

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ



1 (19) '10

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ ЖУРНАЛ



Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації
Постанова президії ВАК України від 1 липня 2010 р. № 1-05/5

Науково-технічний журнал заснований Академією будівництва України та Науково-дослідним інститутом будівельного виробництва (НДІБВ) Мінрегіонбуду України у січні 2001 року.

Видається НДІБВ Мінрегіонбуду 2 рази на рік.

Для співробітників науково-дослідних та проектних інститутів, спеціалістів будівельних організацій, викладачів і студентів вищих навчальних закладів.

Редакційна колегія: д.т.н. проф. В.С. Балицький (відповідальний редактор);
д.е.н., проф. Є.В. Бондаренко; д.е.н., проф. Г.А. Дмитренко;
д.е.н., проф. А.В. Крушевський; д.е.н., проф. В.О. Міхельс;
д.е.н. А.І. Сухоруков; д.т.н. О.С.Файвусович; д.т.н. П.П. Федоренко;
к.е.н. Є.Й. Заблоцький;
к.т.н. О.М.Галінський (заступник відповідального редактора).

Літературний редактор А.М. Ясева
Технічний редактор О.М. Галицький
Комп'ютерна верстка та графіка О.В. Сирота

Мова видання: українська і російська.

Збірник рекомендовано до друку Вченою радою інституту 07.09.2010 р., протокол №1.

Адреса редколегії збірника:
03680, Київ, МСП, Червонозоряний проспект, 51.

УДК 624.15;69.035

*А.М. Галинский, к.т.н., НИИСП, Киев***ОСОБЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА
ПОДЗЕМНЫХ ВЫЕМОК И ФУНДАМЕНТОВ
ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В УСЛОВИЯХ
ПЛОТНОЙ ЗАСТРОЙКИ****АННОТАЦИЯ**

В статье рассмотрены основные аспекты обеспечения безопасности при строительстве подземных выемок в условиях плотной застройки. Показана необходимость в дополнительных инженерных изысканиях и специальных проектных решениях, реализация которых позволяет предотвратить влияние подземных выработок на окружающие здания. Рассмотрены вопросы исследования фундаментов глубокого заложения большой несущей способности (свай и баррет) и необходимости нормирования в Украине современных методов определения их несущей способности и качества конструкции.

Ключевые слова: плотная застройка, подземная выемка, свая, баррета, исследование, нормирование.

Каждый случай строительства зданий в условиях плотной существующей застройки вызывает ряд дополнительных рисков, которые представляют собой индивидуальную совокупность осложнений и нестандартных условий, которые, к сожалению, нередко приводят к неблагоприятным воздействиям на прилегающие объекты и окружающую среду.

Чтобы обеспечить безопасность такого строительства, эти риски обязательно следует принимать во внимание во время подготовки и реализации такого строительного проекта. Зона и характер влияния опасных и неблагоприятных производственных факторов не в каждом случае являются очевидными, и для их эффективного учета они должны быть предварительно определены в процессе предпроектных изысканий, проектирования нового здания, а при необходимости – и уточнены уже в ходе строительства.

Нормативный документ ДБН В.1.2-12-2008 «Строительство в условиях плотной застройки. Требования безопасности» [1], который разработан НИИСП в сотрудничестве с другими научны-

ми и строительными организациями, устанавливает требования комплексной безопасности строительства объектов в условиях плотной застройки.

Этими Нормами предусмотрено выполнение требований на всех стадиях создания объекта – при инженерных изысканиях для строительства, при разработке проектно-сметной и проектно-технологической документации, при организации и выполнении строительно-монтажных работ, а также при мониторинге технического состояния прилегающих зданий и сооружений, территории и объекта строительства. На каждой из этих стадий должны быть соблюдены соответствующие требования безопасности или созданы предпосылки для их соблюдения на следующих стадиях.

К признакам, по которым строительство объекта следует отнести к строительству в условиях плотной застройки, относятся:

- возведение объекта строительства вплотную к существующим зданиям, сооружениям, инженерным коммуникациям;
- риск негативного техногенного влияния строительства на прилегающую застройку;
- риск негативного влияния объекта строительства или работ при его возведении на основание, фундаменты и несущие конструкции прилегающих объектов вследствие создания дополнительных напряжений в активной зоне их оснований, нарушение структуры грунтов, изменение устоявшихся гидрогеологических условий и др.

По этим признаками особое внимание следует уделять подземным выемкам.

В условиях плотной застройки при значительной стоимости земельного участка и ограниченной площади застройки максимально возможное использование подземного пространства, как правило, является обязательным для обеспечения функционирования того или другого здания.

В условиях плотной застройки строительство подземных сооружений требует выполнения дополнительных мероприятий по обеспечению комплексной безопасности строительства.

В первую очередь, это дополнительные комплексные инженерные изыскания на участке застройки, обследование прилегающих объектов существующей застройки, разработка прогнозов природных и техногенных условий на участке строительства, разработка проектно-конструкторских и организационно-технологических решений по защите объектов прилегающей застройки от техноген-

ного влияния подземного строительства, в частности, на режим гидрогеологии прилегающей территории.

Очень важным аспектом обеспечения комплексной безопасности является. научно-техническое сопровождение строительства в соответствии с ДБН В.1.2-5:2007, мониторинг прилегающей застройки, территории и объекта строительства.

При выборе конструктивных решений подземного объекта, а также методов его строительства дополнительно учитывается как расположение, так и конструктивные решения прилегающих объектов, характер и зона взаимного влияния проектируемого и прилегающих объектов, прогнозы изменения естественных и техногенных условий на участке строительства, а также недопустимость нарушения оснований, фундаментов, несущих конструкций прилегающих объектов, геологической и гидрогеологической ситуации.

Опережающие мероприятия по защите и закреплению оснований, фундаментов, несущих конструкций прилегающих объектов, другие мероприятия по защите прилегающей застройки от негативного влияния подземного строительства должны быть предусмотрены в отдельном разделе проектно-сметной документации объекта нового строительства.

Проектирование котлованов и фундаментов для строительства в условиях плотной застройки обосновывается расчетами по защите существующей застройки и территории от негативного влияния строительства. В проекте должна предусматриваться последовательность выполнения работ по устройству нулевого цикла, которая обеспечит сохранение существующей застройки.

Особенное внимание следует уделять расчетам устойчивости стен глубоких котлованов, которые в условиях плотной застройки, как правило, выполняются из свай (отдельных или секующихся) или методом «стена в грунте» с последующим поярусным креплением анкерами, временными распорными элементами или перекрытиями (метод «top-down») Также возможно крепление котлована с помощью контрфорсов. На рис. 1 показаны проектные решения комбинированного крепления стен котлована, возведенных способом «стена в грунте».

В расчетах устойчивости стен котлована обязательно следует выделять два периода: период строительства котлована (когда проводится разработка котлована и еще не все поярусные крепления установлены) и период «эксплуатации» котлована, когда все поярусные крепления установлены по проекту. Наиболее опасным, как правило, является период разработки котлована, ког-

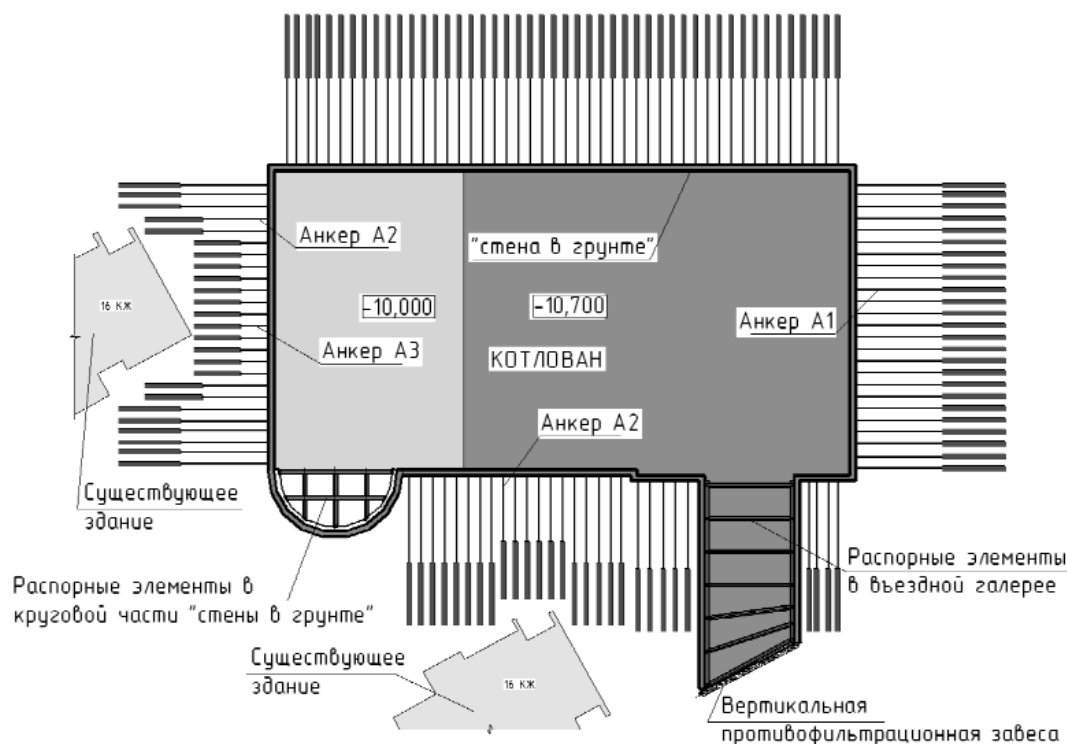


Рис. 1 Комбинированное крепление стен котлована с применением грунтовых анкеров и распорных элементов (ул. Теремковская, г. Киев (проект НИИСП))

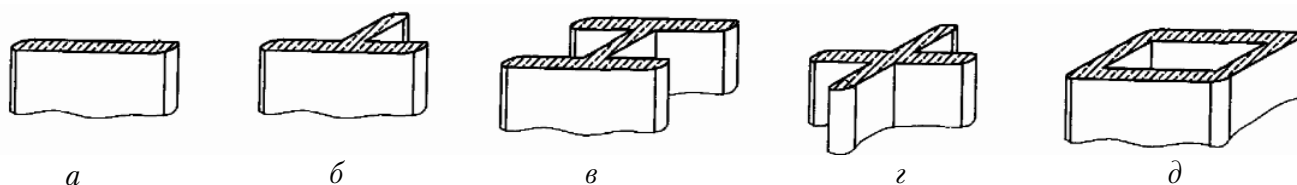


Рис.2 Типы баррет: а – прямоугольная, б – Т-образная, в – Н-образная, г – крестообразная, д – четырех угольная

да нагрузки на ограждающие стены передаются еще не на все предусмотренные распорные элементы.

Пример расчета устойчивости стен при проектировании котлована глубиной 16,5 м на территории «Мистецького Арсеналу» [2] показывает, что в период разработки котлована по сравнению с эксплуатационным периодом момент в опорном элементе может увеличиваться более чем в 5 раз и реактивное усилие в опоре возрастает почти в 2,5 раза.

При таких серьезных требованиях безопасности при строительстве подземных сооружений в условиях плотной застройки особое значение имеет разработка и выполнение требований проектно-технологической документации по организации строительства (ПОС) и производства работ (ППР). Эти проекты для условий плотной застройки должны дополнительно содержать технические решения по методам осушения котлована с учетом влияния водопонижения или водоотлива на фундаменты существующей застройки.

Очень важный вопрос – устройство фундаментов глубокого заложения и контроль их несущей способности и качества.

Фундаменты глубокого заложения, воспринимающие значительные нагрузки, выполняются традиционными методами из буронабивных и бурињекционных свай. Сегодня все большее применение находят барреты, фундаменты большей несущей способности, выполняемые способом «стена в грунте» (рис. 2 и 3) [3].

Строительство высотных зданий в условиях плотной городской застройки без применения таких фундаментов практически невозможно.

Сегодня в Украине строят иностранные инвесторы и иностранные строительные организации. И строят не по отечественным проектам. В этих проектах зачастую заложены методы статического и динамического испытания свай и баррет, не узаконенные в Украине.

Не говоря о том, хуже наши методики или лучше, как у нас выполняются требования нормативов, но мы должны иметь возможность по требова-



Рис.3 Устройство Т-образной барреты способом «стена в грунте» навесным канатным грейфером

нию заказчика применять и эти современные методики исследований.

Метод Остенберга (метод погруженного домкрата) (рис.4) практически незаменим при испытании свай и баррет, воспринимающих нагрузки более 1000 т. Применен в Киеве на нескольких объектах, последний при испытании барреты глубиной 62 м на ул. Шолуденка. В Украине нормативов нет.

Преимущество этого метода заключается в том, что он не требует устройства на уровне земли реакционной системы, что повышает безопасность и точность метода. Метод дает возможность достижения испытательных нагрузок до 260 МН, при этом его экономичность по сравнению с методом вертикальных нагрузок возрастает с увеличением нагрузок.

Метод испытания свай ударной нагрузкой (ЭЛДИ) позволяет испытывать сваи большой несущей способности, достаточно оперативно и с меньшими трудозатратами. Метод узаконен в России, США (ASTM D4945), Китае (JGJ106-97), Австралии (AS2159), Бразилии (NBR13208) и ещё в 48 странах мира. В Украине нет.

Для испытания свай используются молоты массой от 3,2 т для забивных свай и до 25 т для бу-

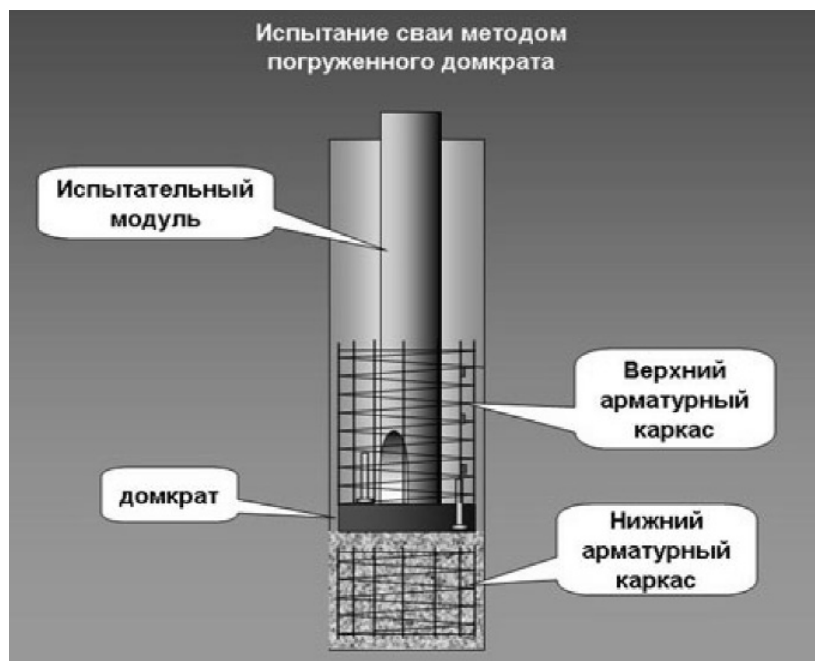


Рис.4 Испытание сваи методом погружного домкрата

ровых свай с несущей способностью до 4000 тс — 4500 тс.

Динамические испытания свай методом ЭЛДИ значительно более мобильны по сравнению с испытанием свай статической нагрузкой. В день возможно испытание 2-3 свай с получением предварительных результатов прямо на стройплощадке; Метод применим к любым конструктивно-технологическим исполнениям свай. Сваи при испытаниях не повреждаются и могут быть использованы в фундаменте сооружения.

Для фундаментов глубокого заложения важнейшим аспектом является контроль оплошности и глубины заложения. Если метод акустического исследования свай Sonic (как относительно недорогой) уже применяется в Украине, то более точный ультразвуковой метод исследования сплошности свай (Ultrasonic) не применяется и соответственно не узаконен.

Вопросы мониторинга осадок здания в процессе строительства и эксплуатации с помощью тензодатчиков давления и деформаций, устанавливаемых в тело сваи с последующей компьютерной регистрацией данных, практически не решаются, или решаются только благодаря иностранным инвесторам, которые не понимают, как без этого можно строить ответственные здания и сооружения.

Вопросы контроля качества изготовления несущих конструкций (свай, баррет) в процессе их возведения также воспринимается у нас в штыки

как со стороны подрядчика, что как будто бы естественно, так и со стороны заказчика, который все, зачастую, отдает на откуп подрядчику.

Практически не используется в Украине метод контроля конфигурации скважины или траншеи, заполненных глинистым раствором буровым монитором «КОДЕН», который дает возможность определить не только глубину выемки, но дать и отклонение ее от вертикали, определить глубину и конфигурацию вывалов грунта, объем выемки.

Последние такие исследования нашим институтом проводились в этом году при устройстве свай и баррет глубиной от 52 м до 61,5 м при строительстве общественного центра на ул. Шолуденка в г. Киеве. (рис.5) [4]. До

этого исследования при строительстве «стены в грунте» станции метро «Проспект Победы» проводились больше 10 лет назад в ноябре 2000 г.

На все эти методы необходимо разрабатывать украинские нормативы, для чего необходимо провести достаточно большой объем исследований. Для этого нужны деньги, и, главное, специалисты, разбирающиеся в этих вопросах, и, конечно же, понимание важности этого вопроса государством.

Мы говорим об освоении подземного пространства городов, о стесненных условиях строительства, о безопасности возведения глубоких котлованов, устройстве фундаментов глубокого заложения, ограждающих и подпорных стенах вплотную к существующим зданиям старой застройки и, при этом, зачастую, игнорируем требования нормативных документов о необходимости детального обследования рядом стоящих сооружений, необходимости усиления их фундаментов в случае отрицательного влияния нового строительства, необходимости проведения дублирующих расчетов и серьезного анализа выбранной технологии строительства подземного сооружения.

Почему это происходит? Потому, что заказчику государством дана возможность экономить деньги на безопасности, на контроле качества строительства, на мониторинге а, значит, на науке. Авось пронесет. Потому, что в нашей стране можно начать строительство без разрешения, да и без проекта. А главное, можно сдать объект в эксплуатацию без до-

кументов, подтверждающих инструментальные исследования качества и несущей способности фундаментов, надежности подпорных стен, плотности обратной засыпки грунта, целостности гидроизоляции, непрерывности дренажных систем и т.д.

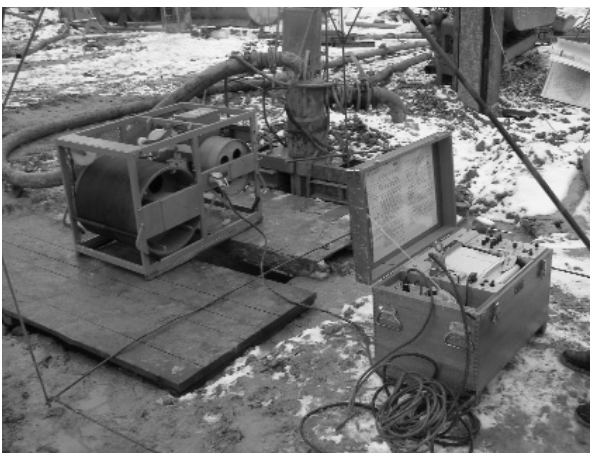
О том, что государство не сильно печется о качестве и безопасности строительства говорит тот факт, что в предпоследней редакции постановления КМ Украины о сдаче объектов в эксплуатацию в перечне прилагаемой к акту госкомиссии

документации был и отчет о научном сопровождении строительства, в котором, без сомнения, отражаются вопросы надежности, безопасности и качества строительства. В последней редакции такого отчета уже нет.

