщо комплексну передаточну функцію позначити як $K(\omega)$, то реакція лінійної системи описується як:

$$S_{\text{вих}}(\omega) = S_{\text{вх}}(\omega) K(\omega), \quad (1)$$

де: $S_{\text{вх}}(\omega)$ та $S_{\text{вих}}(\omega)$ – відповідно спектральні функції навантаження на вході та реакції на виході системи.

Модуль комплексної передаточної функції називають амплітудно-частотним спектром (АЧХ), аргумент – фазочастотним спектром (ФЧХ).

Метод функцій Гріна. Нехай є система з n ступенями свободи, яка описується лінійним диференціальним рівнянням другого ступеню. Якщо в k точках системи прикладені силові збудження $F(k)$, то реакцію системи в точці $i - y_i(t)$ можна представити наступним виразом [1]:

$$y_i(t) = \sum_{k=1}^n \int_0^t F_k(\tau) h_{ik}(t, \tau) d\tau, \quad (2)$$

Матрицю складену з функцій $h_{ik}(t, \tau)$ – імпульсних перехідних функцій між точками $i - k$, називають матрицею Гріна.

Метод розкладання за власним формами. В системі нормальних узагальнених координат реакція $y_i(t)$ може бути представлена як сума n ортогональних реакцій за власними (модальними) формами коливань [1, 4]

$$y_i(t) = \sum_{j=1}^n y_{ij}(t), \quad (3)$$

Для практичних цілей, найчастіше достатньо розглянути декілька перших власних форм (мод) коливань.

Результати досліджень

Об'єднуючи вирази (2) та (3) для лінійних стаціонарних систем, реакцію системи за j -ю власною формою можна представити як:

$$y_{ij}(t) = \sum_{k=1}^n \int_0^t \sum_{j=1}^n F_k(\tau) h_{ikj}(t, \tau) d\tau, \quad (4)$$

де $h_{ikj}(t, \tau)$ – функція Гріна для пари точок $i-k$ за j -ю власною формою.

Фактично кожену функцію Гріна тут представлено як суму ортогональних функцій, які назовемо *модальними імпульсними перехідними функціями* (модальними функціями Гріна)

$$h_{ik}(t, \tau) = \sum_{j=1}^n h_{ikj}(t, \tau), \quad (5)$$

Відповідно до залежностей між імпульсною характеристикою та комплексною передаточною функцією, останню також можна представити як суму модальних передаточних функцій

$$K_{ik}(\omega) = \sum_{j=1}^n K_{ikj}(\omega), \quad (6)$$

Отже, вільні коливання лінійної стаціонарної системи розглядаємо як суму ортогональних реакцій за власними формами, ваговий вплив яких визначається модальними функціями Гріна або ж модальними передаточними функціями та початковими умовами, які передували вільним коливанням: швидкість (*імпульсна складова*) та зміщення (*кінематична складова*).

Враховуючи ортогональність модальних функцій Гріна, кожна модальна передаточна функція (перетворення Фур'є від модальної функції Гріна) може бути визначена (розрахована) як для лінійного осцилятора, вільні коливання якого описуються наступною функцією [4]

$$y(t) = e^{-\alpha t} \left[\frac{y'(0) + y(0)\alpha}{W_D} \sin(W_D t) + y(0) \cos(W_D t) \right], \quad (7)$$

де $y(0)$ та $y'(0)$ – початкові умови (зміщення та швидкість відповідно), α – коефіцієнтом демпфірування, W_D – циклічна частота коливань власної форми системи з врахуванням демпфірування.

Імпульсне збудження. Якщо прийняти, що початкове зміщення $y(0) = 0$ і система збуджується імпульсом p , а отже $y'(0) = p/m$ (m – маса системи), тоді

$$y(t) = e^{-\alpha t} \left[\frac{p}{mW_D} \sin(W_D t) \right], \quad (8)$$

Використавши відомі залежності, що: $W_{D^2} \approx W^2 = k/m = 1/mA_1$, де W – частота власної форми, k – жорсткість, A_1 – реакція від одиничної статичної сили; маємо:

$$y(t) = e^{-\alpha t} [pA_1 W \sin(Wt)], \quad (9)$$

На рис. 1 представлено графік імпульсної перехідної функції за виразом (9) при $W = 2$, $pA_1 = 5$, $\alpha = 0,159$ (декремент коливань $\delta = 0,5$).

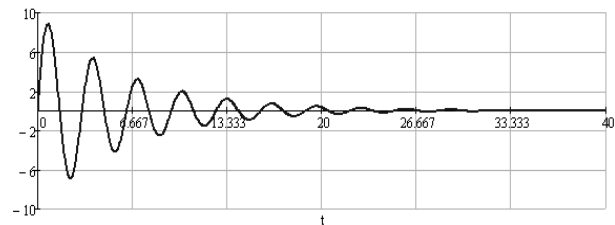


Рис. 1. Графік імпульсної перехідної функції лінійного осцилятора

Отже, модальна функція Гріна має форму синуса з циклічною частотою W , а її початкова амплітуда пропорційна величині імпульсу p , циклічній частоті та статичному коефіцієнту впливу A_1 .

Модальна передаточна функція є перетворенням Фур'є від виразу (8) та з врахуванням властивостей вказаного перетворення може бути визначена як сума двох комплексних функцій

$$K(\omega) = \frac{1}{2} \left(e^{-j\pi/2} \cdot Y(\omega - W) + e^{j\pi/2} \cdot Y(\omega + W) \right), \quad (10)$$

де

$$Y(\omega) = \frac{pWA_1}{\alpha + j\omega}.$$

Доданки у виразі (10) є копіями перетворення Фур'є від експоненціальної функції, які зміщені від нуля в область від'ємних та додатних частот. Їх фазові складові повернуті на $(-\pi/2)$ та на $\pi/2$ відповідно, завдяки чому при

$\omega=0$ їх фази співпадають та рівні 0, модулі доданків складаються, тому, знехтувавши α у порівнянні з W , маємо наступний вираз для модуля комплексного коефіцієнту на нульовій частоті

$$K(0) = p \frac{A_1 W}{\sqrt{\alpha^2 + W^2}} \approx p A_1, \quad (11)$$

Фазове положення на нульовій частоті, в залежності від знаку при коефіцієнті впливу A_1 , може бути 0 або ж π .

Максимальні значення функції є при $\omega = \pm W$, тут один з доданків є набагато меншим за інший, а його фаза повернута на $\pi/2$, тому нехтуючи одним з доданків, та використавши залежність $\alpha = \delta W / 2\pi$, маємо вираз для модуля комплексного коефіцієнту на власній частоті системи W

$$K(W) \approx 0,5 p \frac{A_1 W}{\sqrt{\alpha^2}} = p A_1 \frac{\pi}{\delta}, \quad (12)$$

Відношення $K(W)/K(0) = \pi/\delta$, як це і має бути для резонансної кривої (ще одна назва АЧХ) лінійного осцилятора.

Кінематичне збудження. Якщо прийняти, що початкове зміщення $y(0) = A$, швидкість $y'(0) = 0$, а система збуджується відпусканням, то використавши залежності $\alpha = \delta W / 2\pi$ та $W_D \approx W$, вираз (7) записується, як

$$y(t) = A e^{-\alpha t} \left[\frac{\delta}{2\pi} \sin(Wt) + \cos(Wt) \right], \quad (13)$$

Нехтуючи першим доданком в дужках (для будівельних конструкцій $\delta/2\pi < 0,1$), та виразивши початкове відхилення через силу відтяжки $A = P A_1$, маємо

$$y(t) = P A_1 e^{-\alpha t} \cos(Wt), \quad (14)$$

Перетворення Фур'є від виразу (14) має наступний вид

$$C(\omega) = \frac{1}{2} (Y(\omega - W) + Y(\omega + W)), \quad (15)$$

де

$$Y(\omega) = \frac{P A_1}{\alpha + j\omega}.$$

Доданки у виразі (15) є копіями перетворення Фур'є від експоненціальної функції, які змі-

щені від нуля в область від'ємних та додатних частот. При $\omega = 0$ їх фази протилежні, отже модуль суми рівний нулю $C(0) = 0$. Максимальні значення функції є при $\omega = \pm W$, тому подібно до виразу (12), маємо

$$C(W) \approx 0,5 \frac{P A_1}{\sqrt{\alpha^2}} = \frac{P A_1}{W} \frac{\pi}{\delta}, \quad (16)$$

Можна показати, що при рівності затраченої енергії при імпульсному та кінематичному збудженнях амплітудні коефіцієнти у виразах (12) та (16) є рівними, тобто $p A_1 = P A_1 / W$. Близькими є і амплітудні спектри реакцій на імпульсне та кінематичне збудження, найбільш подібні вони в зонах біля $\omega = \pm W$, а найбільш відрізняються при наближенні до $\omega = 0$.

З врахуванням першого доданку у виразі (13), та при умові рівності енергій в обох випадках збудження, маємо наступне співвідношення

$$C(0) = \frac{P A_1}{W} \frac{\delta}{2\pi} = K(0) \frac{\delta}{2\pi}, \quad (17)$$

Якщо розглянути імпульсну характеристику (9) зміщену на четверть періоду (фазове положення – $\pi/2$), то при обумовлених вище спрощеннях вона буде подібною реакції на кінематичне збудження. Подібність буде тим більшою чим меншим є декремент коливань, відповідно подібними будуть і амплітудні спектри (рис. 2).

Якщо ж врахувати зменшення амплітуди за чверть періоду у вигляді коефіцієнту подібності k_1 , оберненого до згасання

$$k_1 = e^{\delta/4}, \quad (18)$$

то графіки амплітудних спектрів за обома варіантами повністю співпадутъ. Якщо не виконується умова про рівність енергії, то слід також врахувати коефіцієнт приведення до одиничного імпульсу $k_2 = W / P$, який випливає з виразу $p A_1 = P A_1 / W$.

Таким чином передаточну функцію осцилятора можна визначити як спектральну функцію реакції на його збудження як імпульсом так і відтяжкою силою P . В останньому випадку перетворення Фур'є розраховується починаючи з часу рівного чверті періоду власних коливань, а значення амплітудного спектру коригуються (множаться) на коефіцієнти k_1 та k_2 .

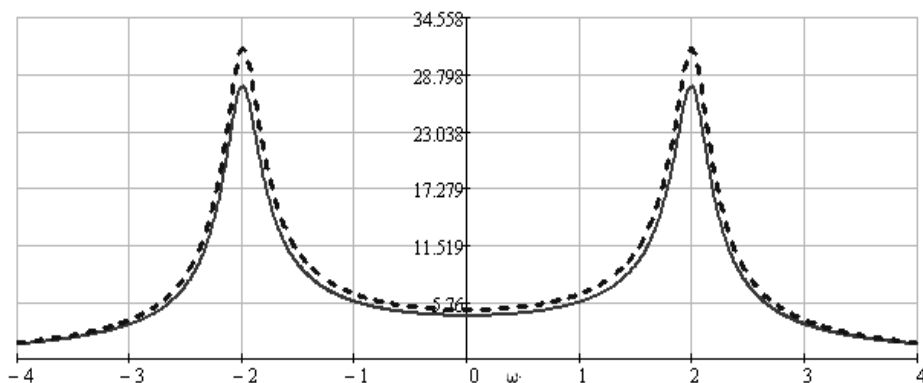


Рис. 2. Амплітудні спектри реакції: на кінематичне збудження зі зміщенням на чверть періоду – суцільною лінією; на імпульсне збудження – пунктиром

Практичне застосування

Застосування результатів викладеного аналізу покажемо на моделі, яку створимо в середовищі програмного комплексу, що реалізує метод скінчених елементів (МСЕ). Розрахункова схема – однопрогонова балка з довжиною розрахункового прольоту 20,0 м; жорсткістю $EI = 2,219 \times 10^9 \text{ Н} \cdot \text{м}^2$; погонною масою

1272 кг/м; коефіцієнт відносного демпфірування $\eta = \alpha / \alpha_{\text{кр}} = 0,02$ ($\delta = 2\pi\eta = 0,125$).

Точка прикладання навантаження знаходиться в 1/8 прольоту, реакцію реєструємо в 1/4 прольоту. Розглядаємо два випадки навантаження: імпульсне та відтяжка силою 9810 Н (1 тонна). Амплітудні спектри реакцій для обох випадків навантаження представлені на рис. 3.

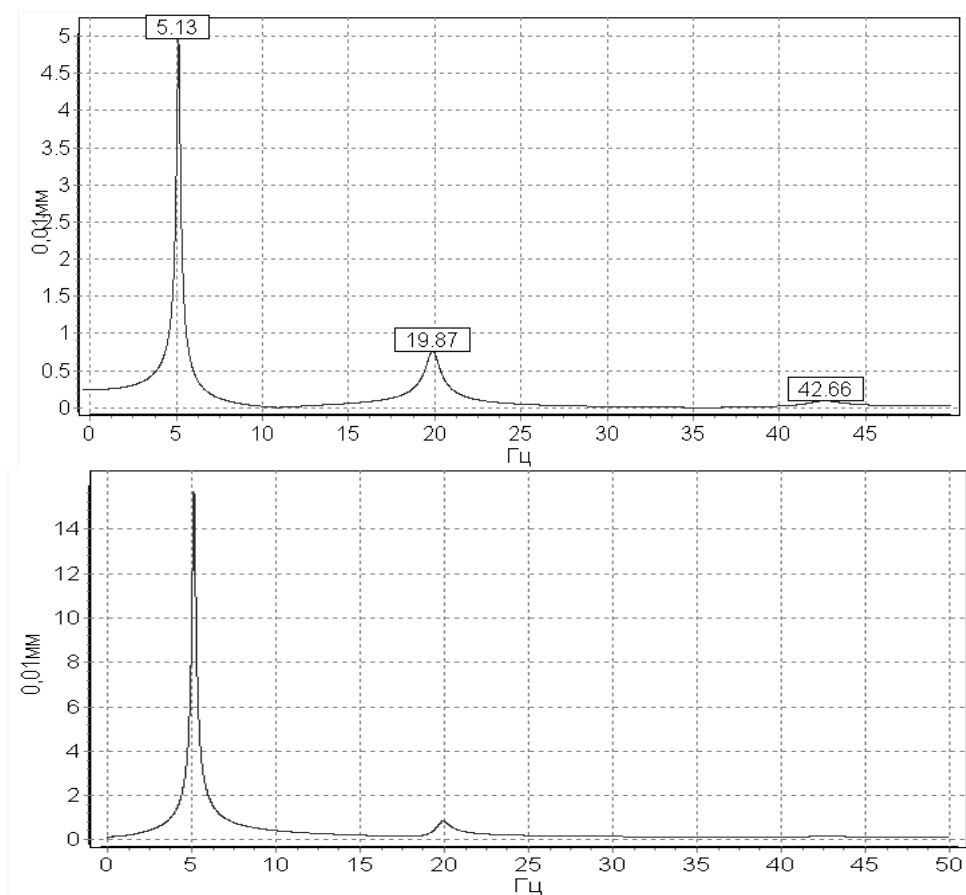


Рис. 3. Амплітудні спектри реакції в 1/4 прольоту: при імпульсному (вгорі) та кінематичному (внизу) навантаженнях

Насамперед добре помітно відмінність між двома спектрами, а саме, що на графіку спектру реакції при імпульсному навантаженні піки, що

відповідають гармонікам вищих частот більш вирізняються. Цього слід було очікувати, адже при кінематичному навантаженні амплітуди

півів спектру обернено пропорційні частотам гармонік (16), тоді як при імпульсному навантаженні амплітуди піків незалежні від частоти гармонік (12).

Розглянемо спектр реакції при імпульсному навантаженні. За відношенням ординат піків можна отримати інформацію про ваговий вклад кожної модальної функції Гріна. В даному випадку частка третьої форми менша за 2 %, отже з такою ж точністю можна отримати передаточну функцію синтезуючи модальні передаточні функції лише за першими двома формами. Для цього потрібно знати: частоту коливань за кожною власною формою (W_i), декремент коливань даної форми (δ_i) та ваговий статичний коефіцієнт впливу (A_i). Останній параметр можна визначити або ж за спектром реакції при відомій величині імпульсу, або ж за результатами статичного навантаження. В обох випадках також використовуємо ваговий коефіцієнт даної форми, який знаходимо за відношенням амплітуд піків, а його знак визначаємо за фазовим спектром. Так в даному випадку знаки для перших двох форм додатні (вибір знаку умовний), для третьої форми від'ємний (протилежний).

В числах маємо:

– кругові частоти перших двох форм $W_1 = 32,22$; $W_2 = 124,78$;

– декременти коливань $\delta_1 = \delta_2 = 0,125$;

– відношення $A_1 / A_2 = 4,97 / 0,77 = 6,45$;

– статичний коефіцієнт впливу $K(0) = 2,43 \times 10^{-4} / 9810 = 2,48 \times 10^{-8}$, м.

Відповідно до відношення A_1 / A_2 визначаємо:

$$A_1 = K(0) \times 6,45 / 7,45 = 2,15 \times 10^{-8};$$

$$A_2 = K(0) \times 1 / 7,45 = 0,33 \times 10^{-8}.$$

Передаточна функція буде комплексною сумою модальних передаточних функцій за першими двома формами (19)

$$K(\omega) = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{2} \left(e^{-j\pi/2} \cdot \frac{W_i A_i}{\delta_i W_i / 2\pi + j(\omega - W_i)} + e^{j\pi/2} \cdot \frac{W_i A_i}{\delta_i W_i / 2\pi + j(\omega + W_i)} \right), (19)$$

Комплексна передаточна функція (АФЧХ) синтезована за виразом (19) у вигляді амплітудного та фазового спектрів представлена на рис. 4.

