

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И СВЯЗИ УКРАИНЫ

ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО  
ТРАНСПОРТА ИМЕНИ АКАДЕМИКА В. ЛАЗАРЯНА

ВОСТОЧНЫЙ НАУЧНЫЙ ЦЕНТР  
ТРАНСПОРТНОЙ АКАДЕМИИ УКРАИНЫ



**ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ**

**Міжнародної науково-практичної конференції  
«МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА »**

**ТЕЗИСЫ ДОКЛАДОВ**

**Международной научно-практической конференции  
«МОСТЫ И ТОННЕЛИ: ТЕОРИЯ, ИССЛЕДОВАНИЯ, ПРАКТИКА»**

**ABSTRACTS**

**of the International Scientific & Practical Conference  
«BRIDGES AND TUNNELS:  
THEORY, RESEARCH STUDIES & PRACTICE»**

**11.10 - 12.10.2007**

Днепропетровск  
2007

**УДК 624.01.**

Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: Тези доповідей Міжнар. науково-практичної конференції. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2007. – 163 с.

В сборнике представлены тезисы докладов Международной научно-практической конференции «Мосты и тоннели: теория, исследования, практика», которая состоялась 11-12 октября 2007 г. в Днепропетровском национальном университете железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна. Рассмотрены результаты теоретических и экспериментальных научных исследований в области проектирования строительства и эксплуатации транспортных сооружений.

Сборник предназначен для работников научно-исследовательских институтов, предприятий транспорта, проектных и строительных организаций, преподавателей, аспирантов и студентов отраслевых высших учебных заведений.

### **РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ**

д.т.н., профессор Казакевич М. И. – председатель

д.т.н., профессор Петренко В. Д.

д.т.н., профессор Ракша С. В.

к.т.н., доцент Распопов А. С.

к.т.н., доцент Попович Н. М.

к.т.н., доцент Марочка В. В.

к.т.н., доцент Тютюкин А. Л.

к.т.н., с.н.с. Соломка В. И.

Миргородская А. И. – ответственный секретарь

Адрес редакционной коллегии:

49010, г. Днепропетровск, ул. Акад. Лазаряна, 2, ДИИТ

Тезисы докладов печатаются на языке оригинала в редакции авторов.

## СЕКЦИЯ «ПРОБЛЕМЫ ТЕОРИИ, ПРОЕКТИРОВАНИЯ, СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ»

### **Визначення втомної міцності арматурного прокату класу А500С за сигналами акустичної емісії при проведенні вхідного контролю конструкцій, матеріалів та виробів при будівництві споруд**

Бабяк І. П., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ)

На сьогоднішній день дорожнє будівництво в Україні набирає все більшого розмаху. Зростання об'ємів і темпів дорожніх робіт вимагає застосування конструкцій, матеріалів та виробів, які дозволяють зберегти високі темпи і забезпечити найвищу якість. При цьому, виникає потреба у швидкому та надійному визначенні їх якості та відповідності стандартам України при потраплянні на будівельний майданчик.

Зокрема, одним з відкритих питань з визначення якості залишається дослідження арматурного прокату. Відповідно до діючих норм, для отримання достовірних результатів з визначення втомної міцності при випробуванні арматури необхідно випробувати серію зразків, які повинні досягати базової кількості ( $2 \times 10^6$  циклів) прикладання багаторазово повторюваних навантажень (БПН).

При визначенні витривалості арматурних зразків при прикладанні до них БПН, експеримент триває значну кількість часу. Визначення характеристик витривалості лише для одного діаметру арматури, включаючи зварні з'єднання триває місяці. Дослідження широкого діапазону діаметрів арматурного прокату та його з'єднань пов'язане із значними часовими затратами. Тому, актуальним є застосування способу, який би дозволяв швидко та з невеликою похибкою встановлювати характеристики витривалості арматурного прокату, не витрачаючи значної кількості часу даючи при цьому гарантію застосування на будівельних майданчиках якісного арматурного прокату.

Таким способом є побудова кривих витривалості для зразків із використанням параметрів акустичної емісії (АЕ).

Як було встановлено, характер графіків параметрів випромінювання АЕ чітко описує зміну напружено-деформованого стану зразків протягом всієї тривалості випробування: при статичному навантаженні або при БПН.

Для побудови графіку витривалості арматурних зразків за параметрами сигналів АЕ був використаний принцип побудови діаграм витривалості механіч-

ним способом, де по осі ординат відкладаються значення максимального напруження циклу ( $\sigma_{\max}$ ), а по осі абсцис – довговічності зразків ( $N_0$ ).

Розглянувши побудовані графіки залежності  $E_N$  (накопичення енергії сигналів) від  $N_0$  (кількості циклів БПН) чітко видно зміну в напружено-деформованому стані зразка. В залежності від режиму навантаження зразка фіксується різна кількість енергії акустичної емісії, що випромінюється ним. Більш легким режимам навантаження (менші значення максимального напруження циклу) відповідають нижчі рівні енергії сигналів АЕ і навпаки, при зростанні  $\sigma_{\max}$  значно зростає енергія сигналів АЕ. При цьому, в залежності від рівня накопиченої енергії в певний, визначений момент часу навантаження арматури БПН можна встановити витривалість без подальшого прикладання навантаження.

Визначення втомної міцності арматурного прокату та його зварних з'єднань за аналізом сигналів акустичної емісії при проведенні вхідного контролю конструкцій, матеріалів та виробів дозволить виключити можливість застосування неякісного арматурного прокату при будівництві споруд.

Прогнозування характеристик витривалості арматурного прокату, отже і оптимального використання матеріалів дозволить економити матеріали у випадку достатньої залишкової міцності при ремонтах конструкцій, що зазнають впливів БПН та відвертати аварії, що можуть виникати при втраті міцності конструкціями, арматура яких вичерпала себе, зазнавши впливу базової кількості прикладання БПН.

### **Результаты статических испытаний мостового перегружателя на железнодорожном ходу в условиях эксплуатации**

Барбас Й. Г., к.т.н., Бойко П. П. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Для решения проблемы продления срока службы мостовых перегружателей на железнодорожном ходу необходимо провести исследование напряженно-деформированного состояния несущих конструкций перегружателя. Согласно опыту эксплуатации наиболее нагруженным узлом мостовых перегружателей является система «тележка - подтележечная балка» в месте крепления к полураме. Следовательно, нужно решить вопрос о прочности этой системы.

В данной работе приведено теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния системы «тележка - подтележечная балка - полурама» мостового перегружателя. В качестве объекта для исследования выбран мостовой перегружатель грузоподъемностью 30 т и пролетом 76,2 м, который выполняет транспортные операции на открытом складе угля Приднепровской ТЭЦ (г. Днепропетровск). Расчет на прочность выполнен по методике ЦНИИПроектстальконструкция им. Мельникова (г. Москва), которая была использована при проектировании мостового перегружателя.

Составлена конечно-элементная модель системы «тележка - подтележечная балка - полурама» на основе программного комплекса для расчета строительных конструкций методом конечных элементов SCAD (Structure CAD). Нагрузки, действующие на систему приняты в соответствии с методикой ЦНИИПроектстальконструкции. В результате расчета получена картина напряженно-деформированного состояния полурамы мостового перегружателя.

На базе Приднепровской ТЭЦ проведены натурные испытания для сопоставления с результатами расчетов. В соответствии с результатами уточнена математическая модель, проведен дополнительный расчет на различные виды нагрузений.

По результатам исследования прочности системы «тележка - подтележечная балка - полурама» будут разработаны рекомендации о возможности продления срока службы мостового перегружателя.

### **Прогнозування температурних полів і напружень в мостових конструкціях з дорожнім одягом від кліматичних і технологічних впливів**

Безбабічева О.І., к.т.н., Розенфельд М.В., Кіслов О.Г., к.т.н.  
(ХНАДУ, м. Харків)

В мостах, як у будь-яких багатокomпонентних системах, можна виділити елементи з найменшою довговічністю: шари покриття дорожнього одягу проїзної частини, деформаційні шви, гідроізоляція. Відомо, що при передчасному руйнуванні цих елементів прискорюються процеси корозії в несучих елементах мостових споруд. Однією з можливих причин передчасного руйнування матеріалів є недоврахування реальних умов роботи матеріалів в складі конструкції.

Для мостів і шляхопроводів одним з постійно діючих навантажень є температурні впливи: під час терміну служби – змінні кліматичні впливи, а під час улаштування покриттів з гарячих сумішей – додаткові теплові навантаження. При вирішенні задач кліматичної температурної напруженості конкретної мостової споруди потрібно урахувати багато складових теплообміну (теплове випромінювання атмосфери, розсіяне сонячне випромінювання, пряме сонячне випромінювання, температуру повітря, швидкість вітру, теплове випромінювання споруди, теплове випромінювання від оточуючого середовища, відбивання прямого і розсіяного сонячного випромінювання, атмосферні опади). Деякі фактори теплообміну піддаються безпосередньому вимірюванню і доступні. Особливо цінними є довгострокові експериментальні дослідження теплового режиму мостових споруд за допомогою спеціального обладнання. (термісторів, тензометрів та ін.). Такі дані необхідні для визначенні початкових умов при вирішенні задачі теплопровідності у перерізі моста при виконанні розрахунків температурних полів та напружено-деформованого стану від кліматичних і технологічних факторів.

При розрахунках мостових плит з дорожнім одягом на дію кліматичних температурних впливів пропонується розглядати такі випадки: швидке зниження температури оточуючого середовища до абсолютної мінімальної температури району будівництва при ясному небі в нічний період (до сходу Сонця), а також однобічне нагрівання конструкції у залежності від її орієнтації за напрямками сторін світу.

Розрахунки температурних полів і напружень, що виникають при однобічному нагріванні конструкції пропонується виконувати для дня року, що приблизно відповідає умовам найбільш спекотної доби і для весняного періоду при суттєвій різниці між нічною та денною температурою повітря. При цьому задаються теплові потоки, що поглинаються бічною поверхнею в залежності від її похилості, кольору та матеріалу з урахуванням конструктивних особливостей, наприклад довжини консолей.

При розрахунках просторових моделей з улаштування гарячих покриттів в літній період року слід враховувати додаткові теплові потоки, які діють на горизонтальну поверхню споруди. Найбільш небезпечними розрахунковими випадками слід вважати укладання гарячої асфальтобетонної суміші на половині проїзної частини на значній довжині а також укладання товстих шарів гарячої суміші.

Початковий розподіл температур по перерізу рекомендується приймати за даними замірів для існуючих споруд, або за даними замірів для конструкцій-аналогів.

На етапах проектування споруд можливо прогнозувати напружено-деформований стан елементів, в тому числі багатошарових, при розрахункових температурах, що діють на етапах улаштування та подальшої експлуатації мостових плит з дорожнім одягом. Результати розрахунків напружено-деформованого стану елементів дозволять приймати конструктивні рішення і матеріали згідно з визначеними критеріями.

### **Вплив деяких дефектів мостових споруд на їх експлуатаційну довговічність**

Більченко А.В., к.т.н., Кіслов О.Г., к.т.н. (ХНАДУ, м. Харків)

Проведений аналіз технічного стану мостів і шляхопроводів по Східній Україні, отриманий за останні 10 років показав, що вони мають незадовільний стан. В першу чергу, на нашу думку це сталося тому, що експлуатація мостів і шляхопроводів в країні кинута на самовиживання. Існуючі організації дорожньої служби періодично підтримували будь-який експлуатаційний стан в основному тільки проїзної частини. Підтримка несучих конструкцій в експлуатаційному стані була до крайності мала, це призвело до аварійності багатьох споруд.

Оцінка фактичного стану експлуатуємих мостів за умов зниження їх довговічності і надійності, вимагає сучасних підходів до технічної діагностики споруд та матеріалів. Об'єктивна інформація про технічний стан мостів лежить в основі прогнозу останнього ресурсу споруд, що потрібен для розробки стратегії експлуатації, ремонту мостів і шляхопроводів.

При не достатньо якісному проектуванні і будівництві автодорожніх мостів та дуже недбалої їх експлуатації можуть виникати багато чисельні дефекти, що впливають на несучу здібність і довговічність споруд.

Основні причини незадовільного стану мостів, на нашу думку такі:

1. Відсутність достатніх нормативних вимог до якості матеріалів і функціонального призначення для не розрахункових елементів таких як гідроізоляція і водовідведення, і традиційно зневажливе відношення до них привело при бурхливому застосуванні збірного залізобетону до катастрофічних наслідків. Ан-

тикорозійний захист залізобетонних конструкцій не виконується. Низька якість матеріалів.

2. Низька культура виконання будівельних і ремонтних робіт, порушення технології їх виконання, порушення проекту.

3. В умовах обмеженого фінансування повсюдне порушення виконання поточних ремонтів та нормативних строків обстеження мостів.

4. Низька культура експлуатації споруд і повна відсутність сучасних спеціалізованих механізмів і пристроїв.

Існуюча методика ямкового ремонту на мосту створює значну нерівність на покритті, крім того руйнування деформаційних швів і просадки перехідних плит при в'їзді на міст приводить до значного збільшення динамічної дії транспортного навантаження будови. Натурні дослідження показують, що величина динамічного коефіцієнта збільшується в два рази. Таким чином, не якісна гідроізоляція розбивається в перші п'ять років і в подальшому мостові споруди перетворюються на сито. Тобто вода попадаючи на несучі конструкції прольотних будов і опор викликає руйнування бетону і сталі, що значно знижує довговічність мостових споруд.

У нас є впевненість в тому, що об'єднання зусиль наукових та виробничих організацій дозволить вирішити важливе завдання підвищення надійності та довговічності існуючих транспортних споруд України, якщо буде створена відповідна державна програма.

### **Уточнение методики определения грузоподъемности сталежелезобетонных пролетных строений мостов**

Бокарев С. А., д.т.н., Соловьев Л. Ю., к.т.н., Рогова Е. В.  
(СГУПС, г.Новосибирск)

В настоящее время классификация по грузоподъемности разрезных сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов с одной плитой в сжатой зоне проводится в соответствии с положениями расчета по прочности СНиП 2.05.03-84\* «Мосты и трубы», Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений, Руководства по определению грузоподъемности металлических пролетных строений. Поэтому совершенствование и разработка единой методики расчета грузоподъемности сталежелезо-



бетонных пролетных строений железнодорожных мостов, как одной из составляющей общей системы оценки технического состояния, с целью наиболее точного учета влияния дефектов и неисправностей является актуальной задачей.

В качестве объектов настоящего исследования были выбраны сталежелезобетонные пролетные строения, эксплуатируемые на Северном широтном ходу Дальневосточной железной дороги. Указанные пролетные строения обследовались в 2006 г. сотрудниками СГУПС, НИИ мостов и ДВГУПС с целью выявления появившихся в процессе эксплуатации дефектов и неисправностей, а также уточнения несущей способности балок и оценки возможности их дальнейшей эксплуатации.

Наиболее серьезные дефекты на обследованных пролетных строениях были выявлены в стыках объединения железобетонных плит балластного корыта (трещины, вывалы бетона, оголение арматуры, отсутствие объединения выпусков продольной арматуры и т.д.), которые привели к снижению грузоподъемности конструкций и необходимости введения ограничений скорости движения поездов на ряде сооружений.

Оценка грузоподъемности эксплуатируемых пролетных строений железнодорожных мостов выполняется методом классификации, при котором вычисляется максимально допустимая временная распределенная нагрузка на основе тех или иных предпосылок о предельном состоянии конструкции.

По данным СНиП предельное состояние составной сталежелезобетонной балки определяется предельными деформациями стальных поясов и/или железобетонной плиты. Работа железобетонной плиты учитывается как воздействие на стальную балку разгружающей силы  $N_{br}$ , равной усилию, воспринимаемому плитой.

Согласно методике определения грузоподъемности сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов, разработанной в СГУПС, степень включения плиты балластного корыта в совместную работу со стальными балками учитывается введением в расчетные формулы коэффициента  $k_{br}^{\Phi}$  к теоретической величине разгружающей силы  $N_{br}$ , подсчитанной в предположении исправной работы пролетного строения.

Результаты классификации по грузоподъемности ряда главных балок сталежелезобетонных пролетных строений с учетом коэффициента  $k_{br}^{\Phi}$  и без него показывают, что величина класса пролетных строений в значительной степени зависит от нарушения сплошности составных сечений балок и учета степени

включения железобетонной плиты в совместную работу, а не от величины поверхностной прочности бетона.

Поскольку указанные факторы оказывают существенное влияние на несущую способность конструкций, то возникает необходимость иметь возможность в любой момент времени дать ее объективную оценку.

### **К вопросу об исследовании свободных и вынужденных колебаний стержневых конструкций**

Брынза А.А., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

При исследовании свободных и вынужденных колебаний конструкций и сооружений предлагается использовать способ приведения к системам с конечным числом степеней свободы.

Суть этого приближенного способа заключается в следующем. Конструкция разбивается на отдельные части, определяется масса каждой части и прикладывается в ее центре тяжести. Число степеней свободы приведенной системы определяется как число возможных перемещений этих масс.

Как известно, при решении задач динамики системы с конечным числом степеней свободы, применяется статический способ. Он основан на применении уравнений динамического равновесия, которые отличаются от уравнений статического равновесия учетом, согласно принципу Даламбера, сил инерции. Задача сводится к решению системы  $n$  дифференциальных уравнений второго порядка.

Учитывая, что общее решение этой системы уравнений описывается гармонической функцией, исходная система дифференциальных уравнений приводится к системе алгебраических уравнений. Решение задачи сводится к решению характеристического уравнения. В это уравнение входят матрица податливости и вектор масс.

Элементы матрицы податливости представляют перемещения точек приложения сосредоточенных масс под действием единичных сил, направленных в направлении возможных перемещений каждой из этих масс. Вектор масс состоит из значений масс отдельных участков конструкции, на которые она была разбита.

Элементы матрицы податливости вычисляются методом Мора в матричной форме. Решение характеристического уравнения находится с помощью Mathcad-программы.

Рассмотрены следующие задачи:

- Нахождение частот и форм собственных колебаний балок разного типа, в том числе и многопролетных. Полученные результаты сопоставляются с известными решениями.

Показано, что, для достоверного определения  $n$  частот, необходимо привести исходную конструкцию к системе с  $(n+1)$ -й степенью свободы. Рассмотрены примеры построения упрощенных моделей, позволяющие достоверно определить ряд низших частот.

- Рассмотрены собственные колебания рам. Для рамы симметричной конфигурации приводится упрощенная модель, позволяющая достаточно точно определить ряд низших частоты колебаний исходной конструкции.

- Рассмотрены собственные колебания фермы с регулярной решеткой. Ферма с  $n$  числом панелей приводится к системе с  $(n-1)$ -й степенью свободы. Для автоматического вычисления элементов матрицы податливости была разработана Mathcad-программа, позволяющая определить усилия в отдельных стержнях от действия единичных сил и перемещения точек приложения сосредоточенных масс. Значения элементов вектора масс представляют массу стержней панели фермы.

- При исследовании установившихся вынужденных колебаний разработан алгоритм вычисления динамических изгибающих моментов. Это позволяет определить максимальные динамические напряжения.

Предложенная методика применяется при изложении курса «Устойчивость и динамика сооружений» для студентов факультета ПГС.

### **Отображения фазовых траекторий в оценке параметров диссипативных характеристик**

Волкова В.Е., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Диссипация энергии в механических системах, по существу, является наименее изученным их свойством. Модели вязкого трения являются весьма приближенным представлением физической действительности, и их применение

часто вызвано удобством последующих вычислений. В тоже время удовлетворительное описание энергетических соотношений в диссипативных системах возможно только с помощью нелинейных моделей.

В настоящее время наибольшее распространение получили методы определения характеристик рассеяния энергии в материале, основанные или на непосредственном измерении рассеиваемой в образце энергии, или на получении относительных характеристик рассеяния энергии – косвенные методы. Анализируя перечисленные методы и их разновидности, можно отметить, что все они позволяют определить только усредненные характеристики; ни один из методов не исключает влияния сухого трения на количественные характеристики, не обладает универсальностью по отношению к исследуемым материалам.

Автором предложено применение отображений фазовых траекторий в плоскости «ускорение – перемещение» и «ускорение – скорость» для оценки параметров диссипативных характеристик. В отличие от траекторий в плоскости «скорость – перемещение», они не требуют большого числа геометрических построений для идентификации моделей диссипативных характеристик динамических систем, что способствует повышению точности. На основе численного моделирования были получены временные процессы, спектральные характеристики для систем с вязким трением; с кулоновым трением; с комбинированным трением; с нелинейным трением полиномиальным трением; систем с аэродинамическим сопротивлением); систем с симметричной и несимметричной кусочно-линейной характеристиками позиционного трения. Анализ полученных результатов позволил выделить общие и отличительные особенности фазовых траекторий на плоскостях «ускорение - перемещение» и «ускорение - скорость», свойственные отдельным классам моделей диссипативных характеристик и сформирована совокупность классификаторов.

### **Профилактический мониторинг эксплуатируемых железобетонных мостов в Республике Узбекистан**

Ганиев И. Г. (Джизакский политехнический институт, Узбекистан)

Проблема улучшения технического состояния железнодорожных мостов в Узбекистане как наиболее сложных и ответственных элементов железных дорог усугубляется большим количеством сооружений с неудовлетворительным со-

стоянием. До сегодняшнего дня не удастся полностью избавиться от аварийных мостов, большой процент сооружений (около 10-12%) имеет недопустимый износ и продолжает оставаться в неудовлетворительном состоянии.

На сети железных дорог Государственной Акционерной Железнодорожной Компании «Узбекистон Темир Йуллари» железобетонные мосты малых и средних пролетов являются наиболее распространенными, и обеспечение безопасного пропуска поездов зависит от их технического состояния. По результатам обследования пролетных строений железобетонных мостов, построенных в 1915 - 1931 годах, установлено, что более 40% из них находятся в ненадлежащем состоянии вследствие различного рода повреждений. Как показывают многолетние обследования эксплуатируемых мостовых сооружений в Республике, в последние годы происходит интенсивное ухудшение состояния железобетонных пролетных строений, и число мостов, имеющих недостаточную грузоподъемность, неуклонно растет. Такая ситуация сохраняется несмотря на рост объемов строительства мостов.

В существующем состоянии ведения эксплуатационного процесса недостаточно учитывается такой важный фактор как динамика повреждений, появляющихся под влиянием внешней среды и старения материалов. В результате принимаются необоснованные управленческие решения по проведению профилактических ремонтов и реконструкции мостов. Многие элементы мостовых сооружений заменяются без должного обоснования.

В существующих нормативных документах определение грузоподъемности конструкций с учетом повреждений выполняется без учета всех влияющих факторов, а рекомендации по определению сроков службы отсутствуют. Не имеется также данных по назначению межремонтных сроков с учетом накопленного к моменту технической диагностики износа конструкции. В нормах проектирования мостов способы расчетов гарантированного остаточного ресурса пролетных строений также отсутствуют.

Поэтому исследования, направленные на разработку практических методов профилактического мониторинга эксплуатируемых железобетонных мостов с учетом фактического состояния в момент технической диагностики, представляют актуальную задачу.

Изложенное выше вызывает необходимость разработки нового подхода к организации эксплуатационного процесса – мониторинга мостов. Главной целью мониторинга эксплуатируемых мостов должно быть предотвращение появ-

ления недопустимых повреждений в конструкции. Поэтому исследуемые вопросы могут быть названы профилактическим мониторингом мостов.

Предлагаемая система профилактического мониторинга имеет целью замену существующей до настоящего времени «бумажной» технологии ведения информации более современной, основанной на применении компьютерной технологии. При этом основное внимание должно быть направлено на применение практического мониторинга, доступного в организации эксплуатационного процесса.

### **Эксплуатационное состояние железобетонных мостов в условиях сухого жаркого климата в Республике Узбекистан**

Ганиев И. Г., Эрбоев Ш. О., Соатова Н.  
(Джизакский политехнический институт, Узбекистан)

Фактически большая протяженность железных дорог Республики находится в ведении Государственной Акционерной Железнодорожной Компании «Узбекистон темир йуллари». Значительное количество железнодорожных путей имеют крупные промышленные предприятия, такие как Алмалыкский горно-металлургический комбинат (АГМК), Навоийский горно-металлургический комбинат и др., где искусственные сооружения эксплуатируются в специфических условиях. Несмотря на различные административные подчиненности дорог, контроль за состоянием железных дорог, в том числе искусственных сооружений, осуществляет служба железнодорожного надзора при Кабинете министров Республики. Кроме этого, координацию работ по содержанию сооружений на подъездных дорогах ведут службы ГАЖК «УТЙ».

На железнодорожных линиях ГАЖК «Узбекистон темир йуллари» эксплуатируется около 480 мостов общей протяженностью около 10 км. Более 90% этих мостов – железобетонные, построенные в различные годы.

На подъездных железнодорожных линиях промышленных предприятий имеется более 120 мостов. Особенностью этих мостов является работа их под воздействием больших осевых нагрузок.

Известно, что на железнодорожной транспортной сети дорог основную долю составляют железобетонные мосты. В общем числе железобетонных пролетных строений большая часть представляет собой ребристые конструкции с

обычной арматурой. На дорогах промышленных предприятий железобетонные пролетные строения с напрягаемой арматурой практически отсутствуют.

За последние 20 лет снято по различным причинам более 210 пролетных строений при среднем возрасте 54 года. Основными причинами снятия этих пролетных строений служили недостаточная их грузоподъемность, коррозия арматуры в плите проезжей части из-за нарушения гидроизоляции, отколы бетона и трещины, механические повреждения и климатические условия и другие. Следует отметить, что в ряде случаев эксплуатируемые пролетные строения заменены без должного обоснования и без расчета остаточного ресурса с учетом реальных условий. В целом по республиканской железной дороге снято почти в 1,5 раза больше пролетных строений, чем по другим дорогам СНГ при практически одинаковых грузооборотах.

Анализ результатов приведенных данных и материалов позволяет сделать следующие выводы:

- на сети железных дорог основную долю составляют железобетонные мосты. Количество и протяженность мостов постоянно возрастают. Наибольшее количество пролетных строений изготовлены с обычной арматурой;
- заметное снижение количества мостов возрастом менее 20 лет объясняется увеличением объема реконструкции и восстановления существующих сооружений;
- наблюдается тенденция увеличения количества больших мостов на магистральных железнодорожных линиях ГАЖК «УТЙ»;
- за последние годы начато строительство железобетонных мостов и путепроводов из монолитного бетона с неразрезными системами и можно полагать, что применение монолитного железобетона может стать перспективой для будущего мостостроения.

### **Реконструкция с усилением моста через р.Сылву в г.Кунгуре**

Гейзен Р. Е., д.т.н., (ПГТУ, г. Пермь) Тимофеев М. Р.  
(НИЛ ТРАНСМОСТ, г. Пермь, Россия)

Мост через реку Сылву в г. Кунгуре является одним из старейших автодорожных мостов в Пермском регионе. Строительство моста было начато в 1912 г. и было прервано первой мировой войной и последующими событиями в Рос-

сии. Только 07.11.1931г. мост был пущен в эксплуатацию. Мост трехпролетный, выполнен по схеме 19+87+19 (м). Полная длина моста – 136,44 м. Габарит проезжей части – Г-8,1 м, ширина тротуаров – 1,15 м. Пролетные строения – балочные, клепанные, с ездой поверху. Крайние пролетные строения – с главными балками со сплошной стенкой; центральное пролетное строение – с главными фермами с круговым очертанием поясов и треугольной решеткой. Сечения элементов – составные. Узловые соединения элементов ферм устроены по типу фасонных вставок с парными накладками. Проезжая часть на мосту – деревянная по металлической балочной клетке. Прохожая часть – с деревянным настилом. Опоры – бутобетонные на свайных фундаментах. Опоры сохранились в хорошем состоянии. За 75 лет эксплуатации моста выполнялись только работы по замене деревянного настила проезжей части (каждые 2-3 года), настила тротуаров (по мере необходимости) и окраске фасадных поверхностей без удаления старых окрасочных слоев (так толщина пленки метами достигала 1050 мкм). К 2005 г. (началу реконструкции) металлоконструкции пролетных строений имели множественные повреждения как механического, так и коррозионного характера, главным образом связанные с конструкцией проезжей части из древесины. Для определения существующей грузоподъемности пролетных строений и возможных вариантов реконструкции нами были отобраны образцы металла основных элементов металлоконструкций и заклепок для определения их марок сталей. По химическому составу материал всех элементов идентифицирован как Ст2кп. Расчеты пролетных строений показали, что их грузоподъемность лимитируется несущей способностью продольных и поперечных балок проезжей части, и она оказалась в два раза меньше требуемой по нормам. Расчеты заклепок составных сечений с учетом коррозионного растрескивания элементов на участках между заклепками показали, несмотря на имеющиеся ослабления, достаточную несущую способность соединений. Были рассмотрены два основных варианта реконструкции: с устройством железобетонной плиты проезжей части и с устройством ортотропной плиты. По результатам расчетов с учетом недопустимости использования сварки существующих конструкций было установлено, что усиление до требуемой нормами грузоподъемности может быть достигнуто только при устройстве металлической ортотропной плиты, присоединяемой к существующей балочной клетке с помощью цоколей на высокопрочных болтах. При этом несущая способность главных балок и ферм удовлетворяет современным нагрузкам, а узлы присоединения поперечных балок к главным балкам и фермам не требуют усиления (кроме



мест с большим коррозионным износом). При проектировании усиления проводились исследования совместной работы старой и новой частей балочной клетки, объединённых с помощью цоколей, жёсткость и шаг которых варьировались. По методу конечных элементов определялось НДС объединённой конструкции, и по характеру эпюр нормальных напряжений оценивались условия применимости гипотезы прямых нормалей, а также коэффициенты податливости составных элементов балочной клетки, когда гипотеза не выполняется. В 2005-2006 гг. работы по реконструкции моста были выполнены в полном объеме, и после проведения испытаний в 2006 г. мост был сдан в эксплуатацию. Стоимость работ, включая антикоррозионную защиту, составила 1,03 млн. \$ США.

### **Результати випробувань елементів збірно-монолітної нерозрізної коробчатої конструкції прогонової будови обмеженої висоти**

Гнідець Б.Г., д.т.н., Ониськів Б.М., к.т.н., Щеглюк М.Р., к.т.н., Кавацюк І.Д., Васьків Б.М. (Національний університет «Львівська політехніка»)

При проектуванні одного з міжнародних аеропортів авіапідприємства України була запроєктована автомобільна естакада, розміщена в складних умовах транспортного вузла з існуючим інтенсивним автомобільним рухом. При з'їзді з існуючої дороги було передбачено один заїзд на естакаду по кривій і два з'їзди, один з яких проходить естакадою прямо, а другий також на кривій малого радіуса.

В проєкті естакади для таких складних умов транспортного вузла було запропоноване і опрацьоване нове конструктивно-технологічне вирішення прогонової будови в виді збірно-монолітної нерозрізної багатопустотної коробчатої конструкції з обмеженою висотою (1,6 м).

Конструкція прогонової будови виконується в прогонах із збірних, а на опорах із монолітних балок двотаврової форми, та збірних ребристих плит. При цьому збірні двотаврові балки довжиною 18 м з широкою нижньою полицкою об'єднуються між собою з замонолічуванням випусків арматури і цим утворюють нижню плиту коробчатого перерізу. Верхня плита багатопустотного коробчатого перерізу збірно-монолітна, і утворюється після встановлення на верхню полицку балок збірних ребристих плит, з бетонуванням зверху на всю ширину

прогонової будови залізобетонної плити з відповідним армуванням.

Збірні балки при монтажі прогонової будови встановлюються на консолі монолітних надопорних ділянок балок і об'єднуються з ними з допомогою напруженої арматури до бетонування верхньої плити.

Особливості конструктивного вирішення прогонової будови естакади в цілому, на окремих збірних елементах і стиків, а також їх монтажу на різних стадіях з врахуванням прийнятої методики розрахунку, вимогам проведення спеціальних експериментальних досліджень. З цією метою була розроблена програма і методика випробувань дослідних збірно-монолітних конструкцій прогонової будови в над опорних прямих ділянках, а також дослідних конструкцій в прогонах на кривих з'їздів.

Згідно з програмою експериментальних досліджень було проведено випробування двох дослідних збірно-монолітних конструкцій:

а) дослідної конструкції балки монолітної ділянки БМД-6 прогонової будови в масштабі 1:2 довжиною 7,5 м.

б) дослідної конструкції балки прогонової будови на кривій в'їзду КБ-46 довжиною 10,4 м.

Випробування проводились для різних стадій роботи конструкцій а саме:

1) в стадії монтажу збірних балок на консолі стиків монолітних надопорних ділянок;

2) при створенні попереднього напруження в арматурі монолітних балок надопорних ділянок прогонової будови;

3) при створенні попереднього напруження в надопорній арматурі, яка об'єднує в стиках збірні балки з монолітними на прямих частинах естакади і на кривих;

4) в стадії роботи конструкції на експлуатаційні і розрахункові навантаження після замонолічування плити проїзної частини прогонової будови.

Аналіз результатів випробувань дослідних конструкцій прогонової будови в різних стадіях їх роботи підтвердив всі розрахункові дані і можливість їх застосування в натурних конструкціях.

## **Особенности представления графической информации в системе эксплуатации мостов и прочих сооружений (СЕМС)**

Горбова А.В. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

На сети железных дорог Украины эксплуатируется большое количество искусственных сооружений. Все они различаются как своими эксплуатационными характеристиками, так и местоположением. Эта информация, а так же информация об их состоянии требует упорядочения. С этой целью разрабатываться автоматизированные системы эксплуатации испытательных сооружений.

Автоматизированная система – это удобный инструмент по занесению, хранению и обработке различного рода информации. Система предполагает хранение и обработку текстовой, числовой и графической информации.

В результате разработки системы СЕМС особое внимание уделялось упорядочению графической информации. Так как искусственные сооружения предполагают наличие схем, фотографий, проектных чертежей и эта информация непременно требует строгого упорядочения и конкретного алгоритма хранения и ее обработки

Как правило, объем графической информации по искусственным сооружениям занимает мегабайты памяти ПК.

Для занесения и хранения графической информации СЕМС была разработана специальная форма MS Access. Графическая информация в системе представляется как векторном, так и пиксельном виде.

Схемы искусственных сооружений хранятся в файлах формата среды CorelDraw (\*.cdr). Формат был выбран по ряду причин. Первая, из которых, простота и доступность познания среды CorelDraw. Вторая – возможность хранения графической информации в текстовых файлах. Все схемы искусственных сооружений насыщенными обозначениями и имеют разные размеры (от А4 до А0), причем размеры файлов при этом не изменяются. А также возможность распознавания средой CorelDraw файлов, разработанных в среде AutoCad и других графических редакторов.

Кроме этого в СЕМС введена возможность хранения данных формата \*.jpg и других форматов, созданных с помощью цифровых технологий. Это просмотр фотографий искусственных сооружений, их отдельных конструкций при наличии дефектов и без них и т.п.

Таким образом, построенная схема-алгоритм для работы с графической ин-

формацией в системе СЕМС позволяет не только хранить информацию, но при необходимости ее корректировать. А так же использовать различные графические редакторы для создания чертежей и их корректирования, что значительно облегчает работу пользователя с системой СЕМС и дает возможность выбора графического редактора.

### **Дослідження впливу ексцентриситету колії на вантажопідйомність залізобетонних плитних секційних прогонових будов**

Гук Л. М. (ДП «Придніпровська залізниця»), Распопов О. С., к.т.н.  
(ДНУЗТ), Редченко В. П., к.т.н. (ДерждорНДІ)

За діючими нормами («Інструкція по утриманню штучних споруд», ЦП/0054, 1999 р., п.3.3.) на залізничних мостах ексцентриситет колії при їзді на баласті не повинен перевищувати 50 мм. При перевищенні вказаної величини допустимість наявного ексцентриситету слід перевіряти розрахунками за умовою достатності вантажопідйомності головних балок та плити баластового корита. Зменшення вантажопідйомності головних балок виникає внаслідок перерозподілу зусиль між ними, а для плити баластового корита визначальним є збільшення навантаження на її консольну частину і саме цей факт в багатьох випадках є визначальним.

На залізницях України до цього часу експлуатується значна кількість малих мостів із залізобетонними плитними секційними прогоновими будовами запроєктованими за нормами 1907 – 1927 рр. При наявності ексцентриситету колії на таких мостах безумовне виконання вимоги про визначення вантажопідйомності з врахуванням перерозподілу зусиль між секціями призводить до значних перевитрат праці інженерного персоналу мостостанцій. Додаткових труднощів додає той факт, що в діючих вказівках («Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів» ЦП/0085, 2002) подібні прогонові будови фактично не розглянуті. В той же час, зважаючи на те, що консольні частини плит в таких прогонових будовах відсутні, допустимий ексцентриситет в 50мм для них, очевидно, може бути збільшеним. З метою визначення допустимих ексцентриситетів колії на подібних прогонових будовах та розробки рекомендацій по визначенню їх вантажопідйомності кафедрою «Мости» ДНУЗТ та відділом інженерних споруд ДП «Придніпровська за-

лізниця» в 2006–2007 роках проводяться відповідні дослідження на натурних об'єктах.

В 2006 році проводились натурні випробування прогонової будови двоколісного мосту на км 241+245 ділянки П'ятихатки – Чаплине (Синельникове II – Вишневецьке), за якими було встановлено фактичний розподіл між секціями прогонової будови від рухомого навантаження. Прогонова будова — плитна секційна із залізобетонних плит (11 плит) запроектованих за нормами 1907 р. Розрахунковий прогін складає 2,55 м, повна довжина 2,95 м. Товщина плити 35 см. Зміщення колій відносно вісі прогонових будов (умовний поділ) не однакові, і в середньому складають для парної колії 59 см, для непарної 19 см.

Розподіл тимчасового навантаження між секціями плити можна охарактеризувати функцією, яка складається з квазістатичного розподілу навантаження та з динамічного розподілу. Квазістатична складова залежить від фактичного положення колій, різниці висот між рейками (нахилу вагону) та швидкості руху навантаження (крива ділянка колії). Динамічна складова залежить від стану колії та швидкості руху навантаження (в меншій мірі ще й від типу навантаження). В даному випадку, за результатами випробувань квазістатичний розподіл навантаження характеризується максимальним відносним коефіцієнтом навантаження на одну секцію 0,29. За рахунок динамічного розподілу, при швидкості руху навантаження 60 км/год, значення вказаного коефіцієнту зростає до 0,32. Розрахунковий коефіцієнт при відсутності ексцентриситету колії становить 0,35. Як бачимо, наявність ексцентриситету навіть величиною в 59 см не привело до перевищення розрахункової частки тимчасового навантаження, що підтверджує висловлені попередні припущення.

### **К вопросу о жесткости упругих опор (подвесок) висячего моста при расчете собственных частот**

Железняк Г.С. (ОАО Проектный институт «ДнепрПСК»),  
Солдатов К.И., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Доклад посвящен исследованию жесткости упругих опор (подвесок) висячего моста при расчете собственных частот, представленного расчетной схемой – балка на упругих опорах. Упругими опорами в данном случае являются подвески вместе с кабелем. Расчетная схема представляет собой кабель висячего

моста, нагруженный собственным весом и силой, приложенной к подвеске, расположенной в середине (первый случай) и в четверти пролета (второй случай). Таким образом, сила является реакцией подвески, прикрепленной к кабелю соответственно в середине и в четверти пролета. Данная схема с силой, приложенной в середине пролета, опробована в диссертации К.И. Солдатова и показала хорошую сходимость результатов расчета с расчетами другими методами и экспериментом. На основании классификации, предложенной проф. В.К. Качуриным о жестких и гибких нитях, был проведен расчет, с учетом присущих им особенностей, для жесткости упругих опор в отличных от середины сечениях по длине (в четверти).

При допущении о нерастяжимости кабеля при расчете по теории гибких нитей, полученный результат для жесткости упругой опоры в четверти пролета аналогичен результату для середины пролета, что подтверждает правильность расчетной схемы в виде балки на равноупругих опорах

$$C_0 = \frac{ql}{2f_0},$$

где  $C_0$  – жесткость упругой опоры, кН/м;  $q$  – равномерная распределенная нагрузка на кабель (собственный вес), кН/м;  $l$  – пролет висячего моста, м;  $f_0$  – начальная стрела прогиба кабеля, м.

Результат для жесткости упругой опоры в четверти пролета, полученный из условия растяжимости кабеля по теории жестких нитей, несколько отличается от результата для середины пролета (до 12%). Однако, как было показано в более ранних работах по исследованию колебаний балок на упругих опорах, данным различием можно пренебречь при отличии в жесткостях опор до 25%, имея погрешность для частоты не более 10%.

Результаты данного исследования апробированы при расчете нескольких реально существующих висячих мостов и показали хорошую сходимость результатов при довольно простой методике расчета.

Основным достоинством данной расчетной схемы является то, что она дает правильный результат по частоте первой формы колебаний, что другими исследователями достигается очень сложными расчетами или же дает результат с большими погрешностями.

## **Причини виникнення тріщин втоми у зварних прогонових будовах**

Закора О.Л., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Линник Г.О.  
(«Укрзалізниця», м. Київ)

На залізницях України експлуатується близько 1500 прогонових будов із суцільною стінкою та решітчастих зварних прогонових будов. Велика частина цих прогонових будов знаходиться вкрай тяжкому стані по причині виникнення тріщин втоми. Деякі з них виявляються вже в перші декілька років експлуатації, і можуть суттєво знижувати несучу здатність прогонових будов. Не дивлячись на достатньо ретельні розрахунки на витривалість, що мають проводитися при проектуванні кожної прогонової будови, у багатьох випадках цього виявляється недостатньо, і вже на стадії експлуатації доводиться боротися з проблемами втоми матеріалу прогонових будов.