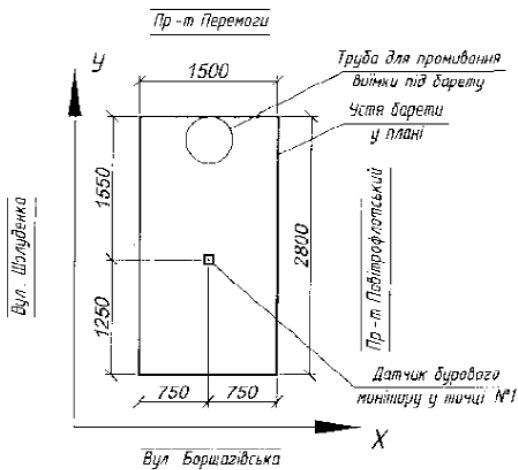
Есть еще много вопросов, связанных со строительством и качеством подземных сооружений, возводимых в условиях плотной застройки. Но анализируя вышесказанное, можно сделать некоторые выводы.

Додаток №1 до акту №4

Зображення зміни поверхні стінок по глибині ґрунтової виїмки під барету В105 при дослідженні з точки №1



а) Розташування у плані датчика бурового монітору при дослідженні з точки №1



б) Зображення зміни поверхні стінок по глибині ґрунтової виїмки під барету В105 по осі Х при дослідженні з точки №1

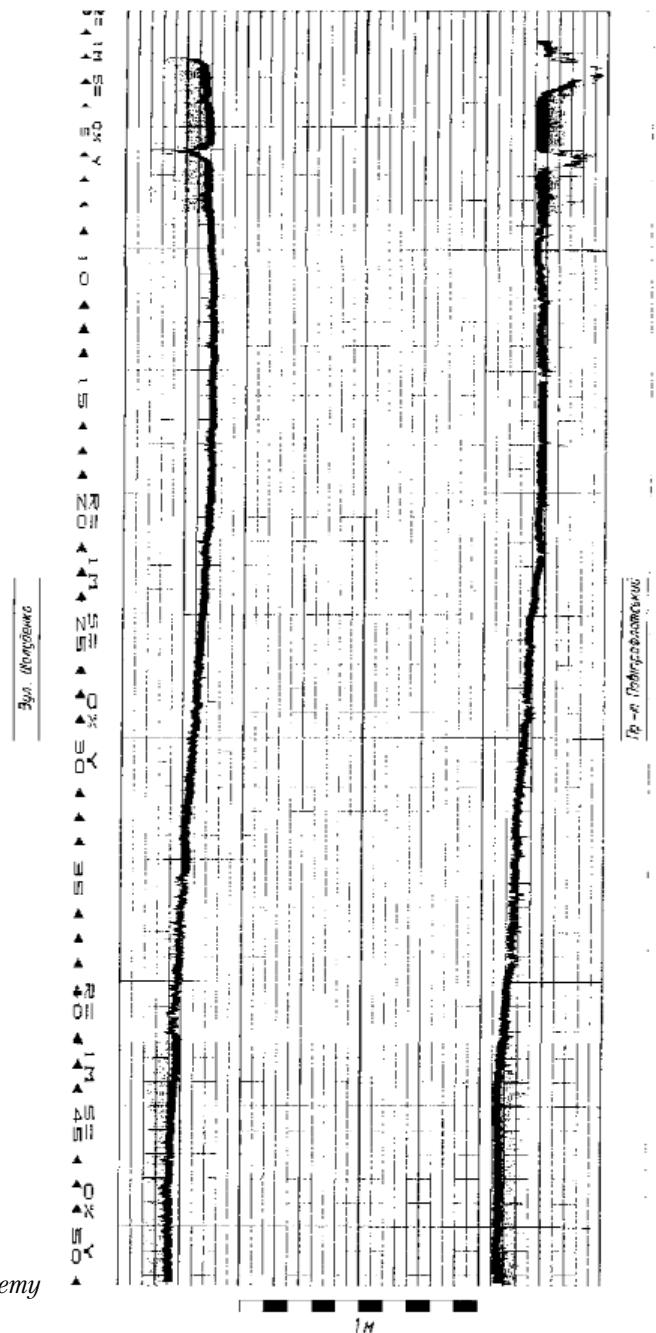


Рис. 5 Исследование буровым монитором «KODEN» DM-682

а – буровой монитор; б – конфигурация выемки под баррету глубиной 52,5 м., сечением 1,3х2,8м.

ВЫВОДЫ

1. Строительство подземных сооружений в условиях плотной застройки может оказать негативное влияние на основания, фундаменты и несущие конструкции прилегающих объектов, создать условия для изменения структуры грунтов и гидрогеологического режима в подземном пространстве;

2. Строительство подземных сооружений в условиях плотной застройки требует выполнения дополнительных мероприятий по обеспечению комплексной безопасности строительства и безопасной эксплуатации окружающих зданий: дополнительные комплексные инженерные изыскания, обследование прилегающих объектов, разработка проектно-конструкторских и организационно-технологических решений по защите объектов прилегающей застройки, научно-техническое сопровождение строительства, геотехнический мониторинг участка и мониторинг прилегающей застройки;

3. Выбранные конструктивные решения подземного объекта, а также методы его строительства должны в обязательном порядке учитывать условия участка строительства и техническое состояние окружающей застройки;

4. Технология устройства котлованов для подземного сооружения должна учитывать устойчивость ограждающих стен, как в период его «эксплуатации», так и в наиболее опасный период — период его разработки;

5. При строительстве подземных сооружений в условиях плотной застройки обязательным условием является разработка проектов организации строительства (ПОС) и проектов производства работ (ППР) в которых, кроме прочего, необходимо предлагать безопасные методы осушения котлована, исключая влияние на устойчивость фундаментов окружающих зданий;

6. Применение фундаментов глубокого заложения большой несущей способности требует совершенствования существующей нормативной базы, учитывающей современные методы исследования и мировой опыт фундаментостроения;

7. Необходимо создать на уровне государства условия, при которых ни инвестор, ни заказчик, ни подрядная организация не могли бы игнорировать необходимость детального исследования несущей способности и качества строительства ответственных несущих конструкций зданий и сооружений, в том числе и подземных, мониторинга их техничес-

кого состояния, как в период строительства, так и в период эксплуатации.

Литература

1. ДБН В.1.2-12-2008 «Строительство в условиях плотной застройки. Требования безопасности».

2. Галінський О.М., Грубська Л.М., Басанський В.О. «Особливості розрахунку «стін в ґрунті», що огорожують глибокі котловани, та конструктивні рішення, що забезпечують їх стійкість», // Нові технології в будівництві; 2008. – №1(15). – С. 41-47.

3. Р. Кантценбах, Р. Дунаевский, А.А. Франивский: «Технология и опыт устройства фундаментов высотных зданий «типа барретт». // Нові технології в будівництві, 2008. – №1(15). – С. 57-72.

4. Звіт про НДР «Дослідження зміни поверхні стінок по глибині 22 (двадцяти двох) ґрунтових виїмок під барети у глинистому розчині за допомогою бурового монітору ДМ-682».

АНОТАЦІЯ

У статті розглянуті основні аспекти забезпечення безпеки при будівництві підземних виїмок в умовах щільної забудови. Показана необхідність в додаткових інженерних дослідженнях і спеціальних проектних рішеннях, реалізація яких дозволяє запобігти впливу підземних виробок на навколишні будівлі. Розглянуті питання дослідження фундаментів глибокого закладання великої несучої здатності (паль та баррет), і необхідності нормування в Україні сучасних методів визначення їх несучої здатності та якості конструкцій.

Ключові слова: щільна забудова, підземна виїмка, паля, баррета, дослідження, нормування

ANNOTATION

The basic aspects of safety providing at building of underground excavations in the conditions of dense building are considered in the article. We showed a necessity of additional engineering researches and special project decisions which realization allows preventing the influence of winzes on surrounding buildings. The questions of research of deep foundations inception of large carrying capacity (piles and barretts) are considered. A necessity of creation of norms in Ukraine for modern methods for determination the piles bearing capacity was shown.

Keywords: dense building, underground excavation, pile, barrett, research, norm creation.

УДК 624. 131. 2; 725

*П.Є. Григоровський, к. т. н.; Ю. В. Дейнека;
Л.О. Косолап, НДІБВ, Київ***ДЕЯКІ ОСОБЛИВОСТІ ВИБОРУ МЕТОДІВ
ВИКОНАННЯ ГЕОДЕЗИЧНОГО
ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПРИ БУДІВНИЦТВІ
НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»****АНОТАЦІЯ**

У статті висвітлено деякі особливості вибору методів виконання геодезичних робіт. Розглянуті традиційні методи вибору засобів і методів виконання геодезичних робіт. Приведені діаграми Ганта (календарні графіки) для виконання окремих геодезичних робіт по супроводженню реконструкції НСК «Олімпійський». З урахуванням досвіду геодезичних робіт по реконструкції стадіону, зроблена спроба вибору засобів і методів геодезичного забезпечення з використанням елементів нечіткої логіки. Проведена перевірка правильності методу вибору засобів геодезичного забезпечення в умовах конкретних геодезичних робіт.

Ключові слова: геодезичні роботи, вибір засобів виконання геодезичних робіт, НСК «Олімпійський», нечітка логіка.

При проектуванні технології будівельних робіт необхідно враховувати не тільки наявність сучасних методів будівництва, але і сучасні методи та засоби виконання геодезичних робіт. У процесі будівництва геодезичні роботи, як правило, знаходяться на критичному шляху, тому вони мають розглядатися як один з етапів будівельного процесу, що впливає не тільки на точність основних робіт, але і на терміни, якість їх виконання та інші чинники.

Як правило, ефективність виконання геодезичних робіт у переважній більшості публікацій розглядається з точки зору забезпечення точності їх виконання, а при вирішенні питання вибору технології виконання будівельних робіт використовують критерії максимальної продуктивності праці при мінімальних витратах [1],[2],[3]. У зв'язку з цим доцільно розглянути питання організації геодезичних робіт та вибору засобів і методів їх виконання не тільки з урахуванням критерію забезпечення точності, а і з точки зору їх науково-методологічної доцільності щодо забезпечення мінімаль-

них термінів, вартості, якості виконання будівельних робіт при забезпеченні їх проектною точністю.

В останні роки широке застосування знаходить теорія нечіткої логіки та експертних систем на її основі [4], [5]. Нечітка логіка дозволяє на основі нечітких тверджень одержати однозначне рішення проблеми з досить великою ймовірністю її правильності. В цій статті зроблена спроба вибору технології геодезичного забезпечення для виконання будівельних робіт із використанням елементів нечіткої логіки.

Порівняння виконаємо на прикладі геодезичного забезпечення монтажних робіт із реконструкції стадіону «Олімпійський» у місті Києві, а саме розглянемо процес вхідного контролю, складання колон перед зварюванням та контроль геометричних параметрів колон після зварювання, а також монтаж металевих колон покрівлі стадіону.

Колони складаються з двох частин: фасадної та похилої. Ці частини колони доставляються на стадіон окремо і на спеціальному стенді складаються (зварюються) в одну колону. При цьому завданням геодезичного забезпечення є визначення геометрії кожної частини колони окремо та визначення геометричних параметрів перед та після зварювання на стенді.

Перед початком зварювання до встановлення тимчасового приміщення, в якому будуть виконуватися зварювальні роботи, та після закінчення зварювання, демонтажу тимчасового приміщення та повного охолодження конструкції виконується контроль геометричних параметрів елементів металоконструкцій покрівлі геодезичною службою замовника.

За результатами контролю перед зварюванням може бути прийняте рішення щодо коригування положення конструкції та повторного контролю після коригування.

На рис. 1 представлено загальний вигляд розміщення колон на стенді, а на рис. 2 — загальний вигляд монтажу колони. На рис. 3 наведено фрагмент діаграми Ганта (календарного графіка) для монтажу двох колон, що монтуються послідовно одна за другою з деякою затримкою в часі. Вертикальні лінії на діаграмі нанесені з інтервалом в один день.

Найбільш тривалим є процес складання колон на спеціально підготовлених стендах на полі стадіону, в якому значне місце займають геодезичні роботи (встановлення та контроль проектних гео-



Рис. 1. Загальний вигляд розміщення колон на стенді

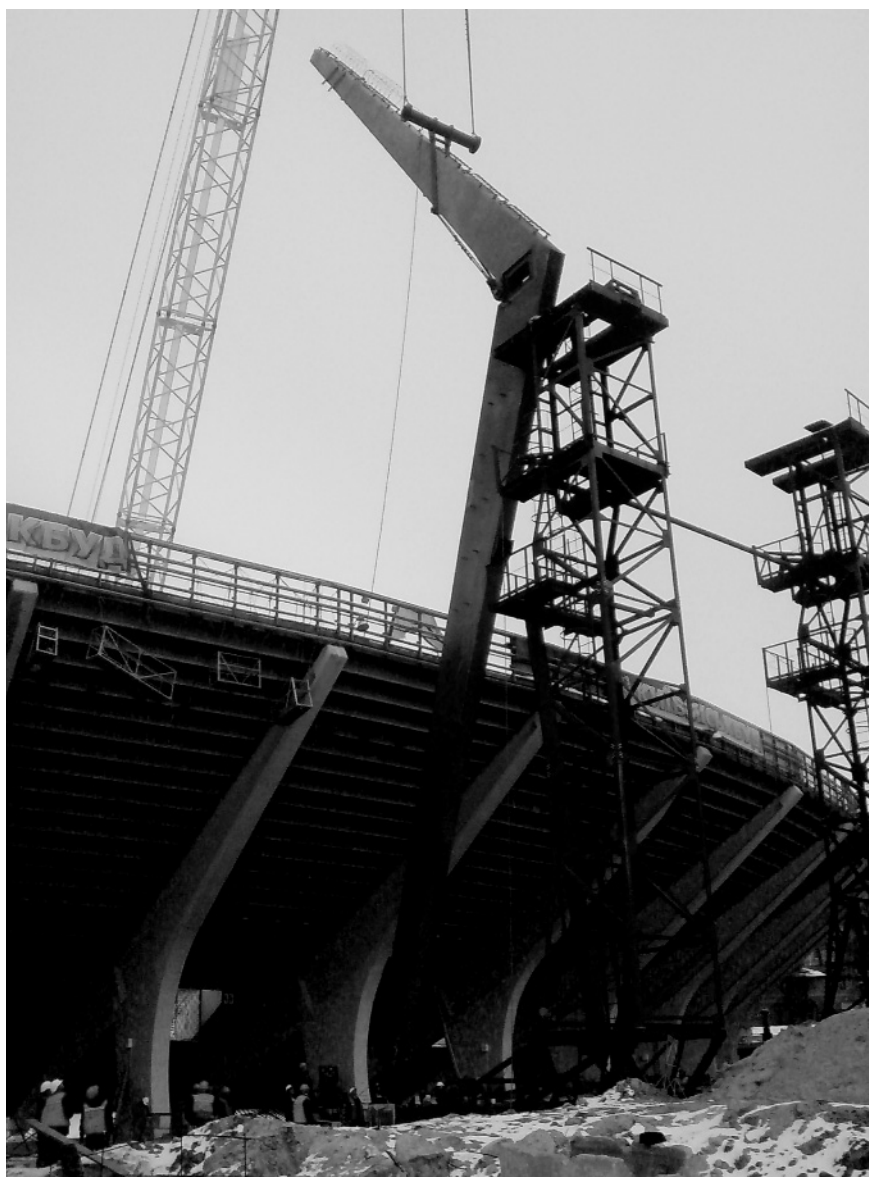


Рис. 2. Загальний вигляд монтажу колони

метричних параметрів колони в зборі перед та після зварювання на стенді, контроль співвісності та площинності колони, незалежний геодезичний контроль геометричних параметрів колони представниками замовника).

Методи виконання цих робіт можуть бути різними, виконуватись різними приладами. Крім того, кожен метод має різну трудомісткість та вартість, різний вплив на термін виконання монтажних робіт, а іноді застосування конкретного методу геодезичних робіт на даному етапі робіт неможливе за технологічними, технічними, економічними чи іншими критеріями.

У нашому випадку розглянемо три варіанти засобів вимірювань, які можна застосовувати при геодезичному забезпеченні складання металевих колон покрівлі НСК «Олімпійський»:

- оптичний теодоліт, рулетка, лінійка, калькулятор;
- електронний теодоліт, рулетка, лінійка, калькулятор;
- електронний тахеометр, плівкові відбивачі.

Перелік методів та засобів вимірювань може бути дуже великим. Вибір оптимального методу має базуватись на аналізі показників точності, часу та вартості з врахуванням впливу технологічних, природних, метрологічних, економічних, технічних та інших критеріїв.

Для початку необхідно визначити фактори впливу. З досвіду можна визначити основні фактори, що впливають на вибір засобів виконання геодезичних робіт, та їх ступінь належності:

- точність робіт, а величина СПт – ступінь належності;
- затрати часу на виконання роботи, трудомісткість – СПч;

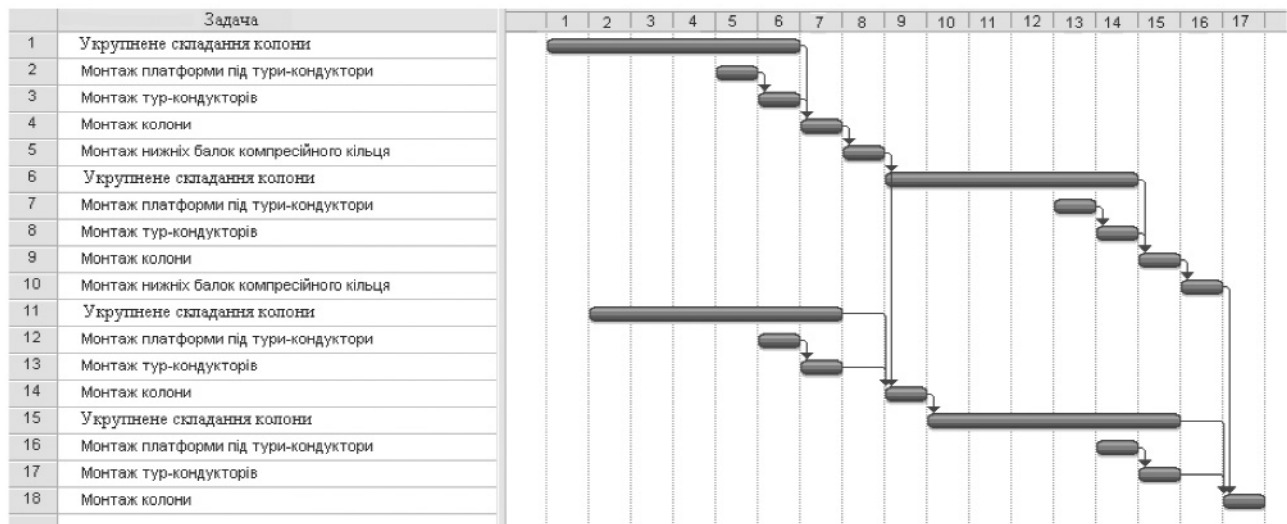


Рис. 3. Фрагмент діаграми Ганта на виконання монтажних робіт

- вартість приладів — СПв;
- кількість геодезистів та допоміжного персоналу — СПк;
- зручність використання — СПз;
- можливість використання приладів для подальшого моніторингу стану металоконструкцій — СПм.

Це тільки основні фактори, що будуть використані у цьому прикладі.