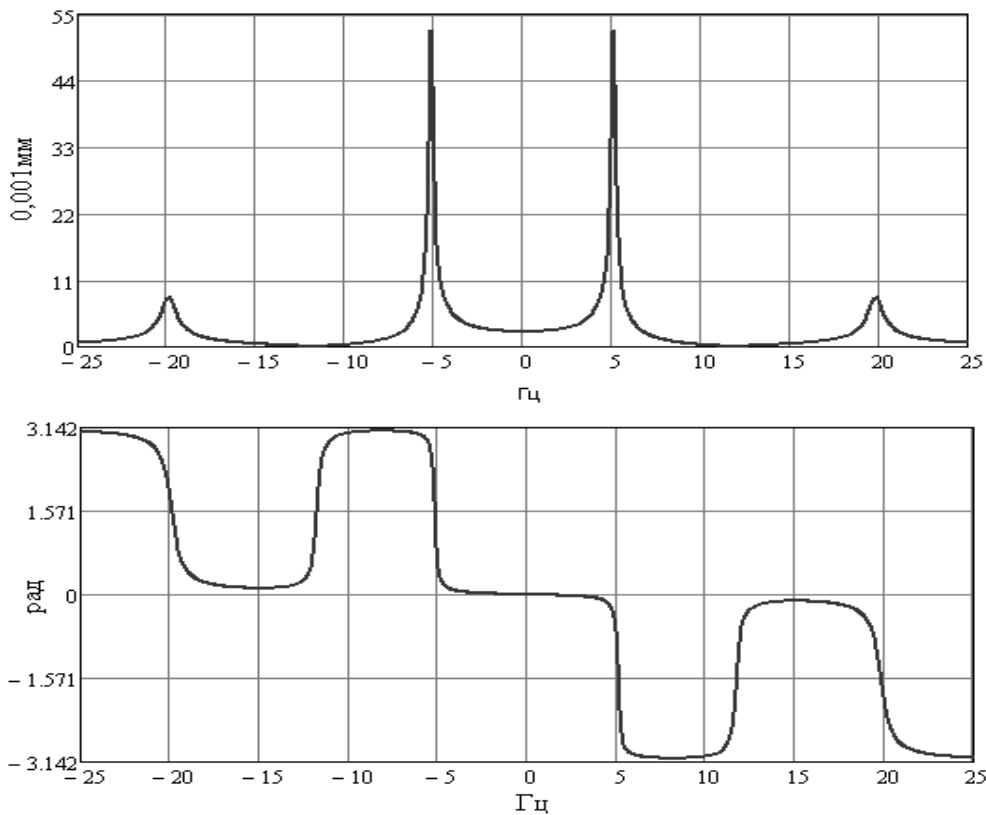


Рис. 4. Амплітудний та фазовий спектри передаточної функції синтезованої за виразом (19)

Висновки

Виконані дослідження показують, що шляхом аналізу вільних коливань лінійних систем можна проводити їх ідентифікацію в тому ж об'ємі як і при використанні активного збудження. Основною проблемою на шляху практичної реалізації запропонованої моделі є відсутність практичних методик, які б дозволяли визначати з необхідною точністю частоти та декременти власних форм коливань, особливо в зонах їх згущення. Саме ця проблема і є темою досліджень автора на даний момент часу. До речі, згущення частот викликає значні ускладнення і при активній вібродіагностиці, вимагаючи застосування декількох вібротомашин, їх відповідної, часто складної, синхронізації і т.п.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Вибрации в технике [Текст]: справочник в 6 т. – М.: Машиностроение, 1978-1981.
2. Методические рекомендации по вибродиагностике автодорожных мостов. [Текст] – М.: Росавтодор, 2001. – 24 с.
3. РВ.2.3-218-00018112-521:2006. Рекомендації з динамічних випробувань мостів та шляхопроводів. [Текст]. – К.: Укравтодор, 2006. – 34 с.
4. Клаф, Р., Динамика сооружений. [Текст] / Р. Клаф, Дж. Пензиен; перевод с англ. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.

Надійшла до редколегії 10.09.2011.

Прийнята до друку 20.10.2011.

АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

У статті розглядаються методи ймовірних розрахунків перерізів залізобетонних прогонових будов: метод статистичної лінеаризації та метод статистичного моделювання. У якості основного для розрахунку перерізів на надійність запропонований метод статистичної лінеаризації.

Ключеві слова: безвідмовність, надійність, статистична лінеаризація, статистичне моделювання, прогонова будова

В статье рассматриваются методы вероятностных расчетов сечений железобетонных пролетных строений: метод статистической линейаризации и метод статистического моделирования. В качестве основного для расчета сечений на надежность рекомендован метод статистической линейаризации.

Ключевые слова: безотказность, надежность, статистическая линейаризация, статистическое моделирование, пролетное строение

The article discusses methods of probability calculations of reinforced concrete bridge spans: a method of statistical linearization and the method of statistical modeling. The main sections to calculate the reliability of the recommended method of statistical linearization.

Keywords: dependability, reliability, statistical linearization, statistical modeling, span

Железобетонная балка пролетного строения представляет собой систему отдельных элементов. Обязательным свойством элемента является возможность находиться в одном из состояний «работа» и «отказ». Для обеспечения безотказности пролетного строения необходимы также его достоверные вероятностные характеристики.

Поскольку предельные состояния могут возникнуть в сечениях конструкций, то лучше всего в качестве элементов выбрать нормальные и наклонные сечения плит и балок. Расчеты производятся по первой группе предельных состояний, то есть по расчету на прочность.

В данной работе рассматриваются такие методы вероятностных расчетов сечений как метод статистической линейаризации и метод статистического моделирования, как наиболее доступные для инженерных расчетов.

Для расчета по методу статистического моделирования приняты упрощенные зависимости для расчета нормальных железобетонных сечений с прямоугольной сжатой зоной бетона:

$$M = \bar{R}_b \cdot \bar{b} \cdot x(\bar{h}_0 - 0,5x), \quad (1)$$

$$x = R_p A_p / \bar{R}_b \bar{b} = \bar{P}_p \bar{R}_b \cdot \bar{b}, \quad (2)$$

$$\xi = x / \bar{h}_0 \leq c, \quad (3)$$

где M – момент внешних сил; $\bar{R}_b$ – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при расчете по предельным состояниям первой

группы; $\bar{b}$ и x – ширина и высота сжатой зоны бетона; $\bar{h}_0$ – рабочая высота сечения; R_p и A_p – расчетное сопротивление растяжению напряженной арматуры и площадь её поперечного сечения; $\bar{P}_p$ – предельное усилие, воспринимаемое преднапряженной арматурой; ξ и ξ_y – относительная высота сжатой зоны бетона и ее граничное значение.

В расчетах по обоим методам приняты 4 случайные величины: прочность $\bar{R}_b$, предельное усилие в арматуре $\bar{P}_p$, рабочая высота сечения $\bar{h}_0$, и ширина сечения $\bar{b}$.

Расчетами по методу статистической линейаризации можно получить зависимость для стандарта несущей способности сечений по изгибающему моменту:

$$\sigma_\mu = \left[A_1 (V_{R_b}^2 + V_b^2) + B_1 V_{P_p}^2 + C_1 V_b^2 \right]^{0,5}; \quad (4)$$

$$A_1 = \bar{P}_p^4 / 4 \bar{P}_b^2 \bar{b}^2; \quad B_1 = \left[(\bar{h}_0 - \bar{P}_p / \bar{R}_b \bar{b}) \bar{P}_p \right]^2; \quad (5)$$

$$C_1 = (\bar{P}_p \bar{h}_0)^2; \quad (6)$$

Для расчета сечений в середине пролета приняты балки пролетных строений по типовому проекту Союздорпроекта 3.503-12, выпуск 384. Установлено, что коэффициенты вариации прочности балок длиной 33 м равны 4,8 %...4,9 % и являются весьма стабильными. По закону нормального распределения прочно-

сти безотказность пролетных строений составила от $0,9 \times 10^6$ до $0,9 \times 10^9$.

Расчет по методу статистического моделирования выполнен по специальной программе, которая реализована на языке программирования Si^{++} .

Суть расчетов заключалась в генерировании псевдослучайных величин прочности бетона, усилия в арматуре, рабочей высоты сечения и ширины сжатой зоны с последующим получением выборки случайных моментов по формулам (1) и (2) и статистической обработкой выборки. Программа также позволила оценить точность полученных числовых характеристик прочности по изгибающему моменту.

Количество реализаций в выборке было принято $n = 500$, что обеспечило высокую точность расчетных значений прочности ($t = 0,6 \%$).

Выполненные по методу статистического моделирования расчеты показали хорошую сходимость результатов с величинами, полученными по методу статистической линеаризации. Таким образом, в качестве основного для расчета сечений на надежность можно рекомендовать метод статистической линеаризации, а метод статистического моделирования использовать как поверочный в необходимых случаях.

Результаты проведенных по обоим методам расчетов были проверены экспериментальными данными, полученными разными исследователями на основании методических образцов. Было установлено, что погрешность модели увеличивает коэффициент вариации прочности сечений на величину $\Delta V_H = 6,0 \%$. Коэффициенты вариации прочности сечений типовых балок пролетных строений составили $V_R = 10,8 \dots 10,9 \%$, а их безотказность находилась в диапазоне $0,987 \dots 0,988$.

Таким образом можно сделать вывод о высокой надежности изгибаемых нормальных сечений типовых балок пролетных строений. Формулы (4), (5) с учетом поправки ΔV_H можно использовать для расчетов непереармированных сечений с прямоугольной сжатой зоной бетона ($\xi < 0,2$).

Величину коэффициента безопасности γ_R совместно с V_R можно определить по формуле:

$$\gamma_R = \bar{S} - S_p / \sigma_s = (\bar{S} / S_p - 1) / V_s, \quad (7)$$

где $\bar{S}$ и S_p – среднее и расчетное значение усилия (момента); σ_s и V_s – стандарт и коэффициент вариации усилия.

В заключении можно отметить, что методы вероятностных расчетов позволяют с большой достоверностью определять надежность железобетонных пролетных строений автодорожных мостов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лантух-Лященко, А. І. Оцінка технічного стану транспортних споруд, що знаходяться в експлуатації [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Вісник транспортної Академії України. – 1999. – № 3. – К.: 1999. – С. 59-63.
2. Иосилевский, Л. И. Практические методы управления надежности железобетонных мостов [Текст] / Л. И. Иосилевский. – М.: Науч.-изд. центр ИНЖЕНЕР, 2005. – 324 с.
3. Болотин, В. В. Методы теории вероятности и теории надежности в расчетах сооружений [Текст] / В. В. Болотин. – М.: Стройиздат, 1982. – 35 с.
4. Ржаницын, А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность [Текст] / А. Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.

Поступила в редколлегию 20.10.2011.

Принята к печати 20.11.2011.

ДОСЛІДЖЕННЯ СТІЙКОСТІ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНЕНОГО СКЛАДЕНОГО СТЕРЖНЯ

В публікації надано рішення задачі стійкості стисненого стержня з використання моделі у вигляді шаруватої системи. Стержні шаруватої балки з'єднані пружними дискретними опорами (планками) або пружним шаром.

Ключові слова: стійкість, стиснений стержень, балка, дискретна опора

В публикации приведено решение задачи устойчивости сжатого стержня с использованием модели в виде слоистой системы. Стержни слоистой балки соединены упругими дискретными опорами (планками) или упругим слоем.

Ключевые слова: устойчивость, сжатый стержень, балка, дискретная опора

In a publication the decision of task of stability of the compressed bar is resulted with the use of model as the stratified system. The bars of the stratified beam are connected by resilient discrete supports (by slats) or resilient layer.

Keywords: stability, compressed bar, beam, discrete supports

В роботах [1, 2] отримано рішення для вільних коливань шаруватої балки на пружних опорах (або пружній основі), де пружність шару між балками може бути різною, але однаковою по кожному окремому шару. При цьому кожна балка стиснена або розтягнута прикладеними поздовжніми силами (при необхідності

такі сили можуть не діяти на якусь окрему балку).

Власні коливання

Розрахункова схема для шаруватої моделі має вигляд (рис. 1) та наступні рівняння для вільних коливань: дискретні пружні опори (1) та пружний шар (20).

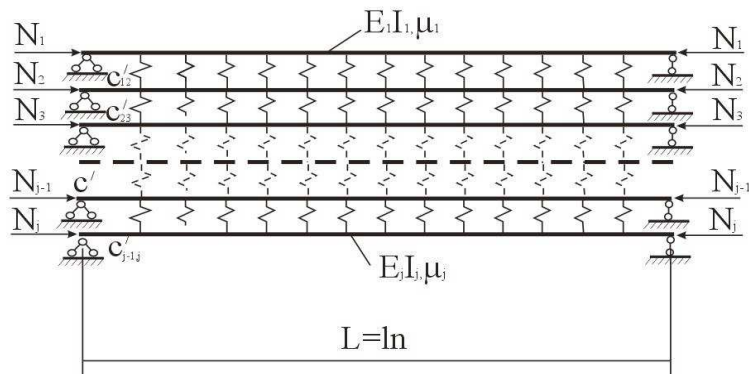


Рис. 1. Розрахункова модель

Система рівнянь при дискретних пружних опорах має вигляд: (1)

$$\frac{\operatorname{sh} d_{ij}}{d_{ij}(\operatorname{ch} d_{ij} - \cos \beta_i)} - \frac{\sin \alpha_{ij}}{\alpha_{ij}(\cos \alpha_{ij} - \cos \beta_i)} = \frac{\alpha_{ij}^2 + d_{ij}^2}{C_j'},$$

$$C_j' = \frac{\left[C_{j-1,j} \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{j-1}}{\alpha_j} \right) + C_{j,j+1} \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{j+1}}{\alpha_j} \right) \right] \cdot \ell^3}{2E_j J_j}$$

$$j = 1, 2, 3, \dots, k. \quad (1)$$

Таким чином, коливання пакету балок може бути описане системою рівнянь, що мають $(k-1)$ невідому α_j ($\alpha_1 = 1, 0$) та k невідомих частотного параметра λ_{ij} для кожної i -тої форми коливань.

Оскільки ми шукаємо нормальні форми, то коливання у цьому випадку передбачаються одночастотними, тобто має місце рівність $\omega_{i1} = \omega_{i2} = \omega_{i3} = \dots, \omega_{ik}$, а між частотними параметрами встановлюється залежність:

$$\lambda_{ij}^4 = \frac{\mu_j \omega_{ij}^2 \ell^4}{E_j J_j}; \quad \lambda_{ij}^4 = \lambda_{i1}^4 \Phi_j; \quad \lambda_{i1}^4 = \frac{\mu_1 \omega_{i1}^2 \ell^4}{E_1 J_1};$$

$$\Phi_j = \frac{\lambda_{ij}^4}{\lambda_{i1}^4} = \frac{\mu_j E_1 J_1}{\mu_1 E_j J_j}.$$

З врахуванням цих залежностей та співвідношень, система рівнянь дає можливість отримати всі $(k-1)$ співвідношення амплітуд α_j та частотний параметр λ_{i1} і далі частоту

$$\left(\omega_i = \lambda_i^2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu \ell^2}} \right).$$

При зв'язках між шарами у вигляді пружного шару система рівнянь значно спрощується та має вигляд (2)

$$\frac{2d_{ij}}{(d_{ij}^2 + \beta_i^2) f_{ij}} + \frac{2\alpha_{ij}}{(\alpha_{ij}^2 - \beta_i^2) k_{ij}} = \frac{k_{ij} \alpha_{ij} + f_{ij} d_{ij}}{C'_j} \quad j=1, 2, 3, \dots, k. \quad (2)$$

Рішення даної системи рівнянь приводить у загальному випадку до поліному виду

$$\sum_{m=0}^{m=2k} \lambda_{ij}^{4m} \cdot \Phi_m = 0, \quad (m = 0, 1, 2, 3, \dots, 2k).$$

Стійкість

Рішення для дослідження стійкості отримані з застосуванням динамічного підходу, коли при втраті стійкості частота дорівнює нулю. Рішення отримано для шаруватої балки, що навантажена поздовжніми силами (сили розтягу або стиску). Шари між собою з'єднані пружним шаром, але можуть бути з'єднані і дискретними пружними опорами (так само як і при вільних коливаннях).

Застосування даної моделі для дослідження стійкості позацентрово стиснутих стержнів або складених стержнів та для відпрацювання коректної розрахункової моделі розглянуті в першу чергу для складеного стержня, як однієї з шаруватих моделей.

Складені стержні, що утворені з двох (або більше) окремих гілок зв'язаних між собою планками або решіткою, мають меншу жорсткість ніж суцільні. Проміжок між гілками складеного стержня називають швом. По своїй роботі у складеному стержні в'язі поділяють на два види: в'язі зсуву (сприймають зусилля зсуву) та поперечні в'язі (перешкоджають відриву або притисканню стержнів один до одного). Загальна жорсткість на згин складеного стержня, що не має в'язів зсуву, дорівнює сумі гілок складеного стержня.

Решітка сприймає дію поперечної сили. Критична сила складеного шарнірно-спертого стержня за А. Ф. Смирновим становить

$$P_{кр} = P_e \cdot \frac{1}{1 + \gamma \cdot P_e};$$

$$\gamma_n = \frac{1}{E} \cdot \left(\frac{1}{A_p \cdot \tan \alpha} + \frac{1}{A_d \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha} \right);$$

$$\gamma_n = \frac{d \cdot b}{12EI_p} + \frac{d^2}{24EI_c} \quad (3)$$

Тут введено наступні позначення: $P_{кр}, P_e, \gamma, A_p, A_d, \alpha, I_p, I_c, \gamma_p, \gamma_n$, які відповідно є: критична сила для складеного стержня, критична Ейлерова сила для суцільного стержня, одиничний кут зсуву від поперечної сили $Q=1$, площа перерізу двох розпірок, площа перерізу двох розкосів, кут нахилу розкосу до осі, момент інерції двох планок, момент інерції однієї гілки стійки відносно її осі, одиничний кут зсуву від поперечної сили $Q=1$ для решітки, одиничний кут зсуву від поперечної сили $Q=1$ для планок.

При дослідженні складених стержнів достатньо обчислити пружність проміжної опори, якими в даному випадку є планки, що з'єднують стержні. Нескладно далі перейти до пружного шару «розмазавши» пружність опори по довжині, яка дорівнює відстані між пружними опорами (планками).

У цьому випадку ми маємо тришарову балку, де між двома стержнями (балками) розташовані дискретні пружні опори або пружний шар.