На сьогодні відомо близько 20 типів тріщин втоми у металевих прогонових будовах. Основною причиною появи подібних тріщин є наявність місцевих концентрацій циклічних напружень. У багатьох випадках у якості концентратора напружень виступає зварний шов або біляшовна зона, у якості циклічного навантаження виступають навантаження прогонової будови рухомим складом.

Особливо небезпечними для експлуатації є втомні тріщини, які зароджуються поблизу верхніх поясів в районі кінців кутових швів прикріплення вертикальних ребер жорсткості до стінок і розвиваються по металу стінок.

Як показує досвід експлуатації прогонових будов, зведених по проекту інв. №690 проектування ПСК, дані тріщини виявляються біля ребер жорсткості, що знаходяться близько до чверті прогону, і, що характерно, у перші роки експлуатації. Після зародження дані тріщини, як правило, розвиваються паралельно поясам, причому довжина тріщини може досягати більше 1 м.

Причина появи подібних тріщин точно не відома. Існує припущення, що по причині позацентрового прикладення навантаження на балку стінка балки у місці приєднання до неї ребра жорсткості зазнає складного напружено-деформованого стану, що може бути причиною зародження тріщини. Мета даної роботи – дослідження напруженого стану балки під тимчасовим навантаженням та виявлення причин появи цих тріщин з подальшою можливістю їхньої ліквідації.

Теоретичні дослідження проводилися на прикладі прогонової будови з наскрізними фермами з їздою низом проектування ПСК з розрахунковим прого-

ном 55 м (інв. №690). Дослідження проводилися за допомогою методу скінченних елементів за допомогою програмного комплексу Selena 4.1.1. У якості розрахункової моделі було прийнято просторову модель з кінцевих елементів у вигляді пластин, що моделює балкову клітку даної прогонової будови.

Аналіз напружено-деформованого стану стінки поздовжньої балки типової прогонової будови виявив причини виникнення тріщин втомі біля вузла з'єднання ребра жорсткості зі стінкою балки. Причиною виявилось явище місцевої концентрації напружень розтягу у характерному місці появи тріщин. Отже, всі методи по ремонту та попередження появи даного типу тріщин, мають бути направлені або на зменшення напружень у даних локальних областях, або на покращення властивостей матеріалу балок, що сприймає ці напруження.

### **Современные аспекты мониторинга мостов**

Казакевич М. И., д.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Фундаментальные идеи динамической интегральной диагностики состояния конструкций как наиболее эффективного компонента мониторинга мостов были сформулированы автором в 70-80 гг. Их дальнейшее развитие оказало позитивное влияние на решение реальных проблем обеспечения эксплуатационной надежности как мостов, так и других классов сооружений.

В обзоре представлены основные концептуальные соображения по разработке и реализации системного подхода к созданию мониторинга мостовых сооружений.

Сформулированы критерии диагностики эксплуатационной надежности мостов как фундаментальной цели мониторинга.

Отличительной особенностью современного аспекта мониторинга мостов является переход от требований обеспечения надежности к требованию обеспечения всей совокупности потребительских качеств сооружений.

В качестве убедительной иллюстрации эффективности метода динамической интегральной диагностики приведены материалы по организации мониторинга вантово-арочного моста в Серебряном Бору в г. Москве.



## **Проблеми сейсмосахисту конструкцій мостових переходів в Україні**

Казакевич М.І., д.т.н., Косяк В.М., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

Сейсмосахист мостових переходів – складна специфічна задача. Її рішення потребує чіткого розуміння особливостей сейсмічного впливу на конструктивні елементи споруди і обґрунтованого вибору методів досліджень та розрахунків. Вибір оптимальних параметрів конструктивних схем споруд, які експлуатуються в районах з підвищеною сейсмічністю, систем їх сейсмосахисту необхідно здійснювати з урахуванням рівня надійності.

Особливість сейсмічності України полягає в небезпечному прояві техногенних подій на 90% території країни, підвищенні розрахункової сейсмічності територій, які вважались несейсмічними та підвищенні відгуків території на загальне зростання тектонічної активності Землі.

Основні проблеми сейсмосахисту конструкцій мостових переходів в Україні можна віднести до двох основних груп: природніх і пов'язаних з діяльністю людей.

До природніх проблем відносяться:

- неоднорідність сейсмотектонічної структури території країни;
- наявність територій з різношвидкісними геологічними процесами з різним геодинамічним потенціалом;
- різноманітність конструкцій та матеріалів елементів мостових переходів;
- різний рівень зносу конструкцій, що експлуатуються.

До проблем, пов'язаних з діяльністю людей, відносяться:

- відсутність державної концепції сейсмосахисту мостових переходів в Україні;
- відсутність геодинамічного полігону для проведення досліджень роботи сейсмосахисних конструкцій;
- відсутність централізованого замовлення і фінансування робіт в напрямках сейсмічного районування території та розробки конструктивних рішень для сейсмосахисту споруд;
- недостатній рівень розвитку мережі діючих сейсмічних станцій і модернізації їх обладнання;

- відсутність геоінформаційної системи, яка дозволяє прогнозувати розвиток найбільш небезпечних процесів в геологічному середовищі основ мостових переходів;
- низький рівень інформованості населення щодо реального рівня сейсмічної небезпеки територій;
- відсутність законодавчих вимог щодо впровадження заходів з пониження сейсмічного ризику і страхування від наслідків землетрусів та проявів техногенної сейсмічності.

Для рішення проблеми сейсмосахисту мостових переходів в Україні пропонується програма проектування нових і модернізації існуючих споруд в складі мостових переходів. Її складовими частинами є створення сейсмостійких систем мостових переходів (вишукування, вибір типу конструкції та розрахункових методів і програм для врахування сейсмічних впливів, моделювання роботи споруд і будівництво з контролем якості застосованих матеріалів та виконання робіт, з проведенням у разі потреби додаткових вишукувань), створення системи безпеки та антиаварійних заходів (апаратури для спостереження за сейсмічними впливами, автоматизованих систем реагування на сейсмічні прояви) і підготовку спеціалістів.

### **Шляхи забезпечення нормативного ресурсу прогонових будов залізничних мостів**

Кир'ян В.І., д.т.н., Книш В.В., к.ф-м.н. (Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України), Линник Г.О. (Укрзалізниця, м. Київ)

У відповідності з нормативним документом (ДБН В.2.3-14:2006) проектний термін служби прогонових будов залізничних мостів складає 100 років. В той же час, досвід експлуатації показав, що в типових прогонових будовах залізничних мостів (проектування 60-70 років) зароджуються тріщини втоми невдовзі після початку експлуатації. До утворення тріщин достатніх розмірів, щоб їх можна було виявити, проходить від чотирьох до семи років, а в деяких випадках (на вітках значної навантаженості) вони спостерігаються через 1-3 роки роботи будови. За такими типовими проектами прогонові будови залізничних мостів виготовляються і тепер.

Проведеними дослідженнями напружено-деформованого стану елементів прогонових будов встановлені причини такого раннього зародження тріщин втоми. Головними є виникнення вібрації елементів і місцевих додаткових перемінних напружень, що пов'язано із зосередженою дією нецентрованого відносно стінок головних балок обігового навантаження при проходженні кожної осі рухомого складу.

Для запобігання такого раннього зародження тріщини втоми в залізничних мостах слід удосконалювати їх конструкцію таким чином, щоб виключити можливість появи недопустимих вібрацій і місцевих напружень. Основні принципи конструювання такої зварної прогонової споруди започатковані в ІЕЗ ім. Є.О. Патона. Безумовно, що поряд з удосконаленням конструкції прогонових будов мостів необхідно обробляти зварні з'єднання для підвищення їх циклічної довговічності. При цьому, доречно підкреслити, що конструктивні заходи є першочерговими. Навряд чи доцільно при виготовленні прогонових будов компенсувати обробками зниження довговічності вузлів за рахунок додаткових факторів, які не приймаються до уваги в розрахунках мостів на втому.

В ІЕЗ ім. Є.О.Патона для обробки зварних з'єднань на стадіях виготовлення металоконструкцій, їх експлуатації та ремонту розроблено спосіб поверхневого пластичного деформування зони переходу від металу шва до основного матеріалу (високочастотна механічна проковка - ВМП). В результаті такої обробки зменшується концентрація напружень, утворюються залишкові напруження стискання на рівні границі текучості і наклепується поверхневий шар металу. Все це призводить до суттєвого підвищення опору втомі зварного з'єднання. В залежності від механічних властивостей металу, типу зварного з'єднання, характеристики циклу змінного навантаження, рівня вихідних залишкових напружень ВМП підвищує циклічну довговічність у 8...10 разів, а границю витривалості на базі  $2 \cdot 10^6$  циклів на 30...200 %. Виходячи з встановленого механізму впливу ВМП на роботоздатність зварних з'єднань, розроблена методика прогнозування ефективності обробки.

Отримані експериментальні результати підтвердили високу ефективність використання ВМП для обробки зварних з'єднань експлуатуємих металоконструкцій, які мають значний рівень накопичених втомних пошкоджень в зонах концентраторів напружень, а в деяких випадках і втомні тріщини глибиною до 1 мм. Їх довговічність після ВМП виявилась більшою за нормативну –  $2 \cdot 10^6$  циклів.

Встановлено, що найбільш ефективно запобігання розвитку втомного руйнування зварних вузлів досягається шляхом механічного видалення пошкодженого металу з тріщиною, заварювання дуговим способом вибраної ділянки і ВМП зони переходу від металу ремонтного шва до основного матеріалу. Ремонт за допомогою зварювання повністю відновлює довговічність пошкодженого вузла, а ВМП підвищує її до 5 разів.

### **Моніторинг існуючих засобів механізації для ремонту і утримання мостових споруд**

Кіслов О.Г., к.т.н., Бугаєвський С.О., к.т.н.,  
Чугуєнко С.А., к.т.н. (ХНАДУ, м. Харків)

Мости на шляхах сполучення це складні споруди, будівництво яких потребує значних фінансових ресурсів. Але й подальша експлуатація цих споруд потребує постійного нагляду та проведення своєчасних ремонтних робіт. У свою чергу виконання цих робіт потребує використання спеціального та будівельного обладнання.

Експлуатацію мостів згідно з діючими «Технічними правилами» та «Інструкцією по організації догляду за штучними спорудами» можна розділити на декілька етапів: огляд споруд, обстеження та випробування, ремонт та реконструкція. Кожен з цих етапів потребує використання допоміжного обладнання.

У СРСР було організовано централізоване управління постачанням обладнання для будівельних та ремонтних робіт. Були розроблені довідники існуючих конструкцій та механізмів, в яких надані перелік різноманітного обладнання з наведеними основними технічними характеристиками. Але нажаль на цей час багато з підприємств, що виготовляли цю техніку, припинили свою роботу чи перекваліфікувались на виробництво іншої техніки.

З метою оглянути техніку, що використовується на підприємствах, які ремонтують та утримують мостові споруди, авторами було здійснено виїзди у наступні організації:

- Мостогазін № 27 (м. Харків);
- «Альпсервіс» (м. Харків);
- Мостогазін № 33 (м. Горлівка);
- ВП «Мост» (м. Донецьк).

Ці організації є найбільшими, що займаються ремонтом та утриманням мостових споруд на території України. Мостозагони № 27 та №33 в основному займаються капітальним ремонтом та реконструкцією мостових споруд. Це пов'язано з незадовільним станом більшої частини мостів в Україні. Ці організації належать до групи компаній «Мостобуд». Приведені організації засновані на базі структури підприємств, що існувала ще у радянські часи. У зв'язку з цим вони використовують базу старого обладнання, яке використовувалось ще за радянських часів. При цьому проводиться оновлення обладнання на сучасне, але цей процес довгий і пов'язаний з потребою у крупних фінансових вливаннях. Недолік обладнання компенсують при необхідності орендою обладнання у інших організаціях.

ВП «Мост» виконує повний спектр робіт, що пов'язані з будівництвом ремонтом та реконструкцією мостових споруд починаючи з етапу проектування і закінчуючи проведенням будівельних робіт на об'єктах.

ТОВ «Альпсервіс» займається виконанням ремонтних робіт пов'язаних з безпекою на великих висотах. Це комерційна приватна організація, вона закуповує більш-менш сучасне обладнання іноземного та вітчизняного виробництва. Деяке обладнання та механізми необхідні для ремонту організації розробляють та виготовляють своїми силами.

Проведений аналіз показав, що для ремонту мостових споруд необхідно використовувати велику кількість різноманітного обладнання. Більшість організацій, що спеціалізуються на роботі з мостовими спорудами мають обладнання, яке застаріло як морально так і фізично. Так більшість обладнання виготовлено і використовується у підприємствах ще з радянських часів. У зв'язку з цим виникає необхідність у закупівлі нового обладнання, що також викликано й технологіями, що постійно розвиваються у цій галузі.

### **Будівництво сталезалізобетонних мостів із балок тривалого зберігання**

Коваль П.М., к. т. н. (ДерждорНДІ), Балабух Я.А. (ЛРНТЦ ДерждорНДІ)

Сталезалізобетонні мости є ефективними спорудами, в їх прогонових будовах раціонально використовуються сталеві балки і залізобетонні плити проїзної частини. Але для автодорожніх мостів малих і середніх прольотів в Україні тривалий час такі конструкції майже не використовувались. І лише в останні

роки на автомобільних дорогах України почалося будівництво балочних сталезалізобетонних мостів.

В ряді випадків будівництва сталезалізобетонних мостів на місцевих автомобільних дорогах виникає потреба використання для прогонових будов металевих балок тривалого зберігання. Прикладом будівництва таких мостів є відновлення мостових переходів у Закарпатській області після повеней 1998 та 2000 років. Для зведення шести мостів були використані балки мобрезерву БРП для влаштування тимчасових мостів та балки, які передбачалося використати для монтажу мостових кранів.

Щоб забезпечити безаварійну експлуатацію цих мостів оцінювалася надійність сталевих балок за їх збережуваністю. Збережуваність – це властивість об'єкта зберігати значення показників безвідмовності, довговічності та ремонтпридатності протягом і після зберігання, транспортування та складування. Збережуваність об'єкта характеризують як його здатність чинити опір негативному впливу умов і тривалості зберігання, транспортування і складування, зберігаючи безвідмовність і довговічність. Збережуваність визначають у вигляді двох складових, одна з яких виявляється під час зберігання, а друга – під час використання об'єкта після зберігання і транспортування, а також у процесі ремонтів або консервацій.

Були досліджені фізико-механічні властивості матеріалу балок, для чого з них відбиралися зразки. Робота окремих балок та у складі прогонових будов досліджувалася їх натурними випробуваннями. Після будівництва мости випробовувались статичним і динамічним навантаженням, визначалися прогини і напруження у елементах конструкцій, тріщиноутворення фіксувалося методом акустичної емісії.

Приведемо приклад результатів випробування одного з мостів – через р. Шопурка. Прогонова будова нерозрізна за схемою  $3 \times 24 + 1 \times 12$  м, утворена у поперечному перерізі з чотирьох двотаврових балок на відстані 2,14 м, з'єднаних швелерними в'язями. Об'єднання монолітної плити з балками виконане за монолічуванням жорстких упорів, приварених до верхніх поясів. Висота балок мобрезерву складає 1,04 м, по довжині у крайніх чвертях прольоту вони об'єднані монтажними стиками на накладках.

Максимальний прогин балки, зафіксований при випробуваннях, становив 16,04 мм, що у 3,7 разів менше нормованої величини  $1/400$  прольоту, що становить 60 мм. Максимальні напруження у розтягнутому поясі балки становили 117,6 МПа і є меншими за допустимі напруження. Задовільними є динамі-

чні характеристики прогонових будов: максимальна амплітуда коливань 2,0 мм і власна частота коливань 2,2-2,4 Гц. За результатами дослідження моста методом акустичної емісії встановлено, що міст не має дефектів структури матеріалів, які б мали тенденцію до аварійного розвитку.

За результатами статичних і динамічних випробувань моста через р. Шопурка встановлено, що конструкції моста не мають дефектів і пошкоджень, які б знижували його несучу здатність. Зроблено висновок, що міст придатний до експлуатації під тимчасове вертикальне навантаження А-11 і НК-80.

Позитивні результати досліджень на об'єктах мостового будівництва дали змогу рекомендувати запропоновані підходи до використання балок тривалого зберігання при будівництві інших сталезалізобетонних мостів в Україні.

### **Перспективи використання модульних деформаційних швів для мостових споруд**

Косяк В.М., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Ковальчук В.В.  
(ЧПКП «Технотранспроект», м. Дніпропетровськ)

Модульні деформаційні шви для мостових споруд призначені для використання в мостових спорудах, суміжні елементи яких (прогонові будови) мають переміщуватись при збереженні непереривної верхньої поверхні споруди (проїзної частини) і забезпеченні герметичності деформаційного шва.

Одним з сучасних типів модульного деформаційного шва є конструкція з жорстким закріпленням сталених проміжних елементів на утримуючих поздовжніх траверсах. До траверс прикріплені герметизуючі профілі і пружні елементи, які дозволяють регулювати переміщення суміжних торців балок і забезпечувати рівномірний зазор між поперечними елементами.

Конструкція модульних деформаційних швів забезпечує такі основні властивості:

- пристосування мостової споруди до переміщень суміжних прогонових будов;
- рівномірне розподілення загального переміщення на окремі зазори шва;
- непереривність руху транспортних засобів із незмінною швидкістю;
- герметичність водостоку з основних конструкцій;

- виключення безпосереднього контакту металу з металом завдяки наявності еластомерних матеріалів і зниження шумової емісії.

Застосування таких деформаційних швів дозволяє уникнути поточних витрат на утримання мостів і дозволяє значно покращити умови експлуатації.

Використання модульних деформаційних швів можливо як при звичайних умовах будівництва, так і при зведенні споруд в особливих умовах, зокрема в сейсмічних районах, на посадочних ґрунтах тощо.

### **Надежность металлических пролетных строений ПСК железнодорожных мостов**

Круглов В.М., д.т.н., Осипов В.О., Феоктистова Е.П. (МИИТ, г. Москва)

На основании оценки грузоподъемности типовых металлических пролетных строений проектировки Проектстальконструкции (ПСК), выполненной по «Руководству по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов» 1987 г., выявлены элементы, имеющие недостаточную прочность при нагрузках II категории и С12.

По результатам сравнения классов элементов по прочности, устойчивости и нагрузки (с учетом тормозной и ветровой нагрузок) установлено, что пролетные строения пролетами 66-88 м с мостовым полотном на деревянных поперечинах имеют II категорию грузоподъемности; пролетные строения пролетом 99 м – III - IV категории в зависимости от района расположения моста по скоростным напорам ветра и высоты низа фермы, а пролетные строения пролетом 110 м - III - V категории грузоподъемности.

При переустройстве мостового полотна на железобетонной плите с учетом тормозной и ветровой нагрузок пролетные строения пролетом 77 м соответствуют II категории грузоподъемности; пролетные строения пролетом 88 м - III категории грузоподъемности; а пролетные строения пролетами 99 м, 110 м - IV - V категориям грузоподъемности в зависимости от района расположения моста по скоростным напорам ветра и высоты низа фермы. Пролетные строения расчетными пролетами 33-55 м имеют грузоподъемность, обеспечивающую пропуск нагрузок выше II категории.

Оценка усталостной долговечности элементов пролетных строений ПСК выполнена по методике, разработанной в МИИТе. Определена мера накоплен-



ных усталостных повреждений элементов главных ферм пролетных строений за период эксплуатации от пропуска обращавшихся ранее и современных поездов. Определен остаточный усталостный ресурс элементов пролетных строений при дальнейшем обращении современной нагрузки и перспективной.

Расчетами также установлено, что многие элементы главных ферм пролетных строений ПСК, запроектированных под нагрузку Н7, имеют сравнительно низкий усталостный ресурс. Так остаточный усталостный ресурс подвесок составляет около 140 тысяч перспективных поездов с 8-ми осными вагонами интенсивностью нагрузки 105 кН/м; а раскосов главных ферм пролетами 44-66 м, работающих с преимущественным растяжением, - несколько сотен тысяч. Необходимо повысить остаточный усталостный ресурс наиболее слабых по выносливости элементов.

Эффективным и надежным способом повышения усталостной долговечности клепаных элементов главных ферм в креплениях к фасонкам является замена заклепок двух крайних рядов, считая от середины элементов, высокопрочными болтами. При этом, чем раньше будет проведена замена заклепок высокопрочными болтами, тем значительно вырастет остаточный усталостный ресурс. Этот способ обеспечивает повышение остаточного усталостного ресурса в несколько раз.

Результаты обследования пролетных строений ПСК показали, что они находятся, как правило, в хорошем физическом состоянии. Исследования металла не выявили существенных отклонений прочностных характеристик. При незначительном усилении слабых элементов эксплуатацию этих пролетных строений можно продлить на 30-50 лет при повышении нагрузки до уровня С12.

Следует отметить, что клепаные пролетные строения, в том числе и усиленные с применением соединений на заклепках и высокопрочных болтах, имеют более высокую стойкость против хрупких разрушений, чем сварные.

### **Эксплуатационные проблемы повышения долговечности автодорожных мостов и путепроводов**

Куш Н.Н., Гулицкая Л.В., к.т.н. (БНТУ, г.Минск)

На долговечность и эксплуатационную надежность железобетонных автодорожных мостов и путепроводов, как показывает опыт обследования таких сооружений, значительное влияние оказывают атмосферные факторы: осадки в

виде снега и дождя, а также солнечная радиация. Во многих случаях эти факторы оказывают на мостовые сооружения более разрушительные воздействия, чем временная нагрузка. Наиболее неблагоприятные воздействия на бетон оказывает вода при длительном замачивании и знакопеременных температурах в зимний и весенний периоды. Наиболее уязвимыми местами являются фасадные поверхности мостов и путепроводов: торцы ригелей опор, поверхности крайних балок и плит пролетных строений, тротуарные блоки. При этом заметно более интенсивное разрушение поверхности бетона южных фасадных поверхностей мостовых сооружений. Кроме того, усиленному разрушению фасадной поверхности мостов и путепроводов способствует воздействие песчано-солевых противогололедных смесей, применяемых при зимнем содержании автодорог. Усиленному разрушению фасадной поверхности мостов и путепроводов способствует и человеческий фактор. Так, в проектах мостовых сооружений практически отсутствуют решения по защите фасадных поверхностей (устройство карнизов, сливов и т.д.) в отличие от проектов гражданских и промышленных зданий. При строительстве мостов и путепроводов подрядчики часто пренебрегают устройством сливов на ригелях опор, устанавливают водоотводные трубки недостаточной длины, в результате чего идет замачивание поверхности бетона опор и пролетных строений, способствуя его разрушению. Представители технического надзора не придают этим факторам особого значения, считая эти недоделки незначительными. Недостаток специалистов по содержанию мостов и путепроводов в эксплуатирующих организациях приводит к тому, что десятилетиями не выполняются рекомендованные специалистами по обследованию работы по упорядочиванию водоотвода с мостового полотна и по защите фасадных поверхностей мостовых сооружений, что способствует усиленному разрушению последних. С течением времени возможно и обрушение крайних балок пролетных строений. В настоящее время сотни мостов и путепроводов на автодорогах Белоруссии имеют значительные площади поврежденных или полностью разрушенных фасадных поверхностей.

В научно-исследовательской лаборатории мостов и инженерных сооружений Белорусского национального технического университета разработаны простые конструктивные решения для защиты фасадной поверхности опор и пролетных строений – применение специально устроенных карнизов и сливов, выполняемых из оцинкованной стали и полимерных материалов, в сочетании с использованием защитных (атмосферостойких) покрытий фасадных поверхностей мостов и путепроводов.

Как показывает многолетний опыт обследования железобетонных мостовых сооружений проблема защиты фасадных поверхностей от разрушения может быть решена в результате комплексного выполнения следующих мероприятий:

- предусматривать защиту фасадов опор и пролетных строений на стадии проектирования;
- устанавливать защитные устройства на фасадные поверхности опор и пролетных строений существующих сооружений;
- окрашивать фасадные поверхности атмосферостойкими красками, при этом окрашивая южную поверхность в более светлые тона, уменьшая нагрев бетона;
- повышать квалификацию специалистов эксплуатирующих организаций.

### **Проблема оценки долговечности железобетонных мостов**

Лантух-Лященко А.И., д.т.н. (НТУ, г. Киев)

Задача оценки ресурса мостов, как на этапе проектирования, так и в процессе эксплуатации, - всегда была наименее изученной в теории сооружений, а с другой стороны – наиболее значимой в социально-экономическом плане. Сегодня, в условиях весьма ограниченного финансирования системы эксплуатации, стратегическое планирование финансирования отрасли должно опираться на, как можно более реалистичный, прогноз технического состояния моста.

Считается, что долговечность железобетонных пролетных строений автодорожных мостов, которые проектируются в соответствии с нормативными требованиями, будет составлять 80 – 100 лет. Какой была теоретическая база установления такого срока долговечности – неизвестно. Нормами Советского Союза проектная долговечность не декларировалась вообще. В нормативах Украины срок 80 лет установлен из опыта проектирования и эксплуатации железобетонных пролетных строений. В Еврокоде срок жизненного цикла мостов, независимо от конструкции и материала, установлен в 100 лет.

В Японии средняя длительность жизненного цикла железобетонных мостов установлена Министерством финансов – 60 лет. Реальный средний срок службы железобетонных пролетных строений в странах Европы составляет 50 – 60 лет.

Глобальная проблема прогноза долговечности состоит в том, что бы объединить научный базис исследований деградации железобетона с требованиями правил проектирования, условий строительства, эксплуатации и получить теоретические модели оценки долговечности мостов на всех этапах жизненного цикла. Очевидной есть необходимость в разработке практического аппарата управления долговечностью.

Сегодня мы не имеем достаточных доказательств, что железобетонные пролетные строения в момент сдачи в эксплуатацию имеют декларируемую долговечность. Приходится признать, что снижение среднего срока службы закладывается еще на стадии изыскания и проектирования сооружения. В проектном решении никак не отображается, в каких условиях, и с какой скоростью будет протекать деградация железобетонных элементов.

В статье излагается детерминистический подход к оценке долговечности железобетонных элементов мостов на этапе проектирования. Моделями описания скорости деградации бетона есть общие законы аналитической теории диффузии, известные как уравнения первого и второго законов Адольфа Фика (1855 г.).

Другой, вероятностный подход прогноза долговечности на этапе проектирования, основан на статистическом анализе жизненного цикла эксплуатируемых мостов. Модель имеет в качестве аргумента один параметр - характеристику трещинообразования.

Представлены также модели оценки остаточного ресурса железобетонных элементов эксплуатируемых мостов. Предлагаемые модели описывают процесс деградации, содержащий постепенные и внезапные отказы. Эволюция системы описывается как дискретный стохастический марковский процесс с непрерывным временем, с равномерно распределенными промежутками времени между состояниями. Предлагаемые модели постепенного накопления повреждений элементов положены в основу нормативных документов по оценке технического состояния автодорожных мостов.

## Технології з'єднання арматурних стержнів та їх розрахунок

Лучко Й.Й., д.т.н. (Львівський державний аграрний університет, м. Львів),  
Пенцак А.Я., Пелех Р.Я. (ТзОВ „Фірма Терміт”, м. Львів)

На сучасному етапі розвитку будівельної індустрії широко використовують збірні та монолітні залізобетонні попередньо напружені конструкції каркасів будівель та споруд (плити перекриття, балки, ферми, опори тощо), армовані високоміцною стержневою арматурою різних класів міцності і основною проблемою є з'єднання арматурних стержнів.

Термомеханічно зміцнена сталь арматури класу А600С, А800С ( $\sigma_s=1100$  МПа) має суттєвий для виробництва недолік - погано зварюється, тому для стикування арматурних стержнів з високоміцної сталі пропонуються механічні з'єднання.

У роботі проведено аналіз конструкцій механічних з'єднань провідних фірм світу. Головним є експлуатаційна безпека будівлі. Тому в більшості країн світу, у тому числі у Великобританії, США, Німеччині, Росії та Україні для стикування арматури діаметром 10-40 мм використовують механічні з'єднання, що гарантують надійність споруди, які описані у працях провідних вчених.

Механічні з'єднання, за умов їх роботи в залізобетонних конструкціях і залежно від вимог, що пред'являються до їх міцності на розтяг і стиск, поділяються на розтягнуті і стиснуті контактні. Розтягнуті стики можуть використовуватися в залізобетонних конструкціях з розрахунковими опорами розтягу і стиску за нормативними документами для арматури відповідних класів.

Авторами запропоновано метод механічного з'єднання арматурних стержнів за допомогою обтискних втулок та пристрій для його реалізації. Проведено експериментальні дослідження працездатності залізобетонних конструкцій (плит, балок, та ін.), армованих стержнями, що з'єднані за допомогою цього методу. Результати експериментальних досліджень деформативності, тріщинностійкості та міцності підтвердили можливість впровадження в практику будівництва.

У даній роботі за допомогою числового моделювання обґрунтовується технологія способу механічного з'єднання арматури за допомогою накладання на стержні пружної циліндричної обтискної втулки. Використовуючи наведений вище метод, розв'язана осесиметрична пружна задача про механічний контакт

арматури з обтискною втулкою. Всі розрахунки проводились у безрозмірних величинах.

На основі проведених досліджень можна зробити такі висновки.

Обґрунтовується доцільність переходу на арматурну сталь класу A500C (B500C). Розглядається проблема стикування арматури для монолітного залізобетону. Порівнюються різні способи з'єднання арматури, показані переваги механічних з'єднань.

Таким чином, у роботі наведена характеристика матеріалів, конструкція зразків та технологія їх виготовлення. Описана методика та схема випробування балкових залізобетонних зразків на втомну міцність та фізико-механічні характеристики балок, армованих з'єднаною арматурою.

Отже, числовий розв'язок осесиметричної задачі з'єднання арматурних стержнів пружною пружною обтискною втулкою показав, що найбільші за абсолютною величиною нормальні радіальні напруження  $\sigma_{rr} / E$  виникають на краях ребер арматури. Найбільші радіальні переміщення  $u_r / d$  на краях пружної муфти.

## **Квазилинейные графические модели пространства**

Малый А. Д., к.т.н., Данилов Е. А., Попудняк Ю. Я.  
(ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Любая графическая модель пространства состоит из двух частей: графической и аксиоматической.

Графическая часть модели это совокупность геометрических элементов, размерность которых соответствует на плоскости размерности пространства. В наиболее распространенном методе двух изображений и его частном случае методе Монжа графическая часть модели произвольной точки точечного пространства – это пара точек.

Аксиоматическая часть содержит положения об аппарате проецирования.

Исследуя модели, в которых проецирующие связи прямых заменяются перспективными им относительно плоскостей проекций связками кривых. В этом случае графическая часть модели остается как бы линейной, но моделирует она нелинейные объекты пространства.

Между исходным и новым пространством устанавливается однозначное соответствие, что позволяет на комплексном чертеже исследовать свойства поверхностей высших порядков и строить их чертежи.

В работе рассмотрен пример, в котором в эпюре Монжа вместо связок проецирующих прямых используются линейная конгруэнция прямых и связка коник. Исследованы проецирующие поверхности третьего порядка. Они могут быть применены при конструировании поверхностей технических форм (конструктивных элементов сооружений железнодорожного транспорта, рабочих органов строительных машин, срединных поверхностей оболочек и др.)

### **Особливості просторової роботи металевих ферм під вітровим навантаженням**

Марочка В.В., к.т.н., Верьовка А.П. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

Робота присвячена актуальному питанню вдосконалення методик інженерного розрахунку металевих прогонових будов з наскрізними фермами. Не дивлячись на багатократну статичну невизначуваність, на сьогодні подібні конструкції у мостобудуванні прийнято розраховувати за допомогою плоских статично визначуваних схем, які, в деяких випадках, можуть призвести до значних похибок у розрахунках.

У даній роботі була зроблена спроба на прикладі типової прогонової будови визначити степінь розподілу вітрового навантаження між верхньою і нижньою вітровими фермами. Дослідження проводилися на прикладі металевої прогонової будови з наскрізними фермами з їздою низом розрахунковим прогоном 55 м (проекування ПСК типовий проект № 690/2).

Просторова модель, що була створена для проведення досліджень, мала фізичні характеристики, що відповідають конструкції прогонової будови. Зовнішнє навантаження, що прикладалося до моделі, було представлене у вигляді рівномірно розподіленого тиску на всі елементи конструкції. Інтенсивність тиску визначалась у відповідності з чинними нормами.

Дослідження виявили певні неточності загальноприйнятих при розрахунку подібних конструкцій припущень. За результатами даних досліджень були сформульовані наступні основні висновки:

- Тиск вітру на наскрізні ферми розподіляється відповідно між верхньою та нижньою вітровими фермами відповідно 33% та 67%. Якщо порівняти з загальноприйнятими співвідношеннями, можна побачити, що нижні вітрові в'язі перенапружені, оскільки в загальному випадку розраховуємо на 60%. Верхні вітрові в'язі при цьому отримали великий запас, зусилля в них складає 55% від розрахункового.
- Розрахунок додаткових зусиль за допомогою балочних моментів можна вважати таким, що не відповідає реальній роботі конструкції. Зусилля в елементах виявилися завищеними на 50...60%. На основі отриманих результатів розроблена модель для розрахунку додаткових зусиль в поясах ферми, яка відповідає реальній роботі конструкції.
- Якщо скласти похибку, що закладена на етапі розподілу навантажень та на етапі визначення зусиль в елементах, то відносна похибка зусилля в деяких елементах складає 260%, тобто зусилля завищені відносно фактичних у 2.6 рази. Найменша розбіжність результатів складає 60%, що також не можна вважати допустимим.

Задача про розробку достатньо точних методик аналітичного розрахунку, що дозволили б прорахувати подібні конструкції, може бути поставлена, але на сьогодні, єдиним рішенням, як можна уникнути таких суттєвих похибок, є повний розрахунок просторової моделі прогонової будови за допомогою ітераційних методів.

## **Демпфірування коливань балкових систем демпферами сухого тертя**

Марочка В.В., к.т.н., Маршин В.О. (ДНУЗТ, Дніпропетровськ)

Демпфери сухого тертя набули широкого застосування у техніці, зокрема у машинобудуванні. До безперечних переваг цих пристроїв можна віднести простоту конструкції, надійність, довговічність та відносно низьку вартість подібних пристроїв.

Існують конструкції демпферів сухого тертя, які успішно використовувалися для зменшення коливань мостових конструкцій.

На сьогодні достатньо детально досліджена робота цих пристроїв у багатомасових системах, які можуть бути використані для описання роботи будь-яких механічних систем, але мостові конструкції, які мають достатню протяжність у



просторі та відносно велику гнучкість, не можуть бути адекватно описані подібними моделями.

У даній роботі були проведені експериментальні дослідження моделі прогонової будови з демпфером сухого тертя спеціальної конструкції.

Слід зазначити, що демпфери сухого тертя відрізняються суттєвою нелінійністю, тому даний процес можна аналізувати тільки з позицій нелінійної механіки.

Була проведена порівняльна характеристика роботи балки без демпфера та балки з демпфером, порівняння проводилося по частотам, формам коливань та амплітудам вимушених коливань конструкції.

Детально була розглянута робота демпфера сухого тертя, побудована його характеристика, проведене порівняння даного параметру з відомими теоретичними моделями.

За результатами експерименту побудовані петлі Гістерезису для різних випадків коливань системи та проведений їх аналіз з позицій енергетичних методів.

Були побудовані амплітудно-частотні характеристики системи з різними параметрами демпфера, розроблено ряд висновків.

За результатами роботи можна відзначити декілька висновків.

- Демпфери сухого тертя можуть ефективно використовуватися для демпфірування балкових систем.
- Сила тертя у демпфері, що змінюється при коливаннях, не може бути описана жодною із відомих теоретичних моделей.
- Була виявлена наявність нестабільних коливань при підборі певних параметрів демпфера, що характерно для нелінійних систем. У цьому випадку демпфірування не можна назвати ефективним, тому слід уникати таких явищ при натурному використанні таких пристроїв.

### **Забетоновані металеві балки**

Обрєзов М.О., Демченко В.А. (ДП «Київдіпротранс», м. Київ)

Використовуючи досвід таких розвинених країн в напрямку транспортного будівництва, як Німеччина, Японія і Чехія, а саме, їх приклади в будівництві залізничних шляхопроводів і мостів в складних умовах міста, інститут

«КИЇВДПРОТРАНС», запропонував, як один з варіантів реконструкції залізничних шляхопроводів в місті Києві, рамну конструкцію з забетонованих металевих балок і провів роботу по їх адаптації до державних норм України. Найбільше застосування ці конструкції можуть мати при реконструкції чи будівництві нових мостових споруд під залізничне навантаження. Перевагами конструкції, яку розглядаємо є:

- Мала будівельна висота.
- Нефіксоване положення колії на мосту, в тому числі розташування стрілочних переводів.
- Високий темп будівництва з можливістю поетапного закриття колій
- Однакова жорсткість колії на підходах і на мосту (присутня баластна призма). Цей фактор особливо важливий при швидкісному русі потягів.
- Відсутність решітки повздовжніх та поперечних зв'язків.
- Простота в виготовленні та монтажу.
- Під час будівництва не перекривається рух автотранспорту, тому що в зоні авто проїзду не використовуються складні допоміжні пристрої.

До недоліків конструкції можна віднести деяке підвищення власної ваги, але воно незначне в порівнянні з вагою баластної призми та тимчасовим навантаженням С-14.

Проведено порівняння українських і чеських навантажень на прикладі рамної моделі в програмі «Ліра 9.2».

Проведені комплексні розрахунки з використанням програми «Ліра 9.2» показали, що при 29 метровому прогоні будівельна висота в середині прогону не перевищуватиме 1000 мм.

Конструкція може складатися з прокатних або зварних металевих балок замкнених в бетоні від рівня верхньої грані нижнього поясу металевої балки до верху конструкції.

Відстань між центрами ваги металевих балок і бетону повинна бути зведена до мінімуму.

Поперечне армування в нижній і верхній частині плити виконується по всій ширині балки, при цьому площа армування в верхній частині, як правило, не повинна бути меншою половини площі армування нижньої зони.

Поздовжнє армування в нижній частині плити може бути використане при значній відстані між балками, для обмеження розкриття тріщин в розтягнутій зоні бетону.

Для запобігання будь-яких переміщень металевих балок під час бетонування, передбачається система поперечних розпірок на опорах і в четвертих частинах прогону з мінімальним кроком 3-4 м.

Для влаштування «втраченої» опалубки по нижньому поясу використовуються азбестоцементні плити.

Бетон повинен відповідати класу B20, F200, W6.

Товщина шару бетону над верхнім поясом балки не повинна бути меншою 6.0 см і не може перевищувати 1/3 висоти балки.

Колія повинна розміщуватись на баласті.

Конструкція дозволяє виконати перетин в плані не менше 63°.

### **Практика ремонту та підсилення шляхопроводу на обході м. Вінниця після аварії від удару транспортним засобом**

Панченко О.В. (Сіка Україна), Собко Ю.М, к.т.н. (Національний університет «Львівська політехніка», Сіка Україна), Сінякін А.Г., к.т.н.

(Харківська академія будівництва, Сіка Україна),

Попельнюк А.М., Сафронов О.Л. (ДП «Укрдіпродор»)

Нерідко після проїзду під шляхопроводами негабаритних вантажів виникають випадки руйнування елементів прольотних будов від динамічних ударів. Важливою задачею в таких випадках є забезпечення безпеки дорожнього руху, а також ремонт аварійних прогонових будов в найбільш короткі терміни, вибір сучасних надійних ремонтних технологій і матеріалів, вирішення проблем підсилення залізобетонних елементів в умовах обмеженого існуючого підмостового габариту.

За матеріалами технічного обстеження було виявлено, що шляхопровід внаслідок удару негабаритного транспортного засобу, що проїжджав знизу має руйнування другої і четвертої головних балок на ділянці між середніми діафрагмами. Виявлено зміщення нижнього поясу від проектного положення до 50 мм, розриви конструктивної і протиусадочної арматури, тріщини і виколи бетону. Діафрагми і стики діафрагм внаслідок бокового удару пошкоджень не зазнали і знаходилися у доброму стані. За класифікацією ВБН В.3.1-218-174-2002 «Мости та труби. Оцінка технічного стану автодорожніх мостів, що експлуатуються» даний шляхопровід був віднесений до дискретного стану 5 «не-

працездатний». Виходячи із цього був прийнятий варіант ремонту, відновлення і підсилення аварійних елементів прольотної будови, підібрані сучасні технології та матеріали Сіка для Захисту бетону від впливу хлорної корозії та карбонізації.

Існуючий шляхопровід був споруджений зовсім недавно і являє собою практично нову сучасну транспортну споруду із попередньо напружених залізобетонних балок. Статична схема -  $11,36 + 2 \times 22,16 + 11,36$  м. Існуючий шляхопровід - діафрагмовий, балковий, вільно обпертий, регулярної структури, запроектований під тимчасові рухомі навантаження класу А-15, НК-100 з габаритом Г-11,5+2×0,75 м. Поперечний переріз скомпонований з восьми збірних залізобетонних попередньо напружених балок розташованих з кроком 1,66 м з об'єднанням за діафрагмами і плитою проїзної частини, а також за монолітною залізобетонною накладною плитою з консолями. Товщина монолітної накладної плити проїзної частини 80...187 мм.