Можливість врахування всіх факторів при встановленні ефективності засобів та методів геодезичних робіт не є очевидною, оскільки фактори, які впливають на неї, не дуже не чіткі, рішення залежать від технологічних, технічних, метрологічних критеріїв, від суб'єктивного підходу виконавців робіт і навіть від природних факторів. У результаті необхідно прийняти рішення про вибір найбільш прийнятних засобів виконання геодезичних робіт.

Для розв'язання цієї задачі застосуємо елементи нечіткої логіки, експертні оцінки та визначимо:

- можливі методи і засоби виконання геодезичних робіт для кожної операції монтажу;
- фактори, що впливають на вибір методів і засобів геодезичних робіт;
- ступінь належності цих факторів до конкретного методу і засобу виконання геодезичних робіт;
- ступінь важливості впливу цих факторів на вибір методів і засобів геодезичних робіт;
- значення істинності для кожного методу (це величина, що характеризує відповідність всіх факторів методу геодезичних робіт для кожної операції монтажу). Тобто для кожної операції монта-

жу визначають одне значення, яке характеризує сумарний ступінь належності всіх факторів до конкретного методу.

Ступінь належності ставить у відповідність фактору впливу число в діапазоні 0...1, яке характеризує ступінь впевненості у відповідності цього методу фактору впливу. Наприклад, якщо метод не забезпечує виконання точності робіт (фактору впливу), то ступінь належності дорівнює 0, а якщо метод забезпечує точність з великим запасом, — 1. При забезпеченні точності з невеликим запасом ступінь належності може визначатись величиною в діапазоні 0...1. Якщо ступінь належності дорівнює 0, то це означає, що цей метод та засоби геодезичних робіт не можуть використовуватись для відповідних робіт і мають бути виключені з аналізу.

Ступінь важливості факторів впливу ставить у відповідність фактору число в діапазоні 0..1, яке характеризує ступінь впливу фактора на прийняття рішення про вибір методів засобів геодезичних робіт. Наприклад, точність та вартість геодезичних робіт дуже важливі і може характеризуватись величиною 1, а, наприклад, ергономічність приладів — величиною значно меншою. Якщо ступінь важливості дорівнює 0, то це означає, що цей фактор впливу не має значення для вибору методу геодезичних робіт і має бути виключений з розгляду.

Якщо можливі методи і засоби геодезичних робіт та фактори, що впливають на цей вибір, можна досить чітко визначити з досвіду виконання геодезичних робіт, то ступінь належності та ступінь важливості можна визначити тільки суб'єктивно.

Для підвищення достовірності вибору цих величин потрібно використовувати експертні висновки фахівців у галузі геодезичних та монтажних робіт.

З аналізу програми виконання монтажних робіт можна визначити основні роботи з монтажу металоконструкцій, для яких потрібне геодезичне

забезпечення. Основні геодезичні операції для забезпечення цих робіт наведені в таблиці 1. Засоби і прилади, що можуть використовуватися при таких роботах, зведені в таблицю 1.

Звичайно, це тільки основні фактори, що будуть використані у цьому прикладі.

Таблиця 1 Результати підрахунку значень істинності

Геодезичні роботи	Засоби і прилади	$СП_1$	$СП_2$	$СП_3$	$СП_4$	$СП_5$	$СП_6$	$\sum_{i=1}^n СП_i \times СВ_i / n$
Ступінь впливу		1	1	0,5	0,5	0,3	0,3	
Монтаж закладної деталі								
Контроль висотного положення кондуктора	Оптичний теодоліт, рулетка	0,8	0,8	0,8	0,5	0,5	0,5	0,425
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,542
Контроль проектної відстані між закладними кондуктора Д-1	Оптичний теодоліт, рулетка	0,5	0,5	0,8	0,5	0,5	0,5	0,325
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,542
Контроль відхилення кондуктора від проектного положення після виконання бетонування	Оптичний теодоліт, рулетка	0,3	0,5	0,8	0,5	0,5	0,5	0,292
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,542
Контроль планового та висотного положення закладної ЗД-1	Оптичний теодоліт, рулетка	0,5	0,8	0,8	0,5	0,5	0,5	0,375
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,542
Складання колони								
Контроль горизонтальності поверхні опор під колони	Оптичний теодоліт, рулетка	0,5	0,8	0,8	0,5	0,5	0,5	0,375
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,542
Вивірка точки опори колони	Оптичний теодоліт, рулетка	0,5	0,8	0,8	0,5	0,5	0,5	0,375
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,542
Контроль горизонтальності нижньої колони	Оптичний теодоліт, рулетка	0,5	0,8	0,8	0,5	0,5	0,5	0,375
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,542
Контроль геометричних розмірів колони	Оптичний теодоліт, рулетка	0,3	0,3	0,8	0,5	0,5	0,5	0,258
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,567
Контроль співвісності та площинності колони	Оптичний теодоліт, рулетка	0,5	0,8	0,8	0,5	0,5	0,5	0,375
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,542
Монтаж колони								
Контроль та виведення в проектне положення контрольної точки 100	Оптичний теодоліт, рулетка	0,8	0,8	0,8	0,5	0,5	0,5	0,425
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,492
Контроль та виведення в проектне положення контрольної точки 200	Оптичний теодоліт, рулетка	0,8	0,8	0,8	0,5	0,5	0,5	0,425
	Електронний теодоліт, рулетка	1,0	0,9	0,5	0,7	0,7	0,6	0,482
	Електронний тахеометр	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0	0,492



Рис. 4 Проведення геодезичних робіт при складанні колони

Ступінь належності всіх факторів СП та ступінь важливості факторів СВ визначались опитуванням п'яти спеціалістів в галузі геодезії та будівництва (експертів). У результаті опитування визначено величини СП для всіх факторів впливу ($СП_т = 1$; $СП_ч = 1$; $СП_в = 0,5$; $СП_к = 0,5$; $СП_з = 0,3$; $СП_м = 0,3$). Визначені величини СВ наведені в таблиці 1.

Результуючий ступінь належності кожного фактору з врахуванням ступеня важливості можна визначити як $СП_i \times СВ_i$, де i – фактор впливу.

Значення істинності для кожного засобу можна визначити як величину приведених ступенів належності всіх факторів даному засобу, тобто

$$\sum_{i=1}^n СП_i \times СВ_i / n,$$

де i – фактор впливу;

n – кількість факторів впливу.

У таблиці 1 зведені результати підрахунку значень істинності для кожного засобу.

Із аналізу результатів можна зробити висновок, що найбільш прийнятним є застосування для всіх вказаних геодезичних робіт при реконструкції стадіону електронного тахеометра. На рис. 4 показано момент геодезичних робіт з використанням

вибраних засобів відповідно до вищезазначеного.

На рис. 5 наведено фрагмент графіка Ганта (календарного графіку) виконання робіт із складання колон із використанням оптичного теодоліта з рулеткою, на рис. 6 – з використанням електронного теодоліта з рулеткою, а на рис. 7 – електронного тахеометра. Календарний графік при використанні електронного тахеометра побудований на основі хронометражу при забезпеченні монтажних робіт на реконструкції стадіону, а інші – на основі експертних оцінок п'яти спеціалістів у галузі геодезії.

При виконанні вимірів оптичним теодолітом для визначення всіх геометричних параметрів колони перед та після зварювання на стенді необхідно як мінімум дві стоянки приладу. На кожній стоянці приладу необхідно виконати такі операції: встановлення та приведення приладу в робочий стан, встановлення лінійки чи іншого засобу для відліку, (круг ліворуч), запис відліку на паперовий носій, взяття відліку (круг праворуч), запис відліку на паперовий носій, розрахунок кута на калькуляторі, визначення відстані за допомогою рулетки, обробка результатів на калькуляторі.

При виконанні вимірів електронним теодолітом для визначення всіх геометричних параметрів колони перед та після зварювання на стенді необхідно як мінімум дві стоянки приладу. На кожній стоянці приладу необхідно виконати такі операції: встановлення та приведення приладу в робочий стан, встановлення лінійки чи іншого засобу для взяття по ньому відліку, наведення та взяття відліку по КЛ, вибір відповідної програми вимірів у меню приладу, наведення та взяття відліку з першої контрольної точки, наведення та взяття відліку з другої контрольної точки, запис відліку до пам'яті приладу або запис результату з дисплею теодоліта на паперовий носій, розрахунок кута на калькуляторі, визначення відстані за допомогою рулетки, обробка результатів на калькуляторі.

При виконанні вимірів електронним тахеометром для визначення всіх геометричних параметрів колони перед та після зварювання на стенді, необхідна одна стоянка приладу, на якій необхідно виконати наступні операції: встановлення та приведення приладу в робочий стан, маркування плівковими відбивачами контрольних точок, вибір відповідної програми вимірів у меню приладу, наведення та взяття відліку з відбивача першої контрольної точки, наведення та взяття відліку з відбивача другої контрольної точки, запис відліку

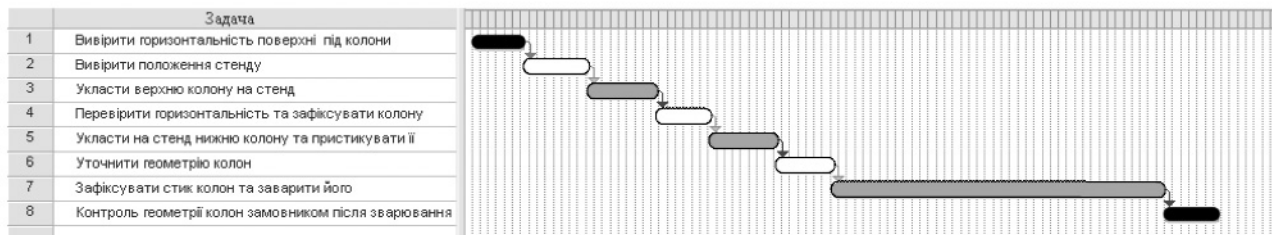


Рис. 5. Фрагмент графіка Ганта для складання колони з використанням оптичного теодоліта

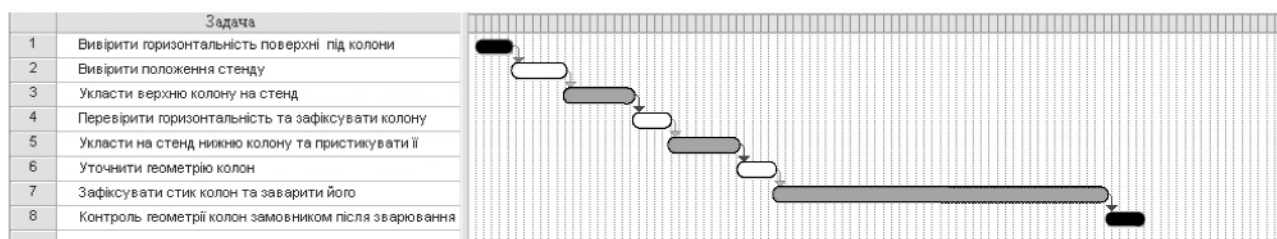


Рис. 6. Фрагмент графіка Ганта для складання колони з використанням електронного теодоліта

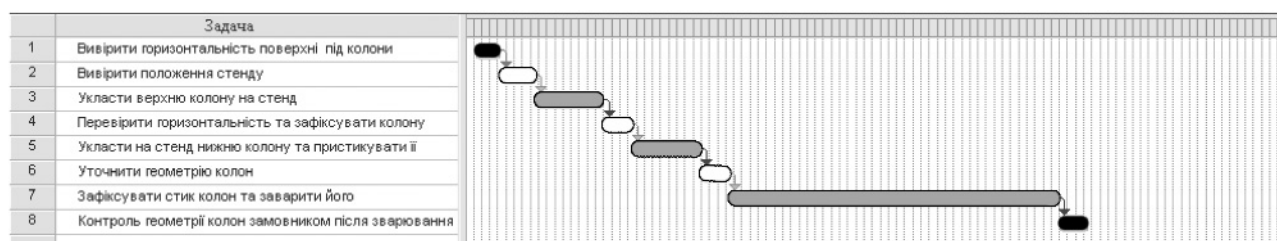


Рис. 7. Фрагмент графіка Ганта для складання колони з використанням електронного тахеометра

до пам'яті приладу або запис результату з дисплея тахеометра на паперовий носій.

Чорним кольором на рисунках виділені етапи виконання геодезичних робіт, білим кольором – монтажні роботи, які супроводжуються геодезичними, а сірим – тільки монтажні роботи. На рисунках нанесена шкала часу у вигляді вертикальних ліній з інтервалом в одну годину та лінії зі стрілками, що показують зв'язки між окремими процесами.

Геодезичне забезпечення складання колон виконується в єдиному циклі з виконанням монтажних робіт. Причому до закінчення виконання геодезичних операцій продовження монтажу неможливо, а всі монтажні роботи, що виконуються в районі стелю, повинні бути призупинені до закінчення геодезичних операцій, для зменшення впливу вібрацій на точність вимірів.

Із аналізу графіків Ганта видно, що при використанні електронного тахеометра суттєво скорочується час на виконання робіт з монтажу колон (до 14 год. на один цикл монтажу колон). Тобто підтверджується правильність вибору засобів гео-

дезичних робіт, що наведено вище.

При подальшому вдосконаленні наведеної методики необхідно для всіх геодезичних робіт та засобів їх виконання виробити чіткі критерії прийняття рішень щодо факторів впливу та ступеня їх важливості, оскільки такі критерії досі не сформульовані. Розробка експертної системи оцінки на основі цих критеріїв дасть можливість спростити процес вибору варіантів та підвищити ефективність виконання геодезичних робіт, як з врахуванням критерію забезпечення точності, так і з точки зору забезпечення мінімальних термінів, вартості, якості виконання будівельних робіт при забезпеченні їх проектної точності.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.3-2:2010 Геодезичні роботи у будівництві.
2. Войтенко С.П. Інженерна геодезія. – Київ, «Знання», 2009.
3. Канюка Н.С., Резуник А.В., Новицький А.А. Комплексная механизация трудоемких работ в строительстве. – Киев, «Будівельник», 1977.

4. Канторер С.Е., Методы обоснования эффективности применения машин в строительстве, - М.: Издательство литературы по строительству, 1969.

5. Палкин Н. «Нечеткая логика – математические основы». Энергосбережение, автоматизация в промышленности, интеллектуальные здания и АСУТП. Сборник статей. - М.: 08.11.2010.

6. Мелихов А.Н. и др. Ситуационные советующие системы с нечеткой логикой. — М.: Наука. Гл. ред. физ.-мат.лит., 1990.

АННОТАЦИЯ

В статье освещены некоторые особенности выбора методов выполнения геодезических работ. Рассмотрены традиционные методы выбора средств и методов выполнения геодезических работ. Приведены диаграммы Ганта (календарные графики) для выполнения отдельных геодезических работ по сопровождению реконструкции НСК «Олимпийский». С учетом опыта геодезических работ по реконструкции стадиона, сделана попытка выбора средств и методов геодезического обеспечения с использованием элементов нечеткой логики. Приведена проверка правильности метода выбора средств геодезического обеспечения в условиях конкретных геодезических работ.

Ключевые слова: геодезические работы, выбор средств выполнения геодезических работ, НСК «Олимпийский», нечеткая логика.

ANNOTATION

Some features of choice of methods of implementation of geodesic works are lighted up in the article. The traditional methods of choice of facilities and methods of implementation of geodesic works are considered. Diagrams over of Ганта (calendar charts) are brought for implementation of separate geodesic works on accompaniment of reconstruction of НСК «Olympic». Taking into account experience of geodesic works on the reconstruction of stadium, given it a shot choice of facilities and methods of the geodesic providing with the use of elements of fuzzy logic. Verification over of rightness of method of choice of facilities of the geodesic providing is brought, in the conditions of concrete geodesic works.

Keywords: Geodesic works, choice of facilities of implementation of geodesic works, НСК «Olympic», fuzzy logic.

УДК 624.131.2;725

П. Є. Григоровський, к. т. н.;
Ю. В. Дейнека, НДІБВ, Київ

ДОСВІД ПРОВЕДЕННЯ ГЕОДЕЗИЧНОГО МОНІТОРИНГУ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»

АНОТАЦІЯ

В статті висвітлено досвід проведення моніторингу стану споруд НСК «Олімпійський» в процесі його реконструкції. Описані прилади, які використовувались при моніторингу та місця їх розташування. Наведені методи вимірювання та контролю. Наведені результати моніторингу та висновки за результатами робіт.

Ключові слова: Моніторинг, НСК «Олімпійський», прилади для моніторингу, результати.

Важливим пунктом європейських вимог щодо реконструкції НСК «Олімпійський» в м. Києві на етапі підготовки стадіону до чемпіонату «Євро – 2012» є обов'язковий моніторинг стану відповідальних конструкцій як в період будівництва, так і в процесі його подальшої експлуатації.

У даній роботі висвітлено деякі аспекти проведення геодезичного моніторингу конструкцій на підставі досвіду його виконання в процесі реконструкції НСК «Олімпійський».

Важливість виконання робіт з моніторингу стану конструкцій впливає з:

- необхідності раннього виявлення загрози виникнення надзвичайних ситуацій при експлуатації НСК, що можуть призвести до руйнування конструкцій споруди;

- високого рівня відповідальності об'єкта, що визначається можливими катастрофічними соціальними наслідками руйнування споруди при проведенні спортивних заходів з участю великої кількості глядачів;

- необхідності своєчасної перевірки відповідності фактичних значень технічних параметрів конструкцій і вузлів їх проектним значенням.

Об'єктами НСК, можливість руйнування яких несе загрозу надзвичайних ситуацій, є, в першу чергу, другий ярус трибун для глядачів, який змонтовано на 80 залізобетонних опорах, вантове покриття, його металеві несучі колони та дах, що буде покривати другий ярус. Дах базується на 80 мета-

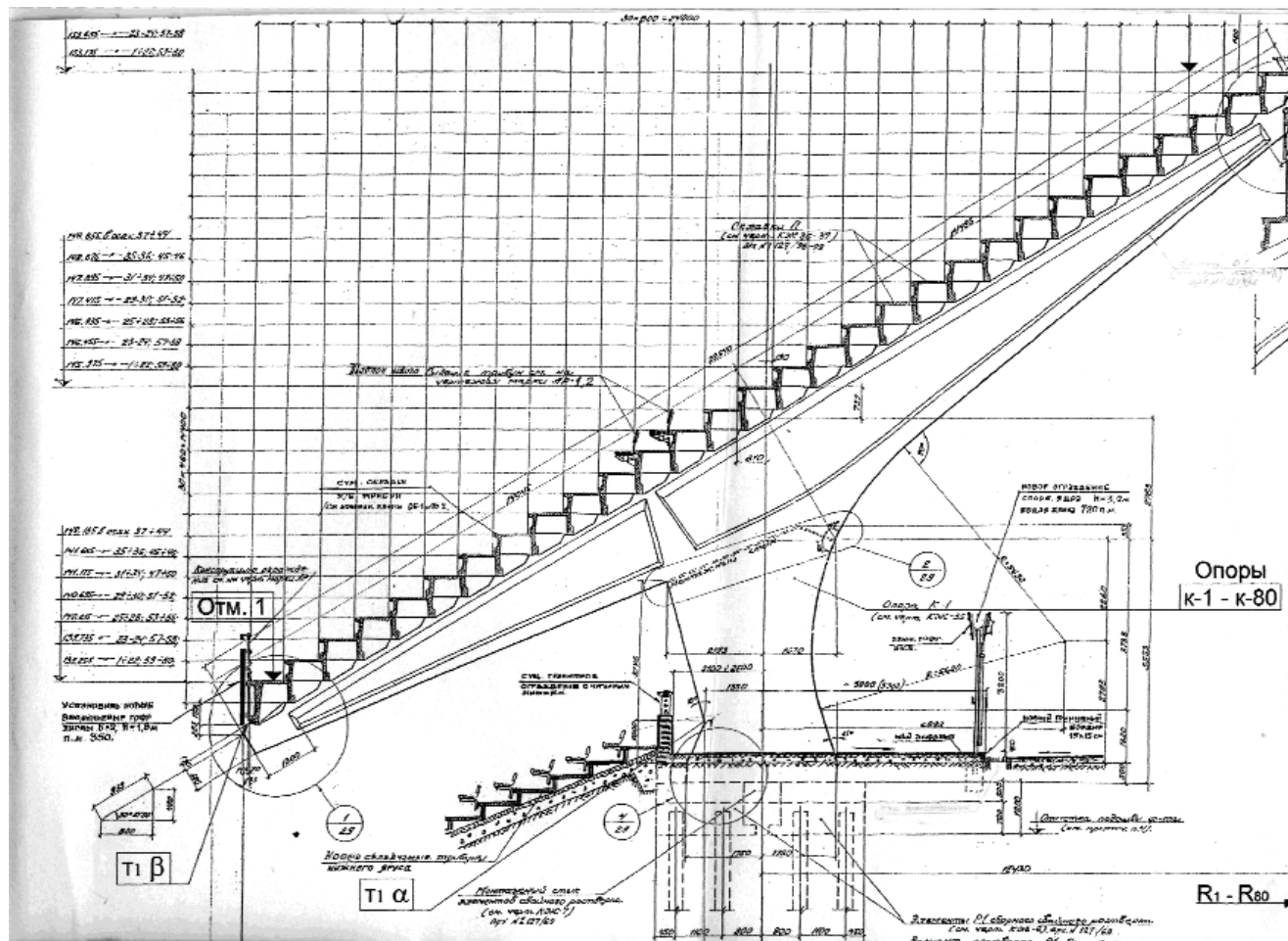


Рис. 1. Загальний вигляд конструкцій верхнього ярусу трибун.