Системи рівнянь, отримані з рівнянь (1) та (2) при $\omega_i = 0$, приймають наступний вигляд для стійкості стислого «чистого модульного» стержня

$$\frac{1}{1 - \cos \beta_i} - \frac{\sin \alpha_i}{\alpha_i (\cos \alpha_i - \cos \beta_i)} = \frac{\alpha_i^2}{c'}, \quad (4)$$

$$d_{ij} = 0, \quad \alpha_i^2 = \frac{N_j l^2}{E_l I_j} = f(c', n, i),$$

$$(k_{ij} = \alpha_{ij}, d_{ij} = f_{ij}).$$

Аналогічно для розтягнутої балки (стержня) умови та рівняння мають вигляд:

$$\frac{\operatorname{sh} d_{ij}}{d_{ij} (\operatorname{ch} d_{ij} - \cos \beta_i)} - \frac{1}{1 - \cos \beta_i} = \frac{d_{ij}^2}{c'} \quad (5)$$

$$\alpha_{ij} = 0, \quad d_{ij}^2 = \frac{N_j \ell^2}{E_j I_j} = f(c', n, i), \quad (k_{ij} = a_{ij}, d_{ij} = f_{ij}).$$

які дійсні для форм втрати стійкості $i = 1, 2, 3 \dots n-1$. «Чистим модульним» стержнем називаємо стержень, при дослідженні власних коливань або стійкості якого не враховуються такі фактори як інерція оберту, деформації зсуву. Вплив даних факторів буде досліджено додатково після дослідження рішень для «чистого модульного» стержня.

Для балок, що зв'язані пружним шаром, рівняння для розтягнутої та стислої балки знаходимо шляхом граничного переходу і вони мають простий вигляд

$$2c'_j + \alpha_{ij}^2 \beta_i^2 + \beta_i^4 = 0, \quad (6)$$

$$2c'_j - d_{ij}^2 \beta_i^2 + \beta_i^4 = 0. \quad (7)$$

Для переходу до моделі позацентрово стисненого складеного стержня приймаємо кількість балок – 2, що з'єднані між собою пружним шаром, але стискальна сила прикладена не центрально, а зі зміщенням.

Скористаємось для цього рівнянням (6) та залежністю (2), що дає змогу зв'язати балки між собою. У розгорнутому вигляді система рівнянь буде мати наступний вигляд

$$\left[c_{j-1,j} \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{j-1}}{\alpha_j} \right) + c_{j,j+1} \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{j+1}}{\alpha_j} \right) \right] \cdot \ell^3 + \frac{E_j J_j}{E_j I_j} \cdot \frac{\pi^2 \cdot i^2}{n^2} + \frac{\pi^4 \cdot i^4}{n^4} = 0 \quad (8)$$

$$i = 1, 2, 3 \dots n-1, \quad j = 1, 2$$

У даному виразі введені наступні позначення: c – жорсткість пружного шару між двома балками, кН/м; j – номер балки; i – номер форми втрати стійкості; n – кількість прогонів балки (кількість відстаней між планками); α – коефіцієнт розподілу амплітуд; ℓ – відстань між дискретними опорами, м; N – стискальна сила, що діє на балку, кН; E – модуль пружності балки, кН/м²; I – момент інерції балки, м⁴.

Проаналізуємо наступний випадок. Колона, що складена з двох паралельних гілок, які з'єднані між собою планками, навантажена центрально, а потім стискальна сила зміщується у бік однієї з гілок, тобто стискальна сила розподіляється між стійками нерівномірно.

Система рівнянь у цьому випадку буде мати наступний вигляд:

$$\begin{cases} \left[\frac{c_{1-2} (1 - \alpha_2)}{E_1 J_1} \right] \cdot \ell^3 - \frac{N_1 \ell^2}{E_1 I_1} \cdot \frac{\pi^2 \cdot i^2}{n^2} + \frac{\pi^4 \cdot i^4}{n^4} = 0 \\ \left[\frac{c_{1-2} \left(\frac{\alpha_2 - 1}{\alpha_2} \right)}{E_2 J_2} \right] \cdot \ell^3 - \frac{N_2 \ell^2}{E_2 I_2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot i^2}{n^2} + \frac{\pi^4 \cdot i^4}{n^4} = 0 \end{cases} \quad (9)$$

Введемо позначення: $\frac{c \cdot \ell^3}{EI} = c'$; $\frac{N \ell^2}{EI} = \alpha^2$;

$$\frac{\pi \cdot i}{n} = \beta$$

Система рівнянь з врахуванням позначень має дві невідомі α_1^2 та α_2

$$\begin{cases} c'_1 \cdot (1 - \alpha_2) - \alpha_1^2 \cdot \beta^2 + \beta^4 = 0 \\ c'_2 \cdot \left(\frac{\alpha_2 - 1}{\alpha_2} \right) - \alpha_2^2 \cdot \beta^2 + \beta^4 = 0 \end{cases} \quad (10)$$

З першого рівняння знаходимо α_2 і підставляємо у друге. Отримуємо квадратне рівняння для параметра критичної сили у такому вигляді

$$(c'_1 + c'_2) - \frac{c'_2 \cdot \alpha_1^2 + c'_1 \cdot \alpha_2^2}{\beta^2} - \beta^2 \cdot (\alpha_2^2 + \alpha_1^2) + \alpha_1^2 \cdot \alpha_2^2 + \beta^4 = 0 \quad (11)$$

Для отримання рівняння з одним невідомим, виразимо відносну жорсткість проміжного шару (c') та параметр критичної сили (α^2) другої балки (стержня) через першу

$$c'_2 = c'_1 \cdot \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} = c'_1 \cdot m;$$

$$\alpha_2^2 = \alpha_1^2 \cdot \frac{N_2 E_1 I_1}{N_1 E_2 I_2} = \alpha_1^2 \cdot k^2 \quad (12)$$

Рівняння (10) вирішується відносно $\alpha_1^2 = \frac{N_1 \ell^2}{E_1 I_1}$ і має остаточний вигляд

$$\begin{aligned} (c'_1 + c'_1 \cdot m) - \frac{c'_1 \cdot m \cdot \alpha_1^2 + c'_1 \cdot \alpha_1^2 \cdot k^2}{\beta^2} - \\ - \beta^2 \cdot (\alpha_1^2 \cdot k^2 + \alpha_1^2) + \alpha_1^4 \cdot k^2 + \beta^4 = 0 \end{aligned} \quad (13)$$

За даним рівнянням можна розраховувати складені стержні (балки, стояки), які мають однакові або різні за матеріалом та поперечним перерізом стояки, що з'єднані гнучкими зв'язями. Крім того, можна задаватись різними

стискальними силами, що на практиці часто буває, коли порушується центрове прикладання сили.

Оскільки у більшості випадків стояки колон мають однаковий переріз та виготовлені з одного матеріалу: $c'_2 = c'_1 = c'$ ($m=1$); $k^2 = \frac{N_2}{N_1}$,

запишемо рівняння (11) таким чином (при $\alpha_1^2 = X$)

$$X_{1,2} = \frac{\left(\frac{(1+k^2) \cdot (c' + \beta^4)}{\beta^2}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{(1+k^2) \cdot (c' + \beta^4)}{\beta^2}\right)^2 - 4 \cdot k^2 \cdot (2c' + \beta^4)}}{2k^2} \quad (15)$$

Приклад 1. Стояк має переріз з двох двотаврів, що з'єднані між собою планками, утворюючи складений стержень. Загальна довжина стержня 10 м, планки розміщені через 2,0 м. ($\ell = 2,0$ м). Двотавр № 18 має момент інерції у площині $I_y = 82,6$ см⁴ (момент інерції двох гілок 165,2 см⁴).

Відносну жорсткість приймаємо $c'_1 = 10$, що відповідає жорсткості планок

$$c'_1 = \frac{c \cdot \ell^3}{E_1 I_1}; \quad c = c'_1 \cdot \frac{E_1 I_1}{\ell^3} = 433,65 \text{ кН/м.}, \quad n = 5.$$

Форма втрати стійкості перша: $i = 1$.

За формулою (15) маємо для параметра критичної сили два рішення $X_1 = 53,167$; $X_2 = 0,3944$.

Приймаємо менше значення i за формулою

$$X_2 = a_1^2 = \frac{N_1 \cdot \ell^2}{E_1 I_1} = 0,3944,$$

знаходимо $N_{1кр} = 34,205$ кН.

Якщо по звичайній формулі обчислити Ейлерову силу, то вона становить 342,05 кН, тобто різниці немає. Це обумовлено тим, що відносна жорсткість проміжного шару (планок) прийнята значною. Якщо скористатись формулою А. Ф. Смирнова [4]

$$P_{кр} = P_e \cdot \frac{1}{1 + \gamma_n \cdot P_e}, \quad \gamma_n = \frac{d \cdot b}{12EI_p} + \frac{d^2}{24EI_c},$$

то коефіцієнт γ_n за даними розрахунків становить 0,00000142 і з його врахуванням повторний розрахунок дає уточнення до критичної сили по формулі (3) $P_{кр} = 32,856$ кН.

Як видно різниця становить 3,94 %.

$$k^2 \cdot X^2 - X \cdot (1 + k^2) \cdot \left(\frac{c' + \beta^4}{\beta^2}\right) + 2c' + \beta^4 = 0 \quad (14)$$

З даного рівняння безпосередньо отримуємо рішення для параметру стискальної сили, задаючись параметром відносної жорсткості з'єднувальних планок (c')

Позацентрове прикладання стискальної сили здійснено коефіцієнтом k^2 , який показує частку навантаження яку сприймає друга гілка у зрівнянні з першою (він може бути менше одиниці і більше).

Для того ж самого складеного стержня при $k^2 = 0,81$ ($k = 0,9$) при тих же перерізах, для критичної сили отримуємо значення $N_{1кр} = 29,445$ кН. Як видно, при зміщенні центру прикладення стискальної сили, критична стискальна сила зменшилась на 12,3 %, а при $k^2 = 0,64$ ($k = 0,8$) на 41,8 % ($N_{1кр} = 19,471$ кН).

При зменшенні відстані між планками ($\ell = 1$ м), у формулі (15) іншими будуть значення β^2, β^4 та c' ($c'_1 = 1,25$). Розрахунки дають для параметра критичної сили $X_2 = 0,0985$ і саму критичну силу $N_{1кр} = 34,117$ кН, яка практично співпадає з обчисленою раніше ($N_{1кр} = 34,205$ кН.).

У табл. 1. наведені дані розрахунку зміни критичної сили від ексцентриситету її прикладання.

Це досягається зміною розподілу відношення навантаження (яке є постійним для стержня в цілому) між гілками складеного стержня за допомогою коефіцієнта k^2 .

Результати розрахунків свідчать, що при поступовому перенесенні більшої частки навантаження на одну з двох гілок складеного стержня, критична сила поступово зменшується.

Більш доцільним варіантом розрахунків складених стержнів на стійкість на практиці однак є інший. Задаючись параметром стискальної сили, отримуємо рішення для відносної жорсткості з'єднувальних планок, які необхідно поставити, щоб балка (колона) не втрачала стійкості.

Результати розрахунку критичної сили (кН)

k	k^2	α_1^2	$N_{кр}$	k	k^2	α_1^2	$N_{кр}$
1,0	1,0	0,3944	34,205	0,5	0,25	0,1465	12,706
0,9	0,81	0,3395	29,445	0,4	0,16	0,1045	9,063
0,8	0,64	0,2961	25,681	0,3	0,09	0,0575	4,987
0,7	0,49	0,2525	21,899	0,2	0,04	0,0292	2,532
0,6	0,36	0,2005	17,389	0,1	0,01	0,0011	0,095

Отримуємо рішення для відносної жорсткості проміжного шару

$$c'_1 = \frac{(\beta^4 \cdot \alpha_1^2 \cdot (1+k^2) - \alpha_1^4 \cdot \beta^2 \cdot k^2 - \beta^6)}{2\beta^2 - \alpha_1^2 \cdot (1+k^2)} \quad (16)$$

підстановка у формулу (16) параметрів попереднього прикладу дає очікуваний результат $c'_1 = 10$ (при $k^2 = 1$).

У випадку, якщо проміжні опори приймаємо дискретними, скористаємось системою рівнянь типу (5), і далі отримуємо аналогічне рівняння, застосувавши наведені вище співвідношення

$$\frac{1}{1 - \cos \beta_i} - \frac{\sin k \alpha_1}{\alpha_1 k (\cos k \alpha_1 - \cos \beta_i)} = \frac{\alpha_1^2 \cdot k^2}{c'_1 \cdot m \cdot (1 - \frac{(\frac{1}{1 - \cos \beta_i} - \frac{\sin \alpha_1}{\alpha_1 \cdot (\cos \alpha_1 - \cos \beta_i)}) \cdot c'_1}{(\frac{1}{1 - \cos \beta_i} - \frac{\sin \alpha_1}{\alpha_1 \cdot (\cos \alpha_1 - \cos \beta_i)}) \cdot c'_1 - \alpha_1^2})} \quad (18)$$

Для прикладу, наведеного вище (при $k^2 = 1$, $m = 1$, $c'_1 = 10$, $\cos \beta_1 = 0,80901$) отримуємо значення параметру критичної сили $\alpha_1 = 0,62217$ і критичну силу ($N_{кр} = 34,218$ кН).

Даний приклад і розрахунок підтверджує можливість застосування більш простих рішень, замінюючи дискретні пружні опори (планки) складеного стержня пружним шаром. У цьому випадку маємо систему простих алгебраїчних рівнянь (10) і безпосередньо рішення (15) для параметра критичної сили. З розрахунків видно, що гілки складеного стержня працюють разом і коефіцієнт розподілу амплітуд α_2 у випадках, коли $k^2 = 1$ також дорівнює 1.

$$\alpha_2 = \frac{\beta^4 - \alpha_1^2 \cdot \beta^2 + c'_1}{c'_1} = \frac{0,155538 - 0,39438 \cdot 0,3944 + 10}{10} = 1$$

$$c'_2 = c'_1 \cdot \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} = c'_1 \cdot m; \quad \alpha_2^2 = \alpha_1^2 \cdot \frac{N_2 E_1 I_1}{N_1 E_2 I_2} = \alpha_1^2 \cdot k^2.$$

$$\frac{1}{1 - \cos \beta_i} - \frac{\sin \alpha_1}{\alpha_1 (\cos \alpha_1 - \cos \beta_i)} = \frac{\alpha_1^2}{c'_1 \cdot (1 - \alpha_2^2)}, \quad (17)$$

$$\frac{1}{1 - \cos \beta_i} - \frac{\sin k \alpha_1}{\alpha_1 k (\cos k \alpha_1 - \cos \beta_i)} = \frac{\alpha_1^2 \cdot k^2}{c'_1 \cdot m \cdot (\frac{\alpha_2 - 1}{\alpha_2})}$$

Дана система має дві невідомі α_2 та α_1 і розв'язується звичайним способом. Зведена до виразу, де є тільки одна невідома α_1 , формула має вигляд:

Додатково проаналізуємо як змінюється коефіцієнт розподілу амплітуд у залежності від стискальної сили ($N_{(кр)}$) та коефіцієнту відношення стискальних сил (k^2) за даними таблиці 1.

Розрахунок провадимо за формулою $\alpha_2 = \frac{\beta^4 - \alpha_1^2 \beta^2 + c'_1}{c'_1}$. Дані розрахунку зведені у табл. 2.

Як видно, оскільки пружний шар достатньо жорсткий, то даний коефіцієнт змінюється незначно.

З формули видно, що суттєво він буде змінюватись при малій пружності проміжного шару, оскільки значення параметрів у чисельнику будуть мати один порядок.

Наприклад, при $c'_1 = 1,25$ $\alpha_1^2 = 0,0985$, $\alpha_2 = 1,0933$, а при $c'_1 = 0,1$ $\alpha_1^2 = 0,0273$, $\alpha_2 = 2,4477$.

Результати розрахунку коефіцієнту розподілу амплітуд

k	k^2	α_1^2	$N_{кр}$	α_2	k	k^2	α_1^2	$N_{кр}$	α_2
1,0	1,0	0,3944	34,205	1,000	0,5	0,25	0,1465	12,706	1,0105
0,9	0,81	0,3395	29,445	1,002	0,4	0,16	0,1045	9,063	1,0114
0,8	0,64	0,2961	25,681	1,003	0,3	0,09	0,0575	4,987	1,0132
0,7	0,49	0,2525	21,899	1,005	0,2	0,04	0,0292	2,532	1,0144
0,6	0,36	0,2005	17,389	1,007	0,1	0,01	0,0011	0,095	1,0155

Для дослідження впливу інерції оберту та зсуву на стійкість запишемо систему рівнянь для вільних коливань, аналогічну (10), але з врахуванням саме цих факторів. З врахуванням інерції оберту, деформацій зсуву та поздовжніх сил кожне з рівнянь буде мати наступний громіздкий вигляд, з якого ми отримали і рівняння (10), коли не враховували деформації зсуву ($k_x = \infty$), інерцію оберту ($r^2 = 0$) та прийнявши

$$\omega = 0 \text{ (що рівнозначно } \lambda_i^4 = \frac{\mu \cdot \omega^2 \cdot \ell^4}{EI} = 0)$$

$$\left(1 - \frac{N}{k_x GF} - \frac{r^2 EJ}{\ell^4 k_x GF} \lambda_i^4\right) \cdot (2c' - \lambda_i^4) + 2\beta_i^2 \cdot \left[c' \frac{EJ}{\ell^2 k_x GF} - \frac{N\ell^2}{2EJ} \cdot \left(1 - \frac{N}{k_x GF}\right) - \lambda_i^4 \cdot \left(\frac{r^2}{2\ell^2} + \frac{EJ}{2\ell^2 k_x GF}\right)\right] + \beta_i^4 = 0 \quad (19)$$

З врахуванням інерції оберту та деформації зсуву отримаємо наступну систему рівнянь для стійкості шаруватого стержня з пружним шаром між гілками стержня:

$$\begin{cases} \left(1 - \frac{N_1}{k_x G_1 F_1}\right) \cdot (2c'_1) + 2\beta_i^2 \cdot \left[c'_1 \frac{E_1 J_1}{\ell^2 k_x G_1 F_1} - \frac{N_1 \ell^2}{2E_1 J_1} \cdot \left(1 - \frac{N_1}{k_x G_1 F_1}\right)\right] + \beta_i^4 = 0 \\ \left(1 - \frac{N_2}{k_x G_2 F_2}\right) \cdot (2c'_2) + 2\beta_i^2 \cdot \left[c'_2 \frac{E_2 J_2}{\ell^2 k_x G_2 F_2} - \frac{N_2 \ell^2}{2E_2 J_2} \cdot \left(1 - \frac{N_2}{k_x G_2 F_2}\right)\right] + \beta_i^4 = 0 \end{cases} \quad (20)$$

Як видно з самих рівнянь інерція оберту у даному випадку не впливає на стійкість (вони автоматично вилучаються з рівнянь), але члени, які враховують деформації зсуву залишились.