Проект капітального ремонту, розроблений спеціалістами ДП «Укрдіпдор», передбачав улаштування тимчасових опор для прикладання концентрованих сил під середніми діафрагмами за допомогою гідравлічних домкратів з величиною, необхідною за розрахунком для отримання нульових нормальних напружень у попередньо напруженій арматурі головних, балок, розбирання зруйнованого бетону стінок і поясів балок, видалення зруйнованої конструктивної та протиусадочної арматури та хомутів, установка нової конструктивної арматури та хомутів, установка опалубки, бетонування стінок і поясів балок бетоном, що самоущільнюється, за розробленою спеціальною рецептурою з добавками „Сіка”, підсилення аварійних балок наклейкою композитних матеріалів на основі вуглецевих волокон системи „SikaCarboDur”, захист бетону прольотної будови від хлорної корозії та карбонізації. Слід відмітити, що всі роботи були проведені спеціалістами Вінницького мостозагону №3 в зимовий період часу за три місяці - з січня по березень 2007 року, завдяки улаштуванню тепляка і підтримання у ньому середньодобової температури біля  $+17^{\circ}\text{C}$ . На даний момент часу рух автотранспорту повністю відновлений, шляхопровід виконує свої функції у повному обсязі і відповідає дискретному стану 1 «справний».

## **Дослідження роботи автодорожніх мостів під дією малоциклових навантажень**

Полюга Р. І., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ)

За останні роки значно збільшилась інтенсивність руху на автомобільних дорогах України. Збільшилась не тільки інтенсивність, але й величина самого навантаження за рахунок значної кількості великовагових автопоїздів з повною масою до 60 т і появою спеціальних автопоїздів для особливо важких вантажів масою до 300 т.

Вирішення питання про можливість пропуску таких навантажень пов'язано з виконанням цілого комплексу робіт, але серед найбільш важливих для визначення можливості пропуску ВВН по мостах є розрахунок їх конструкцій з урахуванням існуючих дефектів.

Понаднормовані навантаження вагою більше 60 т становлять особливо підвищену увагу при проїзді через мостові споруди. Тому було прийняте рішення перерахувати ці типи прогонів та широко розповсюджені прогонові будови з попередньо напружених двопустотних плит за типовим проектом серії 3.503-12 вип.16 на пропуск реальних великовагових транспортних засобів з метою визначення параметрів циклів повторного навантаження.

При розрахунку несучої здатності прогонових будов використовувалась програма Engineer (розробник ДерждорНДІ ім. Шульгіна). За рухоме вертикальне навантаження приймали реальні понаднормовані великовагові транспортні засоби з масою більше 60 т. В заявці, яку подає організація-перевізник у корпорацію "Укравтодор", вказується маршрут, дата проїзду, маса вантажу, схема транспортного засобу з зазначенням кількості осей, розподіл тиску на кожну вісь, габаритні розміри. Статистичні дані по пропуску ВВН за 2004 рік були надані Державною службою автомобільних доріг України.

Аналізуючи напрямки руху взятого до уваги ВВН дорогами України, можна стверджувати, що мости на під'їздах до певних населених пунктів та на певних маршрутах зазнали малоциклового повторного навантаження, а кількість циклів за 2004 рік з врахуванням накладання траєкторій руху деяких маршрутів становить близько двадцяти.

Отримано, що найвищі рівні навантаження сприймають прогонові будови з каркасною арматурою вип. 56, кілька раз спостерігається незначне перевантаження (до 4%). Значні зусилля можна пояснити великими моментами від по-

стійного та рухомого вертикального навантаження внаслідок великої віддалі між балками по ширині прогонової будови. В найлегших умовах працюють балки ВТП-16 через значну кількість балок в поперечному перерізі прогону.

Аналогічним впливом можна характеризувати навантаження при випробуваннях мостів, хоча трапляються вони не так часто. Причому асиметрія циклу напружень (відносно максимального моменту, створеного тимчасовим вертикальним навантаженням), що виникає при випробуванні мостів, становить не менше 0,65 і може сягати 0,95.

Також є характерним випадок, коли малоциклові навантаження виникають в мостах з обмеженою вантажопідйомністю, при чому це може трапитись навіть при проїзді транспортних засобів, що не є понаднормованими.

Отже, малоциклові навантаження мають місце не тільки при експлуатації мостових споруд, а й під час виконання ремонтних робіт і натурних досліджень мостів. Згідно досліджень, ці рівні становлять  $\eta_{top} = M_{\text{експл}} / M_{\text{гран}} = 0,45 \div 1,00$  і в основному залежать від конструкцій прогонових будов мостів та їх технічного стану.

### **О поперечных колебаниях стержня с одним заделанным и другим свободным концом, возбуждаемых периодическими импульсами**

Попович Н.М., к.т.н., Косяк В.М., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Рассматриваются поперечные колебания стержня с одним заделанным концом и другим свободным концом, возбуждаемых периодически повторяющимися мгновенными импульсами.

Принято, что стержень удовлетворяет гипотезам Кирхгофа-Ляве, трение при колебаниях предполагается вязким.

Рассматривая какой-либо из периодов действия импульсов, принимая за начало отчета времени момент исчезновения импульса, определяются перемещения и скорости точек стержня. В конце рассматриваемого периода непосредственно перед приложением следующего мгновенного импульса также определяются перемещения и скорости точек стержня. После приложения импульса смещение и скорости всех точек стержня кроме точки, где приложен импульс сохраняют свои значения, скорость же в точке где приложен импульс изменится мгновенно на величину импульса.

Рассматривается установившийся процесс колебаний. Для описания процесса колебаний используем условия периодичности: перемещения и скорость в момент исчезновения импульса, а также в момент действия очередного импульса на рассматриваемом периоде их действия.

Используя условия периодичности, записывается общее решение установившихся колебаний стержня. Постоянные произвольные определяются из начальных условий и величины приложения импульса.

Получены выражения для определения перемещения точек стержня при учете вязкого трения.

### **Оптимизация параметров прокладного слоя верхнего строения пути на мостах**

Приходько В.И., к.т.н. (ОАО «КВСЗ», г. Кременчуг), Мямлин С.В., д.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Особенностью конструкции железнодорожных мостов является, в первую очередь, наличие железнодорожного полотна, которое по обустройству отличается от пути, размещенного на грунтовом основании. Поэтому к отличиям конструкции верхнего строения пути на мостах относится конечно же наличие или отсутствие балласта. Это обстоятельство оказывает влияние на процесс взаимодействия подвижного состава и пути. Поэтому рассмотрены характерные случаи взаимодействия подвижного состава железных дорог, и особенно пассажирских вагонов для скоростных перевозок, с элементами верхнего строения пути при безбалластном мостовом полотне.

Разработана математическая модель пространственных колебаний пассажирского вагона с учетом инерционных и упругих свойств подрельсового основания. При этом рассматривается переменная жесткость прокладного слоя. Определено, что значение жесткости влияет на общую динамическую нагруженность мостового полотна. При этом предельные возможные значения жесткости отрицательно сказываются на динамике. Поэтому разработан алгоритм оптимизации жесткостных параметров прокладного слоя и выполнена их оптимизация по специально разработанной компьютерной программе. Предложен ряд значений жесткости в пространстве, то есть по трем направлениям, исходя

из наложенных ограничений: допускаемые рамные силы, допускаемые значения коэффициентов вертикальной и горизонтальной динамики и т.д.

Окончательный выбор значений предлагается осуществить при детальном определении параметров пути (тип рельса, тип рельсовых скреплений, эпюра шпал и т.д.)

Таким образом, разработана математическая модель пространственных колебаний пассажирских вагонов для скоростных перевозок исходя из условий взаимодействия с мостовым полотном, которая позволяет определять оптимальные жесткостные параметры прокладного слоя.

### **Добавки для покращення технологічних властивостей бетонних і розчинних сумішей при ремонті та відновленні штучних транспортних споруд**

Пшінько О.М., д.т.н., Громова О.В., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

При ремонті, відновленні і захисті конструкцій штучних транспортних споруд необхідною вимогою до якості ремонтної суміші є її задовільна технологічність, тобто знижена в'язкість, підвищена рухливість, нерозшаровуваність, текучість. Враховуючі те, що для ремонтних робіт використовують високорухливі суміші з  $OK \geq 16 \dots 20$  см для забезпечення нерозшаровуваності доцільно застосовувати комплексні добавки пластифікаторів і мікронаповнювачі (адсорбенти). За результатами досліджень встановлено, що добавки-пластифікатори знижують в'язкість цементного тіста, а мікронаповнювачі – сприяють перерозподілу вологи в бетонній суміші, забезпечують більшу стійкість до розшарування.

Як добавки мікронаповнювачі рекомендовано використовувати високодисперсні ліофільні матеріали природного (активні мінеральні добавки – мелений трепел, опока, вулканічний попіл, туф, бентонітова глина, мелений пісок та ін.) та штучного походження (кремнегелі, біла сажа, зола-виносу, золи ТЕС, мелений шлак, ПГВФ, кремнегелі та ін.).

Як пластифікатори використовують поверхнево-активні речовини (ПАР), які найчастіше одержують із вторинних продуктів та відходів хімічної промисловості.

Пластифікуючі добавки являють собою органічні полярні сполуки вуглеводневого радикалу, який надає гідрофобних властивостей, і поляризуючої групи



з гідрофільними властивостями і з зарядом в залежності від рН середовища чи твердої фази, що разом спричиняють структуруючий вплив у матеріалі. Дія пластифікуючих добавок полягає у зменшенні в'язкості цементного тіста в бетонних і розчинних сумішах, поліпшенні легкоукладальності та збільшенні міцності бетону чи розчину за рахунок зниження витрати води (при незмінній витраті цементу).

За результатами проведеного аналізу встановлено, що сучасна промисловість випускає значну кількість пластифікаторів з них найрозповсюджені такі: СДБ, УПБ, ВРП, апласан, милонафт, 30-03, моноліт, ПДК, ПДКО, ЛСТ, ЛСТМ-2, ГКЖ-10, ГКЖ-94, ПФС та ін. Виробниками пластифікуючих добавок являються як українські хімічні комбінати міст та обласних центрів Луганську, Запоріжжя, Рівна, Винниці та ін., так і російські виробники: Северодонецьку, Краснокамську, Новосибірську, Новочебоксарську та ін. регіонів Росії.

За характером дії розрізняють гідрофільно- (ЛСТ – лігносульфонат технічний та добавки на його основі) і гідрофобно-пластифікуючі добавки (ГКЖ-10, ГКЖ-94, милонафт та ін.).

За пластифікуючим ефектом, що досягається при застосуванні у сіміші пластифікуючі добавки розділяються на чотири групи:

I – суперпластифікатори, які збільшують рухливість суміші (ОК – осідання конусу) від 2...4 до 20 см і більше;

II – сильнопластифікуючі з ОК=2...4 см до 14...19 см – (пластифікатори);

III – середньопластифікуючі з ОК=2...4 см до 9...13 см;

IV – слабопластифікуючі з ОК=2...4 см до ОК менше як 8 см.

Найсучасними розробками вітчизняних і закордонних виробників добавок являються суперпластифікатори.

Суперпластифікатори – це синтетичні полімерні речовини, що використовуються в кількості 0,1...1,2 % від маси цементу, і відрізняються сильним розріджувальним ефектом, час дії якого обмежується строком 2...3 години від моменту введення. Суперпластифікатори умовно поділяють на 4 групи:

- сульфатовані мелаїноформальдегідні смоли та комплексні добавки на їхній основі;

- продукти конденсації нафталінсульфоїкислоти й формальдегіду та комплексні добавки на їхній основі;

- модифіковані (майже очищені від цукрів) лігносульфонати та комплексні добавки на їхній основі;

- продукти конденсації оксикарбонових кислот та поліакрилати.

Найбільшого поширення, за результатами проведеного аналізу, набули добавки С-3, Амкіроз, ПФМ-БС, ПЛКП-С, Дофен, 10-03, ЛСТМ, Мельмент, Компласт, Релаксол, Динамон, Мапейфлюїд тощо.

Таким чином, на сьогоднішній день існує велика різноманітність пластифікуючих добавок (пластифікаторів і суперпластифікаторів). Це спричиняє деякі незручності для технологів при виборі добавок при виробництві бетону і залізобетону, тобто не завжди зрозуміло за якими критеріями застосовувати ті чи інші добавки. Тому систематизація пластифікуючих добавок дозволить більш раціонально підходити до вибору необхідної добавки, як за ціною, так і за ефективністю при використанні у технології бетону та залізобетону, що дозволить отримати певний економічний ефект.

### **Матеріали для ремонту залізобетонних конструкцій мостів**

Пішінько О.М., д.т.н., Зінкевич А.М., к.т.н., Пристинська О.М. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

Протягом терміну експлуатації в конструкціях споруд накопичуються пошкодження, що призводять до зниження експлуатаційної придатності. Залізобетонні конструкції мостів є одними з найбільш відповідальних та складних при проведенні ремонтних робіт, а тому, потребують комплексного розгляду питань, пов'язаних з їх відновленням.

Основним показником ефективності ремонтної системи являється її здатність забезпечувати надійну сумісну роботу з матеріалом конструкції, що підлягає ремонту. З огляду на це, отримання ефективного ремонтного матеріалу не може обмежуватись забезпеченням вимог за окремими характеристиками (міцністю, щільністю і т.д.). Забезпечення надійності ремонтної системи можливе тільки при спільному розгляді ремонтного матеріалу та матеріалу основи, як системи взаємовпливаючих факторів.

Значну роль тут відіграє попередній етап обстеження конструкцій та споруд, збору та аналізу кількісних даних про параметри матеріалу конструкцій. Аналіз можливого впливу параметрів конструкції на формування характеристик та роботу ремонтного матеріалу дозволяє виявити основні напрямки забезпечення надійності роботи системи, обґрунтувати вимоги до характеристик ремонтного матеріалу.

До вказаних параметрів конструкції можуть бути віднесені геометричні характеристики пошкоджень та дефектів конструкції, що мають значний вплив на деформаційну сумісність ремонтного матеріалу; характеристики основи, що обумовлюють специфічні умови середовища формування властивостей ремонтного матеріалу, зокрема в перехідній контактній зоні. Наприклад, вологісні умови мають значний вплив на адгезійну міцність контакту (осушення або значне зростання водо-в'язучого відношення в контактній зоні ремонтного матеріалу та основи.

Крім того, сучасні програмні комплекси за створеними моделями конструкцій (споруд) дають можливість оцінити вплив напружено-деформованого стану на сумісну роботу матеріалів, особливо в локальних зонах концентрації напружень.

Зростання ймовірності отримання якісного ремонту конструкцій може забезпечуватись виконанням наступних етапів на стадії проектування відновлювальних робіт:

- збір інформації про технічний стан конструкції;
- оцінка напружено-деформованого стану матеріалу конструкцій (бетону) з використанням моделей, побудованих для розрахунку методом скінченних елементів;
- прогнозування роботи ремонтного матеріалу з певними характеристиками сумісно з матеріалом конструкції в умовах експлуатації, на основі аналізу моделей конструкції (споруди);
- рекомендації з застосування існуючого чи розробка спеціального ремонтного матеріалу з відповідними характеристиками.

З вищенаведеного випливає, що забезпечення надійної та довговічної роботи ремонтної системи та конструкції в цілому, можливе тільки при застосуванні системного підходу з врахуванням всіх факторів, здатних вплинути на якість ремонту на стадіях проектування, виробництва робіт та експлуатації.

Виявлення і аналіз факторів впливу умов середовища та параметрів конструкцій, дають змогу до певної міри прогнозувати поведінку ремонтного матеріалу, що дозволяє, шляхом коригування рецептури чи технологічного процесу, досягти стабільності властивостей, і як результат, прийнятного результату ремонту.

## **Розробка нормативної документації з впровадження швидкісного руху поїздів на залізницях України**

Пшінько О.М., д.т.н., Солдатов К.І, к.т.н., Краснюк А.В., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Палій В.В., Наконечний В.І. («Укрзалізниця»)

Останнім часом до якості перевезень на залізницях України пред'являються нові, більш вагомі вимоги де на перший план виходять вимоги клієнтів по відношенню до комфортності проїзду та скороченню часу знаходження у дорозі.

Впровадження в практику цих положень призводить до підвищення вимог до інфраструктури залізниць взагалі: модернізації станційних пристроїв, системи сигналізації та зв'язку, створення нового рухомого складу тощо, але у першу чергу це стосується реконструкції елементів залізничної колії (план та профіль ліній, штучні споруди, земляне полотно, верхня будова колії).

Нормативний документ ВБН 2.3 – 2007 „Відомчі будівельні норми з проектування, будівництва і експлуатації будівель та службово-технічних споруд залізничного транспорту при швидкісному та високошвидкісному русі поїздів”, розробка якого практично завершена, відображає основні положення з проектування, будівництва та експлуатації водопропускних споруд, верхньої будови колії, пасажирських залізничних вокзалів (будинки та павільйони, платформи та навіси, вокзальні переходи), габаритів наближення службово-технічних споруд та рухомого складу. Значна увага приділена питанню саме не будівництву нових швидкісних ліній, а реконструкції вже існуючих та їх подальшому утриманню (експлуатації).

Співвідношення у відсотках витрат при реконструкції залізниць під швидкісний та високошвидкісний рух наведено у таблиці.

| Найменування робіт          | Кошторисна вартість, % | Витрати праці  |      |
|-----------------------------|------------------------|----------------|------|
|                             |                        | людино·доба/км | %    |
| Освоєння території          | 4.14                   | 884            | 8.2  |
| Земляне полотно             | 18.21                  | 1960           | 18.0 |
| Штучні споруди              | 4.38                   | 823            | 7.6  |
| Верхня будова колії         | 49.45                  | 1858           | 17.2 |
| Зв'язок та СЦБ              | 7.27                   | 1128           | 10.4 |
| Будівлі та технічні споруди | 9.22                   | 2284           | 21.2 |
| Енергетичне господарство    | 1.24                   | 457            | 4.2  |
| Водопостачання              | 3.08                   | 1097           | 10.2 |
| Непередбачені витрати       | 3.01                   | 314            | 3.0  |

Швидкісний рух поїздів потребує значного збільшення радіусів кривих, ширини земляного полотна і, як наслідок, реконструкції штучних споруд. Саме реконструкція колійного господарства (до якого відносяться і штучні споруди) під швидкісний рух поїздів сягає за вартістю - 72.04%, а за трудомісткістю - 42.8%.

Документ має об'єм 216 сторінок (з них основний текст -122 стор. та 18 додатків), а його положення є обов'язковими для використання проектними інститутами, будівельними, експлуатаційними службами залізниць України, їх структурними підрозділами, організаціями і установами, що входять до сфери управління Державної адміністрації залізничного транспорту України «Укрзалізниця».

### **Совершенствование нормативных тренировок к устройству и диагностике соединений на высокопрочных болтах**

Рабер Л.М., к.т.н. (НМетАУ, г. Днепропетровск)

Соединения на высокопрочных болтах элементов конструкций в странах СНГ применяют с 1957 года. Практикой подтверждена эффективность этих соединений, состоящая в уменьшении трудоемкости монтажных работ наряду с повышением надежности конструкций. Накопленный опыт позволяет высказать ряд предложений по совершенствованию существующих нормативных требований к их устройству и диагностике путем регламентации новых апробированных методов и средств.

В частности, требует регламентации вопрос использования при газопламенной обработке соприкасающихся поверхностей газов заменителей ацетилена, поскольку существующие требования ориентируют на необходимость руководствоваться специальными инструкциями, которые в настоящее время не разработаны. При этом контроль качества подготовки осуществляют путем строгого соблюдения техпроцесса и проведения трудоемких лабораторных испытаний образцов-свидетелей. Однако в последнее время разработано и апробировано устройство, с помощью которого можно измерять величину коэффициента трения непосредственно на монтируемых конструкциях. Устройство может быть использовано при приемке выполняемых работ, в том числе для подтверждения качества примененных при подготовке поверхностей материа-

лов и соблюдения сроков между очисткой и сборкой. Помимо этого принятие во внимание фактических значений коэффициентов трения должно способствовать сокращению, а в ряде случаев полному исключению специальной подготовки поверхностей.

Современные нормы ориентируют монтажные организации на технологию контролируемого натяжения высокопрочных болтов только по моменту закручивания. В то же время известно, что резкому снижению трудоемкости способствует использование одностадийной механизированной технологии натяжения болтов пневматическими гайковертами ударно-импульсного действия с регулированием усилий по углу поворота гайки или редкоударными гайковертами с регулированием усилий по числу ударов.

В настоящее время инструментальное хозяйство монтажных организаций постоянно обновляется за счет приобретения как отечественного, так и импортного оборудования и оснастки. В этих условиях представляется актуальным дать общие рекомендации, способствующие достижению требуемых параметров затяжки.

Согласно действующим нормативным требованиям приемку выполняемых работ осуществляют путем измерения моментов закручивания, которыми затянуты гайки. При этом толщина соединяемого пакета не принимается во внимание. Поэтому, как показывает практика, иногда бракуют правильно выполненные соединения. Что касается «перетяжки» болтов, то здесь также нужен дифференцированный подход, поскольку имеются достаточно убедительные обоснования того, что «перетяжка» в большинстве случаев не является браковочным признаком.

Новая методика измерения усилий в болтах при диагностике соединений может быть использована независимо от срока эксплуатации конструкций. В ее основе лежит зависимость усилия в болте от величины момента закручивания и деформации болта и пакета, вызванные поворотом гайки на некоторый угол. Анализ диагностических средств, используемых конверсионными предприятиями, свидетельствует о возможности их применения в сложных производственных и климатических условиях как при выполнении оперативных, так и систематических измерений; позволяют выявить сколь угодно малые изменения усилий и деформаций, прогнозировать возможные отказы.

Существенно повысить эффективность и надежность соединений можно также путем регламентации технологических методов и приемов подготовки и консервации соприкасающихся поверхностей на заводах-изготовителях конст-

рукций, использования металло-фрикционных прокладок, новых методов повышения однородности усилий в болтах при сборке многорядных соединений, а также уточнения требований к физико-механическим свойствам высокопрочных болтов с целью исключения их замедленных хрупких разрушений в период эксплуатации конструкций.

### **Місцева стійкість металевих прогонових будов, підсилених із використанням попереднього напруження**

Ракша С.В., д.т.н., Тарасенко В.П., к.т.н. (ДНУЗТ, м.Дніпропетровськ)

Проблема забезпечення несучої здатності і безпеки руху поїздів на старих мостах, збудованих за діючими раніше нормами розрахункових навантажень і характеристик міцності матеріалу прогонових будов, має першорядне значення внаслідок значного зростання навантажень на мости від рухомого складу. У зв'язку з цим часто виникає необхідність підсилення прогонових будов, у тому числі, і шляхом попереднього напруження.

Для прогонових будов із розрізними балками з суцільною стінкою попереднє напруження може створюватися шляхом встановлення у розтягнутій зоні балок затяжок у вигляді пучків із високоміцного дроту або сталевих канатів. Початковий натяг затяжок приводить до від'ємних згинальних моментів у балках, внаслідок чого напруження в балках від власної ваги та тимчасового навантаження від рухомого складу зменшується і, таким чином, досягається ефект підсилення балок. При розрахунках підсиленої конструкції виконується перевірка міцності та витривалості металу балок і затяжок.

Однак при відсутності поїзда на мосту від'ємний згинальний момент викликає напруження стискання у нижній зоні стінки балки. При достатньо великій висоті балки і в зв'язку з відсутністю в нижній зоні балки поздовжніх ребер жорсткості виникає потреба перевірки місцевої стійкості стінки балки.

В даній роботі пропонується методика, яка дозволяє, зокрема, визначити критичне значення зусилля початкового натягу затяжки, при якому настає втрата стійкості стінки балки при відсутності поїзда на мосту. Двотаврова зварна або прокатна балка розглядається як з'єднання тонких пластин (листів) з певними (відомими) умовами сполучення на ненавантажених подовжніх краях. За місцеву (локальну) втрату стійкості приймається випучування елементів про-

філю, яке має синусоїдальний короткохвильовий характер у подовжньому напрямі, причому лінії контакту пластин, які складають переріз, залишаються прямолінійними. При цьому точне аналітичне рішення може бути отриманим лише для випадку центрального стискання, коли подовжні напруження не змінюються по ширині пластин. При ексцентриситеті стискаючої сили (і змінних по висоті стінки двотавра напруженнях) для аналізу локальної стійкості використовується аналітико-чисельний підхід, при якому стінка розбивається на декілька подовжніх смуг, в межах яких напруження приймаються постійними, і для кожної із смуг використовується точне рішення.

Алгоритм розрахунку локальної стійкості стиснуто-зігнутої двотаврової балки включає: 1) введення вихідних даних (геометричні характеристики поперечного перерізу та ексцентриситет прикладення стискаючої сили у безрозмірному вигляді, наприклад, відносно довжини балки та характеристики матеріалу); 2) розрахунок безрозмірних параметрів і характеристик локального випучування (розрахунок матриць жорсткості для полиць двотавра, як для пластин з одним пружно-защемленим краєм і другим вільним; розрахунок матриці жорсткості для стінки двотавра, як для пластини з пружно-защемленими ненавантаженими краями; розв'язання характеристичного рівняння методом січних; мінімізація середніх (по перерізу) напружень за числом подовжніх півхвиль випучування); 3) побудова власних форм випучування; 4) розрахунок розмірних характеристик напружено-деформованого стану (напруження в елементах профілю, критичне значення стискального зусилля).

Викладена методика перевірки місцевої стійкості стінки балки реалізується за допомогою розробленого пакету програм для ЕОМ.

### **Моделирование подвижных нагрузок в дискретной системе «мост-поезд»**

Распопов А. С., к.т.н., Русу С. П., Артемов В. Е.  
(ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

При изучении динамики системы «мост-поезд» основное внимание уделяется моделированию подвижных нагрузок и определению их воздействия на пролетное строение моста.



Исследование совместных пространственных колебаний пролетного строения и подвижного состава представляет значительные трудности. Наиболее точное решение этой задачи возможно при одновременном использовании моделей с распределенными и сосредоточенными параметрами, например, одним из методов классической механики. Однако, такой подход приводит к сложным алгоритмам расчета, большому числу уравнений, и неизбежно связан с применением одного или нескольких программных комплексов, отвечающих за различные стадии моделирования.

В данной работе пролетное строение железнодорожного моста и подвижной состав рассматриваются в виде единой дискретной системы, состоящей из группы твердых тел, связанных упругими элементами с геометрическими и жесткостными характеристиками реальной конструкции. Моделирование подвижной нагрузки включает следующие задачи:

- определение нагруженных блоков пролетного строения;
- описание изменяемой во времени конфигурации пути;
- модификацию дифференциальных уравнений движения для учета кинематической связи при перемещении нагрузки по мосту.

Для описания движения элементов дискретной системы используются матричные дифференциальные уравнения в форме Эйлера-Лагранжа. Взаимодействие колесной пары с рельсом описывается кинематическим уравнением – удерживающей связью, которая моделируется контактными силами реакций между ними. Эти реакции передаются на ближайший дискретный элемент пролетного строения, что вполне допустимо из-за его высокой жесткости. В других случаях необходимая точность достигается увеличением числа элементов модели конструкции.

В силу специфики применяемого для интегрирования численного метода на каждом его итеративном шаге возможно незначительное отклонение колеса от головки рельса, что устраняется путем ввода реактивной контактной силы, экспоненциально зависящей от величины смещения. Путь моделируется пространственной кривой, характерные точки которой меняются согласно деформации пролетного строения.

Моделирование процесса взаимодействия системы «мост-поезд» реализовано в расчетном модуле программного комплекса «Belinda». Комплекс разработан в среде объектно-ориентированного программирования «Delphi» и содержит набор графических инструментальных и расчетных средств для моде-

лирования и анализа динамических процессов. Комплекс и все его программные модули ориентированы на инженера-пользователя.

### **Совершенствование динамического расчета железнодорожных мостов с использованием программного комплекса «Belinda»**

Распопов А. С., к.т.н., Русу С. П., Артемов В. Е.  
(ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Разработан программный комплекс «Belinda» для исследования пространственной динамики сложных механических систем с использованием технологии трехмерного твердотельного моделирования.

Комплекс состоит из программных модулей, реализующих матричные дифференциальные уравнения относительного движения первого порядка в форме Эйлера-Лагранжа, основанные на законах сохранения энергии с учетом различных видов упругого и неупругого сопротивлений и нелинейностей.

Внешняя нагрузка может моделироваться линейными силовыми факторами, усилиями от упругих и диссипативных элементов, кинематическим возбуждением. В работе балочных элементов отражены все основные типы сложного напряженно-деформированного состояния: изгиб, растяжение-сжатие, кручение.

Процесс подготовки динамической модели и ее расчет с последующим анализом интегрированы в едином программном приложении. Комплекс «Belinda» позволяет:

- моделировать мост системой твердых тел с безмассовыми балками, задавать железнодорожный путь в форме сплайна, связанного с конструктивными элементами деформируемого моста (элементами пролетных строений);
- использовать метод подсистем для формирования сложных моделей и различные системы координат;
- учитывать ориентацию элементов конструкции моста в параметрах Родрига-Гамильтона, матрицах поворота, углах Эйлера и Эйлера-Крылова, в виде поворота вокруг заданного вектора;
- моделировать связи между элементами упругими стержнями, пружинами, демпферами, а также подвижную нагрузку с помощью плавающего контакта;
- формировать библиотеки используемых материалов, сечений элементов конструкции, пролетных строений, локомотивов и вагонов;

- получать в каждый момент времени положение, ориентацию, линейные и угловые скорости элементов пролетного строения и подвижного состава, реакции в связях между ними, кинетическую энергию, накопленную в элементах и потенциальную энергию в связях;
- регулировать точность расчета с целью сокращения его времени;
- выполнять визуализацию внешнего вида элементов конструкций графической библиотекой OpenGL, использовать графические форматы пакетов Autodesk 3D Studio MAX, Autodesk AutoCAD, SAP;
- экспортировать результаты расчетов в табличный процессор Microsoft Excel и записывать динамический процесс в видеофайл.

### **Оцінка просторової роботи прогонової будови мосту шляхом аналізу її реакції на імпульсне навантаження**

Редченко В.П., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ), Редченко Т.В.  
(ПСП «Мост-сервіс», м. Дніпропетровськ)

Більшість реальних конструкцій прогонових будов мостів можна з достатньою достовірністю вважати лінійними системами з постійними параметрами, для яких справедливими є принципи суперпозиції та стаціонарності, що дозволяє легко знайти реакцію на будь-яке навантаження, знаючи всього одну функцію - реакцію системи на подане навантаження у вигляді дельта-функції. Ця реакція називається імпульсною характеристикою системи  $h(t)$ , відповідно реакцію системи на будь-яке навантаження можна представити як згортку функцій навантаження та імпульсної характеристики. Перетворення Фур'є від згортки функцій дає добуток спектрів цих функцій (одна з форм представлення інтегралу Дюамеля), тому в частотній області реакцію лінійної системи можна виразити через добуток двох спектральних функцій: навантаження та імпульсної характеристики. Спектральну функцію імпульсної характеристики системи, ще називають комплексним коефіцієнтом передачі системи, а її модуль та фазу - відповідно амплітудно-частотною (АЧХ) та фазочастотною (ФЧХ) характеристиками системи.

Значення АЧХ при  $\omega=0$ , тобто статичному навантаженні, є коефіцієнтом впливу, який широко застосовується при розрахунках конструкцій. На практиці АЧХ натурних будівельних конструкцій визначають проводячи випробування з

використанням вібраційної машини. Аналізуючи наведені вище теоретичні викладки, бачимо, що АЧХ лінійної системи можна отримати шляхом визначення спектральної функції реакції системи на ідеальний одиничний імпульс. На практиці, саме відмінність реального імпульсу від ідеального, та отримання спектральної функції від реакції на обмеженому в часі інтервалі, і викликають певну відмінність у графіках амплітудних спектрів реакцій та дійсної АЧХ, яку отримуємо використовуючи вібраційну машину. Врахування значення імпульсу, як функції, також викликає труднощі практичного характеру, які полягають в недоліках методів реєстрації амплітуди прикладеного імпульсу, і ще потребують свого вирішення.

В той же час, якщо порівнювати амплітудні спектри реакцій на один і той же імпульс та брати відносні значення їх амплітуд при  $\omega=0$ , то можна визначити відносний розподіл зусиль від дії прикладеного статичного навантаження між елементами конструкції. Для прогонових будов мостів однією з таких відносних характеристик є коефіцієнт поперечного розподілу (КПР) навантаження між головними балками.

Перевірку висловленого припущення проведено на моделі прогонової будови в програмному середовищі, яке реалізує МСЕ. Для моделі прогонової будови у вигляді балкового розтерку були виконані розрахунки КПР шляхом визначення відношення її реакцій на статичне навантаження та шляхом спектрального аналізу реакцій на різні види імпульсного навантаження. Ці дослідження підтвердили можливість практичного застосування означеної вище ідеї – розбіжність зі «статичним» визначенням КПР не перевищувала 3%. Серед інших, були виконані перевірки і для імпульсного навантаження, яке моделює падіння маси на конструкцію – по типу удару копрової «баби». Спочатку в момент звільнення маси з'являється імпульс оберненого знаку, потім пауза на час падіння і вже після цього основний імпульс - удар маси по конструкції. По такому принципу працює розроблена та створена в ДерждорНДІ діюча мобільна ударна установка для проведення випробувань мостів імпульсним навантаженням, яка вже використовується при проведенні випробувань мостів та шляхопроводів. Планується провести ряд натурних експериментів для практичного відпрацювання методології визначення КПР шляхом випробувань конструкції імпульсним навантаженням.

## **Залізнично-автомобільний мостовий перехід через р. Дніпро у м. Києві (з підходами) на залізничній дільниці Київ-Московський – Дарниця**

Рожанська В.П., Кучер В.М. (ДП «Київдіпротранс», м. Київ)

ДП «Науково-дослідний та проектно-вишукувальний інститут транспортного будівництва «Київдіпротранс» розробив проект комплексу «Залізнично-автомобільний мостовий перехід через р. Дніпро у м. Києві (з підходами) на залізничній дільниці Київ-Московський – Дарниця». На даний момент виконується будівництво мостового переходу. Замовником проекту і комплексу виступає ДТГО «Південно-Західна залізниця». Головним підрядником – ТОВ «БМК Планета Міст».

Проект розроблено згідно з постановою Кабінету Міністрів України від 10.12.03 р. №755-р на підставі наступних основних вихідних даних: завдання замовника на проектування, архітектурно-планувального завдання, технічних завдань і технічних умов відповідних служб замовника і організацій м. Києва.

Проекту передувало техніко-економічне обґрунтування будівництва цього об'єкту, розроблене Київдіпротрансом в 2004 р. яке пройшло державну інвестиційну експертизу і погоджено відповідними інстанціями у встановленому порядку.

Проект враховує:

- рішення розділу «Транспорт» Генерального плану розвитку м. Києва;
- рішення Комплексної схеми транспорту м. Києва на період до 2020 р;
- рішення погодженого на відповідних рівнях ТЕО пасажирського вокзального комплексу на ст. Дарниця в м. Києві;
- проектні проробки, що стосуються розміщення в районі ст. Дарниця технічної пасажирської станції;
- проектні рішення автодорожніх підходів до мосту та розв'язок які виконані інститутом «Київінжпроект» АТ «Київпроект» в складі цього проекту.

Будівництво залізнично-автомобільного мостового переходу значною мірою вирішує проблеми у транспортному сполученні між правобережною і лівобережною частинами міста і надає можливість:

- посилення пропускної спроможності Київського залізничного вузла із доведенням розмірів руху поїздів, що відповідають обсягам перевезень на розрахункові 2010 та 2020 роки;

- розвитку швидкісного сполучення пасажирських поїздів у східному та південному напрямках;
- організації міських маршрутів перевезення пасажирів залізничним транспортом аеропорт Бориспіль – Дарниця-Пасажирська – Київ-Пасажирський – аеропорт Київ;
- завершити будівництво Дарницького пасажирського комплексу та організувати „прохідні” маршрути руху пасажирських та приміських поїздів;
- розпочати реалізацію I черги Південного залізничного обходу Києва – Глеваха-Підгірці;
- покращення автомобільного сполучення між право- та лівобережною частинами міста;
- почергового виконання ремонтних робіт на існуючих Київських мостах, що мають незадовільний технічний стан.

### **Критерии оценки надежности железобетонных пролетных строений автодорожных мостов**

Савчинский Б. В. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Теория надежности и долговечности железобетонных автодорожных мостов позволяет решать задачи определения надежности и остаточного ресурса пролетных строений в процессе эксплуатации.

Большой вклад в развитие теории надежности и долговечности строительных конструкций внесли учёные: Ржаницын А. Н., Иосилевский Л. И., Лантух-Лященко А. И.

Однако теория надежности и долговечности строительных конструкций сложна в практической реализации и поэтому ещё многие годы будет предметом научных исследований и поисков.

Целью настоящей работы является установление влияния системности на надежность пролётных строений мостов и отражение этого влияния в рекомендациях к расчету пролётных строений как систем.

В работе предложены значения коэффициентов системности для расчета балочных пролётных строений железобетонных мостов, а также величины коэффициентов условий работы для проектирования равнонадежных сооружений.

Новизна работы состоит в предлагаемой модификации вероятностной оценки надежности железобетонных балочных пролётных строений автодорожных мостов.

Практическая значимость работы состоит в том, что доказана необходимость учета фактора системности в расчетах пролётных строений мостов, а также созданы предпосылки для проектирования балочных пролётных строений мостов с заданным уровнем надежности.

Реализация результатов работы начата на Днепропетровском заводе мостовых железобетонных конструкций, где внедрена методика оценки однородности и качества бетона балок автодорожных пролётных строений.

Методы оценки надежности делятся на две группы: одни используют аппарат теории случайных величин, другие – теорию случайных процессов.

Метод теории случайных процессов позволяет более полно описать поведение пролётных строений во времени и оценить их безопасность. Однако, вычисления довольно громоздкие, имеется много численных ограничений в практических приложениях.

Метод теории случайных величин отличается простотой, достаточной точностью и широко разработан для стержневых систем.

Для расчета отдельных сечений с заданным уровнем надежности можно использовать зависимость для коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n$ :

$$\gamma_n = \frac{\gamma \sqrt{\gamma_Q + \xi^2 \gamma_R - \gamma_R \nu_R \xi - \gamma_Q \nu_Q}}{1 + \gamma_Q \nu_Q}; \quad \xi = \frac{1 + \gamma \sqrt{\nu_R^2 + \nu_Q^2 - (\nu_R \cdot \nu_Q)^2}}{1 - (\nu_R)^2}; \quad \gamma = \Phi^{-1}(H);$$

$$\Phi(\gamma) = \frac{1}{\sqrt{2\xi}} \int_{-\infty}^{\gamma} \exp\left(-\frac{\gamma^2}{2}\right) d\gamma,$$

где  $\gamma$  – коэффициент безопасности, определяющий заданный уровень надежности;  $\gamma_Q$  – коэффициент безопасности по нагруженности;  $\gamma_R$  – коэффициент безопасности по прочности;  $\nu_R$  – коэффициент вариации прочности;  $\nu_Q$  – коэффициент вариации нагруженности;  $\Phi^{-1}$  – преобразование, обратное интегралу Гауса;  $H$  – безотказность;  $\Phi(\gamma)$  – интеграл Гауса.

Практическая реализация данной методики довольно сложна и требует дальнейших научных подходов в определении равной надежности всех элементов моста в зависимости от сроков физического и морального их износа с целью обеспечения максимальной экономичности мостовых конструкций.

## Ймовірнісний підхід в управлінні мостами

Сідун С.І. (ДерждорНДІ, м. Київ)

Для утримання мостів в безаварійному стані потрібно встановити режими утримання споруди, визначити терміни та види ремонтів, призначити параметри посилення, поширення, підвищення безпеки руху, оцінити необхідність реконструкції або капітального ремонту мостів. Це є основні операції, які доводиться аналізувати при виборі оптимального рішення щодо заходів експлуатації. Їх можна класифікувати, як випадкові процеси, хід і результат яких залежить від ряду випадкових фактів.

З метою визначення ефективності цих операцій обчислюють їх числові параметри. Цю задачу вирішують побудовою імовірнісної моделі явища, що враховує випадкові фактори. Для математичного опису таких операцій, що розвиваються у формі випадкового процесу, застосуємо стохастичну теорію А.А. Маркова. Завдяки порівняльній простоті й наочності математичного апарата, високій вірогідності й точності одержуваних рішень, особливу увагу марковські процеси набули у фахівців, що займаються дослідженням операцій і теорією прийняття оптимальних рішень.

При розгляді моста, як системи з дискретними станами переходи якої зі стану в стан відбуваються не фіксовано, а у випадкові моменти часу, застосовуємо схему марковського випадкового процесу з дискретними станами й безперервним часом.

Перехід моста зі стану в стан відбувається під дією потоків несправностей. Моменти настання подій і проміжки часу потоків подій між собою випадкові. Перехід здійснюється в будь-який момент. Наприклад, відмова будь-якого елемента моста може відбутися в будь-який момент часу, закінчення ремонту (відновлення) цього елемента також може відбутися в заздалегідь не зафіксований момент і т.д. Систему відмов, що є наслідком зносу елемента споруди, розглядаємо як потік випадкових дискретних подій марковського ланцюга.

Процеси, що протікають у такій системі елементів, як міст, найчастіше складаються так, що інтенсивності потоків подій, що переводять елемент зі стану в стан, залежать від того скільки елементів у даному стані є в системі.

Стохастична теорія А.А. Маркова стала базою для моделей накопичення пошкоджень в елементах мостів. Розроблені моделі накопичення пошкоджень,



що виникають в результаті зносу елемента споруди, мають практичну направленість, як інструмент оцінки технічного стану і прогнозу залишкового ресурсу споруди. Серед них є моделі, які застосовують кожен раз, коли терміни обстежень перевищують встановлені нормативними документами, а також і ті, що застосовуються при різкому погіршенні технічного стану елементу, що відповідає переходу через один дискретний стан.