левих колонах, на яких змонтовано верхнє та нижнє стиснуті кільця з радіальними вантами, які підтримують внутрішнє розтягнуте кільце. Дах має бути покритий мембраною із спеціальної плівки.

У процесі реконструкції значну увагу приділяти надійності існуючих залізобетонних опор та складок другого ярусу трибун, що залишаються в подальшій експлуатації, тому система моніторингу повинна відслідковувати їх положення в просторі і оцінювати стійкість та виявляти можливі деформації.

Контролю підлягають підпірні стіни схилів навколо стадіону, які виконані у складних гідрогеологічних умовах. Верхні шари схилів, що утримуються підпірними стінами, складаються з делювіальних шарів ґрунту і при замоканні від техногенних та ґрунтових вод можуть збільшувати горизонтальне навантаження на утримуючі споруди. Це викликає необхідність вести спостереження за їх станом як у період реконструкції, так і в процесі експлуатації.

Конструкції верхнього ярусу трибун складаються зі збірних залізобетонних конструкцій: 80 опор, 80 ригелів та по 30 складок в кожному прольоті між ригелями. Опори та ригелі з'єднані між собою монтажним стиком.

Загальний вигляд конструкцій верхнього ярусу трибун наведений на рис.1.

У відповідності з технічним обґрунтуванням та розрахунками, у процесі реконструкції НСК «Олімпійський» необхідно визначати:

- осідання опор верхнього ярусу трибун з періодичністю один раз на тиждень;
- вертикальні відхилення конструкцій верхнього ярусу трибун за допомогою датчиків відхилень по 33 найбільш відповідальних опорах, зняття результатів один раз на тиждень;
- відхилення від вертикалі на інших 29 опорах за допомогою електронної рейки-виска РВЕ-1 з тією ж періодичністю;
- горизонтальні деформації ригельних балок опор верхнього ярусу трибун з періодичністю

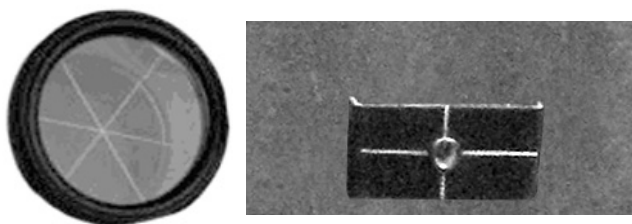


Рис. 2. Загальний вигляд призми.

один раз на тиждень.

Для визначення планово-висотного положення торців ригеля опор верхнього ярусу трибун використовується тахеометр Sokkia SET 230 RK3 в комплекті з призмами, які встановлені на торцях ригелів.

Визначаються деформації шляхом порівняння координат та позначок призмових відбивачів (мініпризм), що встановлені на торці ригеля трибун верхнього ярусу трибун, поточного та попередніх циклів. Для встановлення призмових відбивачів (мініпризм) виготовлений спеціальний кронштейн у вигляді пластини з нанесеним центром, в який вкручується мініпризма. Загальний вигляд призмового відбивача (мініпризми) та кронштейна наведено на рис. 2.

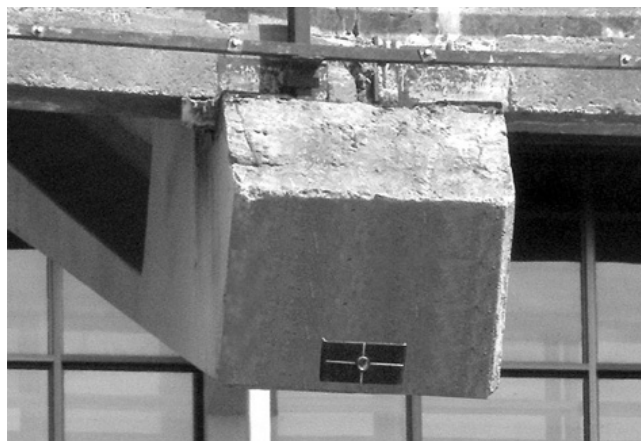


Рис. 3. Загальний вигляд встановленого призмового відбивача

Призмовий відбивач дозволяє збільшити точність вимірів та забезпечує однозначність вимірів.

Загальний вигляд встановленого призмового відбивача наведено на рис. 3, а схема його розміщення на опорі — на рис. 4.

Встановлюються призмові відбивачі з індивідуальних підвісних ригелів, що закріплювалися до конструкцій верхнього ярусу трибун. Пластины закріплюються до металевих закладних деталей

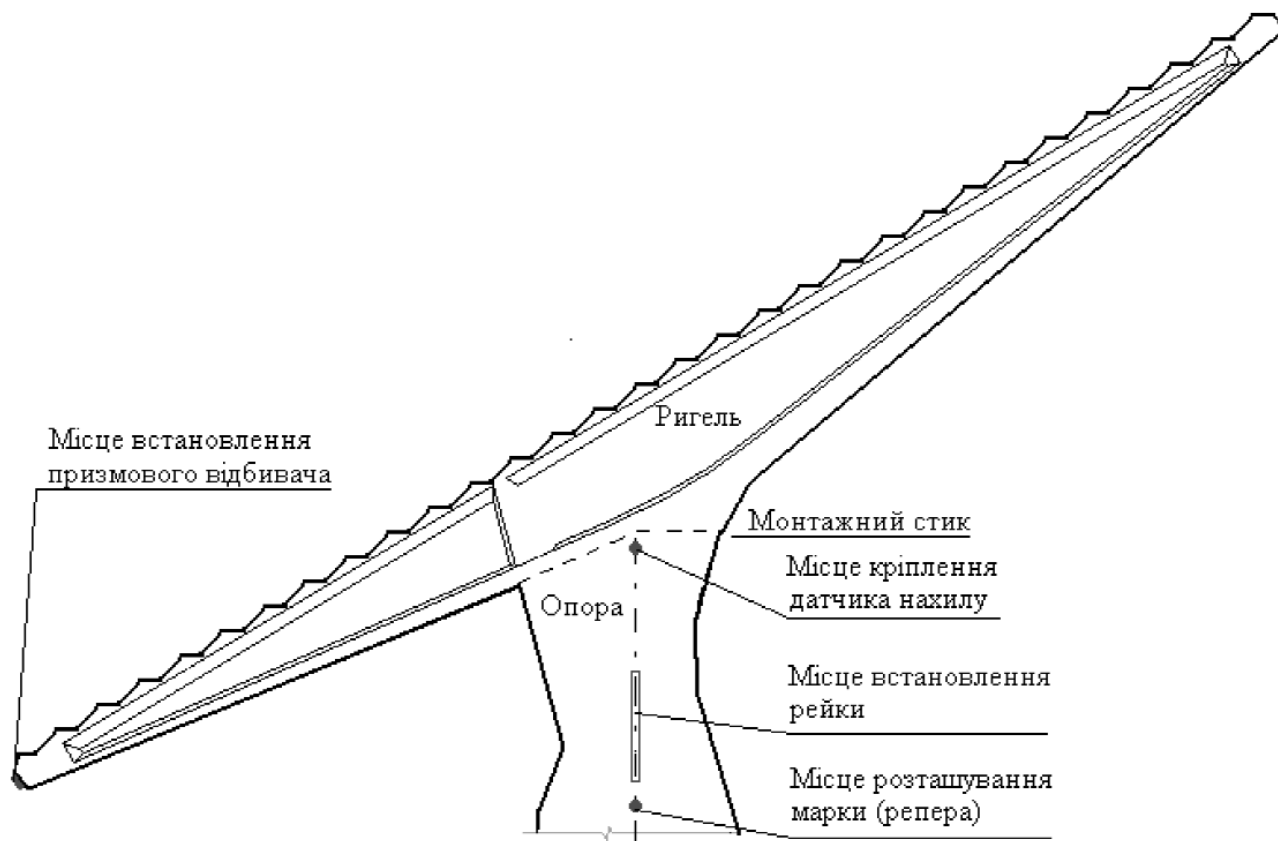


Рис. 4. Схема розміщення приладів на опорі другого ярусу

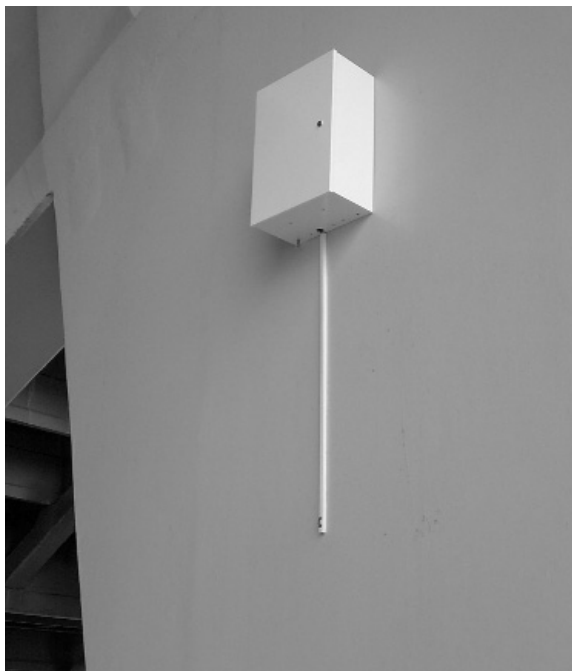


Рис. 6. Зовнішній вид встановленого датчика



Рис. 7. Загальний вигляд блоку індикації

опори. Призмові відбивачі примусово центруються в центральному отворі пластини.

Система моніторингу має забезпечувати одержання фактичних значень (контроль) відносних лінійних деформацій, кутів відхилення від вертикалі, осідання залізобетонних опор у реальному масштабі часу, обробку одержаних даних та збереження їх в електронному вигляді.

Вимірювання відхилення від вертикалі виконується за допомогою датчиків ВКВ-2 з комплектом телекомунікаційного обладнання.

Передача даних із датчика ВКВ-2 для опрацювання результатів на паперовому носії виконується за допомогою пульта передачі даних.

Програмне забезпечення дозволяє відображати результати моніторингу в графічній формі в куті-



Рис. 8. Моніторинг опор моніторингу опор другого ярусу спортивного комплексу «Олімпійський»



Рис. 9. Загальний вигляд встановленого репера на опорі по осі 15

вих секундах та міліметрах і передавати результати для обробки в Excel.

Обробка та візуалізація даних вимірювань виконується за допомогою програмного комплексу «Buildings».

На опорах верхнього ярусу трибун встановлено 33 датчики вимірювань відхилень від вертикалі ВКВ-2. У відповідності з технічним завданням на інструментальний моніторинг 33 датчики встановлені на 62 опорах через одну. Схему розміщення датчиків представлено на рис. 5 (див. кольорову вкладку).

Перед виконанням робіт із монтажу датчиків ВКВ-2 місця їх встановлення були узгоджені з замовником та проектувальником.

Датчики встановлені по осі опори в районі монтажного стику, на з'єднанні опори та ригеля верхнього ярусу трибун на висоті приблизно 5 м від поверхні ростверка. Схема розташування датчика ВКВ-2 на опорі верхнього ярусу трибун наведена на рис. 4, а зовнішній вид встановленого датчика – на рис. 6.

Оскільки визначення вертикальних відхилень необхідно виконувати по всіх опорах, то визначення відхилень від вертикалі на інших 29 опорах виконується за допомогою електронної рейки-виска РВЕ-1.

Перед проведенням першого вимірювання була проведена підготовка, яка включала розмітку місць вимірювання рейкою, що забезпечує однозначність вимірювання, та їх зачистку і шліфровку від напливів бетону, розчину та фарби.

У процесі вимірів рейка встановлюється по осі опори. Місця встановлення чітко зафіксовані на поверхні опор мітками.

Місце встановлення рейки наведено на рис. 4, загальний вигляд пульта управління рейки – на рис. 7, а момент проведення вимірювання – на рис. 8.

Вимірювання осідання опор верхнього ярусу трибун виконується традиційним геодезичним методом нівелювання за методикою II класу вимірів.

Для виконання вимірів використовується нівелір Н-05 з комплектом три метрових інварних рейок.

Перед початком спостережень обов'язково виконується перевірка нівеліру, що зменшує похибки нівелірного ходу та підвищує точність визначення осідання опор верхнього ярусу трибун.

Перед початком вимірювань виконуються перевірки рейок відповідно до Інструкції з нівелювання I та II класів.

Визначення осідання опор виконується за встановленими на них деформаційними марками (ре-

перами). Загальний вид встановленого репера наведено на рис. 9.

Місце встановлення марок погоджено проектувальником і максимально наближено до осі опори. Марки забетоновані так, що виступна частина дорівнює 5 см, що достатньо для встановлення нівелірної рейки на верхню точку.

Перед початком вимірювання виконується технічний огляд марок. При виявленні пошкодження, знищення або руйнування марки в цикл вимірювання дана опора не включається та виконуються роботи з ремонту старої або встановлення нової марки.

Схема розташування марки наведена на рис. 4. Марка встановлена так, що доступ до неї зберігається протягом всього терміну виконання робіт. Рейка встановлюється у вертикальне положення на одне й те ж саме місце, що забезпечує повторюваність вимірів.

Місця встановлення приладу та розташування перехідних точок нівелірного ходу забезпечує головну умову виконання нівелювання II класу – рівність плечей у ході. Під час першого циклу вимірювань виконані роботи з визначення відстані між точками ходу.

Вимірювання планово-висотного положення торців ригеля опор верхнього ярусу трибун виконується з пунктів вихідної геодезичної мережі будівельного майданчика. Використовуються пункти мережі С, F1, F2, B1, B2, B3, B4. Місця встановлення тахеометра та схема вимірювань наведена на рис. 10.

Визначення планово-висотних деформацій ригелів опор верхнього ярусу трибун виконується методом побудови лінійно-кутової мережі – трианголатерації або трилатерації або ж лінійно-кутової мережі з допусками кутових вимірювань триангуляції та полігонометрії 4-го класу державної мережі, оскільки розрахована точність відповідає точності триангуляції та полігонометрії 4-го класу.

Для більш наочного зображення процесу деформації ригелів опор верхнього ярусу трибун результати представлені у вигляді схеми розповсюдження деформацій та графіків деформацій по кожній координаті призматичних відбивачів. Схема розповсюдження деформацій наведена на рис. 11.

Для обробки результатів моніторингу була розроблена спеціальна програма, інтерфейс якої представлено на рис. 12. Програма дозволяє вводити дані в ручному режимі або з таблиць Excel та

**Перелік докритичних і критичних значень контрольованих параметрів підсистеми моніторингу
опор верхнього ярусу трибун**

Конструкція, місце розташування	Небезпечний контрольований параметр, межі отриманих даних	Докритичне значення контрольованого параметра	Критичне значення контрольованого параметра
1	2	3	4
Залізобетонні опори другого ярусу трибун	Осідання • Середнє значення – 15 мм; • Максимальне значення осідань – 75,6 мм	-18 мм	- 19 мм
Торці ригелів залізобетонних опор другого ярусу трибун	Горизонтальне переміщення • Середнє значення горизонтального переміщення – 17мм; • Максимальне значення горизонтального переміщення – 49,9мм;	21мм	25мм
Залізобетонні опори другого ярусу трибун	Відхилення від вертикалі • Середнє значення відхилення від вертикалі – 6,4мм; • Максимальне значення відхилення від вертикалі – 26,7мм; Всі параметри надані в перерахунку на висоту 5,5м	5мм	5,25мм

виконує побудову залежності відхилення опори за період моніторингу.

На рис. 13 наведено графіки деформацій однієї з опор по координаті X, Y та по висоті Н.

Датчики ВКВ-2 періодично проводять заміри та запам'ятовують результати вимірювань. Об'єм пам'яті – 32 000 вимірювань. Заданий період запису в блок накопичення даних становить 1 год. Оператор раз на тиждень або за необхідності проводить зчитування інформації з кожного датчика. Далі інформація обробляється на комп'ютері, де встановлене спеціальне програмне забезпечення.

На рис. 14 наведено результати запису вимірювання нахилу опори 12 протягом декількох місяців 2010 року.

Датчик при високій чутливості та періоді вимірювання в 1 год. фіксує коливання опори внаслідок технологічних факторів та добової зміни температури. На рисунку це відображається у вигляді достатньо широкої «шумової» смуги.

Зміна відхилень від вертикалі опор верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський», на яких розміщені датчики, наведено на рис. 15.

Визначення відхилень від вертикалі по опорах, на яких не встановлені датчики ВКВ-2, виконувалося вимірюваннями кута відхилення за допомогою рейки-виска РВЕ-1.

Приклад результатів вимірів за 2009 рік надаються у вигляді графіків на рис. 16.

Спостереження за осіданнями опор верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» виконувалося по опорах з 12 по 71 з періодичністю один раз на тиждень. Вимірювання виконувались традиційним методом нівелювання 2-го класу.

Осідання визначалось, як різниця між позначками поточного та попереднього циклів

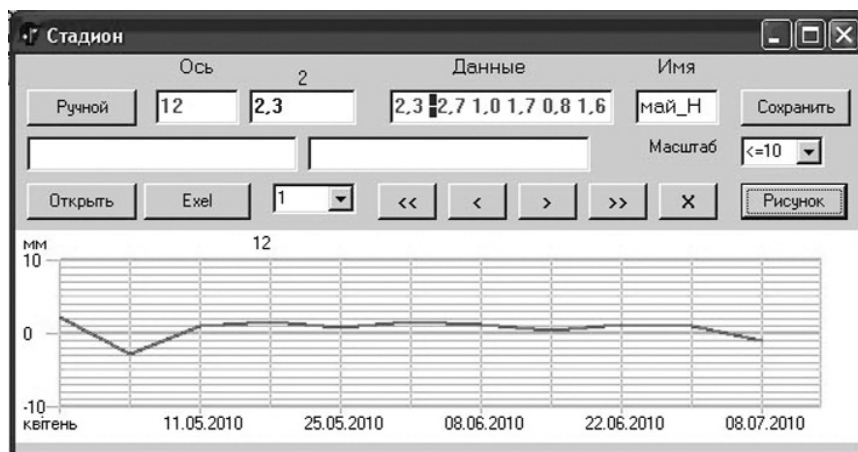


Рис. 12. Інтерфейс програми для обробки результатів моніторингу

вимірів. На травень 2010 року виконано 74 цикли вимірів.