Попередньо можна на наведеному вище прикладі проаналізувати вплив деформацій зсуву на стійкість складеного стержня. Для цього треба проаналізувати члени, де у знаменнику є коефіцієнт k_x . Взагалі даний коефіцієнт обчислюється за формулою

$$k_x = \frac{n^2 \xi^2 + \frac{1}{3} n \xi + \frac{1}{30}}{n^2 \xi^4 + \frac{1}{3} n \xi^2 + \frac{1}{36}} (1 + 2n), \quad (21)$$

де n – відношення площі перерізу поясів до площі перерізу вертикальних листів; ξ – коефіцієнт, що дорівнює відношенню відстані від нейтральної осі до відстані до центру тяжіння.

На основі раніше виконаних досліджень за відповідними формулами обчислено, що для

двотаврових балок даний коефіцієнт становить $k_x = 0,25$. При даному значенні коефіцієнта ($k_x = 0,25$) для двох складових формули (21) ми отримуємо:

$$\frac{N_1}{k_x G_1 F_1} = 0,000361, \quad \frac{E_1 J_1}{\ell^2 k_x G_1 F_1} = 0,00915.$$

Як перший член так і другий хоча і мають не однаковий порядок, але при розрахунках критичної стискальної сили, будемо враховувати обидва, щоб проаналізувати більш точніше вплив здвигів. Тому приймаємо до розрахунків систему рівнянь у вигляді (20), де невідомим є стискальна сила. Після підстановки у рівняння даних з попередніх розрахунків маємо систему двох рівнянь при

$$k^2 = \frac{N_2}{N_1}, \quad E_1 I_1 = E_2 I_2, \quad G_1 F_1 = G_2 F_2, \quad c'_2 = c'_1 m$$

з двома невідомими α_2 та N_1

$$\begin{cases} 2c'_1 \cdot (1 - \frac{N_1}{k_x GF} + 2\beta^2 \cdot \frac{EI}{\ell^2 k_x GF}) \cdot (1 - \alpha_2) - 2\beta^2 \cdot \frac{N_1 \ell^2}{2EI} \cdot (1 - \frac{N_1}{k_x GF}) + \beta^4 = 0 \\ 2c'_1 m \cdot (1 - \frac{N_1 k^2}{k_x GF} + 2\beta^2 \cdot \frac{EI}{\ell^2 k_x GF}) \cdot (\frac{\alpha_2 - 1}{\alpha_2}) - 2\beta^2 \cdot \frac{N_1 \ell^2 k^2}{2EI} \cdot (1 - \frac{N_1 k^2}{k_x GF}) + \beta^4 = 0 \end{cases} \quad (22)$$

Рішення дає уточнене значення для критичної сили для наведеного вище прикладу (при $m=1, k^2=1$) з врахуванням деформацій зсуву

$N_{\text{кр}} = 33,146 \text{ кН.}$, тобто уточнення в сторону зменшення на 3,09 %.

У роботі [3] наведена формула, отримана також з врахуванням зсувів, але з деякими припущеннями, яка має наступний вигляд і дає результат при підстановці у формулу даних наведеного прикладу

$$N_{\text{кр}} = \frac{N_m}{(1 + \frac{N_m}{GF\alpha})} = 34,192. \quad (23)$$

де N_m – критична сила для суцільного стержня, α – коефіцієнт нерівномірності розподілу зсувів у перерізі.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Солдатов, К. И. К вопросу о собственных частотах колебаний мостовых конструкций на упругих опорах [Текст] / К. И. Солдатов // Труды ДИИТа, вкл. 116, Вопросы прикладной теории колебаний. – 1972. – С. 97-119.
2. Солдатов, К. И.. Колебания и устойчивость многопролетных регулярных балок на упругих опорах при действии продольных сил [Текст] / К. И. Солдатов, Б. П. Черевачкий // Труды ДИИТа, , Вопросы теории колебаний и динамики мостов. – 1975. – вып. 169/19. – С. 25-32.
3. Ржаницын, А. Р. Строительная механика [Текст]: учеб. пособие для строит. специальностей вузов. / А. Р. Ржаницын. – 2-е изд., перераб. – М.: Высш.шк., 1991. – 439 с.
4. Снитко, Н. К. Строительная механика [Текст]: учеб. для вузов / Н. К. Снитко. – 2-е изд., перераб. – М.: Высш.шк., 1972. – 488 с.

Надійшла до редколегії 21.11.2011.

Прийнята до друку 20.12.2011.

АНАЛІЗ ПРИЧИН ПОНАДНОРМАТИВНОГО НАХИЛУ БАЛАНСИРІВ РУХОМИХ ОПОРНИХ ЧАСТИН ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ЗАЛІЗНИЧНОГО МОСТУ ЧЕРЕЗ РІЧКУ САКСАГАНЬ

У статті приведені результати обстеження залізобетонного залізничного мосту через річку Саксагань та аналіз причин понаднормативного нахилу балансирів рухомих опорних частин.

Ключові слова: понаднормативний нахил, опорна частина, залізобетонний міст, насип.

В статье приведены результаты обследования железобетонного железнодорожного моста через реку Саксагань и анализ причин сверхнормативного наклона балансиров подвижных опорных частей.

Ключевые слова: сверхнормативный наклон, опорная часть, железобетонный мост, насыпь.

In the article the results of inspection of reinforced-concrete railway bridge are resulted across the river of Saksagan' and analysis of reasons of above normal inclination of mobile supporting parts.

Keywords: above normal inclination, supporting parts, reinforced-concrete bridge, embankment.

В мостах опорні частини прогонових будов належать до основних несучих елементів споруди і призначені виконувати надзвичайно відповідальну функцію, а саме: забезпечити передавання значних зусиль від постійних навантажень із прогонових будов на опори у строгій відповідності до проектно розрахункової схеми. Для розрізних балкових прогонових будов це, перш за все, надійність обпирання та можливість безперешкодного поздовжнього пересування рухомого краю прогонової будови під впливом тимчасових навантажень та коливань температури.

Відомо, що стан опорних частин є також своєрідним індикатором стабільності усіх інших основних несучих конструкцій моста і, перш за все, його опор. В зв'язку з цим при обстеженні мостових споруд особлива увага приділяється опорним частинам, їх положенню, стану та роботі під тимчасовим навантаженням.

Так понаднормативний нахил балансирів чи котків рухомих опорних частин може бути пов'язаний із деформацією опор, стоянів чи насипів. Що в свою чергу досить негативні явища, яким дуже складно протидіяти. Відбуваються вони із різних причин [1], таких як: підмив опор, недостатня несуча здатність основ, збільшення горизонтального тиску ґрунту насипу, зсувні явища і ін. Переміщення опор визначаються за зовнішніми ознаками, наприклад, при зміщенні стоянів в прогін зміщується і рухома опорна частина, а кінець прогонової будови упирається в шафову стінку чи в торець сусідньої прогонової будови. Але у випадках, коли наочні деформації опор і насипів відсутні,

а понаднормативний нахил котків рухомих опорних частин має місце, визначити причину такого дефекту буває досить важко. Тоді необхідно виконувати додаткові вимірювання і встановлювати довгострокові спостереження за зміною нахилу котків чи балансирів. При цьому просідання опор визначають нівелюванням, а нахил і зсуви за допомогою теодолітів. За нахилом опор також можна вести спостереження за допомогою рівня чи виска.

На практиці у випадках коли стан опорних частин не забезпечує необхідної свободи руху прогонової будови від коливань температури та дії тимчасових навантажень і веде до відхилень у роботі споруди від її розрахункової схеми, перш за все проводять ряд ремонтних заходів, безпосередньо направлених на усунення такого становища.

Наприклад, понаднормативні перекоси і нахили балансирів опорних частин усувають шляхом їх перевлаштування, при цьому підіймається домкратами край прогонової будови і опорні частини виправляються або замінюються. У випадку упирання прогонової будови у шафову стінку стояна кладку стояна вирубують або укорочують консолі поздовжніх балок. При взаємному упиранні прогонових будов на проміжній опорі укорочують консолі поздовжніх балок або пересувають прогонові будови у поздовжньому напрямку.

Паралельно з цими ремонтними заходами необхідно обов'язково організувати та проводити довгострокові спостереження як за станом перевлаштованих опорних частин, так і за загальними деформаціями опор. Це дає змогу вста-

новити характер і темп протікання негативних процесів та, при необхідності, прийняти своєчасні дії по недопущенню аварійної ситуації.

З приводу вищезазначеного наведемо конкретний приклад. У 2011 році галузевою науково-дослідною лабораторією штучних споруд Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна виконано обстеження залізобетонного залізничного мосту через річку Саксагань на ділянці П'ятихатки – Кривий Ріг Придніпровської залізниці з метою оцінки його технічного стану та розробкою рекомендацій по подальшій експлуатації (рис. 1).



Рис. 1. Загальний вид мосту через річку Саксагань

Міст залізобетонний балковий одноколійний з їздою поверху на щебеновому баласті. Повна довжина мосту 78,24 м.

Отвір моста перекрито за схемою $3 \times 22,9$ м залізобетонними балковими прогоновими будовами із попередньо напруженою арматурою.

Прогонові будови в поперечному перерізі мають дві балки таврового типу (рис. 2).

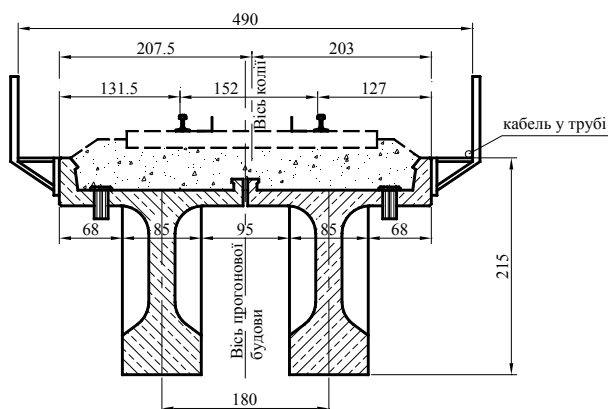


Рис. 2. Переріз прогонової будови $\ell_p=22,9$

Повна довжина прогонових будов – 33,6 м, розрахунковий прогін – 22,9 м.

Балки прогонових будов виготовлені на полігоні мостопоїзда № 857 за типовим проектом № 7881 Лентрансмоспроекту у 1957 р. Розрахункове навантаження від рухомого складу Н8.

Всі опори моста запроектовані і збудовані під установку одноколійних залізобетонних прогонових будов.

Опори № 0 і № 3 є обсипними стоянами із бутобетону, відповідно правобережним і лівобережним. Фундаменти стоянів і опор на пал'ювій основі. Палі залізобетонні перерізом 35×35 см, довжиною 13 м. Ростверки і підферменники усіх опор залізобетонні.

Висота насипу становить 10 м. Конуси насипів раніше були укріплені одиночним мостінням, на даний момент укріплення зруйноване.

Проміжні опори одностовпчасті двохярусні з тілом із бутобетонної кладки – бетон М200 з додаванням бутового каменю до 20 %.

Нижній ярус опор має обтічну форму. Верхній ярус – прямокутну.

На уступі нижнього ярусу опори № 1 під час електрифікації лінії влаштована консоль для опори контактної мережі, консоль з'єднана з металевою конструкцією навколо тіла опори, яка вкрита шаром бетону (рис. 3.).



Рис. 3. Металева обойма і консоль під опору контактної мережі

Тіло опори № 2 має неправильні грані. Нижній ярус опори нахилений у верховий бік і у бік русла, а верхній ярус опори має перелом (в

обрисі) приблизно на середині його висоти (рис. 4).



Рис. 4. Вид із боку русла річки Саксагань на опору № 2

Нерухомі опорні частини литі, виготовлені згідно типового проекту розробленого «Транс-мостпроект». Рухомі опорні частини – секторного типу.

На мосту укладена ланкова рейкова колія шириною 1520 мм із рейок Р65 довжиною 25 м на щебеневому баласті і залізобетонних шпалах.

У плані міст розташований на площадці, а у профілі – на ухилі 6,3 ‰. Підходи до мосту розташовані на кривих.

Русло річки Саксагань під мостом штучно випрямлене. За даними вишукувань виконаних Дніпродіпротрансом у 1956-1957 рр. верхня частина ложа річки складена суглинком бурим, пластичним із прошарками піску з потужністю шару 5,5 м, під підшвами пальових ростверків опор моста. Нижче знаходиться суглинок намуловий з потужністю шару 50 см, пісок сірий мілкий водоносний з потужністю шару 1 м, супісок зеленувато сірий слабонамуловий пластичний з потужністю шару 2,6 м, пісок сірий мілкий водоносний середньої щільності з потужністю шару 3,8 м. Несучим шаром є каолін первинний сірий з вмістом зерен кварцу, пластичний.

В 1987 році під час обстеження опор мосту Мостовипробною станцією Придніпровської залізниці вперше було зафіксовано понаднор-

мативний нахил балансирів рухомих опорних частин під усіма балками прогонових будов (рис. 5).



Рис. 5. Понаднормативний нахил рухомої опорної частини на стоянові № 0

Під час останнього суцільного огляду у 2011 році встановлено, що нахил опорних частин значно не змінився у порівнянні з вимірами, що були зроблені у 1994 році і направлений під ухил поздовжнього профілю рейкової колії на мосту.

На сьогоднішній день спостерігається закриття деформаційних зазорів між прогоновими будовами над опорами № 1 і № 2, та прогоновою будовою 0-1 і шафовою стінкою стояна № 0 в рівні плити баластового корита балок.

Таке становище є недопустимим і потребує виправлення та з'ясування причин його виникнення.

Приймаючи до уваги результати інженерно-геологічних вишукувань, що проводились Дніпродіпротрансом при проектуванні моста, а також той факт, що десятиметровий насип за стояном № 0 влаштовано на засипаному старому руслі річки Саксагань, можна стверджувати наступне. Найбільш вірогідною причиною існуючого становища є зсув насипів у бік нинішнього русла річки Саксагань і, в першу чергу це відноситься до насипу з боку правобережного стояна № 0. Саме у цього стояна менш за інші опори моста кінцівки паль занурені у відносно надійний ґрунтовий шар – каолін первинний з розрахунковою міцністю 2,5 кг/см².

Спровокувати такий зсув могла наявність засипаного старого русла та можливі порушення при зануренні паль при будівництві моста військовою частиною, а не фахівцями спеціалізованих містобудівельних організацій.

Остаточні висновки і прогнози можуть бути зроблені лише на підставі довготривалих інструментальних спостережень за розвитком

деформацій (просадок, нахилів тощо) за усіма опорами даного мосту.

Інструментальні спостереження повинні містити наступне:

1. Нівелювання за спеціально закладеними у тіло опори марками. Розміщення марок повинне давати картину просідань і нахилів кожної із мостових опор у двох взаємно перпендикулярних напрямках;

2. Вимірювання нахилів опор за допомогою виска на базі не менше ніж 3...5 м по висоті опор.

3. В обов'язковому порядку вимірювання відстані між торцями суміжних прогонових будов на усіх опорах. Для підвищення точності вимірів при організації довгострокових спостережень необхідно встановлювати маяки-марки, які дають можливість за допомогою штангенциркуля, лінійки, рулетки чи вимірювального дроту слідувати за розкриттям деформаційних зазорів на опорах.

4. Вимірювання відстані між шафовими стінками стоянів з лівого та правого боку мосту.

Якщо в результаті довготривалих спостережень виявиться що процес зсуву насипів не стабілізувався, то виправлення положення опорних частин і забезпечення деформаційних зазорів шляхом вирубки бетону плити баластового корита по торцях балок може дати лише тимчасове покращення експлуатаційного стану споруди. В цьому випадку тільки підсилення фундаментів стоянів моста зможе виправити існуюче становище.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Содержание и реконструкция мостов [Текст]: учебн. для вузов ж.д. тр-та / под ред. В. О. Осипова. – М.: Транспорт, 1986. – 327 с.
2. Сухоруков, Б. Д. Опыт эксплуатации и наблюдения за мостовыми сооружениями, опоры которых подвержены неравномерным осадкам и кренам [Текст] / Б. Д. Сухоруков, Б. В. Савчинский, М. К. Журбенко // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2005. Вип. 6. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2005. – С. 186-189.

Надійшла до редколегії 10.01.2012.

Прийнята до друку 20.01.2012.

ОБРАБОТКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ ИСПЫТАНИЙ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИИ МЕДЛЕННО ДВИЖУЩЕЙСЯ НАГРУЗКОЙ

Розглянуто порядок обробки експериментальних даних випробувань мостових конструкцій навантаженням, що повільно рухається, з метою побудови натурних ліній впливу.

Ключові слова: випробування, мостова конструкція, обробка даних, лінія впливу

Рассмотрен порядок обработки экспериментальных данных испытаний мостовых конструкций медленно движущейся нагрузкой с целью построения натурных линий влияния.

Ключевые слова: испытания, мостовая конструкция, обработка данных, линия влияния

A way of data processing from the bridge structures tests under slowly moving load is considered. In-situ influence lines are obtained from the experimental data.

Keywords: test, bridge structure, data processing, influence line

Главной целью проведения испытаний мостовых конструкций медленно движущейся нагрузкой является построение натурных линий влияния прогибов, перемещений, напряжений, усилий и т. п. в характерных и ответственных местах таких конструкций. Это, как правило, прогибы в серединах пролётов а так же фибровые деформации в наиболее напряжённых элементах и сечениях пролётных строений.

Сравнение натурных линий влияния с теми, по которым производился расчет мостовой конструкции при проектировании, позволяет оценить: насколько корректно была выбрана расчётная схема; насколько она соответствует действительной работе сооружения под воздействием временной подвижной нагрузки. А так же даёт возможность выявить скрытые резервы грузоподъёмности, решать вопросы, связанные с пропускам сверхнормативных нагрузок и т. п.