Використовуючи описану схеми та моделі виконуємо прогноз технічного стану мостів, таким чином вирішуємо проблему пошуку оптимальної стратегії фінансування експлуатаційних заходів протягом життєвого циклу моста, спрямовану на ефективне підтримання мостів в безпечному для експлуатації стані.

### **Дослідження характеру ліній впливу зусиль в залізобетонних арках з урахуванням сумісної роботи з надарковими будовами**

Соломка В. І., к.т.н., Тарасенко В. П., к.т.н., Рубан О. О.  
(ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

В сучасному мостобудуванні арочним прогоновим будовам із залізобетонну приділяється недостатня увага із-за складності їх будівництва. Не дивлячись на це, арки є більш легкими і економічними, ніж балки. Але до цього часу розрахунок аркових прогонових будов традиційними методами є громіздким і залишає багато питань що до їх надійності.

Проблема розрахунку аркових прогонових будов полягає в тому, що звичайними методами розрахунку важко врахувати сумісну роботу арки і надаркової будови. В цьому випадку, як один із методів, застосовується метод скінчених елементів.

Розглядається безшарнірна аркова прогонова будова з їдою поверху з розрахунковим прогоном 120 м. Арки в поперечному розрізі виконані як двотаври. Поперечний розріз надаркової будови – двохреберна монолітна балка. Стійки в поперечному розрізі прямокутного перерізу.

Плита баластного корита розраховувалась окремо традиційними методами, а розрахунок арки і балок надаркової будови виконано за допомогою методу скінчених елементів.

Припущення при визначенні навантажень на прогонову будову:

1. Аркова прогонова будова розраховується на сумісну дію арки, стійок, та балок надаркової будови.

2. Закріплення п'ят арок жорстке.

3. Стійці в середині прогонової будови був наданий момент інерції, який дорівнює моменту інерції арки – цим забезпечується сумісна дія надаркової будови, стійок та арки.

4. Одиничній силі надано значення  $P = 1000 \text{ Н}$ .

Під час підготовки даних прогонова будова була розбита на скінчені елементи. Кожний елемент визначається початковим і кінцевим номером. Всі вузли, де сходяться основні елементи арок пронумеровані.

На основі проведених розрахунків побудовані лінії впливу нормальних сил, згинальних моментів та поперечних сил, а також лінії впливу опорних реакцій.

Отримані лінії впливу згинальних моментів та поперечних сил для окремих елементів аркової прогонової будови мають типовий характер. Лінії впливу поперечних і нормальних сил в елементах мають «скачки», які пояснюються особливостями сумісної роботи арки і надаркової будови. Щоб врахувати роботу арки і надаркової будови, як єдиної системи, короткій фіктивній стійці в замку арки наданий момент інерції такий же як і для поперечних перерізів арки. Такий підхід характеризує арочну прогонову будову як безшарнірну і враховує сумісну роботу арки і надаркової будови.

Отримані лінії впливу згинальних моментів і поперечних та нормальних сил побудовані за даними розрахунку методом скінчених елементів дають можливість проаналізувати особливості сумісної роботи арок і надаркової будови за характером ліній впливу зусиль в елементах прогонової будови.

Дослідження особливостей ліній впливу зусиль в залізобетонних аркових прогонових будовах при сумісній дії арок і надаркової будови дозволить більш достовірно уявити роботу аркових мостів і поряд з традиційними методами розрахунку застосовувати метод скінчених елементів та інші сучасні методи.

## **Акустико-емісійне діагностування мостів при статичних випробуваннях**

Сташук П. М., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ)

Підвищення надійності та довговічності мостів через збільшення транспортних потоків на автомобільних дорогах в Україні стає все актуальнішим. Важливим у цьому питанні є вірне врахування накопиченого досвіду проектування, та експлуатації мостів. Одним із складових елементів у вирішенні цієї задачі є врахування результатів натурних випробувань мостових конструкцій. Метод акустичної емісії (АЕ) є єдиним з найбільш інформативних і перспективних методів дослідження і неруйнуючого контролю будівельних конструкцій. Діагностика технічного стану мостів – це комплекс заходів: обстеження, яке включає візуальний огляд, дослідження неруйнівними методами, статичні та динамічні випробування, застосування методу АЕ, розрахунки конструкцій за граничними станами та на випробувальне навантаження, аналіз і порівняння експериментальних та теоретичних характеристик конструкцій. Необхідною умовою при проведенні АЕ діагностування мостів є створення навантаження на випробовувану споруду, котре ініціює в матеріалі досліджуваного об'єкту активність джерел АЕ (тріщин). Метою АЕ діагностування є виявлення, визначення координат та спостереження (моніторинг) за розвитком джерел АЕ, що пов'язані із розвитком тріщин в досліджуваних конструкціях автодорожніх мостів. При виявленні в конструкції дефектів, метод АЕ може бути використаним для спостереження за їх розвитком. При ухваленні рішення по результатам АЕ діагностування доречно використовувати дані, що містять відомості про небезпеку процесів, котрі відбуваються в структурі матеріалів при навантаженні та критеріальну оцінку виявлення сигналів АЕ від тріщин.

У 2005 р. Державним дорожнім науково-дослідним інститутом імені М.П.Шульгіна виконано дослідження технічного стану вантової прогонової будови моста через гавань р. Дніпро в м. Києві. Руслова частина моста симетрична, трипрогінна нерозрізна вантово-балочної схеми:  $65,85\text{ м} + 144,00\text{ м} + 65,85\text{ м}$ . Ванти моста радіальні, розташовані в двох площинах. В кожній площині від пілонів в обидва боки відходить три ванти, всього вант на мосту – 24 шт. Закріплення всіх вант на пілоні жорстке. Пілони залізобетонні, висотою 42 м, розрахункова висота пілонів над віссю балки жорсткості – 27 м. У 1992 році інститутом Укрпроектстальконструкція вперше були зафіксовані дефекти вантової

прогонової будови, що ставили під загрозу надійність руху по мосту непередбаченого проектом автомобільного транспорту підвищеної вантажопідйомності. У 2001 р. було прийнято рішення про цілковите припинення руху автотранспорту та пішоходів по мосту.

З метою визначення можливості тимчасової обмеженої експлуатації моста і безпечного проведення робіт із демонтажу аварійної вантової прогонової будови важливо було оцінити вплив дефектів і пошкоджень вант на виникнення реальної аварійної ситуації. Тому у 2005 році виконано дослідження з метою визначення фактичного стану вант, ступеню їх пошкоджень, перерозподілу зусиль між ними, і оцінки небезпеки розвитку зафіксованих дефектів. Програма дослідження вант прогонової будови моста передбачала відстеження динаміки накопичення в них корозійних дефектів, а також проведення статичних випробувань прогонової будови із використанням методу акустичної емісії.

Дослідження виконувались у відповідності до нормативного документу МВВ 218-778-240-2004. Згідно програми статичних випробувань було реалізовано одинадцять схем навантаження прогонової будови вантажними автомобілями без баласту. Реєстрація та обробка сигналів АЕ здійснювалася з використанням програмно-технічного комплексу «АКЕМ». За результатами проведених досліджень із використанням методу АЕ встановлено, що створюване при статичних випробуваннях тимчасове навантаження на прогонову будову викликає утворення мікро та макротріщин у матеріалі вант.

### **Экспериментально-расчетный метод «условной поперечной балки» и его точность**

Сухоруков Б.Д. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

При определении грузоподъемности эксплуатируемых железобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов их испытаниям отводится значимая роль. Однако, проведение полномасштабных испытаний, позволяющих строить натурные поперечные линии влияния коэффициентов распределения (КПР) усилий между несущими элементами (балками, плитами) пролетного строения требует больших затрат времени. Желание его сократить и все же получить необходимую информацию об особенностях работы конкретного про-

лётного строения под нагрузкой привело к идее опытно-расчётного метода построения поперечных линий влияния КПП.

В основу метода положена гипотеза о том, что под действием на пролётное строение внешней вертикальной силы точки контура поперечного сечения, где эта сила приложена, переместятся а сам контур искривиться по тем же законам, что и некая балка на сплошном упругом (винклеровом) основании. Измерив в натуре вертикальные перемещения точек сечения по всей ширине пролётного строения при всего одном положении испытательной нагрузки над этим сечением можно определить как изгибную жесткость этой некой «условной поперечной балки»  $EI$ , так и коэффициент упругого основания  $k$ . Далее, используя формулы для отыскания прогибов балки конечной длины на сплошном упругом основании, строятся линии влияния прогибов для мест, в которых расположены оси главных балок (плит) пролётного строения. Ординаты этих линий влияния будучи разделенными на сумму ординат под осями всех главных балок (плит) сечения и дают нам значения ординат искомых поперечных линий влияния КПП.

Построенные описанным методом линии влияния хорошо совпали с натурными, полученными при испытаниях опытного 18-ти метрового автодорожного пролетного строения (проект ВСК 31-87) с 14-тью П-образными балками в поперечном сечении.

Возможность для проверки правильности исходной гипотезы кроме собственно натурных испытаний предоставляют матрицы коэффициентов поперечного распределения, приведенные в ВСН 32-78 для различных типовых пролётных строений. Из матриц можно выделить форму деформированного поперечного сечения под действием единичной силы, расположенной строго по оси пролётного строения, и найти по ней отношение  $k$  к  $EI$ . Величина отношения  $k$  к  $EI$  определяет очертания и ординаты линий влияния, которые строятся при помощи метода «условной поперечной балки». Таким образом, мы имеем возможность по одной и той же матрице для конкретного пролётного строения получать два семейства поперечных линий влияния. Одно семейство - матричное «истинное», а второе - найденное методом «условной поперечной балки». Теперь линии КПП из разных семейств, и относящиеся к одной и той же главной балке (плите), легко сравнивать между собой. Так же могут подлежать сравнению коэффициенты поперечной установки к нормативным временным подвижным нагрузкам, найденные по этим линиям и, как результат, установлены границы применимости и точность проверяемого метода.

Такие сравнения были проделаны и установлено, что для типовых пролётных строений как с диафрагмами, так и без диафрагм в широком диапазоне их расчетной длины и ширины максимальная погрешность при определении коэффициентов поперечной установки к нормативным подвижным нагрузкам составляет около 10%, тогда как метод «внецентренного сжатия» для бездиафрагменных пролётных строений даёт погрешность более 40%. Таким образом, экспериментально-расчётный метод «условной поперечной балки» жизнеспособен и может быть рекомендован к практическому применению.

### **Определение эквивалентной нагрузки от подвижного состава для линий влияния произвольной формы**

Сухоруков Б.Д. (ДНУЗТ, г. Днепропетровск, Украина), Сухоруков С. Б.  
(МФТИ, г. Москва, Россия)

При классификации подвижного состава (локомотивов, различных типов вагонов, транспортеров, кранов на железнодорожном ходу и т.п.) по его воздействию на пролетные строения мостов требуется определять эквивалентную нагрузку  $k_0$ . Правила нахождения эквивалентной нагрузки от подвижного состава для линий влияния треугольной формы сводятся к отысканию так называемого «критического груза» (одной из осей экипажа) и размещении его над вершиной линии влияния. После чего эквивалентная нагрузка вычисляется как отношение суммы произведений величин давления от осей экипажа на ординаты линии влияния под ними к площади линии влияния

Отыскание «критического груза» у экипажа для треугольной линии влияния является одной из классических задач строительной механики и решается она методом проб и проверок соблюдения ряда условий.

При определении эквивалентной нагрузки для линий влияния произвольной (нетреугольной) формы традиционно применяют правила так или иначе сводящие нетреугольные линии влияния к треугольным с тем или иным коэффициентом положения вершины  $\alpha$  и другими поправочными коэффициентами. Очевидно, что это приближённые способы определения эквивалентной нагрузки, которые в некоторых случаях могут давать существенную погрешность. В тоже время, получить точное числовое решение задачи можно на персональном компьютере, используя один из математических пакетов, таких как: MathCad,

MathLab, Matematica, Maple и других. Каждый из этих пакетов в своём арсенале имеет команду, позволяющую находить максимальное значение функции на заданном отрезке области её определения. Последнее позволяет при решении задачи определения эквивалентной нагрузки от произвольного подвижного состава для линий влияния любой формы обходиться без непосредственного отыскания «критического груза» и его положения. Необходимо лишь корректно записать функцию загрузки линии влияния подвижным составом и, разделив численное значение максимума этой функции на площадь линии влияния, получить искомый результат.

Для записи функции загрузки удобно выбрать в качестве переменной текущую координату передней оси экипажа  $x$ , а линию влияния задавать для каждой последующей оси экипажа смещённой вдоль направления координаты  $x$  на величину расстояния, равного расстоянию между передней осью экипажа и осью, для которой эта линия влияния записывается. То есть линию влияния представить в параметрической форме. Такой прием позволяет упростить и формализовать запись всех компонентов функции загрузки и делает их удобными для ввода в ЭВМ.

Выведены формулы для развёрнутой записи всех компонентов функции загрузки линии влияния произвольного очертания подвижным составом, схема которого задана сосредоточенными силами (колёсными парами) и равномерно распределенной нагрузкой. Формулы детализированы так же для линий влияния ломанного очертания, задаваемых в табличной форме и описываемых линейными функциями.

В качестве примера была определена эталонная временная эквивалентная нагрузка  $k_{et}$  от поезда по схеме Н1 для линий влияния усилий в элементах главных ферм пролётного строения ПСК длиной 110 м, линии влияния которых имеющих зубчатое очертание. Полученные результаты сравнивались с табличными значениями. Расхождение между ними оказалось незначительным.

## **Результати вимірювання натягнення підвісних канатів розвідного металевого моста під суміщену їзду з вертикально-підйомною проїзною частиною залізничного проїзду**

Тарасенко В. П., к.т.н., Савчинський Б. В., Журбенко М. К., Ключник С. В.  
(ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Тарасенко А. Є. (Південна залізниця)

Розвідні мости під суміщену їзду на великих ріках звичайно проектується з вертикально-підйомними прогоновими будовами або з вертикально-підйомною проїзною частиною залізничного проїзду. Експлуатація розвідних мостів під суміщену їзду пов'язана з проблемами забезпечення надійної роботи всіх елементів мостового переходу та конструкцій, механізмів і підвісних канатів розвідного прогону. Для розвідних мостів досить суттєвими вимогами є забезпечення міцності і рівномірності натягнення підвісних канатів.

Випробування розвідного прольоту з перевіркою натягнення підвісних канатів були проведені ГНДЛ штучних споруд ДПТУ на великому мосту під суміщену їзду через р. Дніпро в м. Кременчук. В судноплавному прольоті цього моста встановлена розвідна металева прогонова будова під суміщену їзду прольотом 86,02 м з вертикально-підйомною проїзною частиною залізничного проїзду. Проїзна частина при розведенні моста піднімається з використанням 32 сталевих канатів діаметром 37 мм за ГОСТ 3071-46, які розділені на 8 груп по 4 канати в кожній групі.

Ферми жорсткості проїзної частини вільно обпираються на кінцях на основні опори моста, а в проміжних перерізах – на нижні вузли Н1, Н4, Н7 та Н10 головних ферм прогонової будови через металеві підвіски двотаврового перерізу. До верхніх кінців кожної підвіски прикріплюється з використанням анкерних і регулюючих елементів група із чотирьох паралельних сталевих канатів, які проходять через допоміжні та основні шківи і закріплюються на противагах. Під час розведення і наведення залізничного проїзду основні шківи обертаються завдяки включенню електричного або дизельного приводу.

Згідно з Інструкцією ЦП-0103 Укрзалізниці з експлуатації та поточного утримання розвідних мостів при необхідності проводиться регулювання натягнення підвісних канатів з метою забезпечення передачі на кожний канат однакового зусилля. Для конкретних умов з урахуванням особливостей і деталей конструкції цього розвідного моста в лабораторії штучних споруд була розроб-



лена методика і виготовлені необхідні пристрої для перевірки натягнення кожного каната в восьми групах підвісних канатів.

Рівномірність натягнення канатів перевірялась шляхом вимірювання величини поперечного відхилення каната при дії відомого (однакового для всіх канатів) поперечного навантаження у вигляді зосередженої сили. Навантаження здійснювалось двома ступенями і повторювалось двічі.

За результатами вимірювання визначались відхилення кожного каната від середньої величини в групі (у відсотках), а потім з урахуванням проектного натягнення розраховувались величини необхідного відносного (в %) і абсолютно (в тс) регулювання натягнення кожного каната. Далі, враховуючи крок різьби в анкерних елементах канатів, вільну довжину окремих груп канатів та їх переріз і модуль пружності, були розраховані величини і напрямок необхідного переміщення гайок в анкерних елементах для кожного каната в міліметрах та кутах повороту гайок.

Перед вимірюванням натягнення канатів було проведене детальне обстеження всіх конструкцій прогонової будови та перевірка щільності обпирання підвісок ферми жорсткості на головні ферми.

На основі проведених досліджень розроблені практичні рекомендації щодо умов подальшої експлуатації розвідної прогонової будови.

### **Особливості роботи надаркових будов і аналіз лінійних і кутових переміщень в деформаційних швах надаркових будов залізобетонних аркових мостів великих прольотів**

Тарасенко В. П., к.т.н., Соломка В. І., к.т.н., Рикіна В. Л.  
(ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Одрінський Г.М. (Придніпровська залізниця)

В залізобетонних аркових мостах основними несучими конструкціями, якими перекриваються прольоти між опорами, є, як правило, безшарнірні арки або склепіння суцільного та коробчатого перерізу. Арки та склепіння звичайно мають змінний переріз, який збільшується від замка до п'ят. Надаркові будови для аркових прогонових будов з їздою зверху мають стійки і нерозрізні балки, на яких влаштовується мостове полотно з їздою на баласті. Більшість стійок надаркової будови мають жорстке з'єднання з арками і балками. Найбільш короткі стійки, що розташовані ближче до середини прольоту арок, з'єднуються з

арками і балками з влаштуванням шарнірного сполучення. Балки надаркової будови в середній частині прольоту з'єднуються безпосередньо з арками за допомогою шарнірного сполучення, а на кінцях прольоту опираються на рухомі опорні частини, або мають жорстке сполучення з так званими «гнучкими» стінками.

Таким чином, надаркова будова включається в сумісну роботу з арками або склепіннями. Традиційно розрахунок аркових мостів проводився, як правило, без врахування сумісної роботи арок та склепінь з надарковими будовами, а елементи надаркової будови розраховувались за наближеними розрахунковими схемами. Для розрахунку переміщень в окремих точках аркових прогонових будов необхідно розглядати повну розрахункову схему аркових прогонових будов. З метою визначення умов роботи рейкової колії на аркових мостах, особливо в місцях розташування деформаційних швів в надаркових будовах, необхідно мати лінійні і кутові складові переміщень в характерних точках конструкцій прогонових будов.

В цій роботі наводяться результати розрахунку зусиль і деформованого стану прогонових будов аркового залізобетонного моста під суміщену їзду через р. Дніпро в м. Запоріжжя. Русло ріки перекрите прогоновими будовами із склепіннями коробчатого перерізу прольотами 140,0 м. Прогонові будови мають їзду зверху склепінь. Надаркова будова має двохярусну конструкцію. В нижньому ярусі знаходиться автопроїзд, а в верхньому ярусі – двоколіїний залізничний проїзд. Коробчаті склепіння прогонових будов має ширину 11,20 м, висота перерізу склепіння в замку становить 4,00 м, а в п'яті – 5,00 м. Переріз склепіння включає верхню і нижню плити і дві зовнішні та дві проміжні стінки. Стійки прямокутного поперечного перерізу опираються на склепіння біля його країв. На стійки через поперечні балки передається навантаження від автопроїзду і залізничного проїзду. Замість коротких стійок влаштовані стінки, що хитаються. В надарковій будові в четвертях прогону, в замковому перерізі та в місцях примикання до опор розташовані деформаційні шви.

Розрахунок склепіння з надарковою будовою проведено на ПЕОМ з використанням методу скінчених елементів програмного комплексу ИСПА. Розрахункова схема має 50 вузлів і 70 елементів. Розрахунки проведені для випадків завантаження прогонової будови залізничним навантаженням на половині прольоту і на всій довжині прогонової будови. Для кожного вузла розрахункової схеми, в тому числі біля деформаційних швів надаркової будови одержані всі компоненти лінійних і кутових переміщень, а для всіх елементів (на початку і

на кінці елемента) величини нормальних та поперечних сил і загальних моментів.

Найбільші величини і знаки (напрямок) переміщень виявилися (в рівні залізничного проїзду) при завантаженні рухомим складом половини прольоту. Результати розрахунків будуть використані при оцінці умов роботи рейок залізничної колії, в тому числі при влаштуванні безстикової колії.

### **Исследование действительной работы металлоконструкций висячего мостового перехода для аммиакопровода через р. Днепр пролетом 720 м**

Тарнопольский А.А., к.т.н. (ОАО Проектный институт «ДнепрПСК»),  
Казакевич М.И., д.т.н. (ДНУЖТ), Ротмистровский М.М.  
(ОАО Проектный институт «ДнепрПСК»)

В 1978 году сдан в эксплуатацию уникальный висячий мост через р.Днепр пролетом 720м, предназначенный для пропуска аммиакопровода диаметром 335,6 мм и 4<sup>х</sup> ниток сопутствующих коммуникаций. Пролетное строение выполнено в виде 2<sup>х</sup> вертикальных висячих ферм с жестким нижним поясом в виде решетчатой пространственной фермы, объединенной с горизонтальными ветровыми фермами параболического очертания. Пояса вертикальных ферм составлены из 6<sup>ти</sup> канатов диаметром 71,5 мм непрерывно переходящих через верх пилонов в виде оттяжек к анкерным опорам. Раскосы ферм – из одиночных канатов диаметром 39,5 мм. Высота пилонов 87 м. Заводские соединения на сварке, все монтажные соединения на высокопрочных болтах.

С момента ввода в эксплуатацию и до настоящего времени (около 30 лет) институт Днепрпроектстальконструкция ведет систематическое наблюдение и исследование действительной работы металлоконструкций моста. На начальном этапе эксплуатации исследованы усилия и напряжения в несущих элементах моста от постоянной нагрузки- заполнения трубы аммиакопровода (пусковые испытания), замерялись фактические параметры, характеризующие аэродинамическую устойчивость сооружения – частоты, логарифмические депременты колебаний, амплитуды от искусственно путем раскачивания приложенных вертикального и горизонтального перемещения (руководители работы Казакевич М.И., Шульман З.А.)

В дальнейшем в процессе эксплуатации замерялись усилия натяжения в вертикальных и горизонтальных фермах, балке жесткости и пилонах, параметры колебаний, синхронно со скоростью ветра, натяжения высокопрочных болтов, продольный профиль балки жесткости, подмостовой судоходный габарит, отклонение пилонов, давление трубы аммиакопровода на опоры и другие параметры.

Выявленные в процессе эксплуатации уменьшение напряжений в подвесках висячей фермы, а затем и исчерпанное в отдельных подвесках возможности их подтяжки из-за отсутствия в стяжках необходимой резьбы потребовало разработки устройства и методики замены ряда стяжных устройств и регулировки натяжения.

Был разработан и реализован алгоритм перенатяжения подвесок с целью создания в них усилий одинаковых по величине и близких к проектным. Обнаруженное коррозионное повреждение стержней отдельных высокопрочных болтов потребовало их полную замену. Коррозия также повредила несущие канаты верхнего пояса вертикальной висячей фермы в отдельных узлах, где с помощью обхватывающих накладок пояс крепится к подвескам. Разработана методика и рекомендован герметик, обеспечивающий непроникновение влаги к канатам. Выявленные в процессе эксплуатации моста дефекты, повреждения, отклонения от проектных параметров потребовало разработать рекомендации и проектные решения, направленные на обеспечение безопасной работы сооружения в целом и его отдельных элементов.

Опыт эксплуатации уникального моста, систематическое исследование всех компонентов его работы свидетельствует о том, что и в дальнейшем необходимо визуальное и инструментальное наблюдение и принятие мер, необходимых по обеспечению надежности и аэродинамической устойчивости.

### **Необходимость учета воздействия продольных сил, возникающих в двухшарнирной сталебетонной арке при силовых воздействиях**

Татаринов А. Ф. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Нередки случаи, когда возникает необходимость пересмотра состояния действующих бетонных конструкций, нагрузки на которые возросли либо изменились. При этом конструкционно сооружение нет возможности изменять изнут-

ри и остается наращивать его снаружи. Часто с точки зрения технологии рациональнее использовать наружную стальную опалубку при бетонировании, а после этого – и как наружную арматуру. Однако измененная схема сталебетонного сооружения требует перерасчета с учетом действия такой арматуры в зоне контакта бетона и стали, что является достаточно сложным вопросом.

Для разрешения поставленного вопроса исследуем напряженно-деформированное состояние двухшарнирной сталебетонной арки, ось которой представляет собой квадратную параболу, нагруженную в замке сосредоточенной силой  $P=500$  кН, стрела арки равна 3 м, расстояние между опорами – 12 м, сечение арки прямоугольное, 0,2 на 0,3 м, по низу арки пущен сплошной стальной лист, толщина листа – 2 мм, прикреплен лист к бетону с помощью стальных петлевых анкеров, расположенных с шагом 100 мм. Бетон используется марки В30, сталь – Ст. 3.

Характеристики материалов:

|                                    |                                     |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| Бетон марки В 30: - $R_b = 17$ МПа | Сталь марки Ст.3: - $R_s = 160$ МПа |
| - $E = 31,5 \cdot 10^3$ МПа        | - $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа          |
| - $\nu = 0,16$                     | - $\nu = 0,24$                      |

В результате проведенного расчета было составлено уравнение изгибающих моментов. Для выбранной арки это уравнение будет иметь вид  $M(x) = M_q + 0,785P \cdot M_1$ . По эпюре моментов видно, что максимальный сжимающий изгибающий момент от внешней нагрузки в арке в замке равен 322,5 кН/м, нулевой изгибающий момент в точке с координатой 1,65 м от замка арки; максимальный растягивающий момент равный 155,207 кН/м в точке с координатой 3,82 м от замка арки.

Для учета влияния продольных сил коэффициенты уравнения метода сил были пересчитаны. При этом распор уменьшился и стал равен  $0,663P$ , что существенно изменило эпюру моментов. Теперь, при таком коэффициенте, максимальный сжимающий момент равен 505,5 кН/м, максимальный растягивающий момент равный 61,41 кН/м в точке с координатой 4,51 м от замка арки, а нулевой изгибающий момент в точке с координатой 3,02 м от замка арки.

Для более полной картины взаимодействия при дальнейших расчетах также необходимо учитывать влияние продольных сил, которыми в большинстве случаев пренебрегают.

По результатам исследований сделан вывод, что при расчете арки заданных геометрических размеров необходимо учитывать влияние продольных сил, как при построении эпюры моментов, так и при определении нейтральной оси в

поперечном сечении арки. Решение этой задачи позволит более точно определить напряжения и деформации при работе обеих элементов сталебетонной конструкции, а также уточнить характеристики зоны взаимодействия бетона и стального листа.

## **О причинах аварий береговых свайных опор мостов**

Тимофеев Д. Д. (ПГТУ, г. Пермь)

Свайные береговые опоры широко применяются на малых и средних мостах в различных грунтовых и гидрологических условиях. Типовой проект предусматривает применение однорядных и двухрядных свайных обсыпных опор в зависимости от их высоты и длины примыкающих пролётных строений в грунтах с высокими значениями модулей деформации при отсутствии размывов и без учёта влияния подтопления. В слабых и структурно-неустойчивых грунтах на реках со сложной гидрологией использование обсыпных опор приводит к проявлению локальных оползневых процессов, смещению и повороту опор, провалам подходных участков земполотна. Кроме того, значительно увеличивается отверстие мостов, что приводит к их удорожанию. Поэтому в целях экономии на малых и средних реках часто применяют другой тип свайных опор – с закладным креплением. Такие опоры подвержены подмывам, обрушению и сползанию закладного крепления, возрастанию бокового давления на стойки опор и потере их устойчивости и прочности даже в хороших грунтовых условиях. Таким образом, использование типовых решений без учета реальных грунтовых и гидрологических условий приводит к аварийным ситуациям.

Автором проведен анализ существующих методов расчёта свайных береговых опор и обобщён опыт работы обоих типов опор на малых и средних реках Прикамья с целью уточнения расчетных схем. Были установлены основные причины возникновения аварийных ситуаций на обследованных мостах и проведена их классификация в зависимости от условий работы опор. Как выяснилось, наиболее распространенной причиной является недоучет грунтовых условий и особенностей взаимодействия группы свай с основанием при восприятии горизонтальных нагрузок. При расчетах опор обязательно проводится расчёт местных и общих размывов пойм и русла рек, но не учитывается изменение физико-механических характеристик грунтов основания и подтопляемого земпо-

лотна, которое приводит в конечном счете к потере устойчивости грунтовых массивов и основания. Кроме того, принятая методика определения коэффициентов постели и коэффициентов пропорциональности их изменения с глубиной не соответствует (а часто и противоречит) реальному характеру изменения деформативных параметров основания. Второй причиной является превышение над расчётным реального бокового давления грунта на устой, что связано (как было показано Л.М.Тимофеевой) с технологическими особенностями возведения земполотна. Третьей основной причиной является недоучёт гидродинамического воздействия на сваи в периоды весеннего и осеннего половодий.

В работе рассмотрены методы, разработанные К.С. Завриева и Г.С. Шпиро, Д.М.Шапиро, СНиП 2.02.03-85, методика ТП 3.503.1-79 (вып. 0), а также современные результаты исследования работы свайных фундаментов с высокими ростверками при действии горизонтальных нагрузок. Проведен их анализ и сопоставление, которые показали, что в основе всех этих методов лежат по сути одни и те же допущения, связанные с гипотезой коэффициента постели, пропорционально изменяющегося с глубиной. С помощью этих методов были определены усилия в сваях аварийных мостов, которые оказались меньше предельных по первой и второй группам предельных состояний. Приведены примеры аварийных опор, связанных с недоучетом технологических нагрузок, возникающих при возведении земполотна, и изменением гидрологического режима рек при возведении искусственных сооружений.

### **Исследование напряженно-деформированного состояния прямоугольной железобетонной трубы**

Тимофеев Д.Р., к.т.н. (НИЛ ТРАНСМОСТ, г. Пермь)

Рассмотрены результаты экспериментального и теоретического исследования напряжённо-деформированного состояния звеньев сборной прямоугольной железобетонной трубы, изготовленных и возведенных с технологическими нарушениями. Труба отверстием 2,0 м и длиной 24,29 м была собрана из звеньев, изготовленных по ТП 3.501.1-177.93 для насыпей высотой до 5,0 м. При проверке соблюдения технологии и качества изготовления были выявлены многочисленные дефекты армирования звеньев, значительно снижающих несущую способность звеньев трубы. Анализ напряженно-деформированного состояния

конструкций, проведенный с использованием программного комплекса ЛИРА 9.2 для наиболее нагруженного участка трубы по оси дороги, позволил установить, что армирование по ТП является оптимальным для данной высоты насыпи. Превышение высоты земполотна или уменьшение площади рабочей арматуры (что было выявлено при обследовании) может привести к потере прочности железобетона и развитию недопустимых трещин. Расчёт напряжённо-деформированного состояния проводился для наиболее неблагоприятных условий работы трубы. В реальных насыпях давление грунта и автомобильной нагрузки (учитывая особенности её распределения в грунтовой массе) могут оказаться значительно ниже проектных. Поэтому было решено провести натурные испытания наиболее нагруженных звеньев под средней частью габарита дороги. Испытываемое звено ЗП10.200 располагалось по оси дороги. Звено помимо вышеописанных дефектов имело локальные повреждения бетона стенок, причина которых неизвестна (предположительно связана с технологией изготовления). Указанные дефекты ослабляют сечение стенки, однако в связи с их локальным характером не оказывают существенного влияния на несущую способность звена в целом (после ремонта верхнего выпучивания). Швы между звеньями на момент проведения испытаний полностью не были заделаны. Нагружение осуществлялось в четыре этапа блоками ФБС. По программе предполагалась установка блоков общей массой 65,952 т, однако не были учтены нагрузки на трубу от устанавливаемых для разгрузки блоков крана и панели. Таким образом, труба в итоге оказалась даже несколько перегруженной. При этом фиксировались горизонтальные и вертикальные перемещения стенок и ригеля трубы и ширина раскрытия имеющихся и появление новых трещин. При испытаниях были выявлены особенности процесса деформирования стенок, связанные с временным характером передачи давления через земполотна, т.е. при фиксации перемещений был выявлен эффект запаздывания (показания мессур менялись с запаздыванием по отношению к загрузкам и деформация стенок происходила с большим запаздыванием, чем деформация свода). Результаты испытаний показали, что при имеющейся высоте насыпи нагрузка на звено определяется в основном уплотнением грунта у трубы, а не его упругими деформациями. После эксплуатационного уплотнения насыпи и стабилизации деформаций конструкций звеньев труба при отсутствии деградиционных явлений практически не будет испытывать воздействий от временной нагрузки. Имеющиеся запасы армирования звеньев, обусловленные расчетными коэффициентами надежности и фактическими свойствами грунтов насыпи, обеспечи-



вают необходимую несущую способность конструкций звеньев в целом даже при превышении проектной высоты насыпи.

**Влияние начальных искривлений стенок на местную устойчивость  
и точность замыкания навесу при встречной надвижке полупролетов  
металлического автодорожного моста**

Тимофеев М. Р. (НИЛ ТРАНСМОСТ, г. Пермь)

В настоящее время получает распространение метод конвейерно-тыловой сборки металлических пролётных строений на двух стапелях с встречной продольной надвижкой двух половин пролётного строения. Надвижка осуществляется с аванбеками, которые перед выдвиганием плетей в пролёт замыкания демонтируются, и стыковка осуществляется навесу. Достоинства такого метода монтажа очевидны. Недостаток метода состоит в том, в стыковом сечении практически всегда проявляется перепад по высоте. Так, при монтаже пролётного строения первой очереди Красавинского моста через р. Каму в г.Перми в стыковом сечении образовался перепад около 0,5м. Устранение его потребовало изменения продольного профиля пролётного строения, которое сопровождалось изменением проектного напряжённо-деформированного состояния части пролётного строения, местной потерей устойчивости стенки в одной из панелей и повлекло нарушение водоотвода на участке излома профиля. В числе случайных факторов, определяющих нестыковку торцов балок пролётного строения, есть основания считать начальные искривления стенок балок (погиби). При экстремальных ситуациях погиби опосредствованно могут увеличивать податливость конструкций. В СН 200-62 для сварных пролётных строений погиби в пределах  $0,003h$  учитывались введением коэффициента условий работы  $m=0,9$ . По умолчанию предполагалось, что амплитуды погиби, превосходящие эту величину, недопустимы. В действующих нормах СНиП 2.05.03-84\* аналогичные ограничения отсутствуют. В процессе работы по инженерному сопровождению сборки пролётного строения II очереди моста через р. Каму, которая выполнялась НИЛ ТРАНСМОСТ, были собраны данные об амплитудах и формах погибей стенок сварного пролётного строения. Многократно измерялись амплитуды погиби на различных этапах надвижки, которым ставилось в соответствие напряженное состояние в зоне погиби. Теоретическое решение этой задачи в

строгой постановке вызывает затруднения, связанные с необходимостью учёта изменчивости формы погиби при неоднородном НДС. В данном случае возникает задача о совместном рассмотрении расчета стенки на прочность и устойчивость. Разработана методика приближенной оценки местной устойчивости сжатой части стенки с погибью при реальном распределении напряжений по ее высоте. Сущность ее состоит в применении метода эквивалентных жесткостей к расчету конструкции, жесткость которой ослаблена погибью. Начальное состояние погиби позволяет оценить начальную приведенную жесткость стенки, а затем и критическое напряжение, вызывающее местную потерю устойчивости. Жесткость стенки после потери устойчивости принимается равной нулю. Уточнённой с учетом этого обстоятельства эффективной жесткости сечения пролётного строения в расчетной панели ставится в соответствие прогиб конца консоли надвигаемого пролета. В результате определяется приращение прогиба, вызванное погибью. Выявлены отдельные случаи, когда начальные погиби в стенках пролетного строения были чрезмерно большими, и они провоцировали местную потерю устойчивости. Последняя вызывает повышенную податливость панелей с погибью, которая проявляется в одномоментном относительно быстром приращении прогиба консольного свеса пролетного строения. Полученные данные должны послужить основой для нормирования погибей конструкций при их изготовлении или назначения толщины стенки в зависимости от допусков по искривлению листовой стали при прокатке и возможности корректировки погиби при изготовлении пролетных строений.

### **Многоуровневое проектирование мостов в сейсмических районах**

Уздин А.М., д.т.н., Бенин А.В., к.т.н., Кузнецова И.О., к.т.н.,  
Дмитровская Л.Н., к.т.н. (ПГУПС, г. Санк-Петербург)

Тенденция к многоуровневому проектированию (МУП) сейсмостойких сооружений, в частности мостов, с использованием принципа заданных предельных состояний, до настоящего времени не подкреплена положениями, позволяющими получить ответы на отдельные вопросы такого проектирования. Несколько важных направлений исследований представлены в докладе.

**Оценка уровня расчетного сейсмического воздействия** является определяющим для проектирования сооружения. При использовании МУП необходи-

мо задать набор таких уровней. Как минимум необходимо использование проектного (ПЗ) и максимального расчетного (МРЗ) землетрясений. Уровень расчетной нагрузки зависит от степени ответственности сооружения. В нормативных документах степень ответственности моста задается в значительной мере волевым образом без каких-либо количественных оценок. Авторы считают возможным принять объективным критерием оценки степени ответственности моста вероятность нахождения на мосту подвижной нагрузки во время землетрясения. Соответствующие численные оценки получены применительно к железнодорожным мостам с учетом грузонапряженности железнодорожной сети России.

**Оценка коэффициентов сочетаний сейсмической и подвижной нагрузок.** Для мостов, особенно при их значительной протяженности, весьма вероятно нахождение поезда на мосту во время землетрясения. Особенно актуален этот вопрос для расчета мостов на действие ПЗ. В докладе приведены оценки коэффициентов сочетаний нагрузок.

**Формирование расчетных схем мостов.** Расчетная схема моста зависит от того, преодолевается ли сила сопротивления в подвижных опорных частях и проезжей части при сейсмических колебаниях. При максимальных расчетных землетрясениях силы трения всегда преодолеваются в катковых, валковых и секторных опорных частях, при этом опоры работают независимо. При слабых проектных землетрясениях силы трения в плоских и тангенциальных опорных частях не преодолеваются, и мост работает как единая рамная система. В промежуточных случаях необходим специальный анализ поведения моста.

**Учет несинхронности возмущений опор** является важнейшим вопросом расчета мостов. При размещении оснований опор на различных по плотности и прочности грунтах расчетная сейсмичность площадки строительства под опорами может отличаться на два балла. В докладе рассматривается вопрос учета указанной ситуации при построении расчетной схемы моста.

**Задание предельных состояний мостов.** Помимо традиционных расчетов устойчивости и прочности мостовых опор МУП требует дополнительного анализа двух предельных состояний: сброса пролетных строений с опор и крушение подвижного состава. Сброс пролетных строений должен исключаться при действии МРЗ. Для этого необходим кинематический расчет моста на действие МРЗ. Особенности такого расчета анализируются в докладе. Аварии подвижного состава возможны как при ПЗ, так и при МРЗ. В первом случае необходимо обеспечить сохранность верхнего строения пути на мосту во время ПЗ. Во вто-

ром случае необходимо исключить опрокидывание подвижного состава и авто-расцеп вагонов.

## **Перспективи покращення експлуатаційних якостей залізобетонних плит проїзної частини автодорожніх мостів**

Фаль А. Є., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ)

Як свідчить досвід, більшість залізобетонних мостів вже після 10-15 років експлуатації потребують виконання ремонтних робіт. До основних дефектів споруд, які безпосередньо приводять до зниження експлуатаційної надійності необхідно віднести, в першу чергу, руйнування комплексу мостового полотна (асфальтобетонний шар покриття, бетонні захисний і вирівнювальний шари, гідроізоляція, деформаційні шви, бетонні бордюрні і тротуарні блоки), руйнування бетону замонолічування в поздовжніх швах між несучими елементами, оголення і корозія робочої і розподільчої арматури внаслідок руйнування бетонного захисного шару та ін.

За результатами обстежень встановлено, що плита проїзної частини має найбільше дефектів в складі прогонової будови. Причиною цьому є те, що плита зазнає прямої дії тимчасового навантаження і зовнішніх впливів: вологості, перепадів температури, агресивних газів та ін.

У Радянському Союзі наукові дослідження щодо плит проїзної частини відносяться до початку 60-х років минулого століття, в яких відображені сучасні досягнення теорії розрахунку залізобетонних плит та застосування ефективних технологічних рішень, проте досвід експлуатації залізобетонних плит на протязі 30-40 років показав їх низьку довговічність, тому цей фактор вимагає від інженерів перегляду принципів проектування плит проїзної частини.

В процесі експлуатації плита проїзної частини балкових автодорожніх мостів від впливу статичних і динамічних навантажень та інших негативних факторів має складний напружено-деформований стан. В плиті від впливу навантаження утворюються зони значних розтягуючих напружень, які при одночасному впливі інших факторів знижують її надійність і довговічність. Тому на стадії проектування потрібно враховувати всі чинники, які можуть впливати на довговічність плити шляхом:

- уточнення розрахункових схем при визначенні величини зусиль;

- вдосконалення конструктивних рішень;
- врахування впливу багатократноповторних навантажень;
- врахування динамічних впливів на плиту;
- підвищення вимог до якості бетону;
- підвищення вимог до тріщиностійкості, тощо.