На рис. 17 та 18 представлені результати вимірів у вигляді графіків поведінки кожної марки за 2009 та 2010 роки.

За результати аналізу вимірів надавалися рекомендації щодо коректування технології виконання будівельно-монтажних робіт у зонах найбільшого їх впливу на стійкість існуючих будівельних конструкцій, що дозволило виключити можливість збільшення їх деформацій.

Розраховані критичні та докритичні величини осідань, горизонтальних зміщень та відхилень від вертикалі. Їх значення наведені у вигляді таблиці.

За результатами виконаних натурних спостережень за осіданням (в осях з 120 по 710), горизонтальними переміщеннями торців ригеля (в осях з 120 по 710) та відхиленнями від вертикалі (в осях 120, 130, 150, 170, 190, 210, 230, 250, 270, 290, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 440, 460, 480, 500, 520, 540, 560-580, 600, 620, 630-650, 670, 690, 710) залізобетонних опор верхнього ярусу трибун зроблені наступні висновки:

- середнє значення осідань — 15 мм, максимальні значення осідань зафіксовані на опорах в осях 630-670 та 710 та досягають — 75,6 мм;

- середнє значення горизонтальних переміщень — 17 мм, максимальні значення горизонтальних переміщень зафіксовані на торцях ригеля опор в осях 630-680 та 710 та досягають 49,9 мм;

- середнє значення відхилень від вертикалі — 6,4 мм, максимальні значення відхилень від вертикалі зафіксовано на опорах в осях 120, 570, 640, 650, 670, 710 та досягають 26,7 мм в розрахунку на висоту 5,5 м.

Максимальні значення деформацій та максимальна швидкість їх наростання зафіксована під час виконання робіт із влаштування паль підпірних та шпунтових стін, які розташовані приблизно на відстані до 5м від опор верхнього ярусу трибун.

На основі результатів спостережень з урахуванням критичних та докритичних величин осідань, горизонтальних зміщень та відхилень від вертикалі розроблене технічне завдання на системи геодезичного моніторингу під час реконструкції та експлуатації відповідальних конструкцій НСК «Олімпійський».

Для забезпечення надійної інформації щодо технічного стану залізобетонних опор верхнього

ярусу трибун на кожну з 80 опор необхідно встановити:

- датчик вертикальних переміщень з діапазоном вимірювання від -100 мм до +20 мм з точністю до 1мм;

- датчик горизонтальних переміщень з діапазоном вимірювання від -100 мм до +100 мм з точністю до 1мм;

- датчик вертикальних відхилень (кренів) з діапазоном вимірювання від -20 кут. хв. до +20 кут. хв. з точністю 10 кут. с. за умови перерахунку на висоту опори 5,5 м з діапазоном вимірювання від -50 мм до +50 мм.

Наведені дані будуть використані при проектуванні та розробленні системи довготривалого моніторингу в процесі експлуатації НСК «Олімпійський».

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.3-2:2010 *Геодезичні роботи у будівництві*.

2. *Временные рекомендации по организации технологии геодезического обеспечения строительства многофункциональных высотных зданий*. — М.: ООО «Тектоплан», 2006. — 76 с.

3. *Руководство по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений*. М.: Стройиздат, 1975.

АННОТАЦИЯ

В статье освещен опыт проведения мониторинга состояния сооружений НСК «Олимпийский» в процессе его реконструкции. Описаны приборы, которые использовались при мониторинге та места их расположения. Приведены методы измерения и контроля. Приведены результаты мониторинга и выводы по результатам работ.

Ключевые слова: Мониторинг, НСК «Олимпийский», приборы для мониторинга, результаты.

ANNOTATION

In the article experience of realization of monitoring of the state of building of HSK is lighted up «Olympic» in the process of his reconstruction. Devices which was used for monitoring that places of their location are described. Methods over of measuring and control are brought. Results over of monitoring and conclusions are brought on results works.

Keywords: Monitoring, HSK «Olympic», devices for monitoring, results.

УДК 624.15; 725

*О.М. Галінський, к.т.н.; Л.М. Грубська;
В.О. Басанський, НДІБВ, Київ;
І.Д. Козявкін, ПП «Каматек», Київ*

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКІВ СТІЙКОСТІ ПІДПІРНИХ СТІН ВЗДОВЖ СХИЛІВ ЧЕРЕПАНОВОЇ ГОРИ НА ТЕРИТОРІЇ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ» У КИЄВІ

АНОТАЦІЯ

Виконана оцінка стійкості конструкцій підпірних стін при різних варіантах довжини паль, визначення варіанту конструкції, що задовольняє умовам стійкості та економічної доцільності.

Розрахунки виконувались для двох етапів будівництва:

- розробка ґрунту до відмітки, на якій передбачено плити, встановлення естакади на контрфорсах;
- розробка ґрунту після встановлення плити естакади до проектної відмітки.

Розглянуто додатковий варіант з кріпленням ростверку паль анкерною палею, а також варіант з виконанням котловану «холодної зони» у основі підпірних стін. Складено висновок щодо варіанту конструкції, яка задовольняє умовам стійкості та економічної доцільності.

Ключові слова: підпірна стіна, паля, анкерна паля, розрахунки, переміщення, стійкість, економічна доцільність.

У процесі реконструкції НСК «Олімпійський» для збільшення простору перед стадіоном та влаштування об'їзної дороги споруджувалась група підпірних стін ПС-1 – ПС-6, які разом являють собою суцільний комплекс підпірних стін, що утримують схили Черепанової гори.

Підпірні стіни ПС-1 і ПС-5 – основні ділянки цього комплексу, мають прямолінійний напрямок і є конструктивним елементом естакади для влаштування об'їзної дороги.

Підпірна стіна ПС-5 розташована на північному схилі Черепанової гори і має довжину 112,5 м, а стіна ПС-1 – на західному схилі і має довжину близько 80 м (рис.1).

Конструкцію підпірних стін ПС-1 і ПС-5 розроблено ПП «Коматек» в 2009 р. на підставі розрахунків, виконаних НДІБВ.

Згідно з проектною документацією підпірні стіни ПС-1 і ПС-5 виконувались з двох рядів залізобетонних паль діаметром 1000 мм, що влаштовані в шаховому порядку, крок паль – 1,5 м. Відмітка верху паль – 140,20 м – 147,60 м, голови паль з'єднувались залізобетонним ростверком з розмірами 3200 мм х 1000 мм. Ростверк паль розділений деформаційними швами на ділянки довжиною 15,0 м.

Конструкцією підпірної стіни ПС-5 передбачено влаштування на відм. 143,00 м залізобетонної плити з розмірами 7900 мм х 300 мм, що спирається на два ряди залізобетонних паль діаметром 1,0 м з кроком 7,5 м, ґрунт під плитою розробляється до відм. 136,00 м (рис.2). У подальшому по плиті буде виконана об'їзна дорога.

Конструкцією підпірної стіни ПС-1 передбачено влаштування залізобетонної плити на відм. 145 м. Ґрунт під плитою розробляється до відм. 136,00 м.

Інженерно-геологічні вишукування на площаді реконструкції НСК «Олімпійський» виконувались в 2008 р. АТЗТ «Київсоюздорпроект».

Згідно з результатами виконаних інженерно-геологічних вишукувань товща схилу, прорізана палями підпірних стін, складається з наступних шарів: делювіально-зсувний ґрунт потужністю 0,5 м – 1,5 м; глина важка, тверда, туго пластична потужністю 2,0 м – 3,0 м; піски пилуваті, мілкі, середньої щільності потужністю 20 м – 22,0 м; супісок піщанистий, пластичний потужністю 6,0 м, – 7,0 м; наглинок потужністю 5,0 м, глина тверда та напівтверда.

При виконанні розрахунків підпірних стін пальово-ростверкова конструкція була змодельована та розрахована в програмному комплексі «PLAXIS» методом кінцевих елементів.

Розрахунки виконувались для двох етапів будівництва:

- розробка ґрунту до відм. 141,00 м без встановлення залізобетонної плити на контрфорсних палях (для ПС-5 – 141,00 м, для ПС-1 – 143,00 м);
- розробка ґрунту до проектної відмітки після встановлення залізобетонної плити (для ПС-5 – 136,00 м, для ПС-1 – 140,00 м).

При створенні розрахункової моделі конструкція естакади розглядалась як жорстка опора у місці її примикання.

При виконанні розрахунків були розглянуті варіанти підпірної стіни з різною довжиною паль в межах 23,5 м – 36,0 м.

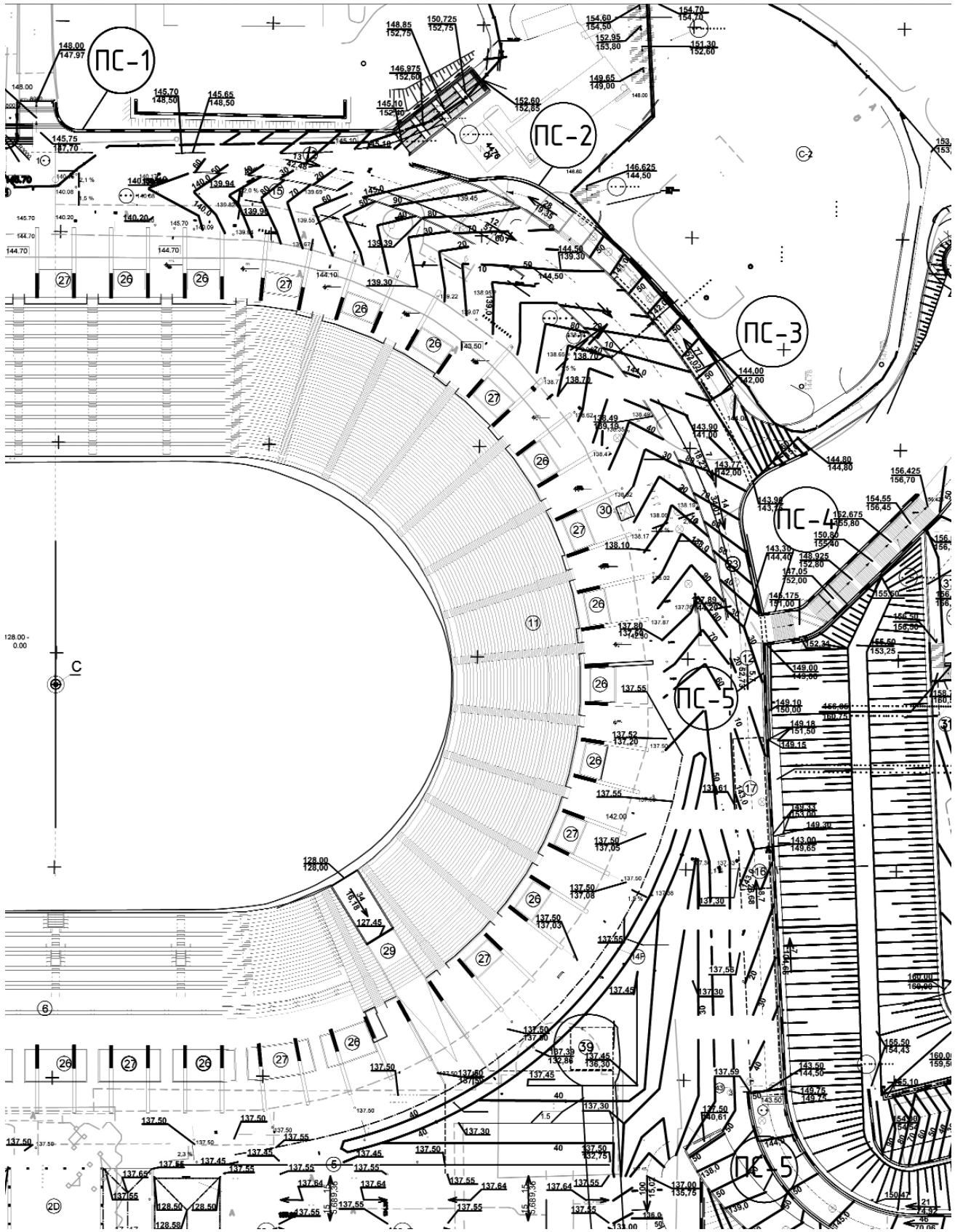


Рис. 1. План розташування підпірних стін

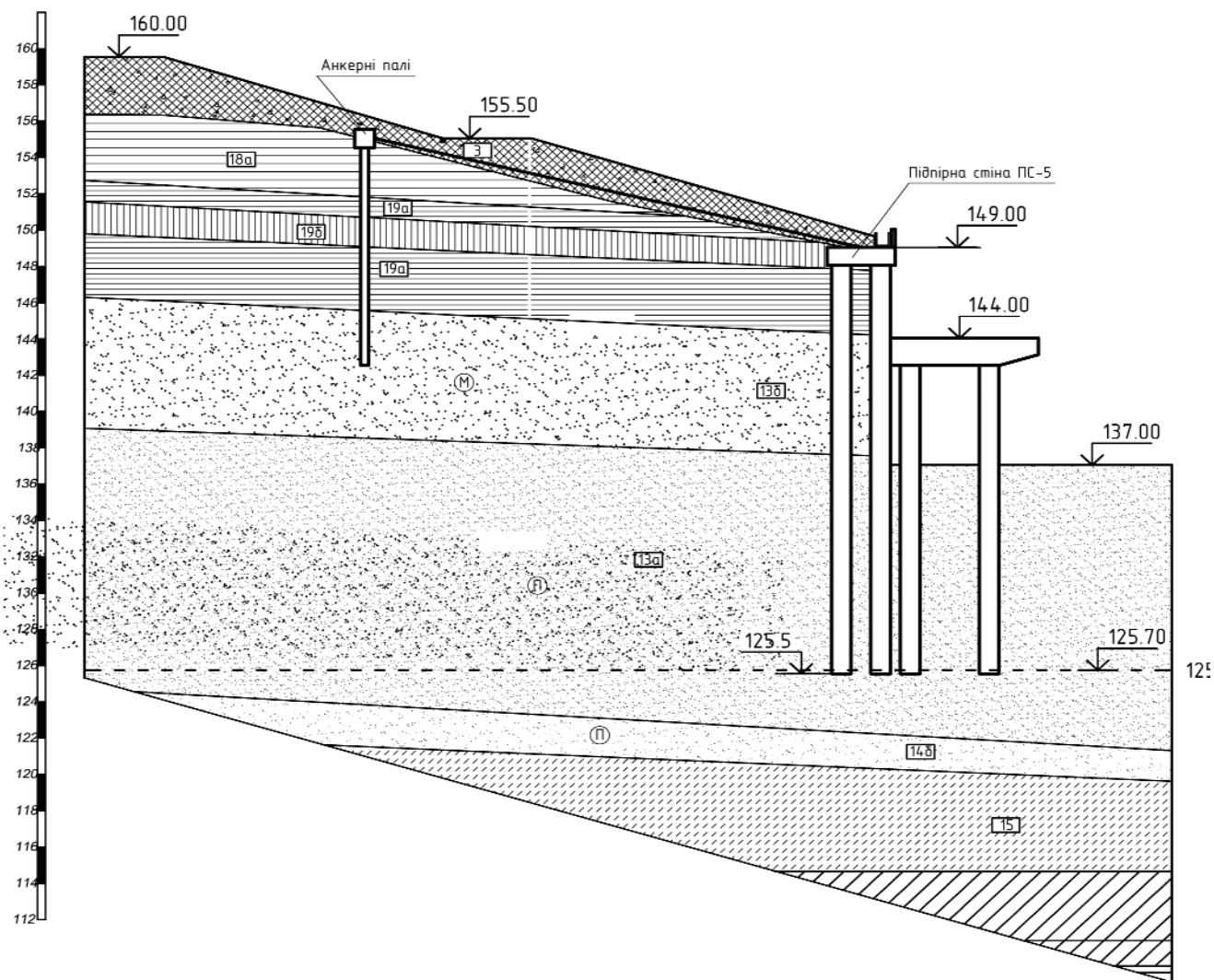


Рис. 2. Конструкція підпірної стіни ПС-5

Таблиця 1. Підпірна стіна ПС-5. Значення переміщень і згинаючих моментів на етапі розробки ґрунту до відм. 141,00 м

Відмітка низу палі, м (довжина палі*, м)	Згинаючий момент, кН*м	Переміщення верху палі, мм	Переміщення низу палі, мм	Різниця переміщень палі, мм	Відносне до довжини палі переміщення
113,00 (36,0)	566,32	85,23	25,35	59,88	1/585
118,00 (31,0)	557,06	82,32	36,48	45,84	1/655
121,00 (28,0)	547,91	83,30	39,67	43,63	1/619
125,00(24,0)	526,10	82,57	42,43	40,14	1/573

Таблиця 2. Підпірна стіна ПС-5. Значення переміщень і згинаючих моментів на етапі розробки ґрунту до відм. 136,00 м

Відмітка низу палі, м (довжина палі від верху ростверка, м)	Згинаючий момент, кН*м	Переміщення верху палі, мм	Переміщення низу палі, мм	Різниця переміщень палі, мм	Відносне до довжини палі переміщення
113,00 (36,0)	558,21	79,41	36,77	42,64	1/820
118,00 (31,0)	551,89	78,91	50,68	28,23	1/1063
121,00 (28,0)	506,53	78,29	51,93	26,36	1/1024
125,00(24,0)	508,16	78,79	51,89	26,90	1/855

* — довжина палі від верху ростверку

У результаті виконаних розрахунків отримані значення переміщень ґрунту і паль та значення згинаючих моментів у перерізах паль, які наведені в табл.1, 2.

Аналіз результатів розрахунків стійкості підпірної стіни ПС-5 з палями різної довжини показав, що для палі довжиною 24,0 м (відм.125,00 м, яка проходить в пісках) значення переміщень, що отримані в результаті розрахунків по обох моделях близькі за значенням і знаходяться в межах 7,9 см – 8,2 см. Значення згинаючих моментів в перерізах паль знаходяться в межах 508,16 кНм – 566,32 кНм.

З метою зменшення переміщення верху паль було розглянуто конструктивну схему з кріпленням ростверку анкерними палями, що влаштовуються на відстані не менше 10,0 м від підпірної стіни.

Конструктивне рішення в цьому варіанті передбачає влаштування трьох анкерних паль діаметром 400 мм на ділянці між деформаційними швами ростверка (довжина ділянки 15,0 м). Крок паль – 7,5 м (рис. 3) (див. кольорову вкладку).

Результати розрахунків стійкості підпірної стіни з палями довжиною 24,0 м та з кріпленням ростверку анкерною палею показали, що переміщення верху палі при такій конструктивній схемі можливо зменшити до 5,2 см. Максимальний згинаючий момент дорівнює 520,78 кНм, що допустимо для паль діаметром 1,0 м.

Отже, виходячи з умов стійкості підпірної стіни та економічної доцільності, рекомендовано прийняти для проектування варіант конструкції з довжиною палі 24,0 м з улаштуванням кріплення верхнього ростверка паль до анкерних паль діаметром 400 мм, які влаштовуються з кроком 7,5 м на відстані не менше 10,0 м від підпірної стіни.