Таким образом, натурные линии влияния каждого конкретного, находящегося в эксплуатации, сооружения являются универсальными носителями информации о его фактических жёсткостных и прочностных характеристиках.

Традиционно натурные линии влияния строятся по данным статических испытаний. Однако, для этого требуется значительное число различных установок испытательной нагрузки на проезжей части моста, что в свою очередь ведёт к большим затратам времени на проведение таких испытаний.

Существенно сократить продолжительность проведения испытаний позволяет применение современной измерительной и регистрирующей аппаратуры, фиксирующей с высокой частотой считывания все контролируемые параметры

(прогибы, фибровые деформации) при медленном поступательном движении испытательной нагрузки. При этом, каждый раз в память компьютера заносится время с момента начала записи процесса перемещения испытательной нагрузки по пролётному строению и, соответствующее этому времени, показания датчиков, установленных на нём.

То есть, экспериментальные данные, снимаемые с каждого датчика, представляют собой массив, состоящий из пар чисел (t_i – время, y_i – показание датчика).

Поскольку линия влияния – это функция $f(x)$, аргументом которой является не время t , а координата x положения единичной силы на проезжей части моста, то при обработке экспериментальных данных необходимо прежде всего заменить t_i (время, фиксирующее момент снятия с датчика показания y_i) на x_i – координату положения испытательной нагрузки на пролётном строении в момент снятия показания y_i .

При равномерном поступательном движении испытательной нагрузки вдоль всей длины пролётного строения ℓ такая замена может быть произведена по формуле:

$$x_i = \frac{\ell \cdot i}{n}, \quad (1)$$

где: ℓ – длина пролётного строения; $i = 0 \dots n$ – номер, считываемого с датчика показания; n – номер последнего показания датчика, соответствующий положению испытательной нагрузки в конце пролётного строения.

На практике первый этап обработки может быть реализован таким образом: массив данных из файла, куда они записывались при испытаниях и хранились в памяти компьютера, экспортируются в электронные таблицы Excel и там производятся вычисления по формуле (1).

На следующем этапе обработки данных с целью построения по ним натурной линии влияния возникает задача аппроксимации дискретной зависимости, представленной массивом из пар чисел (x_i, y_i) , непрерывной функцией $F(X)$.

При этом функция $F(X)$ (назовём её функцией загрузки) должна быть максимально избавлена от шумовой компоненты измерений, практически всегда присутствующей в считываемых с датчиков и заносимых в память компьютера показаниях.

То есть, фактические показания датчиков y_i тем или иным образом подлежат фильтрации и сглаживанию (например, наперёд задаваемой аналитической зависимостью между ближайшими соседними значениями y_i).

Для решения этой задачи удобно воспользоваться возможностями, предоставляемыми математическим приложением Mathcad.

Так, в Mathcad имеется целый арсенал встроенных функций, позволяющих осуществлять самую различную регрессию, интерполяцию-экстраполяцию и сглаживание данных.

Удовлетворительные результаты в нашем случае даёт локальное сглаживание адоптивным алгоритмом, основанное на анализе ближайших соседей каждой пары данных (x_i, y_i) .

В принятой в Mathcad форме запись этой процедуры выглядит следующим образом:

$$z := \text{supsmooth}(x, y), \quad (2)$$

где: x – вектор действительных значений аргумента (координаты); y – вектор действительных значений показаний датчика; z – вектор сглаженных значений показаний датчика.

Вслед за сглаживанием проводится сплайн-интерполяция (например, при помощи кубического сплайна):

$$s := \text{cspline}(x, y), \quad (3)$$

$$F(X) := \text{interp}(s, z, X) \quad (4)$$

Необходимо отметить, что после выполнения вышеприведенных процедур сглаживания и интерполяции данных наблюдается некоторое (до 10 %) уменьшение их максимальных значе-

ний. И, что бы его компенсировать, представляется целесообразным ввести к функции $F(X)$ соответствующий поправочный множитель.

Следующий этап обработки данных непосредственно связан с нахождением по функции загрузки пролётного строения испытательной нагрузкой $F(X)$ искомой функции $f(x)$ – натурной линии влияния.

В зависимости от характера воздействия на проезжую часть моста испытательной нагрузки (в виде сосредоточенных сил от колёс железнодорожного транспорта или распределённой гусеничной нагрузки) и направлении её движения (вдоль или поперёк проезжей части моста) в статьях [1], [2], [3] приводятся соответствующие алгоритмы вычислений.

Для примера рассмотрим случай построения натурной линии влияния прогиба железнодорожного пролётного строения в середине его длины.

Заметим, что для железнодорожных мостов в качестве испытательной нагрузки удобнее всего использовать локомотивы. У такой нагрузки одинаковое давление на все оси и она, как правило, симметрична относительно середины своей длины. При движении в одном и противоположном направлениях (а челночные заезды при проведении испытаний желательны) порядок «вкапывания» осей локомотива на пролётное строение не меняется, что делает программирование для разных направлений его движения полностью совпадающим.

Алгоритм вычисления ординат натурной линии влияния для рассматриваемого случая имеет вид:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{P_0} [F(x) - (P_1 f(x-a_1) + \dots + P_n f(x-a_n))], & 0 \leq x \leq \ell; \\ 0, & x < 0 \vee x > \ell. \end{cases} \quad (5)$$

где $P_0, P_1, \dots, P_n$ – сосредоточенные силы, передаваемые на рельсы от передней и всех последующих осей локомотива; $a_1, a_2, \dots, a_n$ – расстояния от передней оси локомотива до последующих его осей; ℓ – длина пролётного строения.

На практике попытка вычисления ординат натурной линии влияния по алгоритму (5) в среде Mathcad успехом не увенчалась из-за неприемлемо больших затрат времени (расчёт вёлся более суток, а результат так и не был получен). Зато в электронных таблицах Excel (с

рядом дополнительных подготовительных процедур) такой расчет был успешно реализован.

Подготовительные процедуры сводились к вычислению значений функции загрузки $F(X)$ во всей области её определения (на всей длине пролётногo строения ℓ) с шагом Δ и их экспорта из Mathcad обратно в Excel.

Выбор шага Δ обусловлен схемой расположения осей локомотива, а точнее – Δ должно равняться наибольшему общему кратному расстояний между передней осью локомотива и его последующими осями.

При таком выборе шага, в каком бы месте пролётногo строения с координатой x кратной Δ не находилась передняя ось локомотива, все остальные его оси так же будут иметь координаты кратные Δ . Это обстоятельство позволяет производить вычисления искомых ординат линии влияния в электронных таблицах последовательно с шагом Δ .

При необходимости, экспортируя в очередной раз результаты расчёта из Excel в Mathcad, можно проведя интерполяцию, вычислять значения ординат линии влияния в любом месте с координатой x не обязательно кратной Δ .

Таким образом, при обработке экспериментальных данных испытаний мостовых конструкций с целью построения по ним натурных линий влияния пока приходится использовать сразу два математических приложения Mathcad и Excel, что не совсем удобно.

Нуждается в совершенствовании и методика проведения испытаний. Для повышения точности окончательных результатов следует перейти

к непосредственной записи координаты (положения) испытательной нагрузки на проезжей части моста в момент снятия показания датчика, а не устанавливать такую связь по времени снятия очередного показания. Это обусловлено тем, что добиться строго равномерного движения испытательной нагрузки, как показывает опыт, весьма сложно.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сухоруков, Б. Д. Алгоритм вычисления ординат линий влияния по экспериментальным данным [Текст] / Б. Д. Сухоруков // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2008. – Вип. 22. – Д: Вид-во ДНУЗТ, 2008. – С. 125-128.
2. Сухоруков, Б. Д. Построение линий влияния по осциллограммам загрузки мостовых конструкций медленно движущейся испытательной нагрузкой [Текст] / Б. Д. Сухоруков // Сб. научн. трудов «Строительство, материаловедение, машиностроение», серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. – 2008. – Вип. 47. – Д: Изд-во ПГАСА, 2008. – С. 460-467.
3. Сухоруков Б. Д. Испытания пролётных строений мостов медленно движущейся нагрузкой [Текст] / Б. Д. Сухоруков // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2010. – Вип. 33. – Д: Вид-во ДНУЗТ, 2010. – С. 278-281.

Поступила в редколлегию 25.11.2011.

Принята к печати 25.12.2011.

О. В. ХОМЕНЧУК, С. В. БОРЩЕВСКИЙ, В. В. ГОНЧАРЕНКО
(Донецкий национальный технический университет)

ВОЗВЕДЕНИЕ НАБРЫЗГБЕТОННОЙ КРЕПИ ВЗРЫВОМ

Розглянуто основну схему зведення набризкбетонного кріплення у вертикальних виробках круглого перетину, а також алгоритм обчислення основних параметрів способу. Наведено результати обчислень параметрів способу за даним алгоритмом для основних промислових вибухових речовин.

Ключові слова: кріплення, вертикальна виробка, алгоритм, вибухова речовина

Рассмотрена основная схема возведения набрызгбетонной крепи в вертикальных выработках круглого сечения, а также алгоритм вычисления основных параметров способа. Приведены результаты вычислений параметров способа по данному алгоритму для основных промышленных взрывчатых веществ.

Ключевые слова: крепление, вертикальная выработка, алгоритм, взрывчатое вещество

The basic circuit design of erection of shotcrete lining in vertical excavations of round cross-section, and also algorithm of scaling of key parameters of a way is considered. Results of scalings of parameters of a way on the given algorithm for the basic industrial explosives are resulted.

Keywords: lining, vertical excavations, algorithm, explosive

Совершенствование технологических процессов и применение новых энергосберегающих материалов является основными задачами научно-технического прогресса не только в горном деле, но и во всех отраслях хозяйственной деятельности. Применение новых инновационных решений в горном деле при сооружении горных выработок способствует снижению стоимости добытого полезного ископаемого, а также повышению производительности труда. В частности это касается и возведения крепи горных выработок.

Традиционные виды крепи (металлическая арочная, монолитная бетонная, металлобетонная, сборная железобетонная и др.) являются весьма дорогостоящими и материалоемкими, требуют больших затрат ручного труда на возведение, плохо поддаются механизации. Кроме того, они не обеспечивают плотный контакт с породным массивом, не позволяют использовать несущую способность приконтурного слоя породы и выполняют лишь роль ограждающих конструкций.

В 80-90-е годы XX столетия рядом авторов был предложен способ, при котором жидкие покрытия наносятся на поверхности защищаемых объектов с помощью энергии взрыва [1, 2]. Предлагалось осуществлять способ при помощи различных средств: углубления в почве выработки, в котором располагался заряд и бетонная смесь; специальных сосудов (устройств) на рельсовом ходу; легкоразрушаемых сосудов. Наиболее простым в реализации оказался последний из перечисленных способов [3].

Сущность взрывного способа набрызгбетонирования состоит в том, что направленный поток цементно-песчаной (бетонной) смеси формируется путем её диспергирования из легкоразрушаемого (полиэтиленового) сосуда при помощи взрыва размещенного в нём центрального заряда ВВ [4].

Основные преимущества способа – это безлюдность, т. е. в момент нанесения смеси на поверхность выработки рабочие не находятся в загрязненном пространстве, что является неизбежным при сухом и мокром набрызгбетонировании механическими способами, и энергонезависимость.

Областью применения способа являются стесненные, труднодоступные выработки, а также скважины, гезенки, геологоразведочные столбы малого сечения и пр.

Целью данной работы является исследование влияния массы и класса взрывчатого вещества на эффективные параметры взрывного способа набрызгбетонирования.

Методика исследований заключается в проверке и установлении параметров заряда ВВ (тип ВВ, масса патрона, количество патронов), а также необходимой массы смеси для нанесения слоя торкретбетона определенной толщины в выработке определенного радиуса, при которых не будет происходить «расслоение» и будет производиться нанесение смеси с минимальным отскоком.

На рис. 1 изображена схема размещения сосуда в вертикальной выработке с указанием основных пространственных параметров рас-

ширения дисперсной системы. В зависимости от площади поперечного сечения вертикальной выработки, могут применяться сосуды как малой, так и большой вместимости.

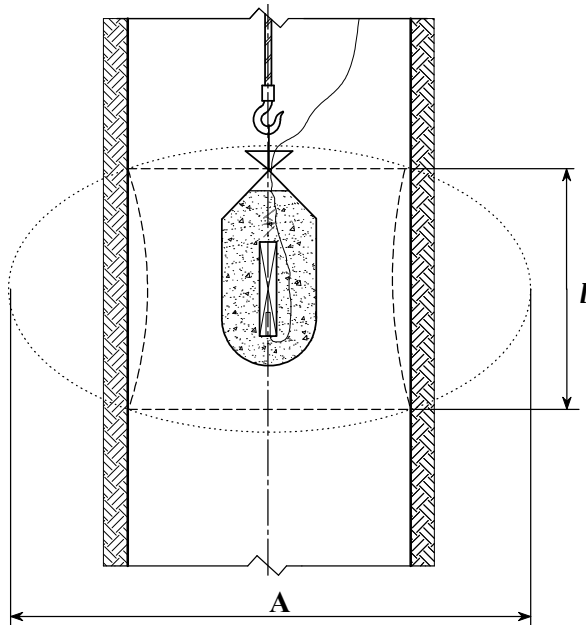


Рис. 1. Схема размещения устройства в вертикальной выработке при локальном ремонте крепи

В работе [5] установлена величина удельного, относительно массы вещества, энергетического критерия, при котором не наблюдается расслоение многофазного потока цементно-

песчаной смеси при возведении набрызгбетонной крепи взрывным способом. Этот показатель для цементно-песчаной смеси должен быть не более чем $9,2 \times 10^8 \text{ кгс}^{-1/2} \cdot \text{Дж}^{3/2}$ на каждый килограмм смеси.

Основным фактором, влияющим на величину потерь и качество нанесенной смеси, является скорость соударения частиц со стенками выработки.

Оптимальная, с точки зрения минимизации потерь и максимизации прочности, скорость соударения частиц о стенки выработки для торкретбетонной смеси, согласно данным, полученным В. И. Шавриным [6] и Б. Т. Грязновым [7], равна 30...40 м/с.

Для набрызгбетонной крепи оптимальная скорость значительно меньше из-за присутствия крупного заполнителя и составляет по экспериментальным данным Э. В. Казакевича [8] в среднем 6...16 м/с.

Для определения массы смеси, необходимой для эффективного нанесения торкрета на стенки выработки радиусом $R_{\text{выр}}$, при использовании определенного заряда ВВ необходимо, в первую очередь, определить приведенную эквивалентную массу смеси, которая может быть найдена путем решения следующей системы уравнений:

$$\begin{cases} V_{\text{опт}} \geq \frac{R_{\text{выр}}}{b} \cdot \left(\ln \left(\frac{R_{\text{выр}}}{A} \right) \right)^2 \cdot 10^3 \geq 6, \\ A = 3,96 + 0,58 \cdot (M_{\text{ф}} - 2,58) - 0,59 \cdot (M_{\text{ф}} - 2,58) \cdot \text{th} \left(\frac{M_{\text{ф}} - 2,58}{6,66} \right), \\ b = \frac{A \cdot (1 - 0,60 \cdot \exp(-0,16 \cdot M_{\text{ф}}))}{0,58} \end{cases} \quad (1)$$

где $V_{\text{опт}}$ – оптимальная скорость соударения частиц о стенки выработки, м/с; $R_{\text{выр}}$ – радиус выработки, м; $M_{\text{ф}}$ – эквивалентная масса распыляемой навески, приведенная к массе эталонной порошковой оболочки и распыляющего заряда ВВ, кг [5].

В результате воздействия ударной волны на твердый заполнитель при взрыве взрывчатого вещества, последний будет дополнительно измельчен. Поэтому в дальнейшем будем использовать в расчетах скоростные пределы соударения частиц о стенки выработки, характеризующие эффективное нанесение торкретбетона.

Оптимальные параметры взрывного способа определяются по алгоритму, изображенному на рис. 2. Входными данными являются:

- масса заряда $m_{\text{зар}}$;
- теплота взрыва заряда $Q_{\text{зар}}$;
- скорость детонации заряда $D_{\text{зар}}$;
- длина заряда $\ell_{\text{зар}}$;
- радиус выработки $R_{\text{выр}}$.

Энергетический критерий $f_{\text{зар}}$, приведенная масса $M_{\text{ф}}$, эквивалентная масса $M_{\text{ф}}$ рассчитываются по формулам, описанным в [4, 5].

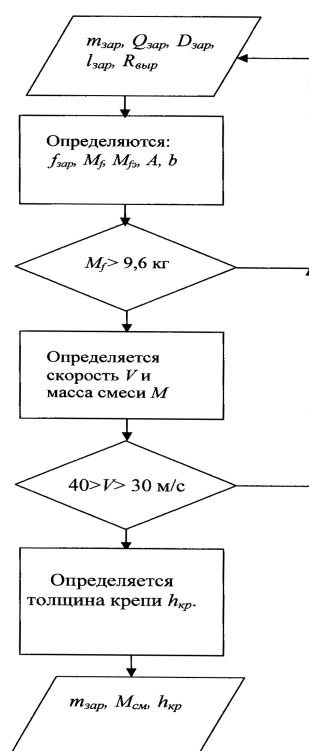


Рис. 2. Блок-схема к определению эффективных параметров взрывного способа возведения набрызгбетонной крепи

Применяя полученный алгоритм, на основании проведенных исследований динамики разлета цементно-песчаной смеси при центральном взрыве и условия формирования однородного многофазного потока, были построены графики зависимости необходимой массы смеси в устройстве для торкретирования взрывным способом при использовании определенного заряда, зависящего от радиуса выработки.

В качестве заряда рассматривались промышленные взрывчатые вещества II – VII классов различной массы:

- 1) аммонит скальный № 1 прессованный массой 0,4 и 0,8 кг (рис. 3);
- 2) аммонит 6ЖВ массой 0,25; 0,5; 0,75; 1,0 кг (рис. 4);
- 3) аммонит Т19 массой 0,3; 0,6; 0,9; 1,2 кг (рис. 5);
- 4) угленил 13П массой 0,25; 0,5; 0,75; 1,0; 1,25 кг (рис. 6);
- 5) ионит массой 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0 кг (рис. 7).