Аналіз експлуатаційного стану залізобетонних плит проїзної частини показує, що існуючі нормативні документи не дозволяють повністю врахувати всі впливи, яких зазнає плита в процесі експлуатації. Це впливає на зниження довговічності самих плит і невиконання ними в повній мірі своїх захисних функцій стосовно прогонової будови в цілому. Тому є необхідність переглянути стратегію проектування (розрахунку і конструювання) плит проїзної частини з метою підвищення вимог до матеріалів, вдосконалення конструкцій і технологічної дисципліни при влаштуванні плити з метою наблизити надійність і довговічність плит проїзної частини до інших елементів мостових балкових конструкцій.

### **Разработка и исследование эксплуатационных характеристик резиноармированных опорных частей повышенной долговечности**

Хорольский М.С., к.т.н., Скоков А.И. (ГП «УНИКТИ «ДИНТЭМ»,  
г. Днепропетровск)

Подвижность соединения пролетных элементов мостового сооружения обеспечивается установкой пролетов моста на резиноармированные опорные части (РАОЧ). Горизонтальные перемещения и поворот опорных узлов пролетного строения, которые установлены на РАОЧ, осуществляется за счет эластических свойств резины и особенностей конструкции. В соответствии с ранее разработанной ГП «УНИКТИ «ДИНТЭМ» нормативной документацией гарантийный срок работоспособности РАОЧ установлен 13 лет с момента их изготовления, что не удовлетворяет современным требованиям. В связи с этим институтом проведены НИОКР по созданию РАОЧ с прогнозируемым сроком эксплуатации не менее 25 лет, что соответствует нормативному межремонтному сроку эксплуатации мостов.

В институте разработаны и исследованы новые резины: 1-1208.020 для изготовления РАОЧ, которые эксплуатируются в условиях умеренного климата, и

1-1302.008 для изготовления промежуточных слоев РАОЧ, которые эксплуатируются в условиях Севера. Указанные резины значительно превосходят применяемые в настоящее время по физико-механическим показателям и озоностойкости.

Исследования адгезивов нового поколения дали возможность достичь значительного повышения прочности крепления резины к металлической арматуре.

Разработка нового комбинированного способа изготовления РАОЧ и соответствующей технологической оснастки позволили добиться высокой точности геометрических параметров РАОЧ и практически бездефектного производства.

С целью оценки эксплуатационных характеристик РАОЧ исследованы следующие деформационные характеристики модельных образцов РАОЧ: зависимость «нагрузка – деформация», величина максимальной нагрузки в момент разрушения, тангенс угла сдвига, статический модуль сдвига. Показано, что по всем исследованным показателям разработанные РАОЧ превосходят выпускаемые в настоящее время

На следующем этапе работ исследовались изменения деформационных характеристик РАОЧ в процессе ускоренного термического старения с целью определения прогнозируемого срока их эксплуатации. Экспериментальными и расчетными методами установлено, что для РАОЧ, изготовленных из резины 1-1208.020, прогнозируемый срок эксплуатации в условиях умеренного климата составляет 25 и более лет.

С использованием разработанных материалов, технологии и усовершенствованной технологической оснастки изготовлена опытная партия РАОЧ с размерами (по ТУ У 600152135.043-97): 20,0×30,0×3,2-0,8; 20,0×30,0×5,2-0,8; 20,0×40,0×5,2-0,8; 30,0×40,0×7,8-1,0; 30,0×40,0×9,2-0,8; 40,0×40,0×7,8-1,0. Испытания изготовленных РАОЧ показали, что опорные части из резины 1-1208.004 могут выдерживать при эксплуатации на 10-15% большие статические нагрузки, и, следовательно, имеют больший ресурс работоспособности по сравнению с традиционными опорными частями.

Таким образом, разработанные в ГП «УНИКТИ «ДИНТЭМ» РАОЧ со сроком эксплуатации 25 и более лет могут успешно использоваться в мостостроении.

## **Опыт восстановления эксплуатационной пригодности мостовых переходов**

Шокарев В. С., Гречко В. Ф., Волков Д. А. (ЗО НИИСК, г. Запорожье)

Мостовой переход через реку Конку в г. Пологи Запорожской области запроектирован Ленинградским отделением «Промтранспроекта» Госстроя СССР в 1958 году, принят в эксплуатацию в 1963 году. Мостовой переход включает железнодорожную, автодорожную и пешеходную части, функционально предназначен для транспортного сообщения городских предприятий с карьером по добыче каолинита (глина). Мост - четырехпролетный со сборных железобетонных элементов длиной 16,3 (м). Пролетные строения автомобильной и железнодорожной частей моста опираются на общие опоры. Фундаменты опор выполнены из забивных свай длиной 11,0 (м) и 12,0 (м), сечением 400х350 (мм) и 350х350 (мм), объединенных по верху высокими монолитными железобетонными ростверками. В связи с интенсивной эксплуатацией сооружения, являющегося единственной транспортной связью предприятий с карьером возникла необходимость в обследовании объекта. Обследованием конструкций мостового перехода установлено, что техническое состояние опор удовлетворительное - (II категория), несущих балок пролетных строений и плит пешеходного прохода - непригодное к нормальной эксплуатации (III категория). Зафиксировано повреждения рулонной гидроизоляции по балкам железнодорожного проезда, а также вдоль пешеходных проходов, есть участки замачивания и выщелачивания бетона конструкций. В целом, техническое состояние мостового перехода через р. Конка в г. Пологи оценено как непригодное к нормальной эксплуатации, рекомендовано провести ремонтно-восстановительные работы.

В 2005 году ЗО НИИСК разработана проектная документация по восстановлению мостового перехода без прекращения транспортного движения по мосту. Для этого использованы современные технологии ремонта и усиления несущих пролётных балок с помощью материалов швейцарской фирмы Sika (ленты и холсты из углепластика).

Автодорожный путепровод над ж/д путями у станции Никополь по ул. Электрометаллургов – четырехпролетный из сборного железобетона. Геометрическая схема сооружения – 14,06 + 2х32,96 + 14,06 (м). Расчётные временные нагрузки – Н-18; НК-80. Построен в 1963 г. по проекту Харьковского отделения «Промстройпроекта». В плане путепровод расположен по прямой, в профиле на

одностороннем уклоне. Подходы к путепроводу выполнены в насыпях, высотой до 8 метров. Особенностью опор путепровода является заложение их фундаментов в слое просадочных грунтов. Деформации путепровода наблюдались и фиксировались начиная с 1966 г. В 2001 г. ЗО НИИСК провел обследование сооружения и классифицировал его техническое состояние как аварийное. Зафиксированы повороты опор, крены стоек, нарушения узлов сопряжения пролётных конструкций, а также дальнейшее развитие этих процессов во времени. Основной причиной аварийного состояния путепровода явились неравномерные осадки фундаментов опор, проявившиеся в результате неучтённых проектом сложных инженерно-геологических условий площадки. Проверочный расчёт основания показал, что несущая способность грунтов основания меньше расчётных нагрузок, передаваемых фундаментами опор (нарушены требования по предельным состояниям I группы).

На основании данных обследования разработан проект усиления фундаментов опор буроинъекционными сваями  $\varnothing$  250 (мм), длиной 36,5 (м), общим количеством 150 (шт). Расчетная несущая способность каждой сваи составляла 69 (тс). Опорным слоем являлись выветрелые слои гранитов. Объединение свай с существующими фундаментами было предусмотрено при помощи ж/б ростверков.

## **Испытание внеклассных мостов в Сибири**

Яшнов А.Н., к.т.н. (СГУПС, г. Новосибирск)

В 2005-2006 годах в Сибири (г.Омск и г.Кемерово) введены в эксплуатацию два уникальных мостовых перехода:

- мост в г.Омске – единственный в Сибири совмещенный мост, предназначенный для пропуска автотранспорта (поверху, по три полосы для каждого направления) и поездов метрополитена (понизу). Схема моста - (108,0+3x144,0+108,0). Мост состоит из двух пролетных строений (верховая и низовая ветвь), расположенных на общих опорах параллельно друг другу. Пролетные строения каждой ветви представляют собой неразрезные 5-пролетные сплошностенчатые балки, объединенные в коробку верхней и нижней ортотропными плитами и мощными поперечными балками. Генеральный проектировщик - ООО «Питер-мост» (г. Санкт-Петербург). Конструкции пролетного



строения изготовлены на Курганском заводе мостовых конструкций из сталей марок 15ХСНД и 10ХСНД по ГОСТ6713-91. Мост построен ЗАО «Омкстрой-мост-Мостоотряд-63» (г.Омск);

- мост в г Кемерово через р.Томь - самый широкий мост за Уралом. Общая ширина составляет 40,36 м, габарит проезжей части с расположенными посередине двумя трамвайными путями и двухсторонними тротуарами - Т1-2,28+Г(13,35+7,50+13,25)+Т2-2,28. Схема моста - 24,0 + (63,0 + 4х105,0 + 63,0) + /2х33,0/. Береговые пролеты перекрыты типовыми балками из преднапряженного железобетона, русловая часть – неразрезная 6-пролетная балка, состоящая в поперечном сечении из 4-х коробок, объединенных поверху ортотропной плитой. Генеральный проектировщик – Гипротрансмост (г.Москва). Конструкции пролетного строения изготовлены на Улан-Удэнском заводе мостовых конструкций из сталей марок 15ХСНД и 10ХСНД по ГОСТ6713-91. Мост построен ОАО «Сибмост» (Кемеровский филиал, Мостоотряд № 89).

Приемочные испытания мостов были выполнены научно-исследовательской лабораторией «Мосты» Сибирского государственного университета путей сообщения. Цель проведения работ – установление соответствия между расчетными и фактическими параметрами сооружений. Для фиксации основных параметров сооружения специалисты НИЛ «Мосты» используют, как традиционные механические приборы (деформометры на базе индикаторов часового типа, прогибомеры, вибрографы), так и автоматизированные диагностические комплексы с использованием тензодатчиков, вибродатчиков, датчиков линейных перемещений. Управление диагностическими комплексами осуществляется с помощью карманных персональных компьютеров. Дублирование различными измерительными системами позволяет повысить достоверность получаемых результатов.

Испытания являются основным способом, позволяющим объективно оценить техническое состояние сооружения и зафиксировать его основные параметры на начало эксплуатации. Начинать работы по испытанию сооружения необходимо уже на этапе строительства, чтобы иметь возможность определить напряженно-деформированное состояние конструкции от постоянных нагрузок. Такой подход особенно актуален для статически неопределимых систем пролетных строений, в которых распределение усилий от постоянной нагрузки существенно зависит, например, от точности установки по высоте на опорные части. Кроме того, до испытаний появляется возможность создать расчетную математическую модель сооружения и протестировать ее путем сравнения рас-

четных значений контролируемых параметров с фактическими на различных стадиях строительства.

Полученные результаты показали соответствие проекту и подтвердили хорошее качество строительно-монтажных работ на испытанных мостах. Зафиксированные при испытаниях основные технические параметры мостов могут стать основой для создания систем мониторинга рассматриваемых сооружений.

## СЕКЦИЯ «ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ»

### **Упругое решение для крена фундамента с использованием МКЭ**

Андреев В. С., к.т.н., Тютюкин А. Л., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

При расчете конструкций на упругом основании возникают проблемы учета его распределительных свойств, которые игнорируются даже в простейшем случае винклерова основания. Большинство реальных грунтов обладают распределительной способностью, когда, в отличие от винклеровой расчетной схемы, в работу вовлекаются не только непосредственно нагруженные части основания. Следовательно, для учета распределительной способности необходимо, во-первых, использовать отличные от винклеровой модели основания и, во-вторых, ввести в расчетную схему те его части основания, которые расположены за пределом фундаментной конструкции.

Использование только имеющихся конечных элементов на упругом основании (стержней, плит, оболочек) и специальных законтурных элементов не позволяет создать произвольную расчетную схему конструкции, расположенной на упругом основании. В частности, могут возникнуть сложности, например, при попытке построить расчетную модель плотины, подверженной плоской деформации, поскольку элементов типа балки-стенки на упругом основании комплекс SCAD не имеет. Проблема решается путем включения элементов стержневого типа между контуром плотины и грунтом на упругом основании. При этом жесткость такого стержня может быть равна нулю. Аналогично можно ввести параметры плиты на упругом основании с нулевой жесткостью под массивную часть расчетной модели.

Вычислительный комплекс SCAD предоставляет пользователям алгоритм для расчета зданий и сооружений в контакте с основаниями, при этом обобщены характеристики естественных или искусственных оснований. Использование расчетной схемы упругого полупространства резко увеличивает емкость задачи, поэтому получила широкое распространение модель П.Л. Пастернака с двумя коэффициентами постели, в которой сохраняется размерность задачи при одновременной возможности учета распределительных свойств грунта.

Для вычисления характеристик в состав комплекса SCAD введен специальный блок, в котором выделяется два состояния основания, соответствующие двум следующим периодам:

1. Состояние в период возведения сооружения и непосредственно после возведения, когда происходит активная его осадка вследствие необратимых деформаций основания.
2. Состояние после завершения осадочных явлений и стабилизации основания, т.е. в период нормальной эксплуатации сооружения.

Эти состояния требуют применения различных расчетных схем основания. Первое предполагает возможным рассматривать его как линейно-деформируемое полупространство, характеризуемое модулем деформации. Второе – как упругое полупространство, характеризуемое модулем упругости. Эти свойства должны быть дополнены коэффициентами Пуассона. Они являются исходными параметрами для определения обобщенных характеристик основания, однородного или слоистого. В отличие от некоторых используемых методик, процедуры SCAD не требуют введения в исходные данные таких параметров, как глубина сжимаемой толщи основания.

Предполагается также, что исходные данные (модули деформации или упругости, коэффициенты Пуассона) для слоев основания могут быть заданы не в явном виде, а путем выбора их значений из описания тех грунтов, которые соответствуют естественным проектируемым слоям и заложены в программу. В явном виде должны быть заданы только толщины промежуточных слоев, однако, не требуется задания глубины сжимаемой толщи нижнего подстилающего слоя.

### **Учет переменного сопротивления бетона в раннем возрасте при моделировании крепи вертикальных стволов**

Борщевский С. В., к.т.н. (ДонНТУ, г. Донецк)

Вертикальные стволы в Донбассе в настоящее время сооружаются и эксплуатируются в самых разнообразных горно- и гидрогеологических условиях, усложняющихся с увеличением глубины разработки месторождений полезных ископаемых. Отличаясь своей уникальностью и важностью в производственном комплексе горнодобывающего предприятия, они требуют постоянного поиска и

разработки эффективных решений по интенсификации их строительства и безремонтной эксплуатации, что в свою очередь является актуальной научно-технической проблемой развития угольной промышленности Украины. Особенно важным является вопрос податливости монолитной бетонной крепи вертикальных стволов шахт с учетом стадий твердения бетона в призабойной зоне и оценка влияния изменяющейся податливости крепи в раннем возрасте на область ее применения.

В настоящее время возведение вертикальных стволов осуществляется по совмещенной технологической схеме. После укладки бетонной смеси за опалубку, она постепенно набирает прочность и обжимается смещающимся внутрь ствола массивом. В этот момент времени опалубку и твердеющий бетон можно рассматривать как двухслойную крепь с жестким внутренним слоем и внешним податливым слоем, обладающим ярко выраженными свойствами пластичности и ползучести и в целом не препятствующую процессу деформирования пород. Загружение бетонной крепи происходит после отрыва опалубки от возведенной заходки, когда набравший распалубочную прочность бетон начинает сопротивляться радиальным смещениям в ствол породного массива. Призабойное пространство ствола, возведенного по совмещенной схеме, представляет собой систему заходов монолитной бетонной крепи разной прочности, а соответственно и разного сопротивления.

Данная система имеет ряд особенностей, которые нельзя учесть в постановке плоской деформации. Необходим анализ объемной расчетной схемы и использование численных методов моделирования. В связи с этим было выполнено компьютерное моделирование призабойного участка ствола, выполненного методом конечных элементов в программном комплексе «Ли́ра-9,0» в объемной постановке, рассмотрен расчетный случай взаимодействия монолитной бетонной крепи в призабойной зоне ствола, представленной однородным массивом.

В результате расчета конечно-элементных моделей при различной глубине и физико-механических свойств вмещающих пород определялись перемещения точек крепи и все компоненты тензора напряжений.

Проведенные исследования показали, что учет фазы взаимодействия твердеющей крепи в призабойной зоне позволяет более точно осуществлять проектирование крепи.

Учет при проектировании параметров крепи стадии набора прочности бетона в призабойной зоне увеличивает область применения монолитной бетонной крепи, сооружаемой по совмещенной технологической схеме.

## **Практические результаты закрепления оснований методом высоконапорной инъекции цементных растворов**

Головки С. И., к.т.н. (ПГАСиА, г. Днепропетровск)

Полученные нами уравнения состояния, дают возможность оценить напряженно-деформированное состояние грунтового массива в процессе его инъекционного закрепления.

Выполненные расчеты позволили установить основные закономерности, в частности: чем больше давление в нагнетаемой жидкости, тем больше область предельного равновесия в грунтовом массиве; область предельного равновесия тем больше, чем больше диаметр скважины и зона инъектирования; с увеличением глубины область предельного равновесия уменьшается при прочих одинаковых параметрах; область предельного равновесия тем меньше, чем выше прочностные характеристики грунта и его удельный вес.

В целом, полученные теоретические результаты имеют хорошее качественное соответствие с имеющимися в литературе данными о поведении грунтовых оснований в процессе инъектирования. При определении напряженно деформированного и предельного состояния используются характеристики грунтов, устанавливаемые в соответствии с действующими государственными стандартами на инженерно-геологические изыскания и лабораторные исследования.

Экспериментальная проверка теоретических решений выполнена при усилении основания четырехэтажного здания, на котором реализована достаточно сложная схема ленточных фундаментов контурных стен и отдельностоящих фундаментов под колонны.

На основании выполненных расчетов разработана технология усиления основания высоконапорной инъекцией, которая включала: устройство контурных скважин с подвала и наружной части здания; нагнетание цементного раствора по ранее установленным кондукторам по технологии «сверху–вниз» при высоте интервала нагнетания от 1,0 до 2,25 м и постоянном увеличении давления нагнетания с глубиной; цементация каждого последующего интервала осуществлялась после выдержки предыдущего.

Результаты опытных работ показали высокую эффективность разработанного метода, в частности: в активной зоне основания грунты уплотнены и заар-

мированы прослойками цементного камня. Цементный камень присутствует во всех монолитах в виде включений обломков, кусков и прослоев раствора размерами от 0,5 до 8-10 см; плотность грунтов возросла с 1,46...1,62 до 1,82...2,03 г/см<sup>3</sup>, возросли: сцепление до 27 кПа, угол внутреннего трения грунта в водонасыщенном состоянии остался на прежнем уровне 24 град, модуль деформации для водонасыщенного грунта возрос до 7,14-35,71 МПа при нормативном значении 13,0 МПа. До закрепления он составлял 2,50 МПа.

До закрепления грунты характеризовались относительной просадочностью 0,049-0,070 д.ед при фактических давлениях под подошвой, в результате уплотнения грунты утратили просадочные свойства (относительная просадочность 0,0004-0,0036 д.ед), расчетное сопротивление основания составило 418 кПа (0,418 МПа) и возросло в 1,89 раза. Модуль деформации (нормативное значение) для закрепленного массива увеличился в 5,2 раза. Здесь следует учесть, что оценка деформируемости выполнена по образцам ненарушенной структуры, отобранным с интервалом 0,25...0,5 м в зоне закрепления. С учетом выполненных исследований модуль деформации основания как геокомпозита с пластинчатыми включениями цементного камня может быть определен с учетом модуля деформации жестких включений. При данном учете модуль деформации массива составляет 28...37 МПа, что подтверждается испытаниями отдельных образцов, по которым в компрессионных условиях получены модули до 33 МПа.

### **Напряженно-деформированное состояние армированной основной площадки земляного полотна**

Гузченко В. Т., к.т.н., Куприй В. П., к.т.н., Швецова М. Б.  
(ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Постоянно расширяющееся применение геосинтетических материалов для армирования грунтов в практике строительства требует исследования напряженного состояния получаемых конструкций для правильного учета их совместной работы. В данной работе приведены результаты математического моделирования совместной работы различных геосинтетических материалов с грунтами основной площадки земляного полотна при использовании подбалластных защитных слоев из мелкого щебня и гравийно-песчаной смеси.

Для моделирования использовался программный комплекс ЛИРА – основанный на методе конечных элементов, позволяющий получить напряженно-деформированное состояние многослойной конструкции земляного полотна.

Рассмотрены четыре варианта конструкции основной площадки земляного полотна:

- балласт, геотекстиль, грунт основной площадки земляного полотна;
- балласт, песчано-гравийный защитный слой 20 см, геотекстиль, грунт основной площадки земляного полотна;
- балласт, два слоя песчано-гравийной смеси по 10 см, между ними георешетка, геотекстиль, грунт основной площадки земляного полотна;
- балласт, два слоя песчано-гравийной смеси по 20 см, между ними георешетка, геотекстиль, грунт основной площадки земляного полотна.

Анализ результатов проведенных расчетов напряженно-деформированного состояния основной площадки показал, что геотекстиль практически не изменяет деформационных и прочностных характеристик, а применение георешеток совместно с подбалластным защитным слоем увеличивает деформационные характеристики и особенно влияет на изменение прочностных характеристик конструкции.

### **Способ возведение набрызгбетонной крепи в вертикальных выработках**

Дрюк А. А. (ДонНТУ, г. Донецк)

*The method of erection of sparks-concrete walls is analyzed in the mining holes of large diameter. The variant of calculation of thickness of sparks-concrete walls is offered at the use of this method. Given out of recommendation on perfection of technology of fastening of mining holes of large diameter with the purpose of providing of stability and effectiveness of costs at building of walls of the vertical making.*

Развитие промышленности в Украине неизбежно связано со строительством новых и реконструкцией действующих угольных шахт для обеспечения страны углём.

Главным фактором роста эффективности строительного производства и улучшения работы шахтостроительных организаций по увеличению объёмов



строительства является рост производительности труда на основе применения более совершенной техники и технологии производства работ, внедрение новых материалов и конструкций, снижение трудоемкости работ, повышение уровня механизации выдачи разрушенной породы при проходке стволов.

Решению поставленных задач в области проходки вертикальных горных выработок в полной мере соответствует способ бурения.

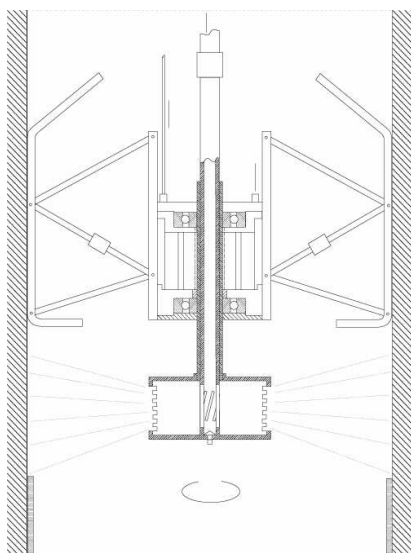


Рис. 1. Схема ЦРМ

При сооружении скважин большого диаметра (2,3 м в свету) примерные соотношения затрат времени и денежных средств, усреднённые по Донбассу, имеют следующие значения: на транспортирование оборудования, монтаж, демонтаж, возведение временных зданий, сооружений, устья ствола соответственно 22,32 и 6,49 %; на бурение 49,12 и 68,91 %; на возведение крепи 28,56 и 24,6 %, следовательно, для повышения темпов и эффективности бурения необходимо дальнейшее совершенствование данных процессов. Анализ состояния техники и технологии в этом плане показывает, что перспективным направлением явля-

ется совершенствование технологии крепления скважин большого диаметра с использованием набрызгбетонной крепи, а теоретическое обобщение и разработка технологических решений её применения – актуальная научно-техническая задача.

При набрызгбетонировании используется центробежная растворометательная машина (ЦРМ) (рис. 1). Растворометательная машина с направляющими, определяемыми диаметром скважины, крепится к несущему канату и опускается на заданную глубину. После начала процесса смешивания цементный раствор закачивается в метательное устройство, приведенное во вращение пневмодвигателем. При вращении метательной головки раствор набрызгивается радиально на стенки скважины и уплотняется на них, в то время как все устройство медленно поднимается лебедкой. Толщина образовавшегося слоя при заданном диаметре скважины определяется подачей цемента и скоростью подъема. За один цикл прохода машины наносится слой толщиной до 15 мм. Такая толщина обделки может быть приемлемой в тех случаях, когда речь идет о вертикальных горных выработках круглого сечения площадью от 3 до 6 м<sup>2</sup>. Кроме того, требуется, чтобы конвергенция стенок завершилась в стадии нанесения облицовки.

## **Динамічний стан суцільносекційних оправ перегінних тунелів метрополітенів**

Забережна К. П. (Національний транспортний університет, м. Київ)

Практичний досвід експлуатації перегінних тунелів метрополітенів із суцільносекційною оправою показав, що останній притаманні суттєві недоліки. Ці недоліки пов'язані зі членованістю конструкції вздовж тунелю, а також із тим, що циклічна і динамічна складові навантаження на оправу виявляються сумірними з постійними навантаженнями. Особливо це проявляється при застосуванні традиційної суцільносекційної оправи в слабких (переважно намівних) ґрунтах, де досить часто виникають розлади в стиках секцій, порушується цілісність тунельної конструкції, що супроводжується проникненням у тунель підземної води, виносом ґрунту та значним просіданням груп секцій або цілих ділянок оправи.

Аналіз динамічного впливу рухомого складу метрополітену виявив роль власних і вимушених коливань на напружено-деформований стан оправи та ґрунтової основи. Параметри власних коливань секцій оправи залежать від конструктивних її особливостей та співвідношення жорсткісних характеристик конструкції та основи. Ці параметри можуть корегуватися на підставі розрахункових оцінок.

Параметри вимушених коливань залежать від великої кількості вихідних даних щодо виду рухомого складу (типу вагонів, їхню кількість в складі поїзду, завантаженості вагонів пасажирями, швидкості руху) та його стану (зношеності деталей двигунів, мотор-компресорів, ходових частин), а також від конструкції та стану рейкової колії. Нажаль усі ці параметри які формують характер вимушених коливань оправи на діючих лініях метрополітенів не досліджуються, що не дає можливості адекватно математично моделювати розвиток цього виду коливань у розрахунках. Разом із тим можна використати результати вимірів параметрів коливань оправ перегінних тунелів мілкового закладення московського метрополітену. Ці вимірювання показали, що тривалість коливань колійного устрою та оправи складає 8...12 с, а також те, що при максимальній парності руху поїздів у динамічному стані оправа знаходиться протягом 20 % робочого часу метрополітену. Згадані спостереження виявили, що основна кінетична

енергія коливань оправи зосереджена на діапазоні частот 35...60 Гц, джерелом цих вертикальних коливань є підресорна частина вагонів. При цьому дослідження показали, що переважна частота коливань оправи знаходиться в межах від 0,8 до 2,8 Гц, а найбільші амплітуди коливань становлять 38...50 мкм.

Як підсумок виконаних досліджень може розглядатись встановлення досить вузького фактичного діапазону вимушених коливань оправи перегінних тунелів метрополітену, ініційованих рухомим складом. Цей діапазон складає 5...60 Гц. Він може бути використаним для оцінки експлуатаційної надійності оправи, яка знаходиться під динамічною дією рухомого складу.

У практичному плані шляхом розрахунку на підставі динамічної схеми системи «тунельна оправа – ґрунтова основа», по-перше, розроблена методика виключення можливості виникнення резонансної зони коливань, а, по-друге, складено алгоритм для визначення значень максимальних коефіцієнтів динамічності для конструкції та ґрунтової основи. Ці задачі вирішуються шляхом корегуванням конструкції оправи та її оптимізації.

Як засіб и підвищення динамічної стійкості суцільносекційної оправи запропоновані конструктивні заходи з утворення гасників коливань у її лотковій частині, а також об'єднання монолітними залізобетонними балками-поясами окремих секцій оправи в модулі довжиною 25 м і більше. Виконані розрахунки оправ із гасниками коливань та модулів показали достатню ефективність згаданих заходів. Їхню ефективність підтверджено при практичному застосуванні оправи об'єднаної в модулі на нових ділянках Сирецько-Печерської лінії Київського метрополітену.

### **Практика использования георадарных технологий при обследовании тоннелей**

Казарин А.Б., Казарин Б.А., к.т.н., Гусев Д.Е., к.т.н., Жихарев Д.В.,  
Пастушков Г.П., Пастушков В.Г. (БНТУ, г.Минск, Беларусь).

В процессе строительства и следующей эксплуатации тоннелей метро в бетонной обделке могут возникать и с течением времени накапливаться различного характера дефекты. В 2006 г. сотрудники БНТУ обследовали участок перегонного тоннеля метро в г.Минске. Начало эксплуатации тоннеля – с 1984 г. Обделка выполнялась из монолитно-прессованного бетона с использованием

проходческого комплекса ТЩБ – 7. В 1993 г. в обделке были обнаружены дефектные места, в которых при простукивании создавался глухой звук. Это могло указывать на наличие скрытого расслоения бетона. В 1994 г. были обнаружены течи воды через обделку. С целью выявления характера дефектов и причины их прогрессирующего развития, было выполнено комплексное обследование тоннеля, которое включало визуальный осмотр обделки с фотофиксацией, изучение прочности бетона с помощью склерометра, отбор образцов бетона путем выбуривания и электромагнитное профилирование. Для радиолокационного зондирования подповерхностной среды использовался георадар «Зонд-10». Измерения выполнялись на частоте 150 МГц при нескольких поляризационных параметрах зондирующего сигнала. Измерения были выполнены изнутри и снаружи тоннеля с глубиной зондирования 10 м. Совместная обработка временных зависимостей радиолокационных сигналов на нескольких поляризационных параметрах позволяет при использовании синтеза антенны построить корректные радиолокационные изображения (РЛИ) подповерхностных сред по относительной плотности и относительной влажности. Были получены РЛИ в плоскости проходящей через середину лотка в нижней части тоннеля, в плоскости проходящей через вершину тоннеля и в плоскости расположенной под углом 45 градусов по отношению к вертикали. Анализ РЛИ подповерхностной среды (лоток, обделка, грунт) по относительной плотности показал, что коэффициент пористости бетонного основания и обделки тоннеля периодически меняется от значения «очень плотный» до значения «средней плотности» и «рыхлый». Наружная поверхность обделки под основанием пути выглядит неровной. Грунты, залегающие под обделкой, на глубину до 4 м можно характеризовать как «плотные» с прослоем «рыхлых» грунтов. Анализ РЛИ подповерхностной среды по относительной влажности показал наличие следов инфильтрации воды с поверхности лотка тоннеля. В целом, обделка под лотком выглядит маловлажной. Грунты залегающие, непосредственно под обделкой тоннеля можно охарактеризовать как влажные и очень влажные. Основная причина появления поровой воды в контактной зоне обделка-грунт заключается в фильтрации воды через разуплотненные участки обделки. Толща влажных грунтов под обделкой тоннеля не превышают 1м. При радиолокационном зондировании в верхней части тоннеля на РЛИ отчетливо наблюдается граница дневной поверхности проезжей части проспекта. Грунты, залегающие между дорожной одеждой и обделкой характеризуют как «рыхлые» и «средней плотности». Обделка верхней части тоннеля наблюдается трехслойной. Наиболее

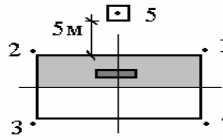
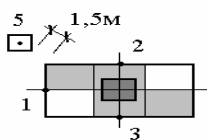
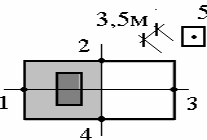
плотным выглядят наружный слой, контактирующий с грунтом. Плотность промежуточного слоя меняется вдоль профиля от значения «плотный» до значения «рыхлый». На РЛИ грунтов по относительной влажности отчетливо видны следы инфильтрации атмосферной воды от дневной поверхности к обделке и через сквозные трещины в обделке от ее наружной поверхности к внутренней. Сопоставление мест расположения дефектов обделки, визуально наблюдаемых на внутренней поверхности тоннеля, с расположением разуплотнений и обводненных трещин, наблюдаемых на РЛИ показывает их полное совпадение.

### **Зниження рівня вібрацій фундаментів машин ливарного виробництва з метою покращення умов праці робітників**

Капленко Г. Г., к.т.н. (ПДАБА, м. Дніпропетровськ)

Формувальні машини (ФМ) та вибивальні решітки (ВР) – невід’ємні ланки технологічного процесу ливарного виробництва. На ФМ виготовляють форми майбутніх виробів, а на ВР готові вироби звільняють від форм. При роботі цих машин створюються значні динамічні навантаження: ударне – під час роботи ФМ, віброударне – під час роботи ВР. Від машин динамічне навантаження передається на фундаменти і поширюється в ґрунті у вигляді вібрації на значні відстані. Це створює дискомфортні умови праці для обслуговуючого персоналу, тому що робочі місця операторів ФМ та ВР знаходяться в безпосередній близькості від машин.

Як показали дослідження рівень вібрації робочого місця оператора на відстані до 5 м для деяких ВР становить 69...88 дБ (див. табл.)

| Модель ВР                                                                   | 431 И4                                                                              |      | ВР60                                                                                 | ВР20                                                                                  |     |
|-----------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|------|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Маса опоки, т                                                               | 0                                                                                   | 10,2 | 16,3                                                                                 | 0                                                                                     | 8,5 |
| Схема навантаження ВР та точок вимірювання вібрацій                         |  |      |  |  |     |
| Коректований рівень віброприскорення в точці 5 (робоче місце оператора), дБ | 72                                                                                  | 69   | 88                                                                                   | 76                                                                                    | 79  |
| Гранично допустимий рівень, дБ                                              | 92                                                                                  |      |                                                                                      |                                                                                       |     |

Результати вимірювання вібрацій в точках 1...5 за різних схем навантаження ВР вказують, що чим ближче до ВР знаходиться робоче місце оператора (точка 5), тим стрімкіше до гранично допустимого рівня наближаються віброприскорення. Виміри коливань фундаментів ФМ і ґрунту навколо них свідчать, що вони мають віброприскорення 78...90 дБ.

Отже, робочі місця операторів ФМ та ВР знаходяться в плямі значного вібраційного забруднення. Враховуючи інші супутні негативні фактори, такі як шум, наявність шкідливих газів та пилу, а також підвищені температури, які впливають на обслуговуючий персонал, виникає необхідність в зниженні рівня віброприскорення. Одним із шляхів зменшення вібраційного забруднення на стадії проектування є врахування гранично допустимої амплітуди коливань фундаментів ВР, яка за нашими даними повинна становити 0,15...0,1 мм за частоти обертання незрівноваженого вала решітки 700...1000 об/хв [1]. Для зниження рівня вібрацій робочих місць операторів вже встановлених машин слід застосувати місцеву віброізоляцію або влаштувати дистанційне керування ВР та ФМ.

Як свідчить досвід експлуатації металургійних заводів, рівень підземної води весь час підіймається. Це особливо небезпечно для підприємств, які виникли до середини минулого століття. Часто вони побудовані на лесових ґрунтах другого типу за просіданням. Фундаменти цих заводів розраховувалися і влаштовувалися без врахування негативних властивостей лесових ґрунтів. Фундаменти особливо чутливі до нерівномірних просідань, оскільки при підтопленні основи і значному вібраційному навантаженні нерівномірні деформації основи помітно зростають.

Із наведеного випливає такий висновок. В цехах, де працюють ФМ та ВР, необхідно влаштовувати комплексний моніторинг за рівнем вібраційного забруднення, шумовим навантаженням, за якістю повітря і підтопленням ґрунту та застосовувати інженерні заходи щодо зниження рівня вібрацій машин ливарного виробництва з метою покращення умов праці робітників.

### Література

1. Капленко Г.Г. Експериментальне обґрунтування гранично допустимої амплітуди коливання фундаментів інерційних вибивальних решіток // Вісник Придн. держ. Академії будівництва та архітектури. – Д.: ПДАБА, 2003. – № 2. – С. 22-27.

## Зарубежный опыт строительства туннелей в сейсмических зонах

Кауфман Л.Л., к.т.н., (г. Нью-Йорк, США), Лысиков Б.А., к.т.н.,  
Лабинский К.Н., к.т.н., Комышан И.А., (ДонНТУ, г. Донецк)

*The review of foreign experience of the tunnel construction in earthquake regions is shown in this thesis. The technical solutions for prevention of the earthquake consequences and the examples of building and reconstruction of the tunnels in earthquake regions are listed below.*

Результаты изучения многочисленных зарубежных подземных объектов, подвергшихся землетрясениям, показали, что:

- подземные структуры, тесно связанные с окружающими породами, испытывают значительно меньшие колебания, чем поверхностные;
- повреждения структур уменьшаются с увеличением глубины их расположения. Туннели глубокого заложения страдают от землетрясений существенно меньше, чем мелкого заложения;
- породные массы на большей глубине гораздо прочнее находящихся близко к земной поверхности. Этим, а также нестабильностью склонов, объясняются, в частности, размеры повреждений в порталах туннелей и возле них;
- туннели, закрепленные и имеющие затампонированное крепное пространство, безопаснее, чем незакрепленные.

Основными мероприятиями по предотвращению подземных структур при землетрясениях являются:

- выбор направления туннеля, которое позволяет избежать пересечения зон активной тектонической деятельности. При невозможности такого решения проект должен учитывать смещение грунтов;
- увеличение сечения туннелей в сейсмических зонах для:
  - а) размещения дополнительного амортизирующего слоя крепи из дробленой породы;
  - б) компенсации смещения участков туннеля относительно друг друга, горизонтальных и вертикальных искривлений туннеля;
- увеличение толщины крепи действующих туннелей дополнительным слоем монолитного железобетона;
- усиление колонн и стыков конструкций станций метро стальными кожухами;

- дополнительные мероприятия по предотвращению всплытия погружных туннелей.

Опыт происшедших землетрясений показал, что наиболее чувствительны к ним:

- соединения секций двух различных структур (портала и станции туннельных секций между собой или со стволом доступа);
- границы между слоями пород с различными свойствами.

Приведены примеры технических решений по предотвращению последствий землетрясений, строительства и реконструкции туннелей в сейсмических зонах.

### **Рекомендации по расчету устойчивости склонов на просадочных грунтах**

Киричек Ю. А., д.т.н., Кочан С. М. (ПГАСиА, г. Днепропетровск)

Проблема обеспечения устойчивости природных склонов и откосов искусственных грунтовых сооружений не может быть решена без расчета их устойчивости надежными методами. Наибольшее распространение в практике получил метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения, поскольку он позволяет учитывать сложный характер поверхности склона, грунтовые условия, внешние нагрузки, и он опирается на достоверные эмпирические данные. Вместе с тем при расчете склонов на структурно-неустойчивых грунтах возникают проблемы, которые не учитывались в расчетах и которые в ряде случаев послужили причиной образования оползней. Речь идет о деформациях основания, которые могут радикально изменять напряженно-деформированное состояние и устойчивость склонов. Существующие методы расчета, не отражающие такие процессы, естественно не могут обеспечить достоверность результатов расчета устойчивости склонов в подобных условиях.

Рассмотренные нами просадки откосов в основаниях, которых залегают просадочные лессовые грунты, показали образование просадочной воронки, в пределах которой помимо вертикальных деформаций существенное развитие получают горизонтальные перемещения к центру воронки с образованием в грунте трещин. При просадке изменяется геометрия склона, а горизонтальные деформации и образование трещин в грунте приводит к значительному сниже-



нию влияния сцепления внутри призмы обрушения. Поскольку сцепление играет решающую роль в обеспечении прочности связных грунтов, то влияние отмеченных процессов при развитии просадок основания нельзя не учитывать в расчете устойчивости склонов.

Расчетная схема при определении устойчивости склона на просадочных грунтах должна учитывать:

- просадки – вертикальные перемещения основания склона, в пределах просадочной воронки исходя из наиболее невыгодного местоположения очага замачивания основания грунтового массива;
- горизонтальные перемещения массива грунта в пределах просадочной воронки;
- образование трещин в поверхности откосов или склонов;
- изменение характеристик грунта при увлажнении.

Подтверждения приведенных выше предпосылок получено на основании результатов натурных обследований оползней в городе Днепропетровске. В результате скопления талых вод у основания оползня произошли замачивание и просадка лессового основания, что привело к нарушению устойчивости склона. Расчет устойчивости склонов без учета процессов, связанных с просадкой, подтверждает его устойчивость. Вместе с тем расчет, выполненный с учетом процессов, происходящих при замачивании лессового основания и просадки, дает значение коэффициента устойчивости менее единицы.

### **Исследование влияния различных факторов на скорость коррозии элементов жесткой армировки вертикальных шахтных стволов**

Коваленко В. В., к.т.н. (Национальный горный университет,  
г. Днепропетровск), Купенко И. В., к.т.н. (ДонНТУ, г. Донецк),  
Прокопов А. Ю., к.т.н. (ЮрГТУ, г. Шахты, Россия)

Как известно, эффективность работы армировки вертикальных стволов в значительной мере зависит от последствий воздействия на нее агрессивных шахтных вод.

Современные методы борьбы с коррозией элементов армировок стволов основаны на использовании металлических и неметаллических защитных покрытий. Согласно действующей инструкции ВНИИОМШС «по противокоррозион-

ной защите армировки стволов, металлоконструкций шахтной поверхности и другого горнотехнического оборудования», выбор антикоррозионного покрытия зависит от значения водородного показателя (рН) коррозионной среды, характера водопритока, планируемого срока службы конструкции. При этом параметры покрытия (число слоев, общая толщина и др.) постоянны. Практика показывает, что довольно часто защитные покрытия разрушаются раньше теоретического срока их службы даже при условии соблюдения всех требований инструкции.