У процесі будівництва підпірних стін ПС-1 та ПС-5 виникло ряд додаткових умов та змін у конструкціях підпірних стін, які викликали необхідність виконання додаткових розрахунків підпірних стін.

Були виконані розрахунки конструкції підпірної стіни ПС-5 з урахуванням зміни вертикальних відміток (зміна відмітки верху плити естакади з 142,50 м на відм. 143,00 м; зміна відмітки розробки ґрунту під естакою з 136,00 м на відм. 137,60 м). Отримані зусилля при зміні висотних відміток конструкцій підпірної стіни ПС-5 не перевищували значень зусиль, що можуть сприйняти запроектовані конструкції.

Виконані розрахунки підпірної стіни ПС-1 з урахуванням зміни вертикальних відміток (зміна відмітки верху плити естакади з 147,00 м на відмітку 145,10 м; зміна відмітки розробки ґрунту під естакою з 140,00 м на відмітку 140,10 м). Отримані зусилля при зміні висотних відміток конструкцій підпірної стіни ПС-1 не перевищували значень зусиль, що можуть сприйняти запроектовані конструкції.

У процесі розрахунку основної конструкції підпірних стін конструкція естакади розглядалась як жорстка опора у місці її примикання. Але конструкція естакади має досить складну конфігурацію і складається з плити та двох контрфорсних паль. Для визначення зусиль, що виникають в окремих елементах конструкції естакади, була розроблена розрахункова модель з урахуванням моделювання конструкції естакади з окремих елементів – в місці примикання естакади жорстка опора замінена на елемент – залізобетонна плита, яка спирається і передає навантаження на пару контрфорсних паль (рис.4). Розрахунки, виконані за цією розрахунковою моделлю показали, що стійкість підпірних стін ПС-1 і ПС-5 та естакади забезпечена. Отримані зусилля в елементах естакади. Максимальний згинаючий момент в перерізах контрфорсних паль $M_p = 365,42$ кНм. Максимальний згинаючий момент в перерізах плити естакади $M_e = 753,55$ кНм, максимальне поперечне зусилля в перерізах плити естакади $Q_e = 402,18$ кНм. Отримані зусилля в перерізах паль підпірної стіни мали значення менші ніж прийняті для проектування конструкцій паль.

Для компенсації значного поперечного навантаження на плиту естакади і контрфорсні палі проектувальником запропоновано використання пінополістирольних прокладок під плиту естакади в зоні опирання на контрфорсні палі.

Виконані розрахунки для підпірної стіни ПС-1 показали, що за допомогою пінополістирольних прокладок можливо зменшити навантаження на плиту і контрфорсні палі на 205,05 кН.

При проектуванні підпірних стін ПС-1 і ПС-5 не враховувався вплив спорудження котловану «холодної зони», який був запроектований пізніше вздовж підпірних стін на відстані 12 м.

Виконані розрахунки конструкцій підпірних стін ПС-1 і ПС-5 з урахуванням котловану «холодної зони». Глибина котловану 6 м, ширина – 16 м. Огородження котловану «холодної зони» вико-

нана з металевих паль і дерев'яної забірки. Довжина паль – 12,0 м. У верхній частині шпунтового огороження влаштовувався розпирний елемент.

Складання розрахункової моделі проводилось з урахуванням моделювання елементів шпунтового огороження котловану (рис.5).

Розрахунки велись у два етапи. На першому етапі моделювалась ситуація з розробкою ґрунту до відмітки розкопування ґрунту під естакадою. На другому етапі моделювалась ситуація з розробкою ґрунту в котловані «холодної зони» до відм. 133,50 м.

Виконані розрахунки показали, що стійкість підпирних стін на обох етапах забезпечена і отримані значення переміщень та зусиль в перерізах конструкцій підпирних стін, естакади і огороження котловану (максимальний згинаючий момент у перерізах паль – 530,12 кНм; максимальний згинаючий момент у перерізах плити естакади 702,26 кНм; максимальне поперечне зусилля у перерізах плити естакади 407,09 кН; максимальний згинаючий момент у перерізах контрфорсної палі 314,14 кНм; максимальний згинаючий момент у перерізах шпунтового огороження 116,37 кНм; максимальне зусилля в перерізах розпирного елемента шпунтового огороження 104,26 кН).

Отримані в результаті розрахунку зусилля в конструкціях підпирних стін і шпунтового огороження котловану «холодної зони» не перевищили значення зусиль, на які запроектовані конструкції підпирних стін і естакади.

ЛІТЕРАТУРА

1. Реконструкція НСК «Олімпійський». Об'їздна дорога і противооползневые укрепления склонов Черепановой горы, 128-2008-ПС-КЖ, ПП «КО-МАТЕК», Киев, 2008.

2. Інженерно-геологічні вишукування для розрахунків стійкості схилів на проектування реконструкції існуючих і будівництва нових об'єктів НСК «Олімпійський», АТЗТ «Київсоюздорпроект», Київ, 2008.

3. Реконструкція НСК «Олімпійський». Висновок про інженерно-геологічні вишукування. Вихідні дані, загальна пояснювальна записка, інженерно-ге-

ологічні розрізи, ДП «Інститут КИЇВГЕО» ВАТ «Київпроект», Київ, 2008.

АННОТАЦИЯ

Выполнена оценка устойчивости конструкций подпорных стен при различных вариантах длины свай, определения варианта конструкции, удовлетворяющей условиям устойчивости и экономической целесообразности.

Расчеты выполнялись для двух этапов строительства:

- разработка грунта до отметки, на которой предусмотрено плиты, установка эстакады на контрфорсы;

- разработка грунта после установки плиты эстакады до проектной отметки.

Рассмотрены дополнительный вариант с креплением ростверка свай анкерной сваей, а также вариант с выполнением котлована «холодной зоны» в основе подпорных стен.

Составлено заключение по варианту конструкции, которая удовлетворяет условиям устойчивости и экономической целесообразности.

Ключевые слова: подпорная стена, свая, анкерная свая, расчеты, перемещения, стойкость, экономическая целесообразность.

ANNOTATION

The estimation of the stability of retaining walls structures in different variants of the length of piles, the definition of alternative designs that satisfy the conditions of stability and economic feasibility.

Calculations were performed for two phases of construction:

- Development of ground to the mark, which provides plates, set racks in the buttresses;

- Development of the soil after the installation plate to the flyover project mark.

A further option of mounting tension pile grillage Pale and option execution pit of the cold zone "at the basis of retaining walls.

Compiled opinion on alternative designs that satisfy the conditions of stability and economic feasibility.

Key words: retaining walls, pile, anchor pile, calculations, displacement, stability, economic feasibility.

УДК 69.059;624.15;725

*О.М. Галінський, к.т.н.; О.М. Чернухін, к.т.н.;
С.А. Марчук; В.М. Хоменко, НДІБВ, Київ***ВПЛИВ ВІБРАЦІЇ НА КОНСТРУКЦІЇ
СТАДІОНУ ТА ПРИЛЕГЛІ БУДІВЛІ ПРИ
ВИКОНАННІ РОБІТ ІЗ ВЛАШТУВАННЯ
ПАЛЬ ТА ДЕМОНТАЖУ БУДІВЕЛЬНИХ
КОНСТРУКЦІЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ
НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ» У КИЄВІ****АНОТАЦІЯ**

Розглянуто розповсюдження вібрації в ґрунті, що виникає при бурінні свердловин буровими установками та руйнуванні залізобетонних конструкцій гідромолотами на базі екскаваторів, та її вплив на розташовані поруч будівельні конструкції при виконанні робіт з реконструкції НСК «Олімпійський» у м. Києві. Розглянуто заходи зі зменшення впливу вібрації від дії бурових машин та гідромолотів на існуючі будівельні конструкції.

Ключові слова: вібрація, ґрунт, будівельні конструкції, бурова установка, гідромолот, віброізоляція.

При виконанні робіт із реконструкції НСК «Олімпійський» у м. Києві будівельні конструкції стадіону та розташовані поблизу будівлі зазнають значного вібраційного впливу від роботи машин та механізмів, що працюють на будівельному майданчику.

На території НСК виконувався великий обсяг робіт із руйнування існуючих залізобетонних конструкцій, серед яких: 20 пілонів та 20 ригелів трибун верхнього ярусу стадіону, 80 ригелів трибун нижнього ярусу, 3 підпірні стіни з боку Черепанової гори, 4 ростверки освітлювальних опор та інші конструкції із загальним об'ємом руйнування понад 6000 м³. Також здійснювалось буріння понад 2,5 тисяч свердловин діаметром 620-800 мм і глибиною до 25,7 м під палі будівель «зони вболівальників», «VIP-зони» та «холодної зони» та діаметром до 1000 мм для влаштування нових підпірних стін з боку Черепанової гори. Ці роботи виконувались при великій концентрації машин та механізмів на обмежених площах у стислих умовах.

Роботи з руйнування залізобетонних конструкцій, які виконувались гідравлічними молотами на

базі екскаваторів, та роботи з буріння у ґрунті свердловин під палі важкими буровими установками були одним із джерел найбільш суттєвих вібраційних впливів на конструкції НСК «Олімпійський».

Вібрація негативно впливає на будівельні конструкції, викликаючи в них додаткові напруження, які сприяють появі пошкоджень, та може викликати осадку фундаментів. Найчастіше і досить швидко руйнування об'єкта настає при вібраційних впливах за умов резонансу.

Додатковим чинником, що ускладнював виконання будівельних робіт, було те, що деякі прилеглі до стадіону будівлі, особливо льодовий коток «Крижинка», вже до початку робіт із реконструкції НСК мали пошкодження у вигляді тріщин у несучих конструкціях, а пілони трибун верхнього ярусу висотою 15 м не мали достатньої стійкості.

У зв'язку з цим постало питання про визначення впливу вібрації на будівельні конструкції.

Для вивчення впливу вібрації на фундаменти пілонів стадіону, які є одними з найбільш відповідальних будівельних конструкцій, та на існуючі будівлі спорткомплексу НДІБВ було виконано вимірювання вібрації, що виникає від буріння свердловин та руйнування ростверків освітлювальних опор.

Найбільш несприятливі умови склалися при бурінні свердловин ТОВ «БМК Планета-Міст» при влаштуванні паль під будівлю «зони вболівальників», будівельний майданчик якої знаходився біля пілону по осі 710 у котловані глибиною до 10 м. Стіни котловану з боку пілонів були закріплені тимчасовою підпірною стіною з трьома ярусами анкерів. Підпірна стіна знаходилась між буровою машиною та пілонами на відстані 6-10 м від фундаментів пілонів верхнього ярусу трибун стадіону (рис. 1).

Свердловини діаметром 620 мм та 800 мм, глибиною до 20 м нижче дна котловану виконувались буровими установками BAUER BG 36 під захистом металевої обсадної труби за технологією «випередження забою».

Технологія «випередження забою» передбачає вдавлення металевої обсадної труби в ґрунт та подальше виймання ґрунту шнековим буром. Ця технологія дозволяє знизити вплив процесу буріння свердловини на розташовані навколо будівельні конструкції. Обсадна труба складається із секцій двометрової довжини, які подаються до

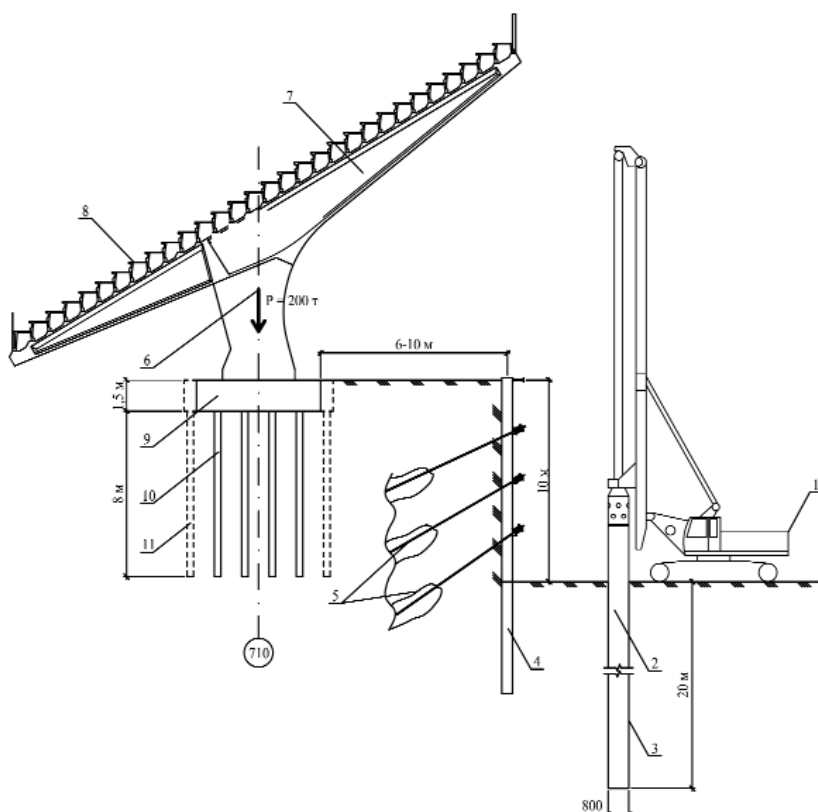


Рис. 1. Буріння свердловини буровою установкою BAUER BG 36 біля підпірної стіни

«зони вболівальників»:

- 1 – бурова установка BAUER BG 36;
- 2 – обсадна труба;
- 3 – свердловина діаметром 800 мм;
- 4 – тимчасова шпунтова підпірна стіна «зони вболівальників»;
- 5 – ґрунтові анкери;
- 6 – пілон трибун верхнього ярусу загальною вагою зі складками та ростверком близько 200 т;
- 7 – консоль (ригель) пілону;
- 8 – залізобетонна складка;
- 9 – ростверк пілону;
- 10 – палі пілону (8 шт);
- 11 – додаткові палі пілону (10 шт).

свердловини за допомогою лебідки, встановленої на штанзі бурової установки.

Ґрунт, який виймався із свердловини, обертальними рухами шнека струшувався у відвал біля бурової установки. Такий спосіб очищення шнека спричиняє значну вібрацію, яка перевищує вібрацію від самого процесу буріння, тому НДІБВ було рекомендовано використовувати захватні засоби для зняття ґрунту зі шнека при його зворотному обертанні.

Бурова установка BAUER BG 36 під час струшування ґрунту зі шнека зображена на рис. 2. Основні технічні характеристики бурової установки BAUER BG 36 наведено в таблиці 1

При реконструкції НСК «Олімпійський» також виконувались роботи з руйнування чотирьох залізобетонних ростверків фундаментів освітлю-

вальних опор. Ростверк фундаменту освітлювальної опори представляв собою монолітний залізо-

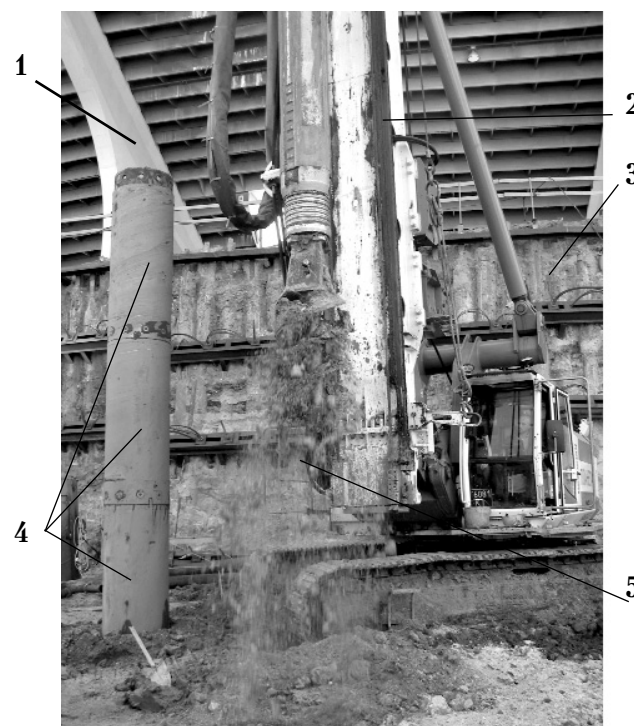


Рис. 2. Бурова установка BAUER BG 36 під час струшування ґрунту зі шнека: 1 – пілон трибун верхнього ярусу стадіону; 2 – бурова установка BAUER BG 36; 3 – тимчасова підпірна стіна «зони вболівальників»; 4 – секції обсадної труби; 5 – ґрунт, який струшується зі шнека.

Таблиця 1. Основні технічні характеристики бурової установки BAUER BG 36

Характеристика	Значення
Потужність двигуна, кВт	354
Обертальний момент, кНм	367
Споряджена маса, т	115
Макс. глибина буріння, м	68,6
Макс. діаметр буріння, м	2,3



Рис. 3. Руйнування ростверка фундаменту освітлювальної опори №4 в межах осей 320-330: 1 – екскаватор; 2 – гідромолот; 3 – ростверк фундаменту освітлювальної опори; 4 – пілон трибун верхнього ярусу стадіону.

бетонний масив діаметром 6,8 м, висотою 1,5 м і об'ємом близько 55 м³. Відстань від ростверків до пілонів трибун верхнього ярусу складала 16 м, а від одного з цих ростверків до будівлі льодового катку «Крижинка» – 8 м.

Роботи з руйнування ростверку освітлювальної опори виконувались ТОВ «Техбудмеханіка».

Руйнування виконувалося гідравлічним молотом INDECO HP2500, що має енергію удару до 3,5 кДж, який навішувався на стрілу екскаватора (рис 3). Основні технічні характеристики гідравлічного молота INDECO HP2500 наведено в таблиці 2.

Відкидання бетонного лому у відвал виконувалося екскаватором із ковшем «зворотна лопата» об'ємом 1 м³.

Під час вимірювання вібрації в зоні навколо ростверку освітлювальної опори машини та механізми, не задіяні в демонтажу, не працювали.

Таблиця 2. Основні технічні характеристики гідравлічного молота INDECO HP2500

Характеристика	Значення
Вага молота в робочому стані, кг	1500
Діаметр робочого органу, мм	130
Регульований тиск молота, бар	115-140
Регульований тиск екскаватора, бар	180
Енергія удару, Дж	3120
Кількість ударів за хвилину	420-870

Вимірювання вібрації від робіт із буріння свердловин та руйнування ростверків освітлювальних опор виконувалося за допомогою вимірювача шуму та вібрації ВШВ-003-М2 (рис. 4), основні технічні характеристики якого наведено в таблиці 3.

У приладі використовується принцип перетворення звукових і механічних коливань досліджуваних об'єктів у пропорційні електричні сигнали, які потім підсилюються та вимірюються. Результатом вимірювання вібрації приладом ВШВ-003-М2 є віброшвидкість.

Показником допустимого впливу вібрації на будівельні конструкції є амплітуда коливань цих конструкцій. Згідно зі СНиП 2.02.05-87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» [2] для фундаменту пілонів трибун верхнього ярусу стадіону максимально допустима амплітуда коливань складає 0,15 мм.

Таблиця 3 Основні технічні характеристики вимірювача шуму та вібрації ВШВ-003-М2

Характеристика	Значення
Робочий діапазон частот, Гц	1 - 10000
Динамічний діапазон вимірювання віброшвидкості, мм/с	3·10 ² до 5·10 ⁴
Відносна похибка вимірювання віброшвидкості, %	± 10
Габаритні розміри, см	28x24x10
Маса, кг	4,5

У відповідності з «Руководством по вибропогружению свай-оболочек и шпунта вблизи существующих зданий и сооружений» [3] за відомим значенням віброшвидкості було знайдено значення амплітуди залежністю:

$$A = \frac{V}{2 \cdot \pi \cdot f}$$

де: A – амплітуда коливань, мм, V – віброшвидкість, мм/с, f – частота коливань, Гц.