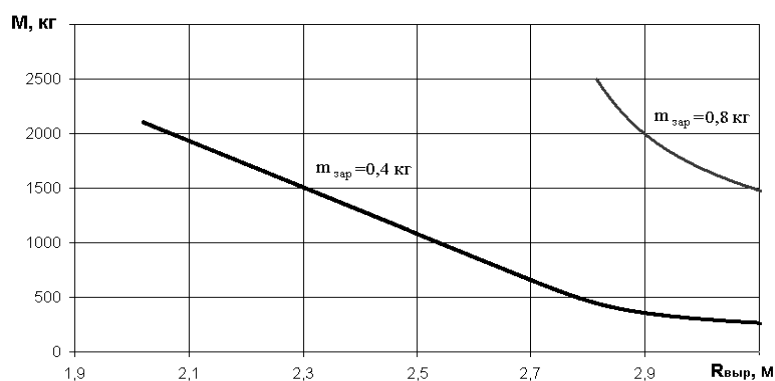


Рис. 3. График зависимости массы необходимой смеси от радиуса выработки при применении в качестве заряда аммонита скального №1 прессованного

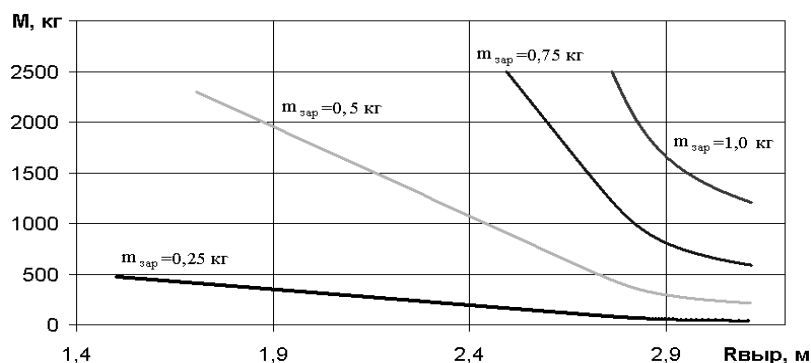


Рис. 4. График зависимости массы необходимой смеси от радиуса выработки при применении в качестве заряда аммонита 6ЖВ

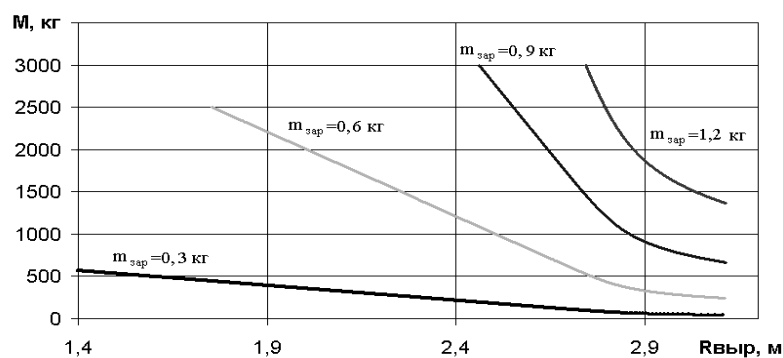


Рис. 5. График зависимости массы необходимой смеси от радиуса выработки при применении в качестве заряда аммонита Т19

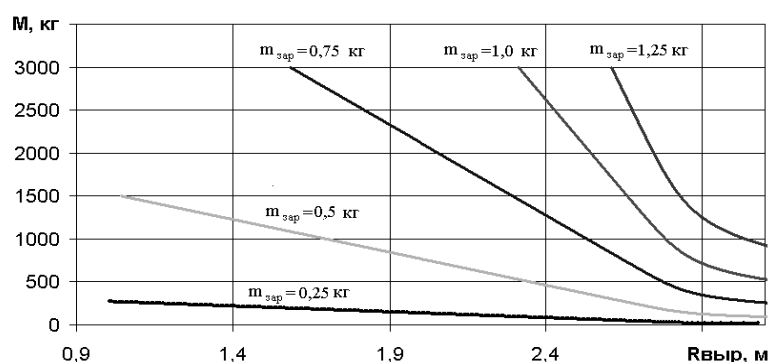


Рис. 6. График зависимости массы необходимой смеси от радиуса выработки при применении в качестве заряда угленита 13П

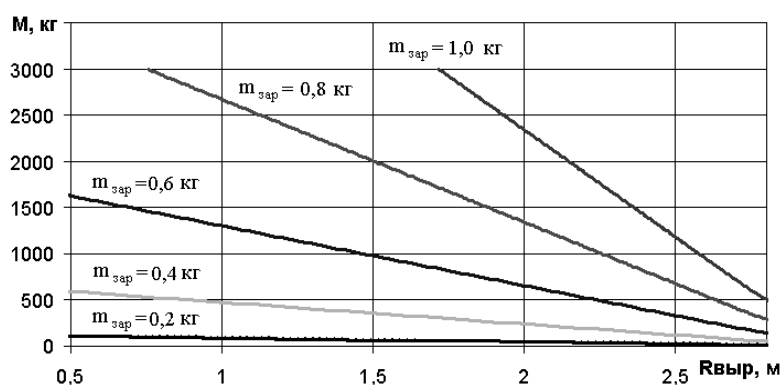


Рис. 7. График зависимости массы необходимой смеси от радиуса выработки при применении в качестве заряда ионита

По графикам (см. рис. 3-7) можно определить массу смеси, необходимую для нанесения одного качественного слоя торкретбетона взрывным способом в выработке радиусом до 3,1 м с минимальными потерями.

Зная необходимую массу смеси и размеры выработки, можно определить толщину одного наносимого слоя $h_{кр}$.

Согласно исследованиям, проведенным Шевцовым Н. Р. и Михайловым А. Б. [3], облако взрыва имеет форму эллипсоида вращения, полученного вращением эллипса относительно малой оси. Причем малая ось эллипса в два ра-

за меньше большой. Эллиптическая форма сечения облака взрыва описывается уравнением

$$\frac{x^2}{A^2} + \frac{2 \cdot y^2}{A^2} = 1 \quad (2)$$

или после преобразований

$$y = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{A^2 - x^2}. \quad (3)$$

Подставляя вместо x радиус выработки $R_{выр}$, определим ширину обрабатываемой поверхности ℓ (см. рис. 1):

$$\ell = \sqrt{A^2 - R_{\text{выр}}^2} . \quad (4)$$

Зная ширину обрабатываемой поверхности, массу распыляемой смеси и коэффициент потерь, можно посчитать среднюю толщину наносимого взрывным способом слоя торкрет-бетона по следующей зависимости:

$$\delta = \frac{M \cdot K_{\Pi}}{2 \cdot \pi \cdot R \cdot \ell \cdot \rho_{\text{см}}} , \quad (5)$$

где K_{Π} – коэффициент учитывающий потери.

Таким образом, в работе приведен алгоритм, позволяющий определять пространственно-временные параметры взрывного способа возведения набрызгбетонной крепи в вертикальных выработках круглого сечения.

Для определения толщины наносимого за одно взрывание слоя необходимо провести дополнительные экспериментальные исследования по установлению коэффициента потерь при возведении набрызгбетонной крепи взрывным способом в соответствии со схемой (см. рис. 1).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Томашев, Г. С. Нанесение набрызгбетона на стенки выработки взрывным способом [Текст] / Г. С. Томашев, В. В. Корневский, Р. Х. Лукманов // Разработка месторождений полезных ископаемых Сибири и Северо-Востока. – Иркутск, 1980. – С. 47-50.
2. Ягнышев, В. С. Возведение набрызгбетонной крепи взрывным способом [Текст] /

В. С. Ягнышев, И. В. Дементьев, В. Д. Пропп // «Известия вузов. Горный журнал». – 1982. – № 12. – С. 19-23.

3. Гречихин, Л. И. Основы теории распыления оболочек из жидких и порошковых материалов центральным взрывом. [Текст] / Л. И. Гречихин, Н. Р. Шевцов, О. В. Хоменчук // Проблемы гірського тиску. Випуск 9 / під заг. ред. О. А. Мінаєва. – Донецьк: ДонНТУ, 2003. – С. 236-256.
4. Шевцов, Н. Р. Взрывной способ набрызгбетонирования [Текст] / Н. Р. Шевцов, О. В. Хоменчук // сб. научн. труд. НГУ. – № 17, Т. 2. – Днепропетровск: РИК НГУ, 2003. – С. 43-49.
5. Хоменчук, О. В. Качественные параметры взрывного способа возведения торкретбетонной крепи взрывным способом [Текст] / О. В. Хоменчук, С. В. Чухлебов // Наукові праці ДонНТУ: серія гірничо-геологічна. Випуск 10(151). – Донецьк, ДонНТУ. – 2009. – С.80-85.
6. Шаврин, В. И. Структура свободной струи при набрызге бетона [Текст] / В. И. Шаврин. – К.: Госстрой, 1969. – 34 с.
7. Грязнов, Б. Т. Определение скорости торкретной струи [Текст] / Б. Т. Грязнов // Промышленное строительство. – 1962. – № 4. – С. 41-43.
8. Стрельцов, В. В. Крепление горных выработок угольных шахт набрызгбетоном [Текст] / В. В. Стрельцов, Э. В. Казакевич, Д. И. Пономаренко. – М.: Недра, 1978. – 273 с.

Поступила в редколлегию 01.10.2011.

Принята к печати 21.11.2011.

А. А. ЧУБ (Запорожская государственная инженерная академия)

ИССЛЕДОВАНИЕ МОРОЗОСТОЙКОСТИ, ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ БЕТОНА ОТ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ

У статті представлені результати досліджень морозостійкості, міцнісних і деформативних властивостей бетону від технологічних характеристик бетонних сумішей, що викликано необхідністю правильного прийняття технологічних і організаційних рішень при будівництві об'єктів залізничного транспорту.

Ключові слова: морозостійкість, бетон, бетонна суміш, будівництво

В статье представлены результаты исследований морозостойкости, прочностных и деформативных свойств бетона от технологических характеристик бетонных смесей, что вызвано необходимостью правильного принятия технологических и организационных решений при строительстве объектов железнодорожного транспорта.

Ключевые слова: морозоустойчивость, бетон, бетонная смесь, строительство

The article presented the results of studies of frost resistance, strength and deformation properties of concrete on the technological characteristics of concrete mixtures, which was required for proper consideration of technological and organizational solutions in the construction of railway facilities.

Keywords: frost-resistance, concrete, concrete mixtures, building

Постановка проблемы

Как показывает эксплуатационная практика железобетонных объектов железнодорожного транспорта, с требованиями к бетону по морозостойкости, они разрушаются. Затраты на текущие и капитальные ремонты за эксплуатационный период существенно увеличивают их стоимость. Причем, эксплуатационная продолжительность работы конструкций является функцией интенсивности воздействия на них переменных кратковременных и динамических нагрузок (конструкции мостов, шпалы и др.) [1].

Анализ последних исследований и публикаций, посвященных изучению долговечности железобетонных сооружений показывает, что они не охватывают вопросов, связанных с микротрещинообразованием в структуре бетона конструкций и сооружений в процессе воздействия на них переменных динамических нагрузок, от которых существенно зависит морозостойкость бетона [2-7].

Целью настоящей статьи является исследование морозостойкости, прочностных и деформативных свойств бетона от технологических характеристик бетонных смесей. Это вызвано необходимостью правильного принятия технологических и организационных решений при строительстве объектов железнодорожного транспорта, а также правильного выбора исходных материалов, состава и технологических

свойств бетонных смесей, от литых до особо жестких.

Изложение основного материала

Исследования проводились по методике, описанной в [1] на бетонных смесях и бетонах, приготовленных в диапазоне расхода цемента от 200 до 600 кг/м³, то есть, в пределах изменения концентрации цемента в единице объема бетона $C_{\text{ц}}$ – 0,0635...0,191, при изменении коэффициента нормальной густоты цементного теста в бетонной смеси $K_{\text{нг}}$, в пределах 0,876...1,65, с комплексной химической добавкой системы: вода, С-3, ГКЖ-11К, СКС-65ГП (табл. 1).

Диапазон расхода цемента, принятый в исследованиях, в пределах от 200 до 600 кг на 1 м³ бетона, обусловлен тем, что при расходе цемента менее 200 кг/м³ бетона, мы не можем говорить о бетоне как морозостойком материале, с достаточно высокими прочностными и другими физико-техническими свойствами. Бетоны с расходом цемента более 600 кг/м³ имеют высокие значения концентрации цемента и цементно-песчаного отношения в межзерновом пространстве крупного заполнителя. Такие бетоны обладают высокой усадкой, ползучестью, а их микро- и макроструктура склонна к растрескиванию во времени. Говорить о них, как о морозостойких, также не целесообразно.

Таблица 1

Характеристики исследуемых составов бетонных смесей с комплексной химической добавкой

№ состава	$K_{\text{НГ}}$	В/Ц	K_p	Ц, кг	Ж _ф , кг	Щ, кг	П, кг	$V_{\text{воз}}$, %	m_v , кг/м ³	K_y
1	0,876	0,640	1,05	200	128	1414	747	2,50	2489	0,975
2	1,000	0,935	1,15	200	187	1293	708	2,00	2388	0,950
3	1,100	1,015	1,20	200	203	1233	727	1,60	2363	0,948
4	1,650	1,190	1,25	200	238	1173	691	0,70	2302	0,993
5	0,876	0,447	1,10	300	134	1353	707	2,50	2494	0,975
6	1,000	0,627	1,20	300	188	1233	683	2,00	2404	0,980
7	1,100	0,677	1,25	300	203	1173	700	1,80	2376	0,982
8	1,650	0,830	1,30	300	249	1112	641	0,80	2302	0,992
9	0,876	0,358	1,15	400	143	1293	657	3,00	2494	0,970
10	1,000	0,478	1,25	400	191	1173	649	2,50	2413	0,975
11	1,100	0,520	1,30	400	208	1112	665	2,00	2385	0,980
12	1,650	0,660	1,35	400	264	1052	576	1,00	2292	0,990
13	0,876	0,312	1,20	500	156	1233	598	3,90	2487	0,961
14	1,000	0,400	1,30	500	200	1112	601	3,00	2413	0,970
15	1,100	0,436	1,35	500	218	1052	614	2,50	2384	0,975
16	1,650	0,572	1,40	500	286	992	493	1,20	2271	0,988
17	0,876	0,287	1,25	600	172	1173	530	5,00	2475	0,950
18	1,000	0,358	1,35	600	215	1052	536	4,00	2403	0,960
19	1,100	0,392	1,40	600	235	992	544	3,50	2371	0,965
20	1,650	0,523	1,45	600	314	931	394	1,60	2239	0,984

В табл. 2 представлены прочностные характеристики бетонов с комплексной химической добавкой. Предел изменения коэффициента нормальной густоты цементного теста в бетонной смеси $K_{\text{НГ}} = 0,876...1,65$, охватывает весь диапазон реально существующих бетонных смесей и бетонов, имеющих слитное строение, соответствующее зоне связности и тиксотропии цементного теста.

Ранее было показано, что при значении $K_{\text{НГ}}$ цементного теста менее 0,876, остаточный объем воздуха в уплотненной стандартным способом цементной системе резко растет, что говорит о минимальном значении $K_{\text{НГ}}$, обеспечивающим равномерное обводнение частиц цемента. При значениях $K_{\text{НГ}}$ цементного теста в цементных системах более 1,65, происходят процессы седиментации и водоотделения. С

увеличением расхода цемента на м³ бетона наблюдается рост призмной и кубиковой прочности по закономерности, близкой к логарифмической, во всем диапазоне изменения значений $K_{\text{НГ}}$. При увеличении значения $K_{\text{НГ}}$, во всем диапазоне расхода цемента на м³ бетона, наблюдается уменьшение прочности.

Таким образом, концентрация цемента в единице объема бетонной смеси $C_{\text{Ц}}$ и коэффициент нормальной густоты цементного теста в бетонной смеси $K_{\text{НГ}}$, позволили более доступно и полно раскрыть физический смысл изменчивости функции $R_0 = f(B/C)$, столь широко используемой в формулах, предназначенных для определения состава бетона заданной прочности.

Прочностные характеристики бетонов с комплексной химической добавкой

№ состава	R_6 , МПа	R_{II} , МПа	R_T^0 , МПа	R_T^0 / R_{II} , МПа	R_T^V , МПа	R_T^V / R_{II} , МПа	M_{pz} , циклы
1	21,05	15,60	8,42	0,54	13,30	0,85	95
2	16,50	12,20	6,60	0,54	10,10	0,83	60
3	16,25	12,00	6,36	0,53	9,84	0,82	55
4	15,10	11,00	5,83	0,53	9,02	0,82	50
5	34,30	25,70	15,80	0,55	22,10	0,86	215
6	27,40	20,60	11,30	0,55	17,51	0,85	150
7	26,08	19,80	10,70	0,54	16,63	0,84	140
8	23,70	17,50	9,45	0,54	14,53	0,83	120
9	46,30	35,20	19,70	0,56	31,00	0,88	340
10	38,70	29,40	16,20	0,55	25,30	0,88	250
11	38,30	28,70	15,80	0,55	24,70	0,86	240
12	32,30	24,20	13,10	0,54	20,60	0,85	200
13	54,90	41,70	23,80	0,57	37,10	0,89	430
14	49,30	37,50	21,00	0,56	33,00	0,88	370
15	48,60	36,50	20,40	0,56	31,80	0,87	360
16	40,00	30,50	16,80	0,55	26,50	0,87	280
17	60,60	46,70	27,10	0,58	41,60	0,89	490
18	56,40	42,90	24,50	0,57	37,80	0,88	440
19	55,40	42,10	23,60	0,56	37,00	0,88	430
20	45,90	34,40	19,30	0,56	29,90	0,87	340

Примечание. R_6 – кубиковая прочность бетона; R_{II} – призмная прочность бетона; R_T^0 , R_T^V – напряжения, соответствующие нижней и верхней параметрическим точкам

Технологические характеристики C_{II} и $K_{НГ}$ могут существенно усовершенствовать данную зависимость и методику определения состава тяжелого бетона, в связи с технологическими условиями приготовления, доставки, укладки и уплотнения бетонной смеси.