Результаты исследований последних лет показали, что на скорость коррозии стальных крепей горизонтальных выработок значительное влияние имеют минерализация шахтных вод, скорость движения струи воздуха, напряжения в проводниках и расстрелах, вызванные действием эксплуатационных нагрузок. По нашему мнению неучет этих факторов при выборе защитных покрытий армировок и приводил к завышенной оценке их стойкости.

Для установления особенностей влияния вышеперечисленных факторов на скорость коррозии элементов армировки было проведено два лабораторных эксперимента.

При этом моделировались наихудшие из возможных условий работы армировок. В ходе первого эксперимента изучалось влияние минерализации шахтных вод на скорость коррозии армировки при максимально допустимых в стволах скоростях движения воздуха (12 и 15 м/с). Во втором эксперименте исследовалось влияние на скорость коррозии напряжений в армировке близких к пределу текучести ее материала (300, 350, 400 МПа). В экспериментах использовались растворы с  $\text{pH} \approx 7$ . Такое значение водородного показателя характерно для большинства шахт западного Донбасса. Следует отметить, что моделировались наихудшие условия по фактору водопритока: примерно 15...20 % всего времени образцы находились под слоем электролита (раствора) и 80...85 % времени корродировали на воздухе в тонкой пленке электролита.

В результате проведенных исследований: получены зависимости скорости коррозии элементов армировки от минерализации шахтных вод при максимально допустимых ПБ скоростях движения струи воздуха в стволах, причем максимальная скорость коррозии будет достигаться при минерализации шахтных вод близкой к 25...29 г/л; предложена зависимость скорости коррозии от напряжений в армировке. Установлено, что напряжения меньше 127 МПа практически не влияют на процесс коррозии, скорость которого в этом случае определяется в основном минерализацией воды.

Направление дальнейших исследований – разработка методики расчета параметров противокоррозионных покрытий для различных горно-геологических условий работы армировок стволов с учетом полученных зависимостей.

### **Способи спорудження пальових фундаментів у просадочних ґрунтах II типу**

Коновал В. М., к.т.н., Грецький Д. В. (Черкаський державний технологічний університет)

Згідно вітчизняного та зарубіжного досвіду будівництва пальових фундаментів у просадочних ґрунтах II типу розроблена класифікація способів їх спорудження.

В першій підсистемі формуються групи, в яких основним є утворення закріпленого масиву або ущільнення навколишнього ґрунту. В першій групі пропонується заповнення буферного шару армованою піщаною сумішшю з добавками ПАВ. В другу групу входить замочування масиву через дренаючі свердловини та занурення у них паль. Третя група включає спосіб утворення свердловин під кутом  $45^\circ$ , занурення перфорованих ін'єкторів, нагнітання рідкого піску з кінцевою подачею цементно-піщаної суміші.

В другій підсистемі головним є прорізка просадочного ґрунту та заглиблення паль у непросадочний ґрунт. В першій підпідсистемі цієї підсистеми пропонується влаштування антифрикційного шару за рахунок проміжних матеріалів. Перша група цієї підпідсистеми включає способи утворення антифрикційного покриття у вигляді шарів з еластичного незмочуваного матеріалу. Друга група включає утворення антифрикційного шару з допомогою проміжних матеріалів з низьким показником тертя ніж у бетону у вигляді поліетиленових труб. В третю групу входить утворення антифрикційного шару шляхом утворення буферної зони з матеріалом заповнення з низьким опором зрушуванню.

В другій підпідсистемі пропонується влаштування антифрикційного шару за рахунок спеціальних конструкцій. Перша група підсистеми включає утворення антифрикційного шару з влаштуванням роликів. Друга група складається з утворення антифрикційного шару навколо палі за рахунок буферної зони з неущільненого дренаючого матеріалу з систематизованою подачею у неї в процесі експлуатації мастильних матеріалів.

На основі аналізу класифікації та способів спорудження пальових фундаментів можна зробити висновок, що найбільш перспективним у зв'язку з найбільшою технологічністю та найменшою трудомісткістю є спосіб утворення антифрикційного шару зі смуг еластичного незмочуваного матеріалу.

### **Автоматизированное рабочее место для исследования свойств взрывчатых веществ при строительстве шахт**

Лабинский К. Н., к.т.н., Лабинский Н. Н. (ДонНТУ, г. Донецк)

Развитие угольной промышленности Украины неизбежно связано с увеличением глубины ведения горнопроходческих работ. Усложнение условий залегания угольных месторождений пока не позволяет полностью перейти на механические технологии разрушения горных пород. Поэтому буровзрывная технология проведения горных выработок остается основной. С усложнением горно-геологических условий возрастают требования, предъявляемые к взрывчатым веществам. Поэтому разработка новых составов и контроль параметров ВВ играют немаловажную роль в эффективности и безопасности ведения взрывных работ.

На основании требований, предъявляемых к оборудованию для исследования скорости детонации взрывчатых веществ как основного свойства взрывчатого превращения была разработана структура микропроцессорной системы автоматизации исследования скорости детонационных волн. Система состоит из двух частей: микропроцессорного устройства измерения (МПУИ) параметров и ПЭВМ для исследования результатов эксперимента. Конструктивное и структурное решение аппаратных средств системы позволяет организовывать на их основе два автоматизированных рабочих места (АРМ), рабочее место экспериментатора и рабочее место исследователя.

Аппаратно МПУИ представляет собой микропроцессорное устройство с автономным питанием. Такое решение позволяет его использовать для автоматизации проведения экспериментов не только в лабораторных, но и в производственных условиях.

Основой МПУИ является микроконтроллер (МК) AVR ATmega162. Выбор МК определялся расчетом максимально допустимых интервалов времени для выполнения одного измерения значения времени при обработке сигналов, по-

ступающих с датчиков. Параметры выбранного МК позволяют получать, в зависимости от структуры системы, задержки фиксации моментов времени от 50 до 100 нсек с использованием встроенных генераторов и таймеров.

В состав комплекта МПУИ включены периферийные устройства, позволяющие обеспечивать достаточный уровень информативности и управляемости при проведении экспериментов, исключая или снижающий вероятность ошибок экспериментатора. Для этого служат блок локального управления экспериментом и пульт локальной индикации на жидкокристаллическом мониторе. Блок сменной коммутации позволяет выполнять ряд подготовительно – монтажных работ до проведения серии экспериментов. Сопряжение с ПЭВМ позволяет передавать информацию для исследования с применением специализированного комплекса прикладных программ.

Для передачи информации на ПК была разработана программная оболочка, передающая информацию из блока энергонезависимой памяти устройства. Объем памяти позволяет хранить информацию о 7 исследованиях при использовании 16 датчиков. Снижение количества датчиков, используемых при проведении исследований, повышает количество исследований, результаты которых можно хранить в памяти. Кроме передачи информации программная оболочка позволяет управлять процессом проведения исследований, посылая сигналы управления, идентичные сигналам блока локального управления.

Лабораторные исследования разработанного программно-аппаратного комплекса были проведены в камере БВР ДонНТУ и на полигоне ДКЗХВ, полностью подтвердив его работоспособность и функциональность.

### **Определение состава продуктов взрыва современных предохранительных взрывчатых веществ при строительстве тоннелей**

Лабинский К. Н., к.т.н., Лабинский Н. Н. (ДонНТУ, г. Донецк)

Современное развитие горнодобывающей и строительной отрасли в Украине ведет к увеличению глубины ведения горнопроходческих работ и глубины расположения тоннелей. Однако с увеличением глубины ухудшаются горно-геологические условия ведения горно-проходческих работ. На сегодняшний день более 65 % горных выработок проводится по буровзрывной технологии, в

связи с чем остается актуальной задача совершенствования предохранительных взрывчатых веществ.

При исследовании свойств разрабатываемых ВВ немаловажную роль играет состав продуктов взрыва, по которому можно легко определить основные свойства и энергетические характеристики ВВ. Поэтому его определение является первоочередной задачей для вновь создаваемых и исследуемых взрывчатых веществ.

Известен энтальпийный метод расчета энергетических характеристик составов, сгорание которых происходит за счет кислорода, содержащегося в самих составах. Однако, предлагаемый расчет подразумевает содержание в составе углерода, водорода, кислорода и азота. Современные же взрывчатые вещества помимо этих составляющих содержат ряд металлов (калий, кальций, натрий, алюминий) и хлор. Наличие этих составляющих не позволяет использовать энтальпийный метод определения продуктов взрыва в исходном виде. На основании вышеизложенного, нами предлагается следующая модификация этого метода расчета.

1. Известно, что хлор вытесняет кислород из соединений. Поэтому на первом этапе расчета определяем количество хлоридов в продуктах взрыва, причем необходимо учитывать ряд активности металлов: первыми вступают в реакцию с хлором наиболее активные металлы. Если остается свободный хлор, он вступает в реакцию с водородом, образуя соляную кислоту. При этом необходимо вычесть количество атомов водорода, вступившее в реакцию с хлором, из их общего количества.

2. На втором этапе предполагаем окисление оставшихся металлов (или всех металлов при отсутствии в составе ВВ хлора) кислородом до оксидов (полное окисление). При этом задействованный в процессе окисления кислород вычитаем из общего количества атомов кислорода в составе ВВ.

3. После первых двух этапов получаем связанные атомы металлов и хлора, а оставшиеся атомы приведены к виду  $C_aH_bO_cN_d$ . Производим первое приближение состава продуктов взрыва следующим образом:

- окисляем углерод до CO;
- если остается кислород, окисляем водород до  $H_2O$ ;
- если остается кислород, окисляем CO до  $CO_2$ ;
- если остается кислород, получаем  $O_2$ ;

- при недостатке кислорода для полного окисления углерода и водорода в составе продуктов взрыва предполагаем наличие  $H_2$ , а при недостатке кислорода для получения из всех атомов углерода до  $CO$  – наличие  $C$ .

- азот преобразуем в  $N_2$ .

4. По продуктам взрыва определяем теплоту взрыва. Определяем температуру взрыва, сравнивая расчетную теплоту взрыва с теплотой рассчитанной через теплосодержание продуктов взрыва.

5. В случае полного окисления продуктов взрыва рассчитанные теплота и температура остаются окончательными. При наличии же в составе продуктов взрыва  $CO$  и  $H_2$  через константу равновесия водяного газа корректируем количество  $CO$ ,  $CO_2$ ,  $H_2O$ ,  $H_2$  и выполняем расчет в цикле с пункта 4 до тех пор, пока разница между теплотой продуктов взрыва последней и предпоследней корректировки не будет пренебрежительно малой (корректировку содержания хлоридов и оксидов металлов не производим, так как предполагаем их содержание в составе продуктов взрыва в конденсированной фазе).

Предложенная методика расчета позволяет достаточно точно определить состав продуктов взрыва современных предохранительных веществ, что существенно облегчает процесс исследования их основных свойств, существенно снижая затраты на проведение лабораторных исследований.

### **Рекомендации по проектированию массивно-плитных фундаментов под машины и оборудование с импульсными нагрузками**

Ландо Е. А., Киричек Ю. А., д.т.н. (ПГАСиА, г. Днепропетровск)

Рекомендации разработаны в дополнение к СНиП 2.02.05-87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» и предназначены для проектирования массивно-плитных фундаментов – то есть фундаментов, состоящих из массивной части с необходимыми выступами и прямыми на которой располагается оборудование и узлы машин и одной или двух горизонтальных тонких плит, расположенных на поверхности грунта или в грунте. Рекомендации распространяются на проектирование массивно-плитных фундаментов машин с вертикальными ударными (импульсными) нагрузками: кузнечных молотов, формовочных машин для литейного производства, формовочных машин для производства сборного железобетона, копрового оборудования бойных площадок,

дробильного, прокатного, прессового оборудования, мельничных установок и вращающих печей. Рекомендации содержат общие положения по выбору вида и параметров массивно-плитных фундаментов, а также данные по рациональной области применения таких конструкций. Предложенные рекомендации позволяют обеспечить низкий уровень вибраций установок, окружающих зданий и сооружений как при проектировании новых объектов, так и при реконструкции.

Комбинированные массивно-плитные фундаменты обладают более высокой собственной частотой по сравнению с массивными фундаментами, что приводит к усилению затухания колебаний и отстройке колебаний фундамента от собственных колебаний зданий и способствует снижению интенсивности колебаний на промплощадке. При проектировании массивно-плитных фундаментов под машины с импульсными нагрузками задают конструкции фундамента – с верхним или нижним расположением плиты, или с двумя плитами в зависимости от характеристик машины.

Рекомендации по применению массивно-плитных фундаментов под машины с импульсными нагрузками разработаны в Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры в 2002 - 2007 гг. на кафедре оснований и фундаментов и кафедре строительства автомобильных дорог и геодезии.

Рекомендации предназначены для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

### **Анализ измерения уровня колебаний зданий и сооружений, входящих в зону влияния строительной площадки при погружении свай**

Моторный А. Н. (ПГАСиА, г. Днепропетровск)

В процессе исследования уровня колебаний зданий входящих в зону влияния строительной площадки сравнивались следующие параметры зданий и их оснований:

- а. Жесткость здания в целом и его отдельных конструктивных элементов.
- б. Инженерно-геологические условия строительной площадки, и площадок окружающих ее зданий и сооружений.
- в. Гидрогеологические условия площадок исследуемых зданий.



г. Глубина расположения подошвы фундаментов окружающих площадку зданий (относительно уровня подземных вод).

Для изучения данного вопроса были выбраны идентичные здания, кирпичные с продольными несущими стенами, пятиэтажные, без подвала, с глубиной заложения подошвы фундамента  $d=1,1$  и  $1,3$  м от уровня природного рельефа (и с подвалом, с глубиной заложения подошвы фундамента  $d=3,0$  м).

В инженерно-геологическом отношении все площадки обследуемых зданий были сложены лессовыми просадочными грунтами частично, или полностью обводнены. Согласно выбранных категорий зданий – вторая категория по состоянию, при одинаковой жесткости зданий, но с разной глубиной заложения подошвы фундаментов (ул. Мечникова в г. Днепропетровске) оказалось, что одно здание расположено на расстоянии до забиваемой сваи равном  $7,0$  м, с глубиной заложения подошвы фундамента  $d=1,3$  м, от поверхности природного рельефа, а другое здание с глубиной заложения подошвы фундамента  $d=3,5$  м (подошва фундамента находилась в обводненном грунте), с расстоянием до забиваемой сваи равном  $7,0...7,2$  м. Сваи погружались по лидерным скважинам, дизельмолотом с массой ударной части молота  $M=1,8$  т., при высоте падения молота равной  $h=1,5$  м (энергия удара  $Q=2,7$  т·м). Измерение уровня колебаний выполнялось виброметрическим комплексом (датчики И 001 в комплексе с самописцами уровня ЭК1Т04 и ЭК 1 Т-0,3м), работающего в диапазоне частот  $2...30$  Гц, прошедший поверку в ДГЦ стандартизации.

По результатам измерения частоты  $f$ , максимальной и среднеквадратичной амплитуды колебаний  $A$ , скорости –  $V$  и ускорения –  $\alpha$ - колебаний, для приведенных выше зданий значительно отличаются между собой: амплитуда колебаний  $A$  в три раза выше в здании где фундаменты расположены ниже уровня подземных вод, скорость  $V$  аналогично в  $2,5...3,0$  раза выше, частота –  $\alpha$  в два раза превышает этот параметр для зданий с фундаментами выше уровня подземных вод. В шести случаях измерения параметров колебаний зданий с аналогичным расположением подошвы фундаментов (выше и ниже У.Г.В. – ул. Южная в г. Днепропетровске) показали, что параметры колебаний  $f$ ,  $A$ ,  $V$ ,  $\alpha$ , значительно выше в зданиях, где фундаменты располагались ниже У.Г.В. Этот случай позволяет сделать выводы, что обводненный (водонасыщенный) грунт – является сплошной средой при распространении ударных волн с минимальным сопротивлением среды распространению волн, как продольных, поперечных так и рэлеевских, и таким образом может считаться «волноводом» по отноше-

нию распространения волн в необводненных (твердых) лессовых грунтах, где сопротивление распределению волн значительно выше.

В приведенных примерах для зданий, в которых фундаменты расположены ниже У.П.В. сопротивление распространению ударной волне минимальное, ударная волна ударяет по фундаменту и через данный контакт передает колебание на здание. Для зданий с глубиной заложения фундаментов выше У.Г.В. ударные волны проходят в сплошной обводненной среде практически минуя фундаменты, что значительно снижает уровень колебаний зданий.

### **Результаты исследования известняка-ракушечника буронабивными сваями в лабораторных условиях**

Новский В. А. (ОГАСА, г. Одесса)

В настоящее время в г. Одессе и других городах Украины здания повышенной этажности проектируют на свайном основании, при этом используют призматические забивные или буронабивные сваи. Несущим слоем для свай выбирают красно-бурые глины либо известняк-ракушечник, который можно рассматривать как полускальное основание.

Основным нормативным документом, определяющим проектирование подобных фундаментов, является СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты», согласно которому, несущая способность буронабивных свай, опирающихся на скальный грунт, определяется прочностью грунта на одноосное сжатие, глубиной заделки в скальный грунт и диаметром свай. Подобный подход представляется достаточно упрощенным и объясняется тем, что в настоящее время на Украине нет достаточного опыта сооружения свайных и других видов фундаментов на скальных грунтах, а также мало изучены свойства известняка-ракушечника.

В работе приведены результаты исследования известняка-ракушечника буронабивными сваями, которые были выполнены в научно-исследовательской лаборатории кафедры оснований и фундаментов ОГАСА. Испытания проведены на образцах известняка-ракушечника разной плотности и прочности.

Всего было выполнено 5 серий опытов, каждая из которых включала испытание 5 свай. Кроме того, было выполнено 15 испытаний всех видов известняка-ракушечника на усовершенствованном компрессионном приборе с целью

определения структурной прочности, а также 30 испытаний с целью определения его сопротивления одноосному сжатию.

Во всех опытах длина и диаметр свай были приняты одинаковыми. Соответственно 90 и 21 мм. Загружение свай продолжалось до тех пор, пока не происходил явный срыв по боковой поверхности.

На основании выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

- срез по боковой поверхности буронабивных свай происходит не по контакту бетона с известняком-ракушечником, а по известняку-ракушечнику;
- сопротивление сваи вдоль ее ствола определяется сопротивлением известняка-ракушечника срезу, которое для слабого известняка составляет 4,0; средней прочности - 6,4...6,7, а прочного – 11,4...12,5 кгс/см<sup>2</sup>;
- срез по известняку-ракушечнику вдоль ствола испытанных свай произошел при перемещениях порядка 0,2...0,4 мм;
- пята буронабивных свай включается в работу фактически после преодоления сопротивления по боковой поверхности, поэтому, при достаточной заделки сваи в известняк-ракушечник, основная часть ее несущей способности определяется трением по боковой поверхности;
- сопротивление под пятой буронабивных свай определяется структурной прочностью известняка-ракушечника, которую можно определить в компрессионном приборе с использованием штампа малого диаметра;
- по результатам наших исследований величина структурной прочности слабого известняка составила 5,3; средней прочности – 6,2...9,5, а прочного – 17,2...24,8 кгс/см<sup>2</sup>.

### **Анализ экспериментальных исследований горного давления методом центробежного моделирования**

Петренко В. Д., д.т.н., Тютюкин А. Л., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск),  
Петренко В. И., к.т.н. (ОАО «Киевметрострой», г. Киев)

Одной из сложных задач механики подземных сооружений является определение характера взаимодействия грунтового массива с постоянной или временной крепью, возводимой в забое выработки. Для решения задач подобного класса обычно применяют аналитический или экспериментальный методы.

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 позволяют воспроизвести лишь качественные характеристики изучаемых явлений и процессов.

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.

При изготовлении модели и помещении её в кассету центрифуги соблюдали геометрическое подобие стратиграфической колонки и выработки в натуре и модели. При этом моделировались залегающие в натуральных условиях грунты: культурный слой, супесь, водонасыщенные пески и глина. Было выполнено моделирование процесса сдвижения грунтового массива в обнаженный забой выработки при геометрическом масштабе  $m_l=100$ , внешнем диаметре выработки в натуральных условиях, равном 8,5 м и диаметре модели выработки 8,5 см. Число оборотов центрифуги достигало 200 об/мин.

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.

Полученные результаты позволили уточнить объёмные силы, действующие в пределах призмы сдвижения на временную крепь в забое горизонтальной выработки большого сечения – станционного тоннеля.

## **Исследование собственных колебаний фундаментов путепровода мостового типа методом конечных элементов**

Петренко В. Д., д.т.н., Тюткин А. Л., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск),  
Селихова Т. А., к.т.н. (ЗАО «Динамо-Силейр»)

Развитие транспортного строительства в Украине, связанное с увеличением объемов промышленных перевозок определяет возникновение проблемы расчета транспортных сооружений на основаниях, представленных слоистыми грунтовыми основаниями. Решением данной проблемы в области расчетов путепроводов является максимальный учет свойств слоистых грунтовых оснований, взаимодействующих с транспортными сооружениями, что обеспечивает наиболее полное знание и возможное прогнозирование поведения системы «транспортное сооружение–грунтовое основание».

Специфической особенностью работы транспортных сооружений является восприятие ими динамических воздействий от движущегося транспорта. Такие воздействия в совокупности с разнообразием мест их приложения на транспортное сооружение существенно усложняют расчеты напряженно-деформированного состояния (НДС) ввиду необходимости обязательного учета не только силовой, но и инерционной составляющей. При этом быстро изменяющиеся во времени по величине и направлению динамические воздействия вызывают волновые колебания, как транспортного сооружения, так и основания, на котором оно установлено.

Следует отметить, что проведение анализа даже собственных частот и форм для путепровода любого типа с учетом или без учета присоединенных масс грунта было или невозможным или выполнялось на основе простейших двух- или трехмассовых моделей. Однако, для наибольшего соответствия модели реальному поведению конструкции разработана пространственная модель путепровода. Используя профессиональный расчетный комплекс SCAD, на основе разработанных моделей проведен модальный анализ с определением частот и форм собственных колебаний. Получены формы свободных колебаний мостового путепровода вплоть до 12-й, со значениями частот: 1-я – 2,7 Гц, 2-я – 24,0 Гц, 3-я – 38,2 Гц, 4-я – 38,8 Гц, 5-я – 43,0 Гц, 6-я – 43,8 Гц, 7-я – 50,93 Гц, 8-я – 55,23 Гц, 9-я – 58,71 Гц, 10-я – 59,9 Гц, 11-я – 59,6 Гц, 12-я – 60,7 Гц. Характер полученных форм отражает динамическую работу путепровода. Так

наиболее информативными являются 7-я форма (скручивание стоек вокруг своей оси), 8, 9 и 10-я являются изгибными. Причем изгиб пролетных строений влечет за собой сдвиг фундамента, 11-я характеризуется перемещениями фундамента, а 12-я является формой скручивания пролетных строений вокруг продольной оси.

Проведенный модальный анализ конструкций мостового путепровода является первым этапом таких исследований и может быть основой для динамического анализа конструкций путепроводов на поездную гармоническую нагрузку или спектр воздействий различного типа.

### **Применение специальных способов при строительстве тоннелей Киевского метрополитена**

Петренко В. И., к.т.н. (ОАО «Киевметростой», г. Киев)

При строительстве подземных сооружений Киевского метрополитена в сложных инженерно-геологических условиях необходимо преодолевать ряд производственных трудностей, при которых без использования дополнительных специальных мероприятий и способов ведение горнопроходческих работ невозможно. Эти способы применяются для стабилизации физико-механических свойств грунтов, в которых осуществляется строительство подземных сооружений метрополитена.

Грунты в которых требуется использование специальных способов строительства, представлены, как правило, следующими формациями:

- 1) обводненные грунты и породы с большими напорами подземных вод;
- 2) породы обводненные, раздробленные до дресвы и песка, неустойчивые;
- 3) гравий, галька, песок, супеси, суглинки обводненные, неустойчивые.

Все указанные грунтовые образования встречаются в условиях строительства Киевского метрополитена, но преобладают в основном слабые грунтовые образования. Это обуславливает широкое применение различных специальных способов, включая «стена в грунте», водопонижение, замораживание, химическое закрепление, струйная цементация, опускные колодцы и другие.

Способ «стена в грунте» применялся и применяется при строительстве практически большинства станций Киевского метрополитена мелкого заложения. Так при строительстве станции «Житомирская» по контуру котлована

прямоугольной формы была сооружена железобетонная стена толщиной 0,6 м, глубиной 14,7 м и длиной 102 м. При этом для выемки грунта применялся траншейный экскаватор типа «Касагранде» и использовался тиксотропный раствор для заполнения траншеи и придания устойчивости ее стенкам. Данный способ применен также при строительстве станции «Демеевская» в сложных грунтовых условиях.

Способ водопонижения с помощью погружных насосов применялся ранее при проходке двух перегонных тоннелей от станции «Академгородок» до станции «Черниговская». При сооружении котлована противопожарного комплекса станции «Вырлица» между станциями «Харьковская» «Бориспольская» был применен способ водопонижения с помощью погружных насосов, помещаемых в специальные скважины. Всего были пробурены 34 скважины, из них 12 размещены по контуру котлована, а остальные 24 по обеим сторонам примыкающего к станции перегонного тоннеля. Скважины диаметром 730 мм бурили на глубину 7 м и обустраивали их обсадными трубами. Затем бурили скважины диаметром 426 мм глубиной от поверхности 26 м. В них помещали трубы диаметром 273 мм с фильтровым звеном и отстойником. В трубы опускали глубинный насос типа ЭЦВ-10-120-60 с трубопроводом для откачки воды диаметром 121 мм. При этом через трубы на поверхности диаметром 108 мм по коллекторному ставу диаметром 325 мм вода подавалась в специальный бак, а оттуда по сбросному трубопроводу диаметром 426 мм в существующий канализационный колодец. Как показал опыт применения водопонижения это способ достаточно эффективен при строительстве станций и перегонных тоннелей в осушенных зонах грунтового массива, расположенных выше депрессионных поверхностей подземных вод.

В условиях строительства Киевского метрополитена получил широкое распространение способ замораживания обводненных грунтов. Так, при проходке эскалаторных тоннелей станций глубокого заложения таких как «Лукьяновская», «Дорогожичи» и ранее ряда других, глубина которых достигала 50...60 м и более, применялся рассольный способ замораживания водосодержащих грунтов с использованием передвижных холодильных установок типа ПХУ-50 и станций ПХС-100. Данные установки позволяют эффективно реализовывать способ замораживания и обеспечить безопасную проходку наклонных тоннелей диаметром 9,5 м и 10,1 м и длиной 100...120 м.

В настоящее время известны способы химического закрепления грунтов, включающие силикатизацию, цементацию, смолизацию, битумизацию и глини-

зацию. В последние годы получил распространение способ струйной цементации. При строительстве перегонного тоннеля между станциями «Харьковская» и «Бориспольская» в сложных инженерно-геологических условиях был применен способ создания противофильтрационной завесы в обводненных грунтах с помощью их силикатизации и цементации, т.е. нагнетание растворов жидкого стекла и хлористого кальция с добавлением цемента.

В условиях строительства Киевского метрополитена внедряется способ струйной цементации при устройстве противофильтрационной завесы для закрепления оснований под лотковой плитой строящейся станции «Голосеевская». При этом с помощью станка «Касагранде» бурят лидерные скважины диаметром 80...114 мм и нагнетают цементный раствор под давлением 6...12 атм. В результате образуются секущиеся грунтово-цементные сваи диаметром до 1200 мм на глубине 13...16 м с расстоянием между их осями 900 мм.

Приведенные способы являются высокоэффективными для производительных и безопасных условий строительства тоннелей метрополитена.

Таким образом, в результате внедрения комплекса специальных способов при строительстве станций и перегонных тоннелей Киевского метрополитена существенно снижаются сроки строительства и повышается уровень безопасности ведения горных работ.

### **Проблеми і перспективи використання еластомерних ущільнювачів для герметизації підземних споруд**

Політікова Л. Г., Лещенко В. І., Загорський М. В., Михайленко М. В.,  
Хорольський М. С., к.т.н. (ДП УНДКТІ «ДІНТЕМ», м. Дніпропетровськ)

Однією з проблем сучасного будівництва підземних споруд із збірних конструкцій, які виготовлені із залізобетону, чавуну та інших матеріалів, є забезпечення надійної гідроізоляції конструкційних елементів. Гідроізоляція цих споруд складається з комплексу заходів, націлених на зниження водопроникнення поверхонь елементів та герметизації стиків між ними. Вибір матеріалів для цього визначається конструкцією елементів, технологією монтажу та умовами експлуатації.

Поширення області використання гумових ущільнювачів в будівництві підземних споруд спостерігається з 80-х років минулого століття. Аналіз зарубіж-



ного досвіду будівництва тунелів показав перевагу герметизації стиків тунельних конструкцій з використанням гумових ущільнювачів. Різні умови експлуатації і монтажу, а також різноманітність фірм-виготовлювачів сприяло появі великої кількості ущільнювачів різних конструкцій. В існуючих конструкціях не проведено детального вивчення напружено-деформаційного стану ущільнюючих елементів при різних видах напруженості. Відсутні відомості з розрахунку конструкцій перерізів ущільнювачів для заданих умов експлуатації та переконливих доказів переваг тієї чи іншої конструкції.

Роботи з освоєння перспективних технологій будівництва тунелів і шахт, які впроваджуються в Україні, поставили вимоги зі створення еластомерних ущільнювачів для гідроізоляції стиків залізобетонних елементів тунельних і шахтних обкладинок в водонасичених ґрунтах при дії напору ґрунтових вод до 0,6 МПа та рН робочого середовища 10-11 од.

Для вирішення цих проблем проведено комплекс робіт зі створення еластомерних матеріалів та ущільнювачів із них з високим рівнем пружно-міцностних і деформаційних характеристик та терміном довговічності до 100 років. Крім цього, розроблено і досліджено конструкції перерізів ущільнювачів. Проведено вивчення напружено-деформаційного стану ущільнюючих елементів різних конструкцій при різних видах напруженості і визначення залежності напруги від діючого навантаження. Зразки створених матеріалів випробовували за існуючими стандартами для визначення вихідних характеристик та оцінки ступеню збереження основних показників в процесі прискорених досліджень при дії робочого середовища. Елементи конструкцій оцінювали за оригінальними методами. Дослідні зразки ГТВ випробовували на стендах з оцінкою адгезійної міцності склеювання матеріалу ущільнювача з поверхнею блоків, стійкості до дії гідролітичного розпаду в середовищах з різним рН, довговічності матеріалу ущільнювача, надійності конструкції ущільнювача при дії навантажень стиску, характеристик пружності і герметизуючої здатності в установочних місцях.

Розроблено матеріали та конструкції ущільнювачів, які використано для герметизації залізобетонних блоків та чавунних тюбінгів тунельних обкладинок метро і шахт. Дослідно-промислові партії створених ГТВ успішно експлуатуються в тунелях Київського і Донецького метрополітенів, вугільних шахтах Донецького регіону. Це підтверджує перспективність використання розроблених матеріалів, конструкцій і методик для розробки ущільнювальних систем різного призначення на задані умови експлуатації.

## **Проблемы проектирования фундаментов зданий и сооружений, возводимых в условиях плотной городской застройки**

Прокопов А. Ю., к.т.н., Прокопова М. В., к.т.н. (Шахтинский институт  
ЮрГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия)

*The method of planning of foundations of buildings, erected next to existing is absent. Learn reasons of development of deformations of buildings in the conditions of dense city building. Some recommendations, providing safety of buildings, led.*

В последние годы стало актуальным строительство зданий вблизи существующих. Это касается, прежде всего, центральной части городов, где получило развитие строительство новых домов между существующими, многие из которых являются памятниками архитектуры. Часто под существующими зданиями или возле них возводят подземные сооружения или крупные и сложные здания. Подобное строительство проблематично, поскольку необходимо обеспечить устойчивость нового сооружения и полную сохранность конструкций существующих зданий.

При уплотнении городской застройки, существующие здания получают дополнительную осадку. К причинам дополнительной осадки относятся технологические воздействия и изменения напряженного состояния основания соседних зданий. Первоначальные осадки здания довольно равномерны по пятну застройки и возникают в процессе возведения. Эти осадки предусматриваются проектом, как правило, не превышают допустимых, и на конструкции зданий не оказывают большого влияния.

Все дополнительные осадки неравномерны и непредсказуемы. К тому же чувствительность старого здания к развитию осадок различна и зависит от многих причин, учесть которые достаточно сложно. Согласно натурным наблюдениям, первоначальная осадка зданий приводит к развитию прогиба здания, а дополнительная к развитию выгиба, перекоса, в кладке стен появляются трещины. Возможны сдвиги перекрытий. Попадающие в воронку оседания здания испытывают два типа деформаций: излом с вертикальной трещиной и перекося с множественными наклонными трещинами. Вид деформаций зданий от дополнительной осадки существенно отличается от деформаций, вызванных собственной осадкой.

Наблюдения показывают, что кирпичные здания I, II категории состояния (20 % и 40 % физического износа соответственно), при дополнительной осадке до 5 см, что является допустимым значением, получают повреждения. В стенах появляются сквозные трещины, раскрытие вертикальной трещины разлома в уровне верхних этажей и т.п.

К сожалению нормативных документов, регламентирующих методики расчетов деформаций зданий и сооружений нет. Разработаны только территориальные строительные нормы для г. Москвы и г. Санкт-Петербурга, основанные на натурных наблюдениях. Данные нормы для многих других районов не пригодны, поскольку существенно отличаются грунтовые условия. Также для городов Донбасса актуальной является проблема учета деформаций зданий от подработки территории горными выработками. Таким образом, при проектировании зданий рядом с существующими строениями необходимо учитывать все возможные деформации и принимать различные архитектурно-строительные и конструктивные мероприятия, к которым можно отнести следующие:

- ленточные фундаменты, с глубиной заложения не больше, чем у существующих зданий и высотой, не выше существующих, с обязательным расчетом дополнительных осадок;
- здания с консольным примыканием к существующим;
- устройство разъединительных конструкций (шпунтовые ограждения, стена из свай, прорезь в грунте, заполненная прочным материалом);
- свайные фундаменты под новое здание (погружение вдавливанием или ввинчиванием).
- усиление фундаментов соседних домов;
- уплотнение и закрепление грунтов оснований под фундаментами различными способами.

### **Разработка граничных условий конечно-элементных моделей подземных сооружений**

Радкевич А. В., д.т.н., Петренко В. Д., д.т.н., Тютюкин А. Л., к.т.н.,  
Склярчук А. И. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

В механике подземных сооружений концептуально сформировались два направления в области расчетов: 1) методы, основанные на аналитическом подходе; 2) численные методы. В последние 20-30 лет разработка таких численных

методов, применяющихся в геомеханике и механике подземных сооружений, как метод конечных элементов (МКЭ), метод граничных элементов (МГЭ), метод конечных разностей (МКР) и другие, позволила решить ряд задач, реализация которых с помощью аналитических методов была невозможна.

Однако, в процессе применения наиболее распространенного численного метода – МКЭ в расчетах подземных сооружений происходил постепенный отрыв от методологии, представленной аналитическими методами, что привело к некоторой однобокости исследований в этой области. Это связано со специфическими особенностями МКЭ, так как для получения точных решений следует разработать наиболее адекватную реальным условиям конечно-элементную модель (КЭ-модель), что является наиболее важным этапом в расчетах. Созданные же КЭ-модели являлись такими объектами математического моделирования, которые были присущи только МКЭ, и их проверка с помощью аналитических методов была затруднительна.

Достаточно часто при создании КЭ-модели к определению граничных условий подходят формально, из-за чего получаемые результаты становятся неточными. Авторами предлагается система граничных условий, которая разработана на основе положений аналитических методов и наиболее адекватна реальным условиям поведения системы «крепь–массив»: верх модели свободен от граничных условий; низ модели – запрет перемещений по осям  $X$ ,  $Y$  и  $Z$ ; бока модели – запреты по оси  $X$  и  $Y$ ; торцы модели – запрет по оси  $Y$ . Постановка граничных условий верха и низа модели наиболее понятна, условия по бокам модели являются следствием доказательства академика А.Н. Динника о распределении вертикальных и горизонтальных напряжений в нетронутом массиве ( $\varepsilon_z \neq 0$ ;  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ ), а запрет по торцам позволяет моделировать условие плоской деформации ( $\varepsilon_y = 0$ ;  $\sigma_x \neq \sigma_z \neq 0$ ). Таким образом, данная система граничных условий, реализованная в КЭ-модели с использованием опыта аналитических представлений о поведении системы «крепь–массив» наиболее адекватна реальным условиям.

Следует отметить, что приведенные в статье теоретические построения носят несколько общий характер, так как их детальная разработка требует более значительного объема исследований. Вместе с тем представленные материалы имеют практическую и научную ценность, так как позволяют разработать модели подземных сооружений более адекватные реальным условиям, чем существующие.

## **Инновационные подходы к проектированию крепи и армировки глубоких шахтных стволов**

Страданченко С. Г., д.т.н., Прокопов А. Ю., к.т.н., Плешко М.С., к.т.н.  
(Шахтинский институт ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия)

*Lacks of the combined chart of building vertical shafts is considered. New solutions are offered in planning of shafts.*

Анализ данных по ряду шахтных вертикальных стволов, проектирование и строительство которых осуществлялось в последние 10 лет в Российском и Украинском Донбассе показывает, что наметилась тенденция к увеличению глубины и диаметра сооружаемых стволов. Увеличение глубины ствола обуславливается необходимостью вскрытия более глубоких пластов, а большой диаметр позволяет использовать высокопроизводительное подъемное оборудование.

В настоящее время проходка стволов в России ведется в основном по совмещенной технологической схеме, предусматривающей возведение монолитной бетонной крепи вслед за подвиганием забоя. При строительстве стволов большого диаметра наиболее сильно проявляются следующие недостатки совмещенной технологии:

- ухудшается геомеханическая обстановка в системе взаимодействия «крепь – массив».
- увеличивается мощность взрывных работ и, как следствие, негативное воздействие энергии и продуктов взрывных работ на близко расположенную к забою твердеющую крепь;
- с увеличением площади ствола возрастет перерасход бетона крепи, обусловленный несоответствием фактического сечения выработки проектному из-за сложности бурения оконтуривающих шпуров вблизи стенок ствола при наличии у забоя опалубки и крепи.

Передовой зарубежный опыт показывает, что более эффективной в глубоких стволах большого диаметра является параллельная схема. Это обеспечивается применением временной анкерной крепи или за счет устойчивости боковых пород, позволяющим оставлять участок ствола протяженностью 15...25 м без постоянной крепи. Выемка породы из забоя и возведение постоянной крепи

ведутся в направлении движения забоя. Данная технология позволяет обеспечить стабильно высокие скорости проходки 150...180 м/мес и может быть адаптирована к российским условиям.

Основное отличие схемы – использование многоярусного проходческого полка, на котором располагается все основное оборудование и подвешивается опалубка облегченного типа. Это позволит уменьшить число лебедок на поверхности в 2,5...3 раза по сравнению с совмещенной схемой и снизить продолжительность периода оснащения ствола. Один из этажей полка будет выполнять функцию поддона опалубки благодаря специальной конструкции.

Технология крепления стволов должна предусматривать установку упрочняющей анкерной крепи из забоя ствола с последующим возведением монолитной бетонной крепи с отставанием от забоя до 25 м. Анкерная крепь рассматривается не только как временная охранная конструкция, но и как часть постоянной крепи, выполняющая упрочняющую и регулятивную функцию.

При увеличении глубины ствола и массы подъемных сосудов необходимым становится учет комплекса дополнительных воздействий на армировку, обусловленных сложным колебательным процессом при движении подъемного сосуда по вертикальному стволу. К этим нагрузкам следует отнести статические постоянные нагрузки от собственного веса конструкций армировки, а также ряд кратковременных нагрузок, имеющих динамический характер: кориолисову и аэродинамическую силы, вертикальные силы вследствие неточности установки проводников и эксцентриситета загрузки и др.

Таким образом, указанные подходы к проектированию крепи и армировки глубоких стволов обеспечит повышенную долговечность и безремонтную эксплуатацию.

### **Применение микротоннелирования для устройства коротких тоннелей под железнодорожными насыпями**

Тимофеева Л. М., д.т.н. (ПГТУ, г. Пермь, Россия)

Микротоннелирование применяется для устройства коротких тоннелей с экстремально малым покрывающим грунтовым слоем в случаях устройства автодорожных развязок на пересечениях автомобильных и железных дорог. В г.Перми этот метод был использован при устройстве транспортной развязки по

ул.Локомотивной на пересечении с федеральной железной дороги направления ст.Пермь II – ст.Свердловск у ст. Пермь II. По проекту Уралгипротранса тоннельный переход состоял из двух тоннелей с двухполосным движением в двух разных направлениях. С точки зрения современного тоннелестроения и безопасности движения автотранспорта, движущегося в разных направлениях, возведение двух отдельных тоннелей считается более приемлемым. Были рассмотрены два варианта микротоннелирования. В первом варианте тоннели длиной 34,24 м имели сводчатое очертание с незамкнутым контуром на свайном фундаменте. Обделка из монолитного железобетона должна была возводиться под защитой экрана из труб, который устраивался методом продавливания (бестраншейной прокладкой труб с разработкой и извлечением грунта комплексом фирмы HERRENKNEGT AVN 800). Для разработки грунта (среднезернистого песка) земполотна под защитой экрана и предотвращения осадок слабого основания предусматривалось применение цементации. Однако при проходке тоннеля незамкнутого контура ожидалось появление дополнительных, больших по величине осадок, что могло привести к потере устойчивости самой насыпи. Поэтому был принят и реализован второй вариант – устройство тоннельной обделки прямоугольного сечения замкнутого контура, позволяющего увеличить габарит каждого тоннеля и создать в основании автодороги дополнительную подушку из труб, а также снизить и перераспределить давление на грунт от собственного веса тоннельной обделки и автотранспорта. Защитный экран устраивался из металлических труб диаметром 1,0 м, проложенных методом микротоннелирования. При этом использовался микрощит (HERRENKNEGT AVN 800) с лазерным ведением по трассе. Получалась шарнирная система прямоугольного сечения, которая в процессе разработки грунта насыпи внутри ее контура являлась неустойчивой. Поэтому в процессе проходки возводились специальные удерживающие рамы из двутавров. Для предотвращения вывалов песчаного грунта из тела насыпи производилась его предварительная цементация. Для снижения трения трубы о грунт при ее продавливании использовался бентонитовый раствор. Для усиления основания была применена струйная технология. Кроме того, с помощью струйной технологии были выполнены работы по устройству свайного фундамента под стены тоннеля. В процессе возведения тоннеля велись постоянные геодезические наблюдения за устойчивостью и осадками земполотна и основания, которые показали, что при прокалывании тела насыпи невозможно избежать локальных деформаций земполотна. Однако постоянный надзор и принятие срочных мер по устранению дефектов позволи-

ли возвести тоннель качественно и без устройства перерывов в движении поездов. Таким образом, использование микротоннелирования с применением высокоточного технологического оборудования для устройства транспортных развязок в стеснённых городских условиях позволило в короткие сроки и с высоким качеством построить сложные инженерные транспортные сооружения, разгрузить автотранспортные потоки и осуществить транспортные развязки в сложных условиях.