Частота коливань бурової машини складала $f = 0,53$ Гц.

Частота коливань гідромолота складала $f = 10$ Гц.

У результаті вимірювань було отримано показники, які зведено в таблицю 4.

За даними таблиці побудовано графіки залежності амплітуди коливань від відстані до збуджувача вібрації (рис. 5).

З наведеного графіка виходить, що амплітуда коливань ґрунту біля пілону трибун верхнього ярусу при струшуванні ґрунту зі шнека бурової машини на відстані 11,5 м складала 0,45 мм, що у

відповідності з [2] перевищує допустиму норму у 3 рази, а амплітуда коливань ґрунту на відстані 18 м була значно нижчою і складала 0,21 мм, що перевищує допустиму норму у 1,4 рази.

Амплітуда коливань ґрунту біля фундаменту пілону верхнього ярусу трибун стадіону від руйнування ростверка освітлювальної опори гідравлічним молотом на відстані 16 м складала всього 0,07 мм, що не перевищувало допустимої норми.

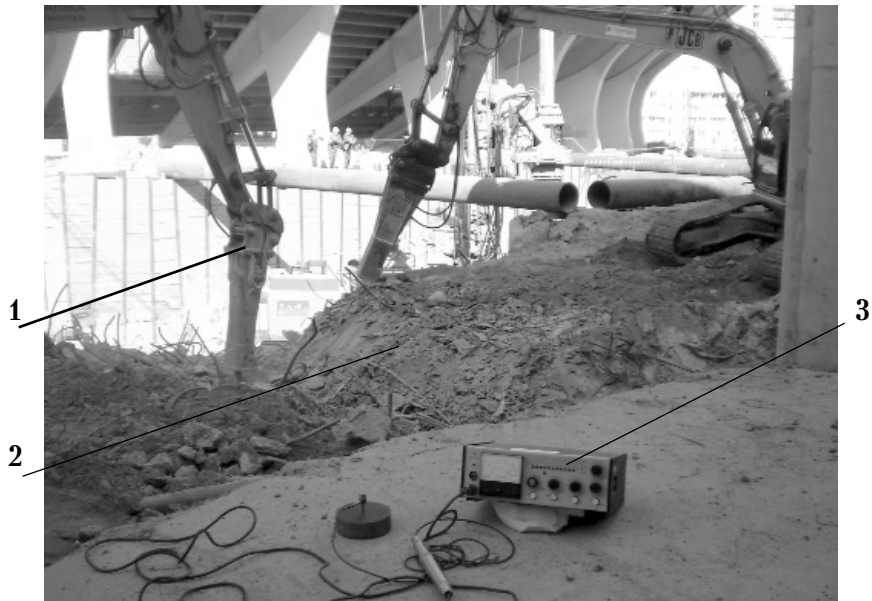


Рис. 4. Руйнування ростверка освітлювальної опори в осях 480-490 двома екскаваторами з гідро молотами: 1 – гідромолот на базі екскаватора; 2 – ростверк фундаменту освітлювальної опори №1; 3 – вимірювач вібрації ВШВ-003-М2.

Таблиця 4. Результати вимірювань амплітуди вібраційних коливань у ґрунті

Відстань від збуджувача вібрації, м	Віброшвидкість v, мм/с	Амплітуда коливань ростверка пілону A, мм
При бурінні свердловини $f = 0,53$ Гц		
1	1,5	0,45
8	0,63	0,19
11,5	0,33	0,1
18	0,13	0,04
При струшуванні ґрунту зі шнека $f = 0,53$ Гц		
1	4,50	1,4
8	3,00	0,9
11,5	1,50	0,45
18	0,70	0,21
При руйнуванні ростверка освітлювальної опори гідромолотом $f = 10$ Гц		
1	50,24	0,8
8	22,00	0,35
14	10,00	0,16
16	4,40	0,07

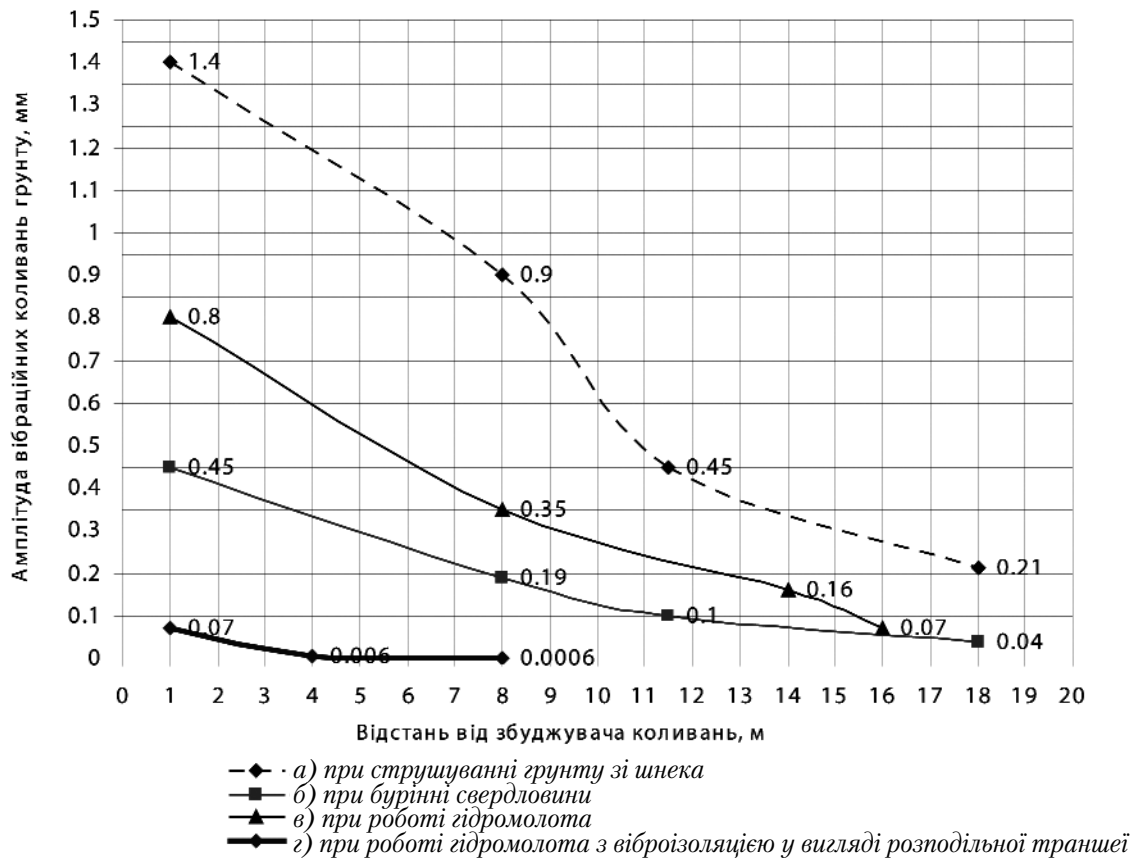


Рис. 5 Графік зміни амплітуди коливань ґрунту в залежності від відстані до збуджувача коливань

Амплітуда коливань ґрунту при руйнуванні ростверка освітлювальної опори на відстані 11,7 м і більше знаходиться в межах допустимої норми.

Оскільки льодовий коток «Крижинка» знаходився на відстані 8 м від ростверка освітлювальної опори і мав пошкодження несучих конструкцій у вигляді тріщин, було вирішено вжити заходів зі зменшення впливу вібрації від роботи гідромолота.

Для цього було влаштовано віброізоляцію ростверка освітлювальної опори у вигляді розподільної траншеї у ґрунті з вібропоглинаючим заповнювачем із дерев'яної тирси. Траншея шириною 0,7 м та глибиною 2 м була влаштована впритул до ростверка освітлювальної опори (рис. 6).

Таблиця 5. Результати вимірювань амплітуди коливань із влаштованою віброізоляцією

Відстань від збуджувача вібрації, м.	Віброшвидкість v , мм/с	Амплітуда коливань A , мм
0 (на ростверку)	61,2	0,97
1	4,50	0,07
4	0,36	0,006
8	0,04	0,0006

У результаті вимірювань вібрації при руйнуванні ростверка освітлювальної опори з влаштованою віброізоляцією було отримано показники, які зведено в таблицю 5.

Графік за даними таблиці 4. наведено на рис. 5 г.

З графіка видно, що амплітуда коливань ґрунту біля фундаменту будівлі льодового котка «Крижинка» з улаштуванням віброізоляції у вигляді траншеї, заповненої тирсою, зменшилась майже до нульового значення і складала лише 0,0006 мм, а відразу за вібропоглинаючою траншеєю амплітуда зменшилась в 10 разів до 0,07 мм.

З виконаних вимірювань вібраційних коливань ґрунту виходить, що найбільша амплітуда коливань зафіксована при струшуванні ґрунту зі шнека бурової машини, яка у середньому в 1,75 разів більша ніж від роботи гідромолота на тій же відстані від збуджувача вібрації.

Висновки:

1. Амплітуда вібраційних коливань ґрунту біля ростверка пілону при струшуванні ґрунту зі шнека бурової машини складала 0,45 мм, що перевищувало норму у 3 рази. При цьому підпірна анкерна стіна «зони вболівальників» та підсилення пілона

додатковими палями стримувало переміщення пілона.

2. Використання методу струшування ґрунту зі шнека біля існуючих будівель і споруд недопустимо, оскільки приводить до надмірних додаткових вібраційних навантажень на будівлю. При роботі біля існуючих будівель і споруд необхідно використовувати додаткові захватні пристрої для видалення ґрунту зі шнека бурової установки.

3. Амплітуда вібраційних коливань фундаменту пілона від роботи гідравлічного молота була меншою ніж при струшуванні ґрунту зі шнека бурової установки і складала 0,07 мм, що не перевищує допустимих норм.

4. Для зниження вібраційних коливань від роботи гідромолота при руйнуванні ростверка освітлювальної опори, який знаходився на відстані 8 м від будівлі льодового котка «Крижинка», була влаштована віброізоляція у вигляді траншеї у ґрунті глибиною 2 м і шириною 0,7 м з вібропоглинаючим заповнювачем із дерев'яної тирси, що дозволило зменшити амплітуду коливань фундаменту льодового котка до 0,0006 мм.

5. При демонтажі будівельних конструкцій гідромолотами для запобігання розповсюдженню вібраційних коливань у ґрунті та впливу на розташовані поруч будівлі та споруди доцільно відмежовувати їх від джерела вібрації за допомогою влаштування траншей із вібропоглинаючим заповнювачем, наприклад, із дерев'яної тирси.

6. Амплітуда вібраційних коливань ґрунту від дії гідромолота без віброізоляції конструкцій в середньому в 1,75 раза нижча ніж від коливань при струшуванні ґрунту зі шнека бурової машини.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ 2300-93 Вібрація. Терміни та визначення.
2. СНиП 2.02.05-87 Фундаменты машин с динамическими нагрузками.
3. Руководство по вибропогружению свай-оболочек и шпунта вблизи существующих зданий и сооружений, М., 1981.

АННОТАЦИЯ

Рассмотрено распространение вибрации в грунте, возникающей при бурении скважин буровыми установками и разрушении железобетонных конст-



Рис. 6. Розподільна траншея з вібропоглинаючим заповнювачем із дерев'яної тирси: 1 – дерев'яна тирса; 2 – ростверк фундаменту освітлювальної опори.

рукцій гідромолотами на базі екскаваторів, и ее влияние на расположенные рядом строительные конструкции во время выполнения работ по реконструкции НСК «Олимпийский» в г. Киеве. Рассмотрены мероприятия по уменьшению влияния вибрации от действия буровых машин и гидромолотов на существующие строительные конструкции.

Ключевые слова: вибрация, грунт, строительные конструкции, буровая установка, гидромолот, виброизоляция.

ANNOTATION

Were considered a distribution of vibration in the ground, which arises during drilling boreholes with drilling rigs and the destruction of reinforced concrete constructions with hydrohammers based on hydraulic excavators and its impact on adjacent building structures during execution phase on reconstruction NSK «Olympic» in Kiev. Were considered arrangements to reduce the impact of vibration from the action of drilling machines and hydrohammers on the existing building structures.

Keyword: Vibration, ground, building structures, drilling rig, hydrohammer, vibration isolation.

УДК 691.32;624.15

*А.М. Чернухин, к.т.н., НИИСП, Киев***ПОДБОР СОСТАВА ПЛАСТИЧНОГО БЕТОНА
ДЛЯ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОЙ
ЗАВЕСЫ, ВОЗВОДИМОЙ СПОСОБОМ
«СТЕНА В ГРУНТЕ»****АННОТАЦИЯ**

В статье изложена методика подбора состава пластичного бетона в стационарной лаборатории подрядчика и корректировка его состава непосредственно на строительной площадке.

Результаты лабораторных исследований по подбору пластичного бетона для завесы подтверждены испытаниями образцов, взятыми при бетонировании и вырезанными из построенной завесы.

Ключевые слова: завеса, пластичный бетон, испытания.

Возведение способом «стена в грунте» относительно тонких противофильтрационных завес в грунтовых основаниях различных насыпей, в том числе плотин и дамб с их неравномерными нагрузками на основания как в процессе возведения, так и в период эксплуатации, требует, чтобы материал завес, в том числе и из твердеющих материалов, например, бетонов, был способен деформироваться без образования трещин.

По рекомендации НИИ строительного производства (г.Киев) в основании земляной плотины высотой 30 м, возводимой в зоне с сейсмичностью в 8 баллов по шкале Рихтера, институтом «Укрводпроект» была запроектирована, а итальянской фирмой «RODIO» способом «стена в грунте» построена совершенная бетонная противофильтрационная завеса длиной 610 м. Глубина завесы колебалась от 50 м до 70 м. Толщина на всем протяжении завесы оставалась постоянной и составляла 0,8 м.

Первоначальные требования к качеству пластичного бетона, приведенные в проекте, были заимствованы из рекомендаций, опубликованных в Бюллетене COLD № 51 – 1985, издаваемом Международной ассоциацией по большим плотинам. Применительно к условиям строительства противофильтрационной завесы они были включены в Сборник технических требований (СТТ) [2].

В соответствии с СТТ пластичный бетон должен приготавливаться из цемента, бентонитового

порошка (разновидность глины), песка и воды. Необходимая пластичность бетона должна была обеспечиваться упомянутыми материалами без применения пластификаторов бетона.

В соответствии с СТТ качество пластичного бетона определялось его свойствами, которые на 90-й день твердения образцов во влажной среде при температуре не выше 25°C должны были характеризоваться следующими показателями::

- относительной деформацией, измеренной на приборе трехосного сжатия при боковом давлении 100 кПа, не менее 10%;
- модулем деформации не более 40 МПа;
- коэффициентом фильтрации не более $K_f < 1,1 \cdot 10^{-8}$ м/с;
- прочностью при одноосном сжатии не менее 0,4 МПа.

При этом к раствору пластичного бетона перед укладкой в конструкцию завесы добавлялись технологические требования, обусловленные способом его укладки в глинистый раствор по вертикально перемещающейся трубе (метод ВПТ). Подвижность свежеприготовленного раствора пластичного бетона в течение часа должна была находиться в пределах 18 – 21 см.

При проведении международной экспертизы проекта, которую выполняли французская фирма «БРЖМ/ЭДФ» и фирма «РОДИО» (подрядчик по предполагаемому строительству завесы), приведенные выше требования к качеству пластичного бетона возражений не вызвали.

Подбор состава пластичного бетона осуществлялся подрядчиком — итальянской фирмой «РОДИО» [3].

Известно, что фирма «РОДИО» специализируется на строительстве уникальных подземных и заглубленных в грунт сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. Например, параллельно с исследованиями по подбору составов пластичного бетона для настоящей завесы она подбирала состав бетона для строительства способом «стена в грунте» ограждающих стен строительного котлована Национальной библиотеки Египта, строящейся в г. Александрия под эгидой ООН.

Строительная лаборатория фирмы оснащена самым современным оборудованием.

Методика подбора состава пластичного бетона, примененная в этой лаборатории, может быть полезна и для отечественных строителей.

Подбор состава пластичного бетона для противофильтрационной завесы в основании земляной плотины был начат за полгода до предполагаемого начала строительства

В исследованиях применялись:

- портландцемент марки С.Р.А. 55 (NF-p15.301) цементного завода г. Бизерта, у которого тонкость помола составляла 3600 см²/г;

- бентонит типа IS из Алжира, у которого число пластичности варьировалось в пределах от 200 до 800 ;

- песчаная смесь, состоящая из песка речного окатанного с размером фракций 0,5 мм до 1 мм и дробленого (отсева щебня) с размером фракций от 1 мм до 2 мм ;

- вода пресная с РН=7,5, в которой сухой остаток солей составлял не более 330 мг/л, в том числе сульфатов было в ней не более 44,16 мг/л.

Технология приготовления пластичного бетона в лаборатории была следующей.

Составляющие бетона в заданных программой исследований соотношениях добавлялись в воду, полученная бетонная смесь перемешивалась в течение 10 мин, после чего разливалась в формы цилиндров высотой и диаметром по 15 см .

После выдерживания во влажной среде в течение 7,14,28 и 90 дней образцы бетона испытывалась на приборе трехосного (стабилометрах) сжатия.

Прибор трехосного сжатия состоял из нескольких блоков (рис.1): главный блок — это одометр с прозрачными стенками, в который помещался ис-

пытываемый образец бетона с предварительно одетым на него резиновым чехлом для исключения проникания в образец воды, создающей боковое давление, блок, включающий пресс, который создавал вертикальную нагрузку на образец с заданной скоростью в пределах от 0,013 мм/мин до 0,05 мм/мин, и устройство для подачи воды в торец образца с необходимым напором при определении его водонепроницаемости; гидроблок, обеспечивающий подачу воды в одометр для создания бокового давления на образец величиной от 100 кПа до 300 кПа.

Вертикальная нагрузка на бетонный образец в приборе трехосного сжатия возрастала при различных скоростях движения поршня пресса.

Основная часть исследований проводилась при максимальной скорости 0,05 мм/мин и прекращалась, как только в образце появлялись трещины, и он начинал разрушаться. При меньшей скорости приложения нагрузки, равной 0,013 мм/мин, трещины появлялись, когда относительная деформация такого же точно образца бетона оказывалась на 20 — 25 % большей. Интересно отметить, что уменьшение скорости приложения вертикальной нагрузки в указанном диапазоне увеличивало относительную деформацию бетона на величину, эквивалентную возрастанию бокового давления на образец примерно на 100 кПа.