Нижняя граница образования микротрещин, или первая параметрическая точка (R_T^0) соответствует напряжениям, при которых начинается интенсивное образование микротрещин и определяется по диаграмме состояний, в момент максимального сокращения времени прохождения ультразвукового импульса. При (R_T^0) начинается интенсивный рост образования микротрещин в зонах сцепления цементного камня с заполнителем. Величина R_T^0 является верхним пределом области условно-упругой работы бетона, которая соответствует

наибольшему сокращению времени распространения ультразвукового импульса в нагруженном бетонном образце.

Величина R_T^V , является верхним пределом области развития пластических деформаций и образования микротрещин, определяемых величиной напряжений сжатия, соответствует возрастанию величины коэффициента поперечной деформации.

Значения R_T^0 растут при увеличении C_{II} . При постоянных же расходах цемента на м³ бетона, R_T^0 плавно уменьшается с увеличением значения $K_{НГ}$. При этом, абсолютное значение R_T^0 тем выше, чем больше расход цемента на м³ бетона, а при постоянном расходе цемента, R_T^0 тем выше, чем меньше значение $K_{НГ}$.

Верхние значения области микротрещинообразования в бетоне R_T^V имеют аналогичные закономерности, что и R_T^0 . Значения R_T^0 и R_T^V уменьшаются с понижением расхода цемента, так как при этом происходит увеличение концентрации заполнителя в бетоне. Следовательно, увеличивается и протяженность контактной зоны между цементным камнем и заполнителем. По мере увеличения $K_{НГ}$ цементного теста, при постоянном расходе цемента, все значения параметров процесса микротрещинообразования снижаются, вследствие ухудшения сцепления между цементным камнем и заполнителем.

Показателями деформативности бетона, при кратковременном осевом статическом сжатии, являются начальный модуль упругости и деформации, которые появляются, либо к моменту потери несущей способности, либо к моменту достижения уровней микротрещинообразования.

При дальнейшем повышении расхода цемента и его $K_{НГ}$ модуль упругости бетона начинает понижаться. Это связано с тем, что при больших значениях расхода цемента на m^3 бетона зерна заполнителя располагаются на значительном расстоянии друг от друга, поэтому упругие свойства материала определяются, главным образом, свойствами цементного камня, который обладает высокой прочностью, однако имеющего меньшую упругость.

Одновременно со статическим модулем упругости определяют величину динамического модуля упругости ($E_{дин}$). Исследовали закономерности изменения линейных деформаций бетона при кратковременном статическом нагружении. С этой целью определяли продольные и поперечные деформации, соответствующие нижней (R_T^0) и верхней (R_T^V) границам процесса микротрещинообразования и близких к призмочной прочности, а также максимальной объемной деформации, определенной при напряжениях, соответствующих верхней параметрической точке.

Четких зависимостей линейных продольных и поперечных деформаций, соответствующих нижней параметрической точке (ϵ_1^1 и ϵ_2^1), верхней параметрической точке (ϵ_1^2 и ϵ_2^2), близких к (ϵ_1^3 и ϵ_2^3), а также максимальных объемных деформаций (Q_{max}) от B/C затворения не зафиксировано.

Однако, с помощью показателей объемной концентрации расхода цемента на m^3 бетонной

смеси $C_{Ц}$ и $K_{НГ}$ цементного теста удалось установить общую тенденцию снижения деформативных свойств бетона с увеличением B/C затворения, как при $C_{Ц} = const$, так и при $K_{НГ} = const$, при снижении $C_{Ц}$.

Деформативные свойства бетона связаны с величиной их общей пористости. Установить определенные зависимости деформативных свойств бетона от общей пористости возможно только с учетом $C_{Ц}$ и $K_{НГ}$. Зависимости деформаций ($\epsilon_1^1, \epsilon_2^1, \epsilon_1^2, \epsilon_2^2, \epsilon_1^3, \epsilon_2^3, Q_{max}$), так же как и прочностных свойств от общей пористости бетона носят противоречивый характер. С одной стороны, при увеличении общей пористости, при $C_{Ц} = const$, с увеличением $K_{НГ}$, деформативные свойства понижаются, с другой стороны, при $K_{НГ} = const$, с увеличением $C_{Ц}$ деформативные свойства повышаются.

Для всех видов морозостойких бетонов с модифицированным поверхностным слоем, в пределах расхода цемента на m^3 от 200 до 600 кг и изменении коэффициента нормальной густоты цементного теста в бетонной смеси $K_{НГ}$, в пределах 0,876...1,65, важными показателями, определяющими возможность совместной работы слоев бетона, как структурно-целостного материала, по мнению автора, являются отношения $R_T^0 / \epsilon_1^1 \times 10^{-3}$ и $R_T^V / \epsilon_1^2 \times 10^{-3}$. Это вполне обосновано, так как эти отношения определяют одновременно прочностные и деформативные свойства слоев бетона.

Двухслойная бетонная композиция, которой является тяжелый бетон с высокоморозостойким поверхностным слоем, должна иметь одинаковые, или близкие значения коэффициентов, определяемых отношениями: $K_1 = R_T^0 / \epsilon_1^1$ и $K_2 = R_T^V / \epsilon_1^2$ бетонного слоя (без химических добавок), с такими же значениями $K_1^{х.д.} = R_T^0 / \epsilon_1^1$ и $K_2^{х.д.} = R_T^V / \epsilon_1^2$ поверхностного слоя бетона, то есть модифицированного комплексными химическими добавками. При соблюдении условий равенства, или близких к равенству коэффициентов условий работы слоев бетона $K_1 = K_1^{х.д.}$ и $K_2 = K_2^{х.д.}$, будет обеспечена возможность совместной работы слоев бетона, как структурно-целостного материала.

Деформативные свойства бетонов с комплексной химической добавкой

№ состава	$\epsilon_1^1 \times 10^4$	$\epsilon_1^2 \times 10^4$	$\epsilon_1^3 \times 10^4$	$\epsilon_2^1 \times 10^4$	$\epsilon_2^2 \times 10^4$	$\epsilon_2^3 \times 10^4$	$R_T^0 / \epsilon_1^1 \times 10^{-3}$, МПа	$R_T^v / \epsilon_1^2 \times 10^{-3}$, МПа
1	3,73	7,91	11,63	0,81	2,91	3,66	22,57	16,81
2	3,61	7,80	11,51	0,79	2,75	3,64	18,28	12,95
3	3,52	7,61	11,45	0,78	2,70	3,63	18,07	12,93
4	3,27	7,42	11,31	0,76	2,55	3,61	17,83	12,16
5	4,04	8,81	12,13	0,84	3,34	3,88	39,11	25,09
6	3,83	8,62	11,90	0,81	3,25	3,74	29,50	20,31
7	3,72	8,51	11,74	0,80	3,12	3,48	28,76	19,54
8	3,61	8,32	11,51	0,78	3,05	3,42	26,18	17,46
9	4,38	10,21	12,52	0,86	3,84	4,22	44,98	30,36
10	4,14	9,86	12,31	0,85	3,75	4,15	39,13	25,66
11	4,03	9,71	12,14	0,84	3,71	4,05	39,21	25,44
12	3,91	9,10	11,91	0,82	3,64	3,92	33,50	22,63
13	4,82	11,41	13,02	0,89	3,94	4,63	49,38	32,52
14	4,57	11,10	12,84	0,88	3,88	4,51	45,95	29,73
15	4,45	10,82	12,63	0,86	3,76	4,44	45,84	29,39
16	4,34	10,44	12,45	0,85	3,61	4,22	38,71	25,38
17	5,09	12,22	13,21	0,93	3,98	4,98	53,24	34,04
18	4,96	11,91	13,11	0,91	3,75	4,75	49,40	31,74
19	4,81	11,72	12,95	0,90	3,64	4,61	49,06	31,57
20	4,75	11,52	12,75	0,88	3,52	4,52	40,63	25,95

Примечание. ϵ_1^1 и ϵ_2^1 – относительные продольные и поперечные деформации при $\sigma = R_T^0$, ϵ_1^2 и ϵ_2^2 – относительные продольные и поперечные деформации при $\sigma = R_T^v$, ϵ_1^3 и ϵ_2^3 – относительные продольные и поперечные деформации $\sigma = 0,92$ от R_{II}

Вывод

По мнению автора настоящей статьи, существенного повышения морозостойкости и, как следствие, долговечности железобетонных конструкций, воспринимающих переменные кратковременные и динамические воздействия, можно достичь проектируя их состав с учетом прогнозируемой величины R_T^0 .

То есть, силовые и динамические воздействия в бетоне не должны превышать величины R_T^0 . При этом перерасход цемента на m^3 бетона будет значительным. Однако для многих конструкций это оправдано (железнодорожные шпалы и др.).

При бетонировании конструкций с высокоморозостойким поверхностным слоем бетона, значения K_1 и K_2 , можно назвать критериями условия совместной работы слоев бетона с высокоморозостойким модифицированным поверхностным слоем, обеспечивающими его работу как структурно-целостного материала. Эти условия следует учитывать при определении состава бетона, который проектируется, в связи с технологическими требованиями доставки, укладки, уплотнения бетонных смесей и условиями твердения бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чуб, А. А. Основы технологии ремонта и строительства бетонных железобетонных сооруже-

- ний с высокоморозостойким поверхностным слоем: монография [Текст] / А. А. Чуб. – Запорожье: ЗГИА, 2010. – 360 с.
2. Штарк, И. Долговечность бетона [Текст] / Иохен Штарк, Бернд Вихт. – К.: Оранта, 2004. – 301 с.
 3. Ушеров-Маршак, А. В. Методология бетоноведения: научный, образовательный и прикладной аспекты [Текст] / А. В. Ушеров-Маршак // Калориметрия цемента: сб. тр. – Х. : Факт, 2002. – С. 9–11.
 4. Серия «Строитель». Бетоны. Материалы. Технологии. Оборудование [Текст]. – М.: Стройинформ, Ростов н/Д: Феникс, 2006. – 424 с.
 5. Руденко, Н. Н. Тяжелые бетоны с высокими эксплуатационными свойствами [Текст] / Н. Н. Руденко. – Днепрпетровск: Арт-Пресс, 1999. – 260 с.
 6. Фертак, М. Бетон – композиционный материал, подвергаемый воздействию факторов окружающей среды [Текст] / М. Фертак, Я. Малолепши // Прочность бетона и ее зависимость от технологических факторов состава и факторов окружающей среды: научно-технич.симпозиум. – Краков, 2004. – С. 5-39.
 7. Красюк, В. Г. Технология производства бетонов высокой морозостойкости и прочности для мостовых конструкций [Текст] / В. Г. Красюк // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. тр. В 2 ч. Ч.2. Технология бетона. – Минск: Стринко, 2007. – 348 с.

Поступила в редколлегию 21.09.2011.

Принята к печати 20.10.2011.

А. Н. ШАШЕНКО, А. В. СОЛОДЯНКИН, М. А. ВЫГОДИН (Национальный горный университет, Днепропетровск)

КОМПЛЕКСНОЕ РЕШЕНИЕ ВОПРОСОВ РАЗВИТИЯ ГОРОДА ДНЕПРОПЕТРОВСКА С УЧЕТОМ ОСВОЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА

Розглянуті проблемні питання розвитку інфраструктури центральної забудови міста Дніпропетровська і освоєння підземного простору з урахуванням технічних умов і обмежень потужностей життєзабезпечення об'єктів будівництва. Запропоновані деякі аспекти комплексного вирішення освоєння підземного простору в центрі міста, зокрема під час реконструкції будівель, спорудження спільно з підземними об'єктами метрополітену, прохідних тунелів для розташування в них інженерних комунікацій, а також дренажних галерей для вирішення проблеми локального і регіонального підтоплення.

Ключові слова: інфраструктура, реконструкція, метрополітен, тунель, підтоплення

Рассмотрены проблемные вопросы развития инфраструктуры центральной части города Днепропетровска и освоения подземного пространства с учетом технических условий и ограничений мощностей жизнеобеспечения объектов строительства. Предложены некоторые аспекты комплексного решения освоения подземного пространства в центре города, в том числе при реконструкции зданий, сооружения совместно с подземными объектами метрополитена проходных тоннелей для расположения в них инженерных коммуникаций, а также дренажных галерей для решения проблемы локального и регионального подтопления.

Ключевые слова: инфраструктура, реконструкция, метрополитен, тоннель, подтопление

The problem questions of development of infrastructure of central part of city of Dnepropetrovsk and mastering of underground space are considered taking into account its and limitations of powers of life-support of building objects. Some aspects of complex decision of mastering of underground space are offered in a center a city, including at the reconstruction of buildings, buildings jointly with the underground objects of underground passage of communicating tunnels for a location in them of engineering communications, and also drainage galleries for the decision of problem of local and regional submergence.

Keywords: infrastructure, reconstruction, underground passage, tunnels, submergence

Введение

Развитие крупных городов-мегаполисов в настоящее время при остром дефиците свободных территорий для строительства на поверхности, плотной городской застройке невозможно без освоения подземного пространства.

Особенность этого подхода состоит в комплексной застройке пригодных для этого территорий, как в сложившейся части города, так и в развивающихся его районах, в функциональной и архитектурно-композиционной взаимосвязи с поверхностной планировкой и застройкой.

При разработке стратегии развития города важно обобщение и использование опыта перспективного планирования наземного строительства и освоения подземного пространства крупных городов мира. Наиболее развитыми в этом плане являются Монреаль, Торонто, Лас-Вегас, Париж, Токио, Стамбул и др.

Зарубежный опыт показывает, что для обеспечения устойчивого равновесия и комфортного проживания в мегаполисе доля под-

земных сооружений от общей площади вводимых объектов должна составлять 20...25 %. В Москве же эта цифра не превышает 8 %, в Киеве не более 6 %, еще меньше в других городах СНГ [1, 2].

Таким образом, обобщение опыта комплексного освоения подземного пространства мегаполисов, изучение современного состояния строительства городов и детальный анализ основных принципов и стратегии в развитии крупных городов являются в настоящее время актуальными задачами.

Некоторые решения в комплексном освоении подземного пространства города Днепропетровска

На современном этапе город Днепропетровск является сложившимся мегаполисом с многочисленными памятниками исторического наследия, развитой промышленностью, культурными и научно-образовательными центрами.

Днепропетровск интенсивно развивается, и для того, чтобы это развитие было целенаправ-

ленным, достижимым, реальным и оцененным, безусловно, необходимо этим процессом управлять на каждом этапе его развития. Эффективность управления инфраструктурой города заключается в пропорциональном развитии строительства объектов поверхностного комплекса и подземных объектов, обеспечивающих их жизнедеятельность.

В настоящее время в структуре развития Днепропетровска существует безусловная диспропорция. Преобладающим является строительство объектов на поверхности, среди которых основной объем занимают торгово-развлекательные комплексы, супермаркеты, гостиницы и здания офисного типа. Строительство выше перечисленных объектов коммерческого назначения по вполне понятным требованиям рынка и необходимости быстрой окупаемости капитальных затрат тяготеет к центральным плотно застроенным районам города. Эта тенденция усложняет и без того серьезные проблемы, существующие в Днепропетровске, с наличием свободных земельных участков, резервов мощности электроэнергии, водопотребления, сбросов хозяйственно-бытовых и дождевых стоков, с обеспечением внутриквартальными подъездами и местами для парковки легковых автомобилей.

Реализация технических условий подключения объектов строительства к существующим городским инженерным сетям траншейным способом и согласования трассы прокладки с многочисленными эксплуатационными службами города в результате создает большое неудобство для горожан и увеличивает продолжительность строительства.

Как правило, техническими условиями, а, следовательно, и в проектной документации не решаются вопросы увязки строящихся объектов поверхности с существующими подземными объектами метрополитена на уровнях комплекса выработок верхних и промежуточных вестибюлей и даже подземных переходов. Сооружение в будущем объединяющих подземных объектов потребует отдельных затрат на реализацию инженерных мероприятий по защите зданий.

Примером комплексного подхода при освоении подземного пространства могут служить оригинальные архитектурно-планировочные решения в некоторых городах Германии. Так, в подземном культурном комплексе у кафедрального собора в старой части Кельна размещены ряд крупных объектов: два музея, концертный зал Кельнской филармонии и подзем-

ная автостоянка. Подземный комплекс, примыкающий к железнодорожному вокзалу в Штутгарте, дал возможность изолировать друг от друга потоки людей и автотранспорта, предоставив свободный проход пассажирам в близлежащий парк, к автостоянкам, остановкам трамвая, станциям метрополитена и железной дороги. Проект позволил оптимально распределить пешеходные потоки, используя подземное пространство под вестибюлями вокзала. В просторных подземных помещениях пассажа «Арнульф-Клет» размещены многочисленные торговые точки и пункты питания [3].

В связи с этим, одной из важных направлений в стратегии развития города Днепропетровска является планирование комплексов, объединяющих объекты как наземные, так и подземные. Такие комплексы позволяют снять «напряженность» в деловых кварталах города, районах, насыщенных транспортными линиями и пассажиропотоками и т.д.

На наш взгляд, эффективность и целесообразность развития подземной инфраструктуры города заключается в комплексном использовании таких подземных объектов, как:

- торгово-развлекательные комплексы;
- культурные и спортивные центры;
- механизированные стоянки для легковых автомобилей;
- проходные тоннели для расположения в них инженерных сетей, которые сооружаются совместно с выработками метрополитена;
- автодорожные транспортные тоннели, совмещенные с тоннелями метро, расположенных в центрально-городской застройке Днепропетровска, и соединенных подземными переходами со станциями метро, авто- и железнодорожными вокзалами, гостиницами, торговыми центрами.

В качестве примеров подобных объектов при разработке «Стратегии развития города Днепропетровска до 2025 года» предложены следующие решения. Комплексное освоение подземного пространства под площадью им. Ленина и ул. Глинки (рис. 1) в увязке с объектами станций метро «Центральная» и строительством транспортного тоннеля под рекой Днепр до станции метро «Проспект Воронцова» на левом берегу (рис. 2), что значительно облегчает движение транспорта с правого берега, и частично решает проблему мостов, а также транспортных развязок на проспекте им. газеты Правды.