### **Методика расчета общих кренов фундаментов с кольцевой формой подошвы во времени**

Шаповал В.Г., д.т.н., Капустин В. В. (ПГАСиА, г. Днепропетровск)

Следует различать стабилизированные  $i$  и текущие  $i(t)$  крены фундаментов с кольцевой формой подошвы. Здесь  $t$  – время.

1.1. Под стабилизированным следует понимать либо значение крена в момент окончания срока эксплуатации ( $t_э$ ) данного класса сооружения, либо значение общего крена в момент времени завершения протекающих в грунтовом основании реологических процессов  $0 \leq t \leq t_э$ .

1.2. Под текущим  $i(t)$  значением следует понимать крен фундамента на интервале времени  $0 \leq t < t_э$ .

При определении стабилизированных кренов фундаментов следует использовать методику СНиП.

При расчете текущих значений кренов фундаментов следует различать два случая: степень влажности основания  $G < 0,8$  и степень влажности основания  $G \geq 0,8$ . В первом случае расчет выполняется по формуле:

$$i(t) = i^I(t) = i \cdot \left[ 1 + \int_0^t K(t, \tau) \cdot d\tau \right] / \left[ 1 + \int_0^{t_э} K(t, \tau) \cdot d\tau \right]. \text{ Во втором случае расчет}$$

следует выполнить по формуле:

$$i(t) = i^{\Sigma}(t) = i \cdot \left[ i^{\phi}(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot i^{\phi}(\tau) \cdot d\tau \right] / \left[ i^{\phi}(t) + \int_0^{t_э} K(t, \tau) \cdot i^{\phi}(\tau) \cdot d\tau \right].$$



Здесь  $i$  – стабилизированное значение крена фундамента;  $i(t)$  – значение крена фундамента в момент времени  $t(0, t_g)$ ;  $t_g$  – время эксплуатации сооружения;  $K(t, \tau)$  – ядро ползучести грунтового скелета. Ядра ползучести  $K(t, \tau)$  рекомендуется принимать в виде  $K(t, \tau) = K_1(t - \tau) + K_2(\tau)$ , где  $K_1(t - \tau)$  – часть ядра, учитывающая запаздывающие во времени полностью обратимые деформации;  $K_2(\tau)$  – часть ядра, учитывающая запаздывающие во времени полностью необратимые деформации.

5. Если основание имеет слоистую текстуру, то фактические значения коэффициентов консолидации и ядра ползучести отдельных слоев следует заменить их приведенными значениями. Для этой цели следует использовать такие формулы:

$$K_1(t - \tau) = \frac{\sum_{i=1}^n K_{1,i}(t - \tau) \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}; \quad K_2(\tau) = \frac{\sum_{i=1}^n K_{2,i}(\tau) \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}; \quad C_k = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{C_{k,i}}}.$$

Здесь  $K_{1,i}(t - \tau)$  и  $K_{2,i}(\tau)$  – составляющие ядра ползучести  $i$ -того слоя;  $C_{k,i}$  – коэффициент консолидации  $i$ -того слоя;  $h_i$  – толщина  $i$ -того элементарного слоя;  $n$  – число слоев  $h_i$ , залегающих в пределах сжимаемой толщи.

### **Повышение эффективности строительства сопряжений горизонтальных выработок**

Шкуматов А. Н., к.т.н. (ДонНТУ, г. Донецк)

*The paper describes an approach for improving of efficiency of the underground constructions. The analysis of the types of horizontal mine excavations contacts is done. The new form of the excavation's face is developed. The results of the laboratory experiments are described.*

Наиболее сложным и трудоемким при строительстве горной выработки является этап разделки сопряжения (участка горной выработки в месте примыкания другой выработки, ответвления от основной выработки и соединения не-

скольких выработок в одну). Основную часть сопряжений (около 80 %) составляют пять видов: разветвления под углом; разветвления по кривой, ответвления прямоугольные, остроугольные и по радиусу. Остальные 20 % приходятся на другие типы сопряжений, количество которых более 10.

При металлической рамной крепи число типоразмеров арок на одном участке сопряжения колеблется от 15 до 30, что вызывает необходимость разработки соответствующего количества паспортов БВР. Кроме того, при традиционной форме проходческого забоя при разделке сопряжений:

- разлет породы вызывает деформацию крепи, затяжек и коммуникаций в сопрягающейся выработке;
- необходимо применять шпуры уменьшенной (0,6...1,0 м) длины и взрывать их в несколько приемов.

С целью повышения эффективности строительства сопряжений, а также предотвращения деформации крепей и сокращения затрат времени на их ремонт предложено придавать забою криволинейно – уступную форму. При этом нижняя часть забоя оконтурена цилиндрической поверхностью с определенным радиусом, продольная ось которой расположена на почве выработки параллельно забою. Верхняя часть сопрягается с цилиндрической поверхностью и выполняется в виде уступа. В первую очередь заряды взрывают в уступе, а потом – у почвы. Затем поочередно взрывают шпуры рядами в направлении снизу вверх. При взрыве зарядов в шпурах, расположенных в уступе, отбивается порода у кровли выработки. Ее объем с учетом коэффициента разрыхления должен быть достаточен для образования на почве защитного вала, который преградит путь разлету породы, отбиваемой нижним рядом шпуров. Траектория полета кусков породы, отбиваемых последующими взрывами, направлена в сторону образованного защитного вала, что устраняет деформацию крепи в сопрягающейся выработке.

Для проведения эксперимента по определению дальности и кучности разлета породы была изготовлена модель выработки площадью сечения в проходке  $12,5 \text{ м}^2$  в масштабе 1:10. Она представляла собой металлический куб размером  $650 \times 650 \times 650$ , внутри которого размещалась матрица, залитая цементно-песчаным раствором в соотношении 1:3. Результаты экспериментов показали уменьшение дальности разлета породы на 30...50 %.

Направлением дальнейших исследований является уточнение параметров и апробация новой формы забоя в промышленных условиях.

## **Разработка методики и технологии нанесения набрызг-бетона тонким потоком в подземном строительстве Германии**

Шперфехтер Элмар (фирма «Sperno», г. Штутгарт, Германия),  
Борщевский С. В., к.т.н. (ДонНТУ, г. Донецк, Украина)

В последние годы в угольной промышленности разработан ряд способов повышения несущей способности арочных крепей, при которых пространство за крепью заполняется строительными материалами при помощи набрызга. При этом стальные крепи полностью омоноличиваются бетоном. Этим достигается увеличение несущей способности крепи и одновременно эффективная защита от коррозии. Однако, все эти методики требуют большого расхода стали и стройматериалов. Также, наряду со значительными дополнительными расходами, они вызывают большие затраты времени на возведение крепи.

Впервые в угольной промышленности Германии в Bergbau AG Нижний Рейн на шахте Вальсум (Walsum) четвертый восточный коренной штрек (северное направление) был закреплен набрызг-бетоном с очень высокой несущей способностью при одновременном полном отказе от элементов стальной арочной крепи.

Поэтому при поисках методик на шахте Вальсум ставилась цель: разработать методику проходки с применением долговечной крепи с высокой несущей способностью, не требующей возведения стальной арочной крепи.

Известно, что эту методику многие годы применяют с большим успехом при строительстве тоннелей, но применяемый там способ набрызг-бетона с трудом находит применение в немецкой угольной промышленности. Это можно объяснить, прежде всего, тем, что приготовление бетона высокого и постоянного качества в подземных условиях шахты довольно затруднительно. К тому же, часто применяемый при строительстве тоннелей метод сухого набрызг-бетона связан с образованием пыли, что в условиях шахты является нежелательным.

Возведение бетонной крепи методом мокрого набрызг-бетона было бы решением проблемы. Поиски такого метода привели в Венгрию. Венгерские шахтеры уже давно применяют для крепления штреков мокрый набрызг-бетон тонкого потока в сочетании со стальной арматурой. При этом используемые машины типа Sperno 208 G для укладки набрызг-бетона производятся в Германии на фирме Шперфехтер. К тому же метод исключает возникновение пыли. Его отличие от приготовления бетона для набрызга сухим методом состоит в том, что

смешивание составляющих происходит в смесителе с добавлением строго дозируемого количества воды.

Машина для набрызга пневматически подает мокрую смесь через шланг к стальной трубе, на выходе которой получают поток смеси с высокой скоростью. Наряду с другими преимуществами этот метод позволяет достичь равномерного качества бетона, исключая ошибки при его нанесении. Методика применима наряду с любой отбойной техникой и хорошо согласуется с системой подачи – доставки материалов, приспособлена к специфическим условиям горного предприятия, есть возможность поточного крепления, пригодна к текущим ремонтным работам.

Фирма «Шперно» в Германии изготавливает ряд целевых машин для выше приведенной технологии набрызг-бетона тонким слоем.

### **К определению несущей способности призматических свай**

Яковлев В. С., к.т.н., Винников Ю. Л., д.т.н. (Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка)

Для определения несущей способности забивной висячей сваи постоянного поперечного сечения с использованием показателей прочности связного грунта, предлагается плоский сдвиг осуществлять на предварительно уплотнённых образцах водонасыщенного грунта с обработкой результатов сдвига методом полной логарифмической анаморфозы (ПЛА). Расчетные сопротивления грунта устанавливаются по показателям прочности:

$$F_u = \gamma_c \cdot \left[ R_u \cdot A + u \cdot \sum_{i=1}^n (\zeta_i \cdot \sigma_{zg\ i} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cd} + c_{cd}) \cdot h_i \right],$$

где  $R_u$  – предельное сопротивление грунта под остриём сваи (по (5.30) СП 50-101-2004, при глубине погружения  $d$ , площади поперечного сечения  $A$  и периметре поперечного сечения  $u$ );  $\zeta_i$  – коэффициент бокового давления  $i$ -го слоя грунта;  $\varphi_{cd}$ ,  $c_{cd}$ ,  $\varphi_I$ ,  $c_{cd}$  – показатели прочности грунта для первого и второго этапа работы сваи;  $\sigma_{zg\ i}$  – давление от собственного веса  $i$ -го слоя грунта;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя.

Апробирована схема лабораторных испытаний связных грунтов для дифференцированного определения их показателей прочности в расчетах несущей способности свай: 1) определение начальных показателей физических свойств; 2) компрессионные испытания образцов по дренируемо-консолидированной схеме (с достижением условной стабилизации деформаций и водонасыщением грунта до  $S_r \approx 0,90$ ); 3) проведение пенетрационных испытаний грунта после компрессии с определением удельного сопротивления пенетрации; 4) испытания этих же образцов на одноплоскостной сдвиг для получения показателей прочности уплотнённого и водонасыщенного грунта, что отвечает экстремальному состоянию среды вокруг сваи после «отдыха»; 5) анализ данных сдвига на предмет раздельного определения  $\phi_I$  и  $c_I$  для установления значений сопротивления трению по боковой поверхности сваи  $F_f$  и несущей способности грунта под её острием  $R_u$ .

На графиках зависимости между деформациями сдвига и касательными напряжениями методом ПЛА выделяют линейные участки с разной интенсивностью роста деформаций. Возможно рассматривать два этапа в зависимости между нагрузкой на сваю  $P$  и её осадкой  $S$ . На первом – развиваются деформации грунта вокруг сваи до проскальзывания и наступления сдвиговой осадки  $S_{cd}$ . Далее в работу включается остриё, которое в полной мере воспринимает нагрузку после того, как осадка сваи превысит сдвиговую  $S > S_{cd}$ .

На графиках зависимости между деформациями сдвига и касательными напряжениями  $\tau$  методом ПЛА чётко выделяются линейные участки с различной интенсивностью возрастания деформаций. На первом этапе сдвига преодолеваются силы структурного сцепления, а на втором – сопротивление сдвигу связано с преодолением сил трения и обратимых водно-коллоидных связей. Поэтому при определении сил трения по боковой поверхности свай, учитывают показатели прочности грунта по первому этапу испытаний на сдвиг, а для лобового сопротивления – величины  $\phi$  и  $c$ , определённые по ГОСТ 12248-96.

Метод дает значения несущей способности свай  $F_u$ , которые хорошо коррелируются с данными статических испытаний и величинами  $F_d$  по СП 50-102-2003: для песков, без учета взвешивания  $F_u = (1,1 \div 1,3)F_d$ ; с учетом взвешивания  $F_u = (0,7 \div 1,0)F_d$ ; для глинистых грунтов с  $I_L \leq 0,5$ ,  $F_u = (0,6 \div 1,0)F_d$ ; при  $I_L > 0,5$ ,  $F_u = (1,1 \div 1,5)F_d$ .

СЕКЦИЯ  
ПРОБЛЕМЫ ПОДГОТОВКИ СПЕЦИАЛИСТОВ ПО СПЕЦИАЛЬНОСТИ  
«МОСТЫ И ТРАНСПОРТНЫЕ ТОННЕЛИ»

**Communication methods in EFL Teaching in China**

Wang Dianjian (Lanzhou Jiaotong University 201 Mailbox Lanzhou,  
Gansu, China)

Co-teaching seems to be the first and foremost approach for meeting the educational needs of students with diverse learning abilities, may also be a way of stimulating thought about teaching practice. Sharon Vaughn (1997) identified several alternative models of co-teaching: A: One Group: one lead teacher, one teacher “teaching on purpose”; B: Two Groups: Two teachers teach same contents; C: Two groups: One teacher re-teaches, one teacher teaches alternative information; D: Multiple Groups: two teachers monitor/teach; content may vary; E: One group: two teachers teach same content; team teaching is one of the forms of co-teaching. Team teaching usually happens during a lesson in which instructional conversation is appropriate, in team teaching situations in which the teachers have considerable experiences and a high sense of comfort, or when the goals of instruction include demonstrating some types of interaction to students. Team teaching approach is affected more than any other by individuals teaching styles and it is the most interpersonally complex team teaching approach.

Team teaching can be defined as a group of two or more teachers working together to plan conduct and evaluate the learning activities for the same group of learners. Quinn and Kanter (1984) defined team teaching as “simply team work between two qualified instructors who, together, make presentation to an audience.” Davis (1995) noted all team teaching efforts “include two or more faculty in some level of collaboration in the planning and delivery of a course” Team teaching implies two broad categories: one is that two or more instructors are teaching the same students at the same time within the same classroom. This implies that each speaks freely during large-group instruction and moves among all the students in the class.; the other is that the instructors work together but do not necessarily teach the same groups of students nor necessarily teach at the same time.

Watkins and Caffarella (1999) identified four types of teams based on variations in working style: parallel teaching, serial teaching, co-teaching, and co-facilitation;

Friend and Cook (2003) described the more common approaches as One-Teach-One Support, One-Teach-One Drift, Alternative Teaching, Parallel Teaching, Station Teaching, and Team Teaching; Six models of team teaching have been identified by Maroney (1995) and Robinson and Schaible (1995).

- Traditional team Teaching: In this case, the teachers actively share the instruction of content and skills to all students.

- Collaborative Teaching: This academic experience describes a traditional team situation in which the team teachers work together in designing the course and teach the material not by the usually monologue, but rather by exchanging and discussing ideas and theories in front of the learners.

- Complimentary/Supportive Team teaching: This situation occurs when one teacher is responsible for teaching the content to the students, while the other teacher takes charge of providing follow-up activities on related topics or on study skills.

- Parallel Instruction: In this setting, the class is divided into two groups and each teacher is responsible for teaching the same material to her/his smaller group.

- Differentiated Split Class: This type of teaching involves dividing the class into smaller groups according to learning needs .Each educator provides the respective group with the instruction required to meet their learning needs.

### **Судьба уникальной коллекции моделей мостов**

Агиенко И. В., к.филос.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

В архивах ДИИТа, ныне – Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна – сохранилось немало фотографий периода первых лет его существования. Особый интерес вызывают снимки, запечатлевшие работу студентов в учебных лабораториях. Нужно сказать, что ДИИТ, основанный в 1930 году буквально на пустыре на окраине города, менее чем за два года превратился в мощный технический вуз с прекрасной учебно-лабораторной базой.

Еще в первый год существования института благодаря настойчивости его руководства во главе с Н. М. Федиченко вышел приказ Народного комиссариата путей сообщения о выделении железными дорогами, путеремонтными, вагоноремонтными заводами, депо, железнодорожными мастерскими Украины части своего оборудования ДИИТу, поэтому первые студенты имели возможность

осваивать азы будущей профессии не только по рисункам из учебников и чертежам на доске.

В приказе НКПС от 4 ноября 1932 года отмечалось: «За два года работы дирекция института, вместе со студенчеством и профессорско-преподавательским составом... добились больших успехов. Контингент студентов вырос до 8062 чел., преподавательский состав с 30 чел. до 174 чел., более 6000 железнодорожников обучаются заочно. Создана очень хорошая библиотека в 130 тыс. томов. Приобретено оборудование для лабораторий на 860 тыс. руб... Строительство в основном до ноября 1932 г. закончено...»

Среди учебных лабораторий одной из лучших была лаборатория мостов, в оснащении которой ДИИТу помогли коллеги из Киевского политехнического института. По инициативе и с помощью известного ученого Евгения Оскаровича Патона в Днепропетровск был передан музей мостов, имевший в своем составе уникальные экспонаты. Многие модели были действующие, по некоторым данным коллекция включала модели всемирно известных мостов и не имела аналогов в Европе. И все это было представлено для изучения студентам прямо в стенах института.

Из Киева был также доставлен и установлен на территории института фрагмент мостового пролета, служивший для учебных целей и использовавшийся в научных разработках.

Но музей мостов стал легендой ДИИТа. К сожалению, его судьба до настоящего времени остается загадкой.

При эвакуации ДИИТа в 1941 году эту коллекцию не удалось вывезти из пылающего города, модели мостов так и остались в лаборатории института. Нет никаких свидетельств о том, что коллекция была уничтожена немцами. Скорее всего, оккупанты понимали ее ценность, демонтировали и вывезли при отступлении. В документах сохранились глухие упоминания о том, что среди расквартированных в диитовском городке военных частей было несколько итальянских. Куда – в Германию или Италию могли попасть диитовские экспонаты? Быть может, в одном из современных музеев истории науки и техники обнаружатся их следы?

Все это требует дополнительного исследования не только архивных документов ДИИТа, но и КПИ, а также других источников информации.

Пока что на память потомкам остались лишь музейные фотографии, на которых представители первого отряда будущих инженеров-железнодорожников



с интересом рассматривают уникальные модели мостов в одной из лучших лабораторий ДИИТа довоенного периода.

### **О преподавании курса строительной механики на факультете «Мосты и тоннели»**

Барбас И.Г., к.т.н., Даценко В.Н., Федоров Е.Ф.  
(ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Строительная механика на факультете „Мосты и тоннели” изучается студентами на III и IV курсах. На методах строительной механики базируются способы расчета мостов и тоннелей. Для того, чтобы грамотно выполнить проект моста или тоннеля, инженер должен хорошо владеть методами строительной механики, в том числе одним из наиболее современных методов расчета конструкций – методом конечных элементов (МКЭ).

Для успешного овладения этим методом для будущего специалиста необходимо также изучение методов, применявшихся ранее в расчетах инженерных сооружений до разработки МКЭ.

Несколько лет назад согласно учебному плану на изучение строительной механики (общего и специальных курсов) отводилось значительно больше часов аудиторных занятий и значительно больше часов на выполнение расчетно-проектировочных работ, чем по действующему учебному плану.

По учебному плану 90-х годов XX века на третьем курсе (общий курс строительной механики стержневых систем) планировалось в неделю:

- в первом семестре 2 часа лекций, 3 часа практических и лабораторных занятий, а также 1,5 часа на консультирование и приём расчетно-проектировочных работ на каждого студента;
- во втором семестре 2 часа лекций и 2 часа практических и лабораторных занятий и 1,5 часа на одного студента для консультаций и приёма расчетно-проектировочных работ.

На четвертом курсе в первом и во втором семестрах (устойчивость и динамика сооружений) планировалось в неделю 2 часа лекций, 1 час практических и лабораторных занятий и 2 часа на каждого студента для консультации и приёма расчетно-проектировочных работ.

В настоящее время согласно действующему учебному плану на III курсе предусмотрено:

- в первом семестре 2 часа лекций и 1 час практических занятий в неделю, а также всего 0,5 часов на консультирование и приём расчетно-графических работ (РГР) на одного студента;

- во втором семестре 2 часа лекций и 2 часа практических и лабораторных занятий и 0,5 часов на консультирование и прием РГР.

Согласно действующему учебному плану на IV курсе строительная механика изучается только в первом семестре. При этом планируется в неделю 2 часа лекций, 1 час практических и 1 час лабораторных занятий, а также 1 час на одного студента для консультации и приёма расчетно-графических работ.

Как видно из сказанного выше, согласно действующему учебному плану предусматривается значительное сокращение учебной нагрузки по строительной механике. Такое сокращение, очевидно, негативно отражается при изучении студентами факультета „Мосты и транспортные тоннели” специальных профилирующих дисциплин и снижает качество подготовки специалистов.

### **Создание учебных лабораторий кафедры «Мосты»**

Бахтин С.А., к.т.н., Яшнов А.Н., к.т.н. (СГУПС, г. Новосибирск, Россия)

Цель создания новых учебных лабораторий – повышение качества образовательного процесса на основе внедрения в учебный процесс достижений науки, методов и технологий, соответствующих современным требованиям железнодорожной отрасли. Для достижения этой цели необходимо решить следующие задачи:

1. Внедрение современных технологий обучения, позволяющих за счет применения информационных технологий, значительно «уплотнить» обучение, повысить эффективность аудиторных занятий.

2. Реализация принципа визуализации информации как одного из самых эффективных методов обучения при изучении конструкций искусственных сооружений. Учебные лаборатории оснащаются моделями мостов, оборудованием мультимедиа для просмотра фото- и видео-материалов. Широко применяется трехмерное компьютерное моделирование.

3. Воспитание корпоративного духа у студентов, как залог их успешной адаптации в производственной деятельности. Существенное изменение производственных отношений и значимость в этих отношениях корпоративной этики требуют коренных изменений в подходах к воспитательной работе со студентами. Воспитание гордости за свою профессию, осознание своей принадлежности к отрасли, в которой выпускники факультета добились мирового признания, является для студентов одним из самых серьезных стимулов для обучения. В новых учебных лабораторий создаются и регулярно обновляются стенды, с информацией, реализующие воспитательную функцию обучения.

4. Возможность организации видео-конференций с управленческими и производственными подразделениями Западно-Сибирской железной дороги, с другими железнодорожными вузами.

В настоящее время на кафедре «Мосты» созданы две учебные лаборатории. Компьютерный класс оснащен современным компьютерным оборудованием и специализированным программным обеспечением, как лицензионным, так и созданным на кафедре. Отраслевая автоматизированная информационно-аналитическая система управления техническим состоянием искусственных сооружений (АСУ ИССО), созданная на кафедре, позволяет проводить учебные занятия с использованием фактического материала по реальным сооружениям. Лаборатория «Архитектура и строительство мостов имени В.Ф. Солохина» оборудована по последнему слову техники – планшетный компьютер предоставляет возможность проводить занятия в режиме презентации с графической корректировкой информации непосредственно на сенсорном экране и трансляцией сигнала по беспроводной технологии на мультимедиа-проектор. Рабочее пространство аудитории трансформируется в помещение для практических или лекционных занятий, круглого стола, заседаний аттестационной комиссии.

В 2007-2008 учебном году вводятся в строй аналогичная учебная аудитория «Искусственные сооружения Западно-Сибирской железной дороги» и большая лекционная аудитория, созданная с помощью выпускников факультета «Мосты и тоннели» (Строительная компания «Мост»), особенностью которой будет интеллектуальная система управления климатом, освещением, различными сценариями занятий, обеспечением видеоконференцсвязи. На аналогичных технологиях основываются разработки кафедры по мониторингу технического состояния искусственных сооружений.

Лабораторные и исследовательские работы студенты выполняют на базе экспериментального цеха научно-исследовательской лаборатории «Мосты»,

имеющей уникальный испытательный стенд мощностью 12000 кН и современное диагностическое оборудование, включая мобильные тензометрические системы собственной разработки.

### **Специфіка викладання загально технічних дисциплін в сучасних умовах навчання**

Вакуленко І.О., д.т.н., Грищенко М.М., Грищенко М.А.  
(ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

Поступове входження інституцій України до Європейської спільноти являє собою достатньо тривалий та складний процес. Це підтверджено на протязі розвитку України після набуття незалежності, коли в початковій стадії цього процесу дуже оптимістичні прогнози в значній мірі не виправдали себе. Не минулось без ускладнень і при розвитку вітчизняної вищої освіти. Так, в сучасних умовах, впровадження принципів Болонської системи в національну вищу освіту вимагає вирішення цілої низки питань. Окрім дуже суттєвих змін стосовно критеріїв оцінки рівня знань, системи наукових ступенів та звань, дуже великі ускладнення зустрічаються на шляху викладання дисциплін особливо тих, які спрямовані на отримання загально технічних знань, без яких не можливо уявити вивчення спеціальних фахових дисциплін. Одними з таких дисциплін є металознавство та технологія металів, які входять як складові до матеріалознавства. Неухильне зниження кількості годин лекційного навантаження примушує викладача скорочувати кількість розглянутих питань, що в значній мірі ускладнює цілісність викладання дисциплін, та отримання необхідних знань студентами.

Як визначено в науково методичній літературі, обмеження кількості аудиторного вивчення дисципліни повинно бути компенсовано самостійною роботою студента, ефективність якої залежить від декількох чинників. На фоні того що металознавство та технологія металів, в порівнянні наприклад з фізикою або хімією, не вивчаються в закладах середньої освіти, питання стосовно елементарних уявлень про внутрішню будову, структурні перетворення, які відбуваються в металах не можливо віддати на самостійне вивчення. Таким чином, основні питання, а залишились на сьогодні лише вони (скорочення програм за останні 10 років відбулось в декілька разів), які необхідно засвоїти за програмою, в

значній мірі ускладнені відсутністю нових, принципово інших підручників та посібників. Обумовлено це тим фактом, що на сьогодні в бібліотечному фонді є наявності підручники, які друковані в радянські часи, коли на вивчення дисципліни відводили значно більше часу, або сучасні, які призначені для вивчення металознавства в закладах для яких дисципліна є фаховою. В порівнянні з металознавством, підручники з технології обробки металів взагалі відсутні. Отже, видання нового підручника, в якому у відносно компактному вигляді відповідно до програм вивчення будуть викладені питання з металознавства та технології обробки металів, на сьогодні є дуже важливою проблемою.

Крім викладання теоретичних питань дуже важливого значення набувають питання стосовно придбання практичних навичок по технології обробки металів. Наведений напрямок вивчення дисципліни в свою чергу складається з декількох складових. Перше – це розробка методичної літератури, яка включає повністю перероблені лабораторні роботи та практичні заняття відповідно оновлених програм вивчення указаних дисциплін. Окрім цього представляє визначений інтерес запроваджувати для вивчення та засвоєння нові питання, які на сьогодні є актуальними для фахівців залізничного транспорту, наприклад зміна властивостей виробів залізничного транспорту в процесі їх експлуатації.

Друге – участь студентів в конкретних практичних заходах таких як робота на металообробних верстатах різноманітного призначення, опанування робочих професій. Підготовка фахівців в такому разі буде проходити на достатньо високому рівні, незалежно від системи викладання дисциплін, а якість фахівців буде зв'язана з назвою навчального закладу.

### **Номo educatед и проблемы становления современного информационного общества**

Власова Т.И. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Актуальность темы информации в современном обществе является настолько острой, что практически все видные теоретики экономики, политики, культурологии, социологии, философии не обходятся без обращения к этой тематике. Характер информационного общества определяется, по мысли ученых (Д.Белл), внутренними связями внутри общества, коммуникацией, которая развивается посредством телекоммуникационных технологий. Исследователи

утверждают, что изменение характера современного общества требует нового осмысления таких фундаментальных понятий, как общество, субъект, образование, поскольку в свете перехода общества от индустриального к постиндустриальному изменяется внутреннее содержание понятий «наука» и «образование». Образование как производство знания приобретает особое значение, поскольку масштабные и интенсивные преобразования касаются теперь не только сферы хозяйства, экономики, политики, культуры. Меняются, как доказывает Э. Тоффлер, фундаментальные основы воспроизводства человека как биологического и антропологического вида. Иной становится практика образования, само мышление. В информационном обществе не только складываются новые формы экономики, политики, сознания, – меняется сам стиль жизни. Мир заполняется нововведениями, для восприятия которых необходимо постоянное развитие познавательных способностей.

Символы нынешней «Третьей волны» мирового развития – целостность, индивидуальность и «чистая», «человеческая» технология. Ведущую роль в таком обществе приобретают сферы науки и образования. Как пишет П. Гуревич, корпорации должны уступить место университетам, а бизнесмены – ученым. Традиционное образование, господствовавшее вплоть до 70-х годов XXв., предполагало определенную образовательную модель, которая сформировалась в рамках индустриального общества. Целью такого образования было усвоение некоего массива знаний в рамках образовательных учреждений. Однако развитие и распространение информационных технологий меняет сейчас систему образования в целом (Б. Гершунский). Безграничные когнитивные возможности массовой информации делают невозможным законченный образовательный процесс. Можно говорить о том, что сегодня назрела научная потребность в перерассмотрении как методологических, так и мировоззренческих установок процесса образования. Современное общество испытывает потребность не только в компетентных специалистах, но и в людях, умеющих самостоятельно решать профессиональные проблемы, в людях, способных к непрерывному образованию в процессе своей деятельности. Ученые доказывают, что процесс информатизации современного образования имеет ряд серьезных пробелов. Это, прежде всего, недостаточная разработанность антропологического аспекта образования в области телекоммуникационных технологий. Данный пробел должен быть восполнен и в теоретическом, и в практическом плане. Говоря о прогнозах будущего информационного общества, хотелось бы вспомнить, что еще в конце 70-х гг. XX в. Э. Фромм говорил о возможности создания инфор-

мационного імперіалізму. Інформація, дійсно, може стати средством інформаційного тиску і панства. Вчені задають питання, зможе ли людина безпечно жити в інформаційному суспільстві, де новітні політичні технології зможуть не тільки формувати громадську думку, але і маніпулювати їй. Панство інформаційних технологій, як показує вже сьогоднішній досвід, здатні рішуче змінити всю громадську життя, в тому числі і інститути освіти.

### **Соціально-психологічні та організаційні аспекти професійної придатності молоді до інженерної професії**

Дешко Л.К., к.і.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

Як відомо, профорієнтація інженерної професії побудована на зіставленні психологічних якостей індивіда з якостями, необхідними для цієї професії, пропагуванням її можливостей у відповідності основним її вимогам та урахуванням інтересів суспільства.

Професії – хоч і явища суспільні, але одночасно питання до їх придатності ми повинні розглядати індивідуально і конкретно. В її основу лягають сукупність якостей, необхідних для певної професії. Крім цього існують і обмеження в виборі кожної професії. Тому основною її проблемою виступає питання: яким повинен бути ступінь кореляції між потрібними для професії інженера якостями і якостями, що є вже у індивіда, чи повинні вони співпадати повністю, чи ні?

Немає одного з компонентів – втрачає значення питання про придатність. Отже, «вираз» профпридатність людини насправді треба розуміти як: «взаємна відповідність даної людини даної галузі з докладанням їй зусиль зараз».

Придатність чи непридатність професії і людини може бути як за рахунок технічної, наочної так і за рахунок соціально-організаційної сторони праці, бо вона завжди опиняється в певній обстановці, в певному політичному середовищі, в певній мікросоціальній системі.

Серед всіх особистих якостей треба особливо пошукати саме ті, які називають професійно цінними. Так, наприклад, для інженера – творчий склад розумової діяльності, інноваційний підхід, точність, пунктуальність, потяг до нових знань і т.п. Професійно ціннісні якості не розрізнені, а утворюють щось цілісне, систему.

Можна виділити такі основні складові даної системи:

1. Цивільні риси (як члена соціуму).
2. Ставлення до праці, професії, інтереси і нахили.
3. Дієздатність загальна (фізична, розумова, самоконтроль, ініціативність).
4. Одиничні, індивідуальні, спеціальні здібності до цієї роботи, професії.
5. Навички, звички, знання, досвід.

Таким чином бачимо, що повністю готовою, профпридатною людина не може стати до включення її в професійну підготовку і відповідну трудову діяльність, отже загальні результати профорієнтації наших студентів можна знати тільки після певного часу, який мине після закінчення ДІТу.

В цій системі існують також різні ступені профпридатності:

|               |             |
|---------------|-------------|
| Непридатність | Придатність |
| Відповідність | Покликання  |

Підводячи підсумки, слід також підкреслити, що не тільки повністю, а і абсолютно придатною людина теж не може бути, бо всі люди різні, одні і ті ж якості мають різні відтінки у різних людей, професій багато, і вони теж по змісту і характеру праці різноманітні.

Отже, основним завданням профорієнтації і профпідготовки до інженерної праці є допомога в визначенні властивостей, якостей, які потрібні інженеру, виявлення тих, що вже є, розвиток і вдосконалення найбільш цінних для професії, придбання професійних знань, навиків і досвіду.

### **Вивчення соціально-гуманітарних дисциплін – важливий чинник формування світогляду майбутніх спеціалістів**

Ковтун В. В., к.і.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

Початок нового тисячоліття ознаменувався інформаційним сплеском, пошуком нових підходів у підготовці кадрів для різних галузей господарства. Прийшло розуміння, що тільки країни, які зроблять серйозний крок у інформаційній сфері, знайдуть нетрадиційні шляхи вирішення виробничих проблем, зможуть досягти економічних пріоритетів.

У формуванні цих можливостей важливу роль відіграє людський фактор. І тому одне із завдань вищої школи – підготувати спеціаліста творчого, ініціати-



вного, мобільного у засвоєнні нових ідей, здатного їх акумулювати і активно застосовувати на практиці.

Соціально-гуманітарні дисципліни у вищих навчальних закладах – це саме той блок навчальних курсів, який сприяє формуванню таких якостей сучасного спеціаліста, допомагає підвищити його професіоналізм, розкрити творчий потенціал. Заняття з історії, філософії, політології, психології, української та іноземних мов, культурології формують світоглядні позиції спеціаліста, дають змогу визначити своє місце у ньому, розкривають лідерські якості, пробуджують ініціативу, прагнення до пізнання нового, розширення інтелекту.

У викладанні цих дисциплін особливе значення відіграє спілкування з викладачем, його особистісна позиція. Зміни у навчальному процесі останніх років вимагають від викладачів соціально-гуманітарних дисциплін шукати нові підходи, нові технології навчання, які компенсують брак аудиторних занять і дозволяють зберегти позитивні здобутки минулого у викладанні.

Кафедра українознавства Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту викладає «Історію України», «Культурологію» та «Українську мову». За останні роки у викладанні кожної з дисциплін знайдені нові підходи. Зокрема, з «Історії України» брак аудиторних годин компенсували в першу чергу широкою позааудиторною роботою. Створено лабораторію українознавства «Світлиця», на базі якої не тільки проходять початкові заняття, але й проводяться історичні, культурологічні, краєзнавчі, генеалогічні дослідження, працює Центр національно-громадянського виховання. Підвищено роль консультацій, зокрема у підготовці творчих завдань студентів. Навчальний матеріал подається також через клуби та відеоклуби Центру.

«Світлиця» є своєрідним образом українського Дому. Цілий ряд її композицій присвячено темі сім'ї, родини, Дніпропетровщині. Образність, висока естетика їх оформлення дають поштовх студенту-першокурснику до роздумів про свою родину, пошуку цікавих особистостей свого краю, генеалогічних досліджень.

Створення лабораторії значно активізувало наукову роботу студентів. Щорічно кафедра проводить студентські наукові конференції. Краєзнавство, родинно-сімейні дослідження, історія династій залізничників, вивчення життєвого та творчого шляху визначних науковців університету, своїх земляків у центрі уваги студентів. Проведено дві міжвузівські студентські наукові конференції «Дніпропетровщина – моя мала батьківщина». Через пізнання і повагу до своїх

предків, земляків, наставників формується відповідальне ставлення до минулого, прагнення зберегти історико-культурну спадщину свого народу.

Органічне поєднання аудиторної та позааудиторної роботи, використання нових технологій навчання дає можливість вирішити два взаємопов'язані завдання вищої школи: сформувати високий професіоналізм спеціаліста та виховати особистість з високими громадянськими якостями.

**Досвід викладання комп'ютерної графіки для студентів факультету  
“Мости і тунелі” Дніпропетровського національного університету  
залізничного транспорту імені В. Лазаряна**

Краснюк А. В., к.т.н., Бездітко П. В. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

В навчальних планах спеціальності «Мости і транспортні тунелі» (напрямок підготовки бакалаврів «Будівництво») в 1997/98 навчальному році на третьому курсі вперше з'явилася дисципліна «Машинна графіка і комп'ютерні технології». На неї відводиться 17 годин лекцій та 34 години лабораторних робіт.

В той час вже був досить розповсюджений пакет вжиткових програм з інженерної графіки AutoCAD 14, який базувався на програмному середовищі Windows. Складність полягала в тому, що студенти на першому курсі вивчали дисципліну «Обчислювальна техніка та програмування», але працювали при цьому в середовищі MS DOS, а в середовищі Windows практично не орієнтувались. Крім того, лекції ми читали в звичайних аудиторіях, панелі інструментів та наслідки виконання команд зображали на дошках крейдою. То ж ефективність таких лекцій була невисокою.

Тому ми спочатку обмежились тим, що запропонували студентам на лабораторних заняттях дві задачі на побудову плоского контура і одну – на тривимірне моделювання з роздрукуванням на двох аркушах. І це себе виправдало. Студенти освоїли методи побудови зображень, постановки розмірів, редагування та оформлення креслень.

З появою в університеті мультимедійної аудиторії лекції стали більш ефективними. Ми тепер встигаємо подати більше інформації і, відповідно, збільшити навантаження студентів на лабораторних заняттях. Обсяг завдань на плоский контур ми залишили таким же, але запропонували вже три задачі на тривимірне моделювання.

В 2005/06 навчальному році ми перейшли на AutoCAD 2005. Завдяки цьому ми вже змогли навчити студентів і деталюванню креслень загального вигляду. Цьому сприяє ще й те, що рівень підготовки студентів по дисципліні «Обчислювальна техніка та програмування» з кожним роком зростає.

В 2006/07 навчальному році ми вже змогли (правда поки що тільки на лекціях) познайомити студентів з такими потрібними програмами як КОМПАС-3D та ArchiCAD. А в поточному навчальному році ми плануємо запропонувати студентам-мостовикам виконати хоча б по одній лабораторній роботі в цих програмах.

Останнім часом вже на першому курсі з'являється все більше студентів практично майже на всіх факультетах, які в ліцєях, гімназіях або на курсах отримали певні знання з інженерної графіки і хотіли б виконувати домашні завдання з інженерної графіки на комп'ютерах. Ми йдемо їм назустріч і дозволяємо це робити, але за певних умов. Якщо в завданні немає метричних задач, які розв'язуються методами нарисної геометрії, то студент виконує його на комп'ютері, пред'являє роботу викладачеві в електронному вигляді, виправляє в присутності викладача помилки, а потім роздруковує її і здає на кафедру.

### **Використання історико-краєзнавчого матеріалу в процесі підготовки інженерів**

Куліш А.І., к.і.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

Однією з головних задач, які постають у процесі підготовки інженерів перед професорсько-викладацьким складом факультету „Мости і тунелі” нашого університету є виховання у студентської молоді відповідальності за якість свого навчання, гордості за свою професію. У цьому неабияку допомогі педагогові може надати використання матеріалу з історії нашого краю, університету, факультету та його кафедр.

Створення факультету пов'язане з ім'ям відомого мостобудівника, академіка Академії Наук України Є.О. Патона, який у 1930-1931 роках передав у Дніпропетровський інститут інженерів транспорту (ДІТ) бібліотеку та кабінет мостів кафедри «Мостів» Київського політехнічного інституту. Працювали в ДІТі також учні академіка.

Історія мостів Дніпропетровська пов'язана з іменами таких видатних вчених, інженерів-мостобудівників як академік Белелюбський М.А. (двоюрусний залізничний міст), академік Передерій Г.П. (Мерефо-Херсонський міст). Академіка Белелюбського М.А. недарма називали батьком усіх мостів, які будувалися в Російській імперії. Творчий внесок у будівництво Мерефо-Херсонського мосту в 1930 році вніс тодішній декан мостового факультету Воронков М.І.

Викладачі можуть надати цікавий матеріал з історії інженерної діяльності в екстремальних умовах Великої Вітчизняної війни. Проблема збереження та своєчасної відбудови мостових переходів через річки у воєнні часи була однією з головних. У зв'язку з цим доцільне ознайомлення студентів з діяльністю діїтівських вчених-мостовиків, доцентів Воронкова М.І., Снітка Г.Д., Гвая П.І., Горбачова С.П.

Певне виховне та пізнавальне значення мають спогади академіка Бондаря М.Г. та доцента Стукалова А.І., які у роки війни служили офіцерами в залізничних інженерно-саперних військах.

У роки Другої світової війни Україна понесла найбільші матеріальні збитки серед усіх європейських країн. Особливо постраждало залізничне господарство. У республіці не залишилося жодного залізничного моста. Тому діяльність колективу мостового факультету потребує спеціального висвітлення та подальшого дослідження.

Факультет може пишатися своїми вченими. Ім'я академіка Бондаря М.Г. знають випускники усіх факультетів університету. Але на наш погляд, необхідно також увіковічити ім'я професора Гольдштейна М.Н. – засновника вітчизняної української наукової школи механіки ґрунтів.

Особливістю мостового факультету є те, що багато викладачів мають великий інженерний досвід. Тому виступи-спогади доцентів Закори О.Л., Солдатова К. І. та інших можуть принести велику користь у вихованні майбутніх інженерів.

Кафедри факультету в 1960-1980 роках були одними з ініціаторів виконання студентами реальних дипломних проектів. Тепер, мабуть, виникла необхідність зробити історико-інженерний аналіз цих дипломних робіт. Це може стати темою студентської наукової роботи або дипломної роботи. Щорічно влітку збираються випускники факультету. Нажаль, їхній інженерський досвід з будівництва й експлуатації мостів та тунелів не фіксується, хоча має пізнавальне та виховне значення.

Таким чином колектив педагогів факультету має великі можливості у справі виховання майбутніх фахівців на історичних матеріалах життя Дніпропетровщини, зокрема, нашого університету.

### **Професія «інженер» в соціологічному аналізі студентів ДПТУ**

Пономаренко І. Ю., к.і.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

Одним із напрямків соціологічної системи знання є соціологія інженерної діяльності, предметом дослідження якої є вивчення місця і ролі інженерної праці у структурі і механізмі соціально-трудових відносин, а суб'єктом – є сам інженер, зміст, форма і характер його праці.

В 2006-2007 навчальному році під час організації практикуму з методики, техніки проведення соціологічних досліджень під нашим керівництвом студентами, які вивчали курс соціології, було проведено вибіркове соціологічне опитування на I-II курсах інженерних факультетів з метою визначення їх відношення до професії «інженер» і інженерної праці (всі документи і операціональні заходи були підготовлені також самими студентами).

Стисло можна представити результати цього дослідження таким чином. Наші студенти правильно розуміють, що означають терміни «інженер» та «інженерна діяльність», знайомі з його основними функціями і завданнями. Всі 100% опитуваних чітко відповіли де і як можна отримати інженерну освіту, не забуваючи назвати і свій рідний ДПТУ. На запитання «Інженер – це престижно?» і «Чи вважаєте ви, що інженери і зараз необхідні суспільству?» всі теж одностайно відповідають «Так!».

Нас цікавило «Що саме приваблює в роботі інженера» юнаків і дівчат університету. І вийшло так, що майже 90% відповіли: «любов до техніки», а тільки 10% – це можливість реалізувати себе як особистість. На питання «Чому ви обрали технічну спеціальність?» 60% респондентів відповіли, що хочуть стати саме інженерами, 20%, що їм порадили це їх батьки. Кожен десятий признався, що легше поступити, ніж на економічні, юридичні і т.п., а 10% – назвали інші різні причини, продиктовані або випадковістю, або наслідуванням традиції в родині, або престижем ДПТУ як ВНЗ тощо.

Порадували нас відповіді наших вихованців про те, що вони не розчарувалися ні в виборі ВУЗу, ні в виборі професії (адже вони – наш майбутній інженерний корпус України!).

Багато студентів замислюється і вивчає соціальні проблеми, пов'язані з інженерним фахом. А головною причиною зниження інтересу молоді до інженерної праці назвали низьку, неадекватну заробітну платню, відсутність перспектив і т.п.

Серед заходів щодо підвищення інтересу до технічних спеціальностей вони запропонували підвищення зарплатні, покращення профорієнтації і пропаганди професії, визначення пілґ для заохочення молоді.

На останнє питання «Яким ви уявляєте своє майбутнє в ролі інженера?» ми отримали багато варіантів відповідей, але всі вони сходяться на тому, що кращі часи для інженерів ще наступлять і прийде той час, коли інженер стане провідною і найбільш престижною професією навіть в порівнянні з економістами та юристами.

Отже, можна зробити висновок, що ми прийняли і маємо зараз добре професійно зорієнтоване, цілеспрямоване покоління студентів, які розуміють чого вони прийшли в наш університет, що саме треба їм робити, щоб стати висококваліфікованими інженерними фахівцями.

### **Подготовка специалистов по специальности «Мосты и транспортные тоннели»**

Попович Н. М., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта им. Акад. В. Лазаряна ведет подготовку специалистов по специальности «Мосты и транспортные тоннели» продолжая традиции Киевского национального политехнического университета, на базе которого специальность продолжила свое развитие в Днепропетровском институте инженеров железнодорожного транспорта с 1930 года.

За период с 1930 года ДИИТ подготовил специалистов по специальности «Мосты и транспортные тоннели» свыше 3500, многие из них сегодня успешно работают во многих отраслях народного хозяйства Украины, государств СНГ и дальнего зарубежья.

Для специалиста «Мосты и транспортные тоннели» необходимо привлечение знаний из достижения физики, химии, математики, геодезии, строительных материалов, философии, психологии, экономики. В настоящее время оптимальное решение задач строительства невозможно без информационных технологий.

Специалисту по специальности «Мосты и транспортные тоннели» необходимо достаточно владеть курсами теоретическая механика, сопротивление материалов, строительная механика. Общеизвестно, что хорошо подготовленный специалист должен владеть знаниями по избранной специальности, владеть одним – двумя иностранными языками, иметь навыки в использовании электронной техники и информационных технологий. Факультет «Мосты и тоннели» постоянно работает, учитывая эти требования, и прилагает все возможные усилия, чтобы его выпускники соответствовали всем указанным требованиям.

Пути стремления факультета это хорошая математическая подготовка, достаточные знания физики, теоретической механики, сопротивления материалов, строительной механики, курсов по специальности. Уверенность знаний, мышления – отсюда повышенные требования на практических, лабораторных занятиях, контрольные задачи, олимпиады по изучаемым дисциплинам, олимпиады по специальности.

Переход на кредитно-модульную систему образования требует от студента ежедневного систематического изучения дисциплин учебного плана. Однако, при большом количестве изучаемых дисциплин в семестре (до одиннадцати) для современного студента большой труд. Многие из студентов не выдерживают напряженности в учебе.

Компьютерная подготовка в университете по специальности «Мосты и транспортные тоннели» достаточно высока. Это и общий курс вычислительная техника и программирование, компьютерная графика и информационные технологии. Большинство студентов, начиная с третьего курса выполняют курсовые проекты с применением компьютерной графики.

Студенты факультета участвуют в республиканских и международных программах по специальности.

Факультет уделяет большое внимание работе со студентами вне аудитории. Это и студенческое самоуправление в общежитии, работе студенческих строительных отрядов. Не на последнем месте работа по эстетическому воспитанию. Это и участие в художественной самодеятельности, конкурсах КВН, физическому воспитанию и многое другое.

## Организация учебного процесса в университете

Пшинько А. Н., д.т.н., Боднарь Б.Е., д.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)

Учебный процесс в Днепропетровском национальном университете железнодорожного транспорта имени академика В.Лазаряна (Украина) организован согласно с современными государственными требованиями, нормативными документами Министерства образования и науки Украины с учетом требований Болонского процесса.

При этом характерным является концептуальный подход к основной деятельности, обеспечивающий высокое качество подготовки специалистов и основанный на высокой степени объективности учета и оценки всех показателей. С этой целью еще с 70-х годов внедрена система автоматизированного управления университетом «АСУ-Университет», которая помимо подсистем управления хозяйственной деятельностью, включает такие подсистемы организации приема и обучения студентов:

Подсистема «АБИТУРИЕНТ» – обеспечивает работу приемной комиссии университета, начиная с приема документов, формирования индивидуального тестового задания для каждого абитуриента, организация проведения экзаменов и конкурса, формирование приказов о зачислении и др.

Подсистема «СТУДЕНТ» – содержит банк данных по всем кафедрам и специальностям, календарные планы каждого курса и специальности, информацию о каждом студенте начиная с анкетных данных и фотографии студента. Система позволяет производить постоянный учет и контроль хода выполнения самостоятельной работы студентов, сдачу текущих и модульных контролей, экзаменов за весь период обучения. Сегодня система адаптирована к новым условиям и обеспечивает контроль над внедрением кредитно-модульной системы контроля и оценки знаний студента.

С 1 сентября 2004/2005 учебного года, в порядке педагогического эксперимента, в соответствии с приказом Министерства образования и науки Украины, в университете внедрена кредитно-модульная система организации учебного процесса. Для ее обеспечения разработаны и внедрены основные принципы организации учебного процесса, охватывающие все стороны организации и нормирования работы студентов и преподавателей, методические и справочные



матеріали. Соответственно трансформирована и вся организационная учебная документация и, в первую очередь, учебные планы.

Внедрение кредитно-модульной системы организации учебного процесса позволяет не только повысить успеваемость студентов, но и обеспечивает высокий уровень их знаний, а это, в свою очередь, обеспечивает высокий уровень конкурентоспособности выпускников университета.

### **Гуманітарна складова інженерної освіти**

Хміль В.В., д.філос.н., Малівський А. М., к.філос.н.  
(ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)

Освітні програми майбутніх інженерів – студентів факультету «МТ» нині включають в себе комплекс природознавчих, технічних та гуманітарно-соціальних дисциплін. Але в процесі своєї практичної (проектувальної, будівельної та експлуатаційної) діяльності майбутні випускники зустрінуться з цілою низкою тих проблем історико-культурного, ландшафтного та екологічного плану, до розв’язання яких вони недостатньо підготовлені.

Сучасні вимоги щодо збереження культурно-історичних та природних ландшафтів при спорудженні інженерних конструкцій усе більше засвідчують обмеженість технократичних підходів до їх проектування, де головними вимогами є здешевлення та надійність споруди. З позицій сучасного технічного дизайну такий підхід є недостатнім, оскільки проектування та спорудження мостів і тунелів передбачає гармонізацію їх з природним ландшафтом та архітектурними спорудами інших епох.

Проблема ще більш драматизується в зв’язку з непередуманим та безвідповідальним рішенням уряду щодо ліквідації єдиного в Україні науково-дослідницького інституту теорії та історії архітектури та градобудівництва, покликаного надавати кваліфіковану культурно-історичну оцінку проектів та споруд. Наслідки такого кроку загрожують посиленням безсистемності в забудові українських міст та еклектизмом стилів, руйнацією культурно-природних ландшафтів.

Окреслена ситуація актуалізує питання про доцільність викладання майбутнім інженерам естетики, екології, дизайну та використання відповідних знань при виконанні дипломних проектів і захистах дисертацій.

Майбутній фахівець не може не враховувати, по-перше, принципи збалансованої декоративності комунікаційної споруди, якими виступають мости і тунелі, по-друге, культурного та природного аспектів довкілля, що практично зумовлює збільшення кошторису на об'єкти будівлі.

В контексті новітнього бачення такого типу комунікаційних систем має місце все більше поглиблення соціалізації технічної думки, яка репрезентується через надавання особистих імен технічним об'єктам. Прикладами є мости «Бернадот», «Магдаліна» тощо в Швейцарських Альпах, десятки й десятки кілометрів естакад, прокладених через глибинні прірви за допомогою мостових основ у Італійських Альпах. Також варто окремо згадати ті кілометри подвійних тунелів через гори, які мають власні імена, а не номери (як у німців).

Згідно з західними стандартами, коли мова йде про масштабні споруди, естетичне оформлення мостів та тунелів передбачає виділення 2-3% коштів загального кошторису. Якщо ж мова йде про менш масштабні споруди, розташовані у безпосередньому контакті з культурно-історичним ландшафтом, то вартість дизайну може сягати до 10-12% кошторису проекту.

Проектувати та споруджувати сучасні мости та тунелі може ґрунтовно освічений фахівець, якому притаманні знання історії та культури свого народу, а також естетичний смак та відчуття ландшафту. Формування цих якостей передбачає структурні зміни начального курсу.

## АББРЕВИАТУРА ОРГАНИЗАЦИЙ

|                                                               |                                                                                                                                                                                                        |
|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ГосдорНИИ<br>(ДерждорНДІ<br>на укр. языке)                    | Государственный дорожный научно-исследовательский институт имени М.П.Шульгина, 03113, г. Киев, пр-т Перемоги, 57                                                                                       |
| ГП «Киевгипротранс»<br>(ДП «Київдіпротранс»<br>на укр. языке) | Государственное предприятие «Научно-исследовательский и проектно-изыскательский институт транспортного строительства «Киевгипротранс», 01032, Украина, г. Киев, ул. Коминтерна, 15                     |
| ГП «УНИКТИ<br>«ДИНТЭМ»                                        | Государственное предприятие «Украинский научно-исследовательский конструкторско-технологический институт эластомерных материалов и изделий», 49033, Украина г. Днепропетровск, 33, ул. Б. Кротова, 24а |
| ДжизПИ                                                        | Джизакский политехнический институт, 130100, Узбекистан, город Джизак, проспект Дружбы Народов, 4                                                                                                      |
| ДонНТУ                                                        | Донецкий национальный технический университет, 83000, Донецк, ул. Артема, 58                                                                                                                           |
| ДНУЖТ<br>(ДНУЗТ на укр. языке)                                | Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, 49010, Украина, г. Днепропетровск, ул. Академика В. Лазаряна, 2                                     |
| ЗО НИИСК                                                      | Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций, Запорожское отделение, 69076, Украина, г. Запорожье, ул. Новобудов, 4                                                      |
| МИИТ                                                          | Московский государственный университет путей сообщения, Российская Федерация, 101475, ГСП – 4, г. Москва, ул. Образцова, д.15                                                                          |
| МФТИ                                                          | Московский физико-технический институт, 141700, г. Долгопрудный Московской области, Институтский пер., д.9                                                                                             |
| НИЛ ТРАНСМОСТ                                                 | Научно-исследовательская лаборатория транспортных сооружений и мостов, г. Пермь, Россия                                                                                                                |
| НМетАУ                                                        | Национальная металлургическая академия Украины, 49005, г. Днепропетровск, пр. Гагарина, 4                                                                                                              |
| НТУ                                                           | Национальный транспортный университет, 01010, Украина, г. Киев, ул. Суворова, 1                                                                                                                        |

|                                   |                                                                                                                                                                                               |
|-----------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ОАО «КВСЗ»                        | ОАО «Крюковский вагоностроительный завод»,<br>39621, Украина, г. Кременчуг, ул. И. Приходька, 139                                                                                             |
| ОАО Проектный институт «ДнепрПСК» | ОАО Проектный институт «Днепрпроектстальконструкция», 49000, г. Днепропетровск, пр. К.Маркса, 59                                                                                              |
| ОГАСА                             | Одесская государственная академия строительства и архитектуры, 65029, Украина, г. Одесса, ул. Дидрихсона, 4                                                                                   |
| ПГАСиА<br>(ПДАБА на укр. языке)   | Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, 49600, Украина, г. Днепропетровск, ул. Чернышевского 24-а                                                                |
| ПГУПС                             | Петербургский государственный университет путей сообщения, Россия, 190031, Санкт-Петербург, Московский пр., 9                                                                                 |
| ПГТУ                              | Пермский государственный технический университет, г.Пермь, Комсомольский пр., 29А                                                                                                             |
| СГУПС                             | Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Сибирский государственный университет путей сообщения», 630049, Россия, г. Новосибирск, ул.Д.Ковальчук, 191 |
| Укрзализныця                      | Государственная администрация железных дорог Украины «Укрзализныця», 03680, Украина, г. Киев, ул. Тверская, 5                                                                                 |
| ХНАДУ                             | Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет, 61002, Украина, г. Харьков, ул. Петровского, 25                                                                                   |
| ЮрГТУ                             | Южно-Российский государственный технический университет, Россия, г. Шахты Ростовской обл., пл. Ленина, 1                                                                                      |

## СОДЕРЖАНИЕ

|                                                                                                                                                                                       |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Секция «Проблемы теории, проектирования, строительства и эксплуатации мостовых переходов» .....                                                                                       | 3  |
| Визначення втомної міцності арматурного прокату класу А500С за сигналами акустичної емісії при проведенні вхідного контролю конструкцій, матеріалів та виробів при будівництві споруд |    |
| Бабяк І. П., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ) .....                                                                                                                                       | 3  |
| Результаты статических испытаний мостового перегружателя на железнодорожном ходу в условиях эксплуатации                                                                              |    |
| Барбас Й. Г., к.т.н., Бойко П. П. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск).....                                                                                                                     | 4  |
| Прогнозування температурних полів і напружень в мостових конструкціях з дорожнім одягом від кліматичних і технологічних впливів                                                       |    |
| Безбабічева О.І., к.т.н., Розенфельд М.В., Кіслов О.Г., к.т.н. (ХНАДУ, м. Харків).....                                                                                                | 5  |
| Вплив деяких дефектів мостових споруд на їх експлуатаційну довговічність                                                                                                              |    |
| Більченко А.В., к.т.н., Кіслов О.Г., к.т.н. (ХНАДУ, м. Харків) .....                                                                                                                  | 7  |
| Уточнение методики определения грузоподъемности сталежелезобетонных пролетных строений мостов                                                                                         |    |
| Бокарев С. А., д.т.н., Соловьев Л. Ю., к.т.н., Рогова Е. В. (СГУПС, г.Новосибирск).....                                                                                               | 8  |
| К вопросу об исследовании свободных и вынужденных колебаний стержневых конструкций                                                                                                    |    |
| Брынза А.А., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск).....                                                                                                                                   | 10 |
| Отображения фазовых траекторий в оценке параметров диссипативных характеристик                                                                                                        |    |
| Волкова В.Е., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск) .....                                                                                                                                 | 11 |
| Профилактический мониторинг эксплуатируемых железобетонных мостов в Республике Узбекистан                                                                                             |    |
| Ганиев И. Г. (Джизакский политехнический институт, Узбекистан).....                                                                                                                   | 12 |
| Эксплуатационное состояние железобетонных мостов в условиях сухого жаркого климата в Республике Узбекистан                                                                            |    |
| Ганиев И. Г., Эрбоев Ш. О., Соатова Н. (Джизакский политехнический институт, Узбекистан) .....                                                                                        | 14 |
| Реконструкция с усилением моста через р.Сылву в г.Кунгуре                                                                                                                             |    |
| Гейзен Р. Е., д.т.н., (ПГТУ, г. Пермь) Тимофеев М. Р. (НИЛ ТРАНСМОСТ, г. Пермь, Россия) .....                                                                                         | 15 |
| Результати випробувань елементів збірно-монолітної нерозрізної коробчатої конструкції прогонової будови обмеженої висоти                                                              |    |
| Гнідець Б.Г., д.т.н., Ониськів Б.М., к.т.н., Щеглюк М.Р., к.т.н., Кавацюк І.Д., Васьків Б.М. (Національний університет «Львівська політехніка») .....                                 | 17 |
| Особенности представления графической информации в системе эксплуатации мостов и прочих сооружений (СЕМС)                                                                             |    |
| Горбова А.В. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск) .....                                                                                                                                         | 19 |
| Дослідження впливу ексцентриситету колії на вантажопідйомність залізобетонних плитних секційних прогонових будов                                                                      |    |
| Гук Л. М. (ДП «Придніпровська залізниця»), Распопов О. С., к.т.н. (ДНУЗТ), Редченко В. П., к.т.н. (ДерждорНДІ).....                                                                   | 20 |
| К вопросу о жесткости упругих опор (подвесок) висячего моста при расчете собственных частот                                                                                           |    |
| Железняк Г.С. (ОАО Проектный институт «ДнепрПСК»), Солдатов К.И., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск) .....                                                                             | 21 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Причини виникнення тріщин втоми у зварних прогонових будовах<br>Закора О.Л., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Линник Г.О. («Укрзалізниця», м. Київ)                                                                                                                                                                                                   | 23 |
| Современные аспекты мониторинга мостов<br>Казакевич М. И., д.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)                                                                                                                                                                                                                                                             | 24 |
| Проблеми сейсмосахисту конструкцій мостових переходів в Україні<br>Казакевич М.І., д.т.н., Косяк В.М., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)                                                                                                                                                                                                                | 25 |
| Шляхи забезпечення нормативного ресурсу прогонових будов залізничних мостів<br>Кир'ян В.І., д.т.н., Книш В.В., к.ф-м.н. (Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України), Линник Г.О. (Укрзалізниця, м. Київ)                                                                                                                                    | 26 |
| Моніторинг існуючих засобів механізації для ремонту і утримання мостових споруд<br>Кіслов О.Г., к.т.н., Бугаєвський С.О., к.т.н., Чугуєнко С.А., к.т.н. (ХНАДУ, м. Харків)                                                                                                                                                                               | 28 |
| Будівництво сталезалізобетонних мостів із балок тривалого зберігання<br>Коваль П.М., к. т. н. (ДерждорНДІ), Балабух Я.А. (ЛРНТЦ ДерждорНДІ)                                                                                                                                                                                                              | 29 |
| Перспективи використання модульних деформаційних швів для мостових споруд<br>Косяк В.М., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Ковальчук В.В. (ЧПКП «Технотранспроєкт», м. Дніпропетровськ)                                                                                                                                                                | 31 |
| Надежность металлических пролетных строений ПСК железнодорожных мостов<br>Круглов В.М., д.т.н., Осипов В.О., Феоктистова Е.П. (МИИТ, г. Москва)                                                                                                                                                                                                          | 32 |
| Эксплуатационные проблемы повышения долговечности автодорожных мостов и путепроводов<br>Куш Н.Н., Гулицкая Л.В., к.т.н. (БНТУ, г.Минск)                                                                                                                                                                                                                  | 33 |
| Проблема оценки долговечности железобетонных мостов<br>Лантух-Лященко А.И., д.т.н. (НТУ, г. Киев)                                                                                                                                                                                                                                                        | 35 |
| Технології з'єднання арматурних стержнів та їх розрахунок<br>Лучко Й.Й., д.т.н. (Львівський державний аграрний університет, м. Львів), Пенцак А.Я., Пелех Р.Я. (ТЗОВ „Фірма Терміт”, м. Львів)                                                                                                                                                           | 37 |
| Квазилинейные графические модели пространства<br>Малый А. Д., к.т.н., Данилов Е. А., Попудняк Ю. Я. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)                                                                                                                                                                                                                           | 38 |
| Особливості просторової роботи металевих ферм під вітровим навантаженням<br>Марочка В.В., к.т.н., Верьовка А.П. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)                                                                                                                                                                                                              | 39 |
| Демпфірування коливань балкових систем демпферами сухого тертя<br>Марочка В.В., к.т.н., Маршин В.О. (ДНУЗТ, Дніпропетровськ)                                                                                                                                                                                                                             | 40 |
| Забетоновані металеві балки<br>Обрезов М.О., Демченко В.А. (ДП «Київдіпротранс», м. Київ)                                                                                                                                                                                                                                                                | 41 |
| Практика ремонту та підсилення шляхопроводу на обході м. Вінниця після аварії від удару транспортним засобом<br>Панченко О.В. (Сіка Україна), Собко Ю.М, к.т.н. (Національний університет «Львівська політехніка», Сіка Україна), Сінякін А.Г., к.т.н. (Харківська академія будівництва, Сіка Україна), Попельнюк А.М., Сафронов О.Л. (ДП «Укрдіпродор») | 43 |
| Дослідження роботи автодорожніх мостів під дією малоциклових навантажень<br>Полюга Р. І., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ)                                                                                                                                                                                                                                   | 45 |
| О поперечных колебаниях стержня с одним заделанным и другим свободным концом, возбуждаемых периодическими импульсами<br>Попович Н.М., к.т.н., Косяк В.М., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)                                                                                                                                                              | 46 |
| Оптимизация параметров прокладного слоя верхнего строения пути на мостах<br>Приходько В.И., к.т.н. (ОАО «КВСЗ», г. Кременчуг), Мямлин С.В., д.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск)                                                                                                                                                                            | 47 |
| Добавки для покращення технологічних властивостей бетонних і розчинних сумішей при ремонті та відновленні штучних транспортних споруд                                                                                                                                                                                                                    |    |

|                                                                                                                                                                  |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Пішінко О.М., д.т.н., Громова О.В., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ).....                                                                                      | 48 |
| Матеріали для ремонту залізобетонних конструкцій мостів                                                                                                          |    |
| Пішінко О.М., д.т.н., Зінкевич А.М., к.т.н., Пристинська О.М. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ).....                                                                   | 50 |
| Розробка нормативної документації з впровадження швидкісного руху поїздів на залізницях України                                                                  |    |
| Пішінко О.М., д.т.н., Солдатов К.І, к.т.н., Краснюк А.В., к.т.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Палій В.В., Наконечний В.І. («Укрзалізниця»).....                  | 52 |
| Совершенствование нормативных тренировок к устройству и диагностике соединений на высокопрочных болтах                                                           |    |
| Рабер Л.М., к.т.н. (НМетАУ, г. Днепропетровск) .....                                                                                                             | 53 |
| Місцева стійкість металевих прогонових будов, підсилених із використанням попереднього напруження                                                                |    |
| Ракша С.В., д.т.н., Тарасенко В.П., к.т.н. (ДНУЗТ, м.Дніпропетровськ).....                                                                                       | 55 |
| Моделирование подвижных нагрузок в дискретной системе «мост-поезд»                                                                                               |    |
| Распопов А. С., к.т.н., Русу С. П., Артемов В. Е. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск).....                                                                                | 56 |
| Совершенствование динамического расчета железнодорожных мостов с использованием программного комплекса «Belinda»                                                 |    |
| Распопов А. С., к.т.н., Русу С. П., Артемов В. Е. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск).....                                                                                | 58 |
| Оцінка просторової роботи прогонової будови мосту шляхом аналізу її реакції на імпульсне навантаження                                                            |    |
| Редченко В.П., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ), Редченко Т.В. (ПСП «Мост-сервіс», м. Дніпропетровськ) .....                                                         | 59 |
| Залізнично-автомобільний мостовий перехід через р. Дніпро у м. Києві (з підходами) на залізничній дільниці Київ-Московський – Дарниця                            |    |
| Рожанська В.П., Кучер В.М. (ДП «Київдипротранс», м. Київ).....                                                                                                   | 61 |
| Критерии оценки надежности железобетонных пролетных строений автодорожных мостов                                                                                 |    |
| Савчинский Б. В. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск) .....                                                                                                                | 62 |
| Ймовірнісний підхід в управлінні мостами                                                                                                                         |    |
| Сідун С.І. (ДерждорНДІ, м. Київ) .....                                                                                                                           | 64 |
| Дослідження характеру ліній впливу зусиль в залізобетонних арках з урахуванням сумісної роботи з надарковими будовами                                            |    |
| Соломка В. І., к.т.н., Тарасенко В. П., к.т.н., Рубан О. О. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)                                                                          | 65 |
| Акустико-емісійне діагностування мостів при статичних випробуваннях                                                                                              |    |
| Сташук П. М., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ).....                                                                                                                  | 67 |
| Экспериментально-расчетный метод «условной поперечной балки» и его точность                                                                                      |    |
| Сухоруков Б.Д. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск) .....                                                                                                                  | 68 |
| Определение эквивалентной нагрузки от подвижного состава для линий влияния произвольной формы                                                                    |    |
| Сухоруков Б.Д. (ДНУЗТ, г. Днепропетровск, Украина), Сухоруков С. Б. (МФТИ, г. Москва, Россия) .....                                                              | 70 |
| Результати вимірювання натягнення підвісних канатів розвідного металевого моста під суміщену їзду з вертикально-підйомною проїзною частиною залізничного проїзду |    |
| Тарасенко В. П., к.т.н., Савчинський Б. В., Журбенко М. К., Ключник С. В. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Тарасенко А. Є. (Південна залізниця) .....                | 72 |
| Особливості роботи надаркових будов і аналіз лінійних і кутових переміщень в деформаційних швах надаркових будов залізобетонних аркових мостів великих прольотів |    |
| Тарасенко В. П., к.т.н., Соломка В. І., к.т.н., Рікіна В. Л. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ), Одрінський Г.М. (Придніпровська залізниця).....                        | 73 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Исследование действительной работы металлоконструкций висячего мостового перехода для аммиакопровода через р. Днепр пролетом 720 м<br>Тарнопольский А.А., к.т.н. (ОАО Проектный институт «ДнепрПСК»), Казакевич М.И., д.т.н. (ДНУЖТ), Ротмистровский М.М. (ОАО Проектный институт «ДнепрПСК») ..... | 75 |
| Необходимость учета воздействия продольных сил, возникающих в двухшарнирной сталебетонной арке при силовых воздействиях<br>Татаринев А. Ф. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск).....                                                                                                                          | 76 |
| О причинах аварий береговых свайных опор мостов<br>Тимофеев Д. Д. (ПГТУ, г. Пермь) .....                                                                                                                                                                                                            | 78 |
| Исследование напряженно-деформированного состояния прямоугольной железобетонной трубы<br>Тимофеев Д.Р., к.т.н. (НИЛ ТРАНСМОСТ, г. Пермь) .....                                                                                                                                                      | 79 |
| Влияние начальных искривлений стенок на местную устойчивость и точность замыкания навесу при встречной надвигке полупролетов металлического автодорожного моста<br>Тимофеев М. Р. (НИЛ ТРАНСМОСТ, г. Пермь) .....                                                                                   | 81 |
| Многоуровневое проектирование мостов в сейсмических районах<br>Уздин А.М., д.т.н., Бенин А.В., к.т.н., Кузнецова И.О., к.т.н., Дмитриевская Л.Н., к.т.н. (ПГУПС, г. Санкт-Петербург).....                                                                                                           | 82 |
| Перспективи покращення експлуатаційних якостей залізобетонних плит проїзної частини автодорожніх мостів<br>Фаль А. Є., к.т.н. (ДерждорНДІ, м. Київ) .....                                                                                                                                           | 84 |
| Разработка и исследование эксплуатационных характеристик резиноармированных опорных частей повышенной долговечности<br>Хорольский М.С., к.т.н., Скоков А.И. (ГП «УНИКТИ «ДИНТЭМ», г. Днепропетровск) .....                                                                                          | 85 |
| Опыт восстановления эксплуатационной пригодности мостовых переходов<br>Шокарев В. С., Гречко В. Ф., Волков Д. А. (ЗО НИИСК, г. Запорожье) .....                                                                                                                                                     | 87 |
| Испытание внеклассных мостов в Сибири<br>Яшнов А.Н., к.т.н. (СГУПС, г. Новосибирск).....                                                                                                                                                                                                            | 88 |
| Секция «Подземные сооружения, основания и фундаменты» .....                                                                                                                                                                                                                                         | 91 |
| Упругое решение для крена фундамента с использованием МКЭ<br>Андреев В. С., к.т.н., Тютюкин А. Л., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск) .....                                                                                                                                                          | 91 |
| Учет переменного сопротивления бетона в раннем возрасте при моделировании крепи вертикальных стволов<br>Борщевский С. В., к.т.н. (ДонНТУ, г. Донецк) .....                                                                                                                                          | 92 |
| Практические результаты закрепления оснований методом высоконапорной инъекции цементных растворов<br>Головко С. И., к.т.н. (ПГАСиА, г. Днепропетровск).....                                                                                                                                         | 94 |
| Напряженно-деформированное состояние армированной основной площадки земляного полотна<br>Гузченко В. Т., к.т.н., Куприй В. П., к.т.н., Швецова М. Б. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск) .....                                                                                                               | 95 |
| Способ возведение набрызгбетонной крепи в вертикальных выработках<br>Дрюк А. А. (ДонНТУ, г. Донецк).....                                                                                                                                                                                            | 96 |
| Динамічний стан суцільносекційних опор перегінних тунелів метрополітенів<br>Забережна К. П. (Національний транспортний університет, м. Київ).....                                                                                                                                                   | 98 |
| Практика использования георадарных технологий при обследовании тоннелей<br>Казарин А.Б., Казарин Б.А., к.т.н., Гусев Д.Е., к.т.н., Жихарев Д.В., Пастушков Г.П., Пастушков В.Г. (БНТУ, г. Минск, Беларусь).....                                                                                     | 99 |



|                                                                                                                                                                                 |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Зниження рівня вібрацій фундаментів машин ливарного виробництва з метою покращення умов праці робітників                                                                        |     |
| Капленко Г. Г., к.т.н. (ПДАБА, м. Дніпропетровськ) .....                                                                                                                        | 101 |
| Зарубежный опыт строительства туннелей в сейсмических зонах                                                                                                                     |     |
| Кауфман Л.Л., к.т.н., (г. Нью-Йорк, США), Лысиков Б.А., к.т.н., Лабинский К.Н., к.т.н., Комышан И.А., (ДонНТУ, г. Донецк).....                                                  | 103 |
| Рекомендации по расчету устойчивости склонов на просадочных грунтах                                                                                                             |     |
| Киричек Ю. А., д.т.н., Кочан С. М. (ПГАСиА, г. Днепропетровск).....                                                                                                             | 104 |
| Исследование влияния различных факторов на скорость коррозии элементов жесткой армировки вертикальных шахтных стволов                                                           |     |
| Коваленко В. В., к.т.н. (Национальный горный университет, г. Днепропетровск), Купенко И. В., к.т.н. (ДонНТУ, г. Донецк), Прокопов А. Ю., к.т.н. (ЮрГТУ, г. Шахты, Россия) ..... | 105 |
| Способи спорудження пальових фундаментів у просадочних грунтах II типу                                                                                                          |     |
| Коновал В. М., к.т.н., Грецький Д. В. (Черкаський державний технологічний університет) .....                                                                                    | 107 |
| Автоматизированное рабочее место для исследования свойств взрывчатых веществ при строительстве шахт                                                                             |     |
| Лабинский К. Н., к.т.н., Лабинский Н. Н. (ДонНТУ, г. Донецк).....                                                                                                               | 108 |
| Определение состава продуктов взрыва современных предохранительных взрывчатых веществ при строительстве тоннелей                                                                |     |
| Лабинский К. Н., к.т.н., Лабинский Н. Н. (ДонНТУ, г. Донецк).....                                                                                                               | 109 |
| Рекомендации по проектированию массивно-плитных фундаментов под машины и оборудование с импульсными нагрузками                                                                  |     |
| Ландо Е. А., Киричек Ю. А., д.т.н. (ПГАСиА, г. Днепропетровск).....                                                                                                             | 111 |
| Анализ измерения уровня колебаний зданий и сооружений, входящих в зону влияния строительной площадки при погружении свай                                                        |     |
| Моторный А. Н. (ПГАСиА, г. Днепропетровск) .....                                                                                                                                | 112 |
| Результаты исследования известняка-ракушечника буронабивными сваями в лабораторных условиях                                                                                     |     |
| Новский В. А. (ОГАСА, г. Одесса) .....                                                                                                                                          | 114 |
| Анализ экспериментальных исследований горного давления методом центробежного моделирования                                                                                      |     |
| Петренко В. Д., д.т.н., Тютюкин А. Л., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск), Петренко В. И., к.т.н. (ОАО «Киевметрострой», г. Киев) .....                                          | 115 |
| Исследование собственных колебаний фундаментов путепровода мостового типа методом конечных элементов                                                                            |     |
| Петренко В. Д., д.т.н., Тютюкин А. Л., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск), Селихова Т. А., к.т.н. (ЗАО «Динамо-Силейр»).....                                                     | 117 |
| Применение специальных способов при строительстве тоннелей Киевского метрополитена                                                                                              |     |
| Петренко В. И., к.т.н. (ОАО «Киевметрострой», г. Киев) .....                                                                                                                    | 118 |
| Проблеми і перспективи використання еластомерних ущільнювачів для герметизації підземних споруд                                                                                 |     |
| Політікова Л. Г., Лещенко В. І., Загорський М. В., Михайленко М. В., Хорольський М. С., к.т.н. (ДП УНДКТІ «ДІНТЕМ», м. Дніпропетровськ).....                                    | 120 |
| Проблемы проектирования фундаментов зданий и сооружений, возводимых в условиях плотной городской застройки                                                                      |     |
| Прокопов А. Ю., к.т.н., Прокопова М. В., к.т.н. (Шахтинский институт ЮрГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия) .....                                                                        | 122 |

|                                                                                                                                                                                                                                                        |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Разработка граничных условий конечно-элементных моделей подземных сооружений<br>Радкевич А. В., д.т.н., Петренко В. Д., д.т.н., Тюткин А. Л., к.т.н., Складук А. И.<br>(ДНУЖТ, г. Днепропетровск).....                                                 | 123 |
| Инновационные подходы к проектированию крепи и армировки глубоких шахтных стволов<br>Страданченко С. Г., д.т.н., Прокопов А. Ю., к.т.н., Плешко М.С., к.т.н. (Шахтинский<br>институт ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия).....                                | 125 |
| Применение микротоннелирования для устройства коротких тоннелей под<br>железнодорожными насыпями<br>Тимофеева Л. М., д.т.н. (ПГТУ, г. Пермь, Россия).....                                                                                              | 126 |
| Методика расчета общих кренов фундаментов с кольцевой формой подошвы во времени<br>Шаповал В.Г., д.т.н., Капустин В. В. (ПГАСиА, г. Днепропетровск) .....                                                                                              | 128 |
| Повышение эффективности строительства сопряжений горизонтальных выработок<br>Шкуматов А. Н., к.т.н. (ДонНТУ, г. Донецк).....                                                                                                                           | 129 |
| Разработка методики и технологии нанесения набрызг-бетона тонким потоком в подземном<br>строительстве Германии<br>Шперфехтер Элмар (фирма «Sperno», г. Штутгарт, Германия), Борщевский С. В., к.т.н.<br>(ДонНТУ, г. Донецк, Украина).....              | 131 |
| К определению несущей способности призматических свай<br>Яковлев В. С., к.т.н., Винников Ю. Л., д.т.н. (Полтавский национальный технический<br>университет имени Юрия Кондратюка) .....                                                                | 132 |
| <b>Секция «Проблемы подготовки специалистов по специальности «Мосты и<br/>транспортные тоннели» .....</b>                                                                                                                                              |     |
| <b>134</b>                                                                                                                                                                                                                                             |     |
| Communication methods in EFL Teaching in China<br>Wang Dianjian (Lanzhou Jiaotong University 201 Mailbox Lanzhou, Gansu, China).....                                                                                                                   | 134 |
| Судьба уникальной коллекции моделей мостов<br>Агиенко И. В., к.филос.н. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск).....                                                                                                                                                | 135 |
| О преподавании курса строительной механики на факультете «Мосты и тоннели»<br>Барбас И.Г., к.т.н., Даденко В.Н., Федоров Е.Ф. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск) .....                                                                                         | 137 |
| Создание учебных лабораторий кафедры «Мосты»<br>Бахтин С.А., к.т.н., Яшнов А.Н., к.т.н. (СГУПС, г. Новосибирск, Россия).....                                                                                                                           | 138 |
| Специфіка викладання загально технічних дисциплін в сучасних умовах навчання<br>Вакуленко І.О., д.т.н., Грищенко М.М., Грищенко М.А. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)<br>.....                                                                              | 140 |
| Нормо educated и проблемы становления современного информационного общества<br>Власова Т.И. (ДНУЖТ, г. Днепропетровск) .....                                                                                                                           | 141 |
| Соціально-психологічні та організаційні аспекти професійної придатності молоді до<br>інженерної професії<br>Дешко Л.К., к.і.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ) .....                                                                                       | 143 |
| Вивчення соціально-гуманітарних дисциплін – важливий чинник формування світогляду<br>майбутніх спеціалістів<br>Ковтун В. В., к.і.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ) .....                                                                                  | 144 |
| Досвід викладання комп'ютерної графіки для студентів факультету “Мости і тунелі”<br>Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені В. Лазаряна<br>Краснюк А. В., к.т.н., Бездітко П. В. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ) ..... | 146 |
| Використання історико-краєзнавчого матеріалу в процесі підготовки інженерів<br>Куліш А.І., к.і.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ).....                                                                                                                     | 147 |

|                                                                                       |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Професія «інженер» в соціологічному аналізі студентів ДПТУ                            |     |
| Пономаренко І. Ю., к.і.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ) .....                           | 149 |
| Підготовка specialistов по спеціальності «Мосты и транспортные тоннели»               |     |
| Попович Н. М., к.т.н. (ДНУЖТ, г. Дніпропетровск) .....                                | 150 |
| Організація навчального процесу в університеті                                        |     |
| Пшинько А. Н., д.т.н., Боднар Б.Е., д.т.н. (ДНУЖТ, г. Дніпропетровск) .....           | 152 |
| Гуманітарна складова інженерної освіти                                                |     |
| Хміль В.В., д.філос.н., Малівський А. М., к.філос.н. (ДНУЗТ, м. Дніпропетровськ)..... | 153 |
| АББРЕВІАТУРА ОРГАНІЗАЦІЙ .....                                                        | 155 |

---