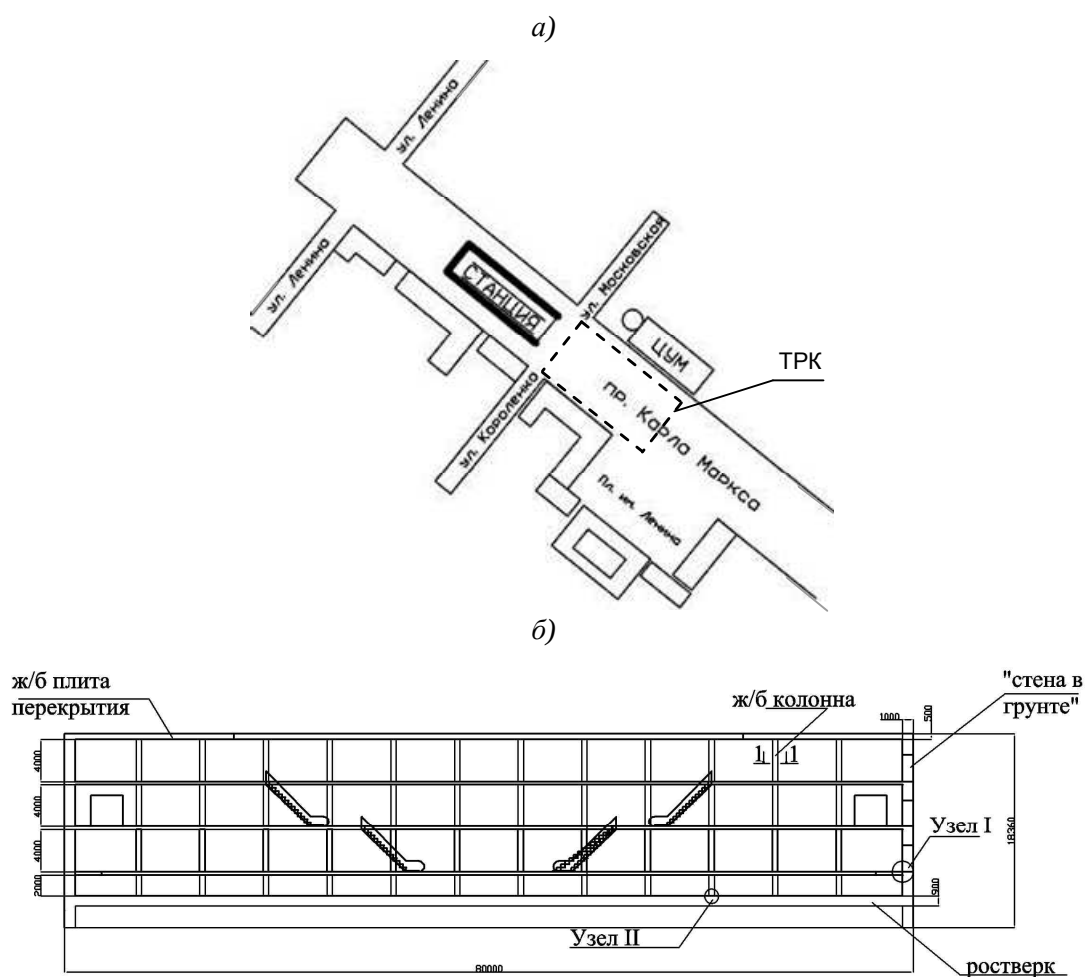


Рис. 1. Подземный многофункциональный комплекс станции метро «Центральная»:
а – общеузловый узел станции, б – торгово-развлекательный комплекс

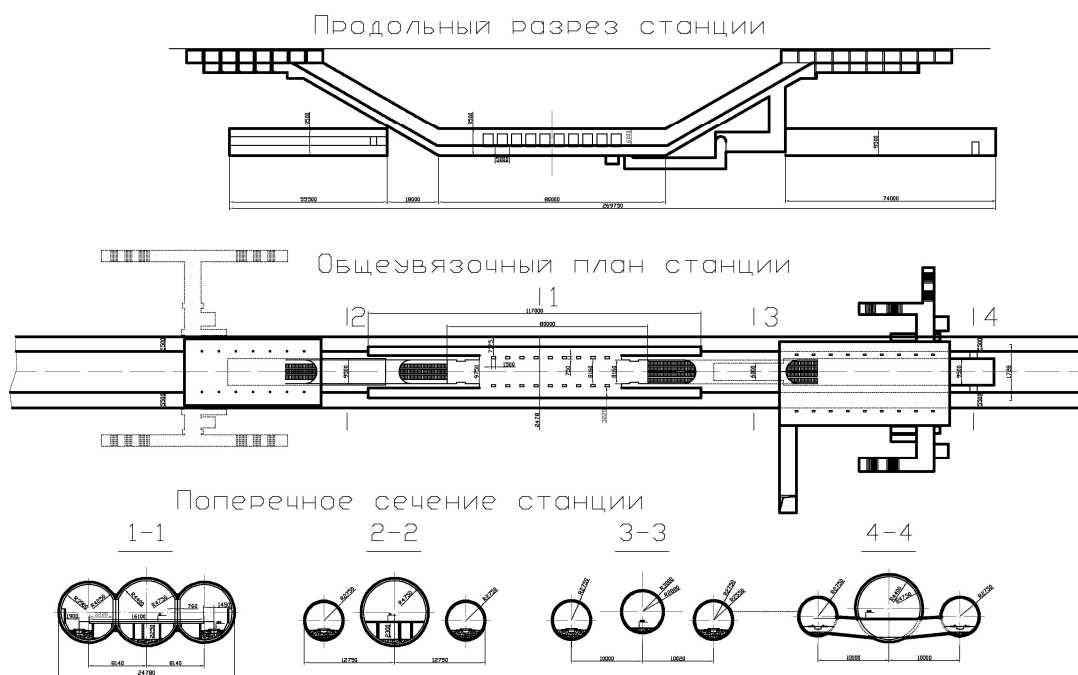


Рис. 2. Проект станции метро «Проспект Воронцова»

Предложенный проект учитывает сложные инженерно-геологические условия строительства.

Необходимо отметить, что сложные инженерно-геологические условия характерны для 82 % площади города, к которым относятся:

- наличие просадочности грунтов;
- оползневые участки;
- подтопленные территории;
- подработка земной поверхности горными объектами.

Особо прогрессирующим явлением усложняющим условия строительства является подтопление территорий, спровоцированное, помимо гидрологических условий, техногенными явлениями (порывы водопроводно-канализационных трубопроводов, теплотрасс и т.д.).

Проблемы подтопления территорий предполагается решать путем совмещения технологических и дренажных функций горных выработок метрополитена и сооружением подземных коммуникационных и дренажных галерей регионального и локального назначений.

Эффективность от реализации этих предложений заключается в устранении подтопления территорий, увеличении устойчивости склонов, централизации коммуникационных сетей и

централизации группового водоотлива с технологией деминерализации воды и использовании ее в технических целях.

Целый ряд вопросов в «Стратегии развития города Днепропетровска» связан с созданием и реконструкцией памятников архитектуры и их активное включение в современную жизнь города.

Днепропетровск имеет более чем двухвековую историю. В городе есть выдающиеся исторические и культурные памятники, однако отсутствуют памятники декоративно-прикладного искусства из самоцветов, что во все времена являлось показателем богатства и процветания.

Одним из таких камней по праву мог бы стать джеспилит – разновидность железистых кварцитов, месторождения которого расположены в Кривом Роге и разработка которых по сути сделала Днепропетровск крупнейшим промышленным центром Украины. Поэтому джеспилит – судьбоносный камень для Днепропетровского региона и может стать его визитной карточкой. Внешне он очень напоминает яшму, используется как поделочный камень, изделия из него выглядят очень нарядно и он может быть использован в качестве отделки станций метро (рис. 3).

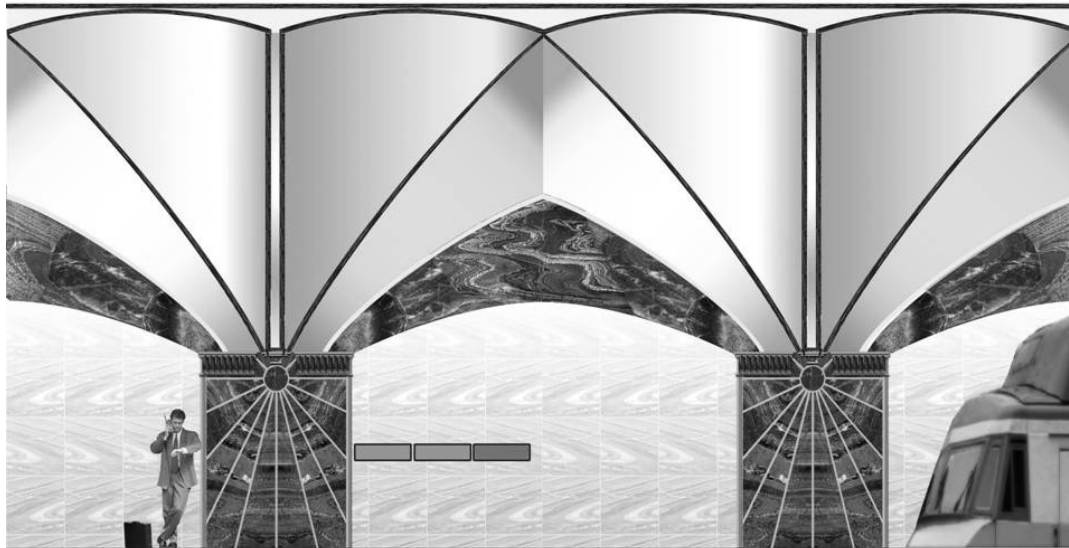


Рис. 3. Проект станции метро «Джеспилитовая»

Характерным для настоящего времени является появление проектов реконструкции как отдельных зданий, так и целых их комплексов и кварталов. И, как правило, одно из направлений реконструкции и повышения эффективности эксплуатации существующих площадей связано с использованием подземного пространства.

В качестве примеров можно привести проект реконструкции Уральского геологического музея [4], Национальной академии наук Украины [5], строительство бизнес центра «Леонардо» в Киеве [6] и др.

Эти проекты, с одной стороны разрешают назревшие проблемы, вызванные развитием

города, с другой стороны – дают новые возможности в части благоустройства, комфорта территорий, новых функций зданий и дополнительных площадей.

В настоящее время на кафедре строительства и геомеханики Национального горного университета рассматривается проект реконструкции территории и зданий НГУ. Проект реконструкции включает в себя сооружение подземного гаражного комплекса, подземного

аудиторно-лабораторного комплекса, а также строительство высотного здания (рис. 4). Новое здание вписывается внутрь существующего главного корпуса университета, объединяется с ним в единое пространство и имеет подземную часть, где предполагается размещение помещений книгохранилища, архива, технических служб и других помещений, не требующих постоянного присутствия людей на рабочих местах.

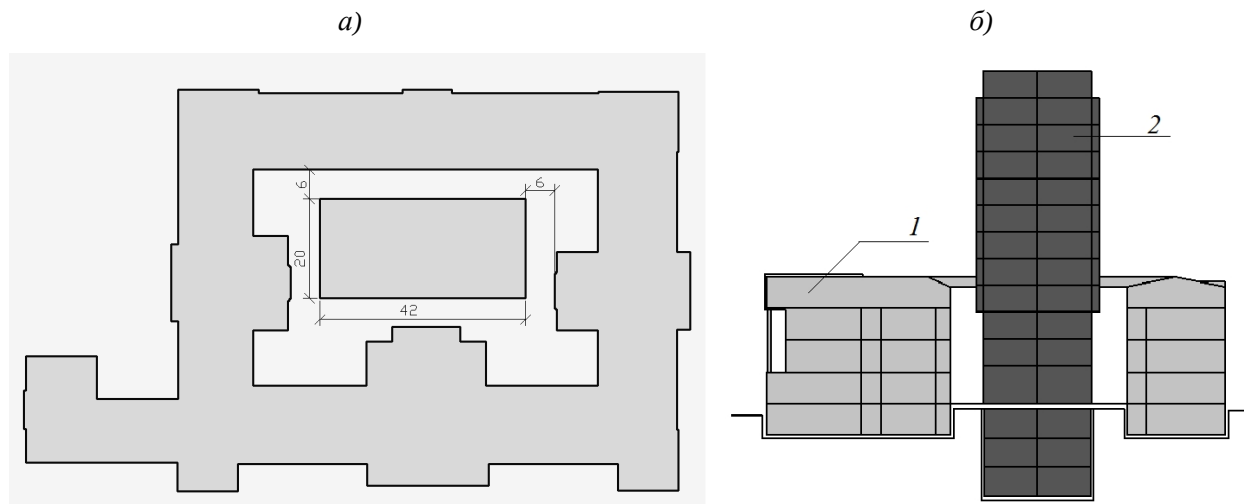


Рис. 4. Проект реконструкции главного корпуса Национального горного университета:
а – план зданий, б – схема расположения и конструкция старого (1) и нового (2) зданий

В целом устойчивое пропорциональное развитие города Днепропетровска, как мегаполиса и как города «экономики знаний», невозможно без рационального развития подземного пространства, своими темпами опережающего строительство объектов поверхности.

Стратегические задачи в реализации программы освоения подземного пространства крупных городов

Необходимо подчеркнуть, что стратегия освоения подземного пространства – это научно обоснованное планирование его развития на перспективу, основанное на принятии решений о выборе приоритетных направлений в освоении подземного пространства, обеспечивающих в совокупности достижение максимального эффекта. К числу таких решений относятся: определение номенклатуры приоритетных подземных объектов; выбор места и времени (очередности) строительства объектов, способов подготовки массива и технологии собственно строительства.

Среди первоочередных задач при реализации программы освоения подземного пространства – формирование правовой базы, определение территорий для размещения объ-

ектов, методическое и научное обоснование принимаемых решений.

В настоящее время имеются существенные пробелы в правовом регулировании вопросов, связанных с градостроительным освоением подземного пространства. О серьезности вопроса говорит опыт реализации программы подготовки к комплексному градостроительному освоению подземного пространства Москвы на период с 2009 по 2011 год. За три года – срок реализации принятой программы – намечена разработка и утверждение порядка 40 нормативно-технических документов (технических регламентов, национальных стандартов и сводов правил), в том числе закон о недропользовании в городе, который учтет современные требования и урегулирует правовые вопросы в законодательстве [1].

К числу наиболее проблемных относятся вопросы безопасного и эффективного ведения строительных работ и последующей эксплуатации подземных объектов. Условия для этого в Днепропетровске, как было показано выше, наиболее неблагоприятные. Наряду со сложными инженерно-геологическими условиями, встает задача обеспечения сохранности окружающей застройки и территорий. В настоящее

время существуют технологии подземного строительства, которые позволяют не только возвести новый объект практически в любых инженерно-геологических и гидрогеологических условиях, но и свести к минимуму деформации существующих зданий. Однако в каждом конкретном случае необходимы дополнительные исследования, научное обоснование принимаемых решений, в особо сложных условиях – моделирование ситуации и оценка возможных последствий строительства. Поэтому подземное строительство должно быть обеспечено как мощной научной базой, так и высококвалифицированными кадрами.

Важнейшая роль в разработке и осуществлении стратегии освоения подземного пространства принадлежит научным и образовательным учреждениям по следующим направлениям:

- формирование инновационной образовательной среды в области освоения подземного пространства;
- формирование системы научного и кадрового потенциала;
- научно-исследовательская и инновационная деятельность в сфере комплексного освоения подземного пространства;
- проектно-конструкторская деятельность, подготовка предпроектной документации;
- подготовка, переподготовка и повышение квалификации специалистов с высшим образованием для потребностей больших городов;
- организация городских, региональных и международных конференций по градостроительному освоению подземного пространства с целью обмена опытом, внедрения передовых зарубежных и отечественных управленческих, организационных и технологических решений.

Выводы

Перспектива развития города Днепропетровска, одного из крупнейших промышленных, экономических, транспортных и образовательных центров, должна быть связана с освоением подземного пространства. Вопросы подземного строительства затрагивают ряд аспектов технологического, геомеханического, архитектурно-планировочного плана и требуют комплексного их учета. В рамках программы развития города Днепропетровска предложен ряд эффективных решений для центральной части города, включающий подземные объекты и комплекс работ метрополитена, а также определены стратегические задачи при освоении подземного пространства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Подземная урбанизация. Закономерный этап развития крупных городов [Электрон. ресурс] // Адреса доступу www.stroygorhoz.com.
2. Галереи в подземелье [Электрон. ресурс] // Адреса доступу www.stroy-ua.net/kommercheskoe-stroytelstvo/halerey-v-podzemele.
3. Лернер, В. Г. Систематизация и совершенствование технологий строительства подземных объектов [Текст] / В. Г. Лернер, Е. В. Петренко. – М.: ТИМР, 1999. – 188 с.
4. Краев, Ю. К. Освоение подземного пространства – перспектива развития Уральского геологического музея [Текст] / Ю. К. Краев, Ю. А. Поленов // Известия вузов. Горный журнал. – 1994. – № 9-10. – С. 89-119.
5. Национальная академия наук Украины решила реконструировать целый квартал Киева! [Электрон. ресурс] // Адреса доступу <http://www.kanzas.ua>.
6. Строительство бизнес центра «Леонардо» [Текст] // The Architect. – 2008. – № 5. – С. 22-27.

Поступила в редколлегию 24.10.2011.

Принята к печати 21.11.2011.

Наукове видання

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

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

Випуск 1

(українською, російською та англійською мовами)

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

Відповідальний за випуск *О. С. Распопов*
Комп'ютерне верстання *В. І. Соломка*

Статті в збірнику друкуються в авторській редакції

Формат 60 × 84 ¹/₈. Ум.друк.арк. 15,23. Тираж 100 пр. Зам. № 383.

**Видавництво Дніпропетровського національного університету залізничного
транспорту імені академіка В. Лазаряна**

Адреса редакції, видавця та дільниці оперативної поліграфії:

вул. Лазаряна, 2, м. Дніпропетровськ-10, 49010, Україна

Тел.: +38 (0562) 33-58-12, +38 (056) 373-15-61

E-mail: kafmost@mt.diit.edu.ua

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