На рис. 2 показаны типичные графики испытания бетонных образцов на приборах трехосного и одноосного сжатия после их выдерживания в тече-

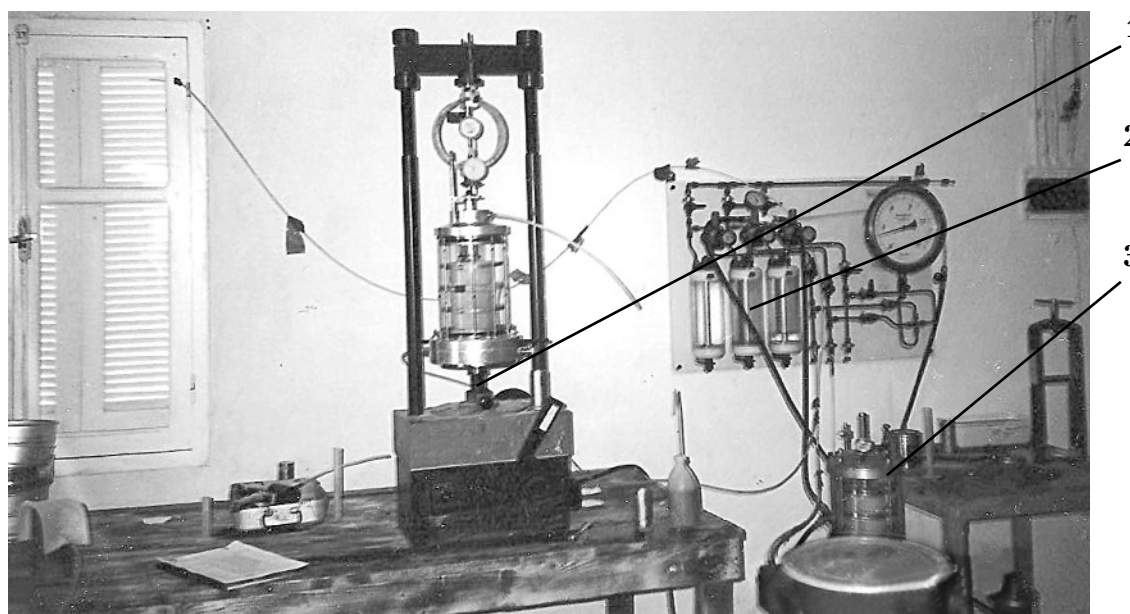


Рис.1. Прибор трехосного сжатия: 1 – прибор трехосного сжатия EL25-302/1 на 110 кН; 2 – гидравлическая система; 3 – фильтрационный прибор

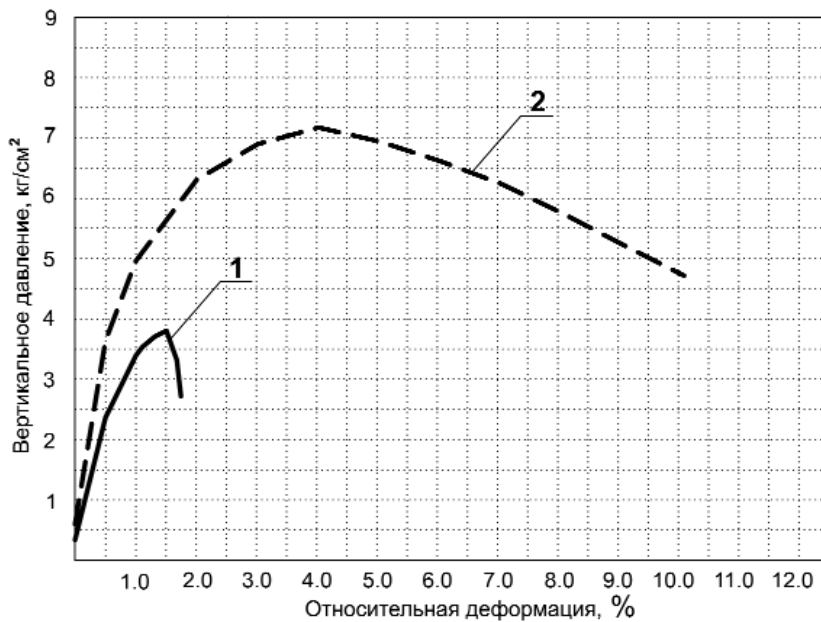


Рис. 2. Графики испытания пластичного бетона М4-тер после 28-дневного твердения на приборах: 1 – одноосного; 2 – трехосного сжатия

ние 28 суток во влажной среде и температуре наружного воздуха 20°C.

Анализ графиков показывает, что относительная деформация, определенная на приборе трехосного сжатия при боковом давлении 100 кПа на момент разрушения, оказалась в 2,6 раза больше чем та же деформация при одноосном сжатии. При этом появление трещин в образце было зафиксировано при давлении в 1,9 раза больше чем при одноосном сжатии.

Методика приготовления бетона при подборе состава бетона в лабораторных условиях была следующей.

Вначале в бетономешалку заливали 1000 л воды, а затем в воду в заданных в опыте соотношениях добавляли цемент, глину и песок до тех пор, пока раствор не приобретал подвижность в 18 – 21 см.

В проведенных опытах количество составляющих в бетоне по отношению к воде варьировалось в следующих пределах: цемента (Ц/В) – 0,17 до 0,3, т.е. изменение составило 1,76 раза; песка, состоящего из окатанных и дробленых фракций (П/В) – от 1,5 до 3,72, т.е. изменение составило 2,48 раза; бентонита (Б/В) – от 0,06 до 0,215, т.е. изменение составило 3,58 раза (причем часть бентонита вводилась в бетономешалку после суточного выдерживания в воде).

Приведенные пределы варьирования составляющими показывают, что для достижения необхо-

димых пластических деформаций бетона исследователи изменяли преимущественно количественное содержание бентонита.

К началу строительства завесы в лабораторных условиях было приготовлено 40 составов пластичного бетона и испытано около 480 образцов. При этом исполнители работы при назначении количества составляющих в бетоне использовали метод целенаправленного поиска, а не метод планирования экспериментов, который позволил бы сократить число опытов.

Лучший из исследованных составов пластичного бетона бетон марки М4-тер при боковом давлении 200 кПа показал относительную деформацию всего в

5,58%, что оказалось почти в два раза меньше требований СТТ [2].

В сложившейся ситуации проектным бюро принято решение проверить необходимость придерживаться принятых в СТТ требований к пластическим деформациям бетона на физической модели с учетом данных, полученных при последних инженерно-геологических изысканиях, выполненных по оси завесы, которые существенно отличались от тех, которыми руководствовались при разработке проекта.

Исследования, выполненные на физической модели противифльтрационной завесы в институте ВНИИВОДГЕО (г.Москва), показали, что «горизонтальные смещения верхней части завесы при боковом давлении на завесу более 200 кПа, создаваемом весом плотины высотой 30м, и ускорении сейсмических колебаний, отвечающим сейсмичности района строительства в 8 баллов, не превысят 4,4% от ее толщины».

Результаты исследований позволили снизить деформационные требования к качеству пластичного бетона, заложенные в СТТ, и согласиться с допустимостью применения в конструкции завесы пластичного бетона с показателями бетона марки М4-тер, который имел значительный запас по показателю прочности. Последнее обстоятельство позволяло уже в условиях строительной площадки увеличить в нем содержание бентонита с 65 кг/м³

до 81 кг/м³ и уменьшить количество цемента с 90 кг/м³ до 85 кг/м³.

Новому составу пластичного бетона присвоили марку МС-3.

Состав бетона марки МС-3 приведен в таблице 1.

Перед укладкой в завесу этот состав должен был пройти проверку приготовления и укладки в конструкцию завесы на опытных участках (панелях). К началу работ по бетонированию для состава бетона марки МС-3 имелись данные измерений его свойств только на 7-й день твердения. По этим данным был составлен прогноз изменения его деформационных свойств на 90-й день, как требовалось по утвержденному проекту в СТТ. При составлении прогноза были использованы закономерности изменения во времени деформационных свойств бе-

тона марки М4тер, по которому были известны результаты изменений деформационных показателей свойств бетона на протяжении всех 90 дней.

В соответствии с прогнозом на 90-й день твердения относительная деформация бетона при боковом давлении на образец в 200 кПа могла достичь 6,58%, что было больше максимальных смещений верхней части будущей завесы, определенной институтом ВНИИВОДГЕО.

За окончательные производственные показатели деформационных свойств пластичного бетона были приняты такие:

- относительная деформация на 90-й день твердения при боковом давлении 200 кПа должна была составлять не менее 5,5 %;
- модуль деформации — не более 400 кПа;
- прочность и коэффициент

фильтрации оставались в пределах требований СТТ.

За подвижностью бетона, укладываемого в конструкцию завесы, а также за условиями хранения бетонных образцов во влажной среде и температуре не выше 25°С осуществлялся постоянный контроль.

Для получения оперативных сведений об изменении свойств бетона, уложенного в завесу во времени, требовалось из каждых 30 м³ укладываемого бетона отбирать по 6 образцов. При объеме панели 300 м³ отбиралось 60 образцов. Такого количества образцов было достаточно для выполнения всех видов испытаний, проводимых на 7, 14, 28 и 90 дни хранения и для передачи заказчику для длительного хранения.

Промежуточные результаты испытаний образцов бетона марки МС-3, взятые при бетонировании первых 24 панелей, показаны на рис. 3. Испытания проводились на приборе трехосного сжатия при боковом обжатии образцов в 200 кПа, и скорости приложения вертикальной сжимающей нагрузки — 0,05 мм/мин.

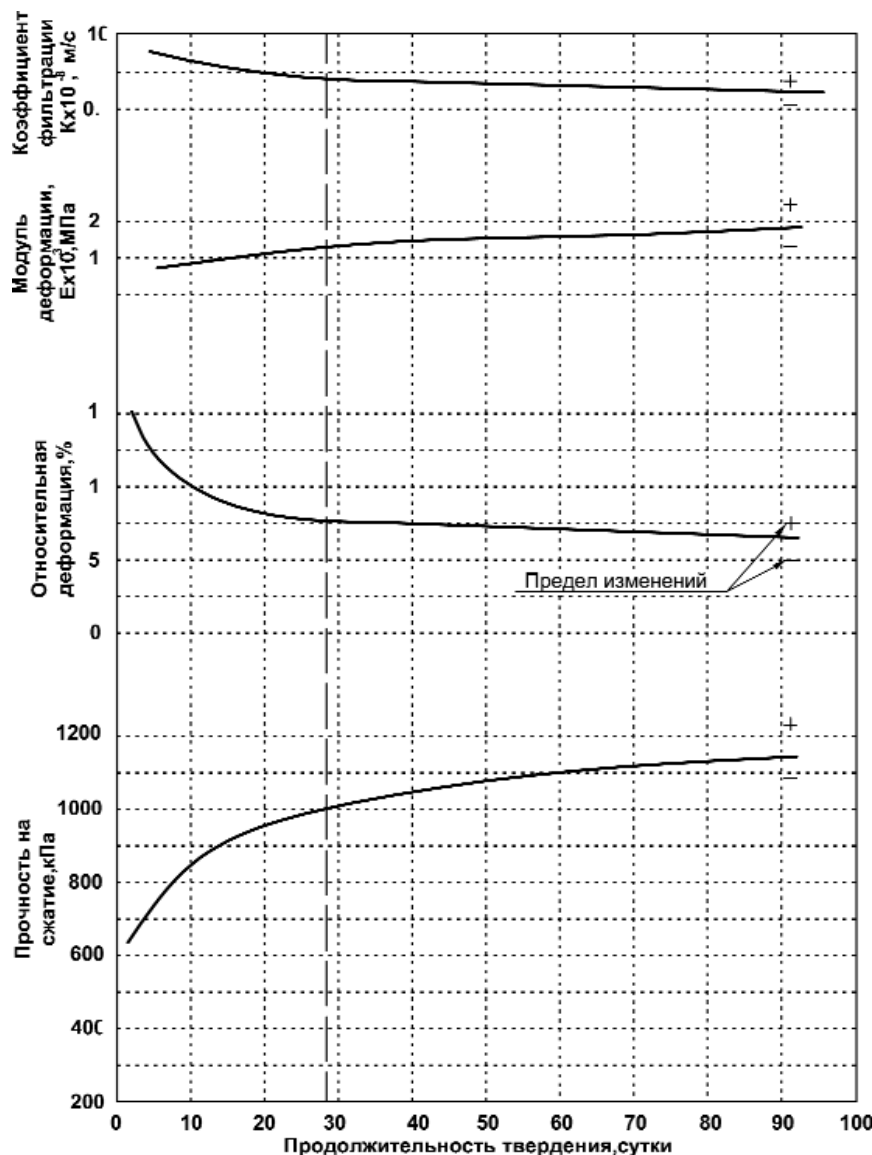


Рис. 3. Промежуточные результаты лабораторных испытаний пластичного бетона МС-3, уложенного в первые 24 панели при $\sigma_3 = 200$ кПа, $V_{\text{ит}} = 0,05$ мм/мин

Таблица 1. Состав пластичного бетона марки МС-3

Составляющие	Количество составляющих, кг, из расчета на	
	1000 л воды	1 м ³ бетона
Вода	1000	415
Цемент	210	85
Бентонит в воде	100	41
Бентонит сухой	100	40
Песок окатанный	2600	1053
Песок дробленый	940	381
Общий вес	4950	2015

Из графиков следует, что в промежутке между 28 и 90 сутками твердения пластичного бетона коэффициент фильтрации практически не изменялся и составил около $0,5 \times 10^{-8}$ м/с, модуль деформации увеличился с 12 МПа до 18 МПа, относительная деформация снизилась с 7,5% до 6,4%, прочность повысилась с 1 МПа до 1,12 МПа.

После завершения строительства завесы из 10 ее панелей (6% от их общего количества в завесе) были вырезаны монолиты размером приблизительно 35X35X35 см. На специальных амортизирующих подкладках эти монолиты автокарами были доставлены в строительную лабораторию. В лаборатории из монолитов были вырезаны цилиндрические образцы, которые были испытаны на приборе трехосного сжатия.

Таблица 2. Относительная деформация бетона марки МС-3, полученная при испытании образцов, вырезанных из панелей завесы

Номер панели	Срок твердения, сут.	Относительная деформация, %
60	140	6,53
92	100	9,73
1	100	5,45
117	97	6,54
121	96	5,12
115	90	7,27
128	60	11,36
137	66	9,40
147	70	6,65
157	40	7,23

Результаты испытаний образцов бетона марки МС-3, взятого из 10 панелей завесы, приведены в табл.2.

Данные таблицы показывают, что относительная пластическая деформация первых шести образцов бетона, которые были взяты из завесы на 90-й день после укладки, составила 6,77%, что оказалось выше относительной деформации пластичного бетона, как по прогнозу, так и принятого к производству. Относительная деформация остальных четырех образцов, срок твердения которых в завесе не достиг 90 -дневного возраста, укладывался в прогнозируемые показатели.

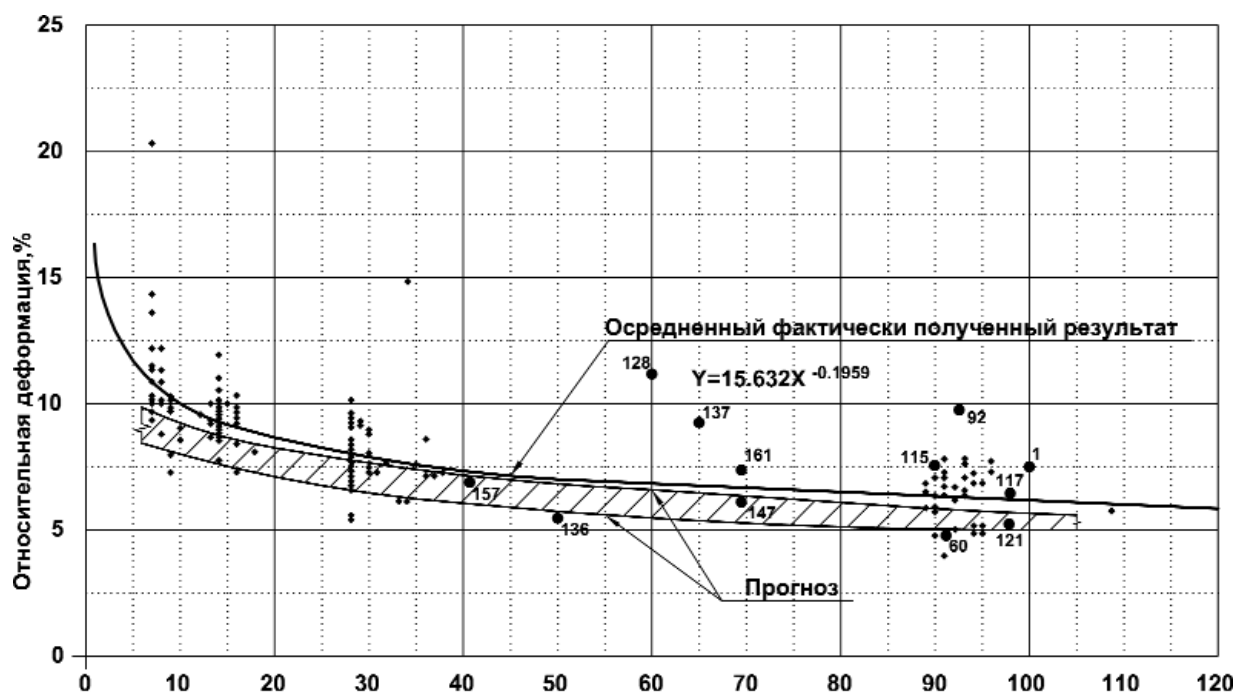


Рис. 4. Изменение во времени относительной деформации бетона МС-3, фактически полученной по пробам раствора, взятым при бетонировании ◆ и монолитам, взятым из тела завесы ●, и по прогнозу ▨

На рис. 4 приведены результаты измерений относительной деформации пластичного бетона марки МС-3 во времени, определенные по образцам бетона, взятым при бетонировании и вырезанным из тела завесы. Из рисунка видно, что кривая, характеризующая осредненный результат измерений относительной деформации, проходит выше прогнозируемых и принятых к производству показателей.

Всего в завесу, имеющую площадь напорного фронта 32868,3 м² и состоящую из 165 секций, за 11 месяцев в период с 2.10.96г по 01.09.97 г. было уложено 27 000 м³ бетона, из которого было отобрано 5400 образцов бетона для испытаний, из них около 1000 передана заказчику на длительное хранение.

Наблюдения за балансом воды в водохранилище, проводимые в течение последних 12 лет со дня полного заполнения его водой, подтвердили противифльтрационную надежность завесы, построенной способом «стена в грунте», в качестве противифльтрационного материала которой был применен пластичный бетон состава МС-3.

В результате проведенных исследований удалось получить пластичный бетон состава МС-3, который по результатам испытания образцов, взятых на 90-й день после укладки его в завесу, отвечал следующим показателям: коэффициент фильтрации составил $0,5 \times 10^{-8}$ м/с, относительная деформация при боковом давлении на образец 200 кПа составляла 6,77%, модуль деформации — 18 МПа, прочность на одноосное сжатие — 1,12 МПа.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Чернухин А.М. *Строительство противифльтрационной завесы глубиной 70 м. // Строительное производство. 1999. — №.40. — С.3.*

2. *Плотина Сиди эль Беррак в Тунисской республике. Земляная плотина. Противифльтрационные мероприятия. Укрводпроект. — Киев, 1995.*

3. Чернухин А.М. *Предварительный отчет о реализации проекта противифльтрационной завесы (ПФЗ) в основании плотины Сиди эль Беррак в Тунисской республике. — Октябрь, 1997.*

4 *Rapport technique end final. ESSAIS DE LABORATOIRE SUR MORTIERS PLASTIQUES. September – October, RODIO.1996 j.*

АНОТАЦІЯ

У статті наведена методика підбору складу пластичного бетону в стаціонарній лабораторії підрядника, та коригування його складу безпосередньо на будівельному майданчику.

Результати лабораторних досліджень із підбору пластичного бетону для завіси підтверджені випробуваннями зразків, узятих при бетонуванні та вирізаними із збудованої завіси.

Ключові слова: завіса, пластичний бетон, випробування.

ANNOTATION

In this article described the technique of composition selection of plastic concrete in contractors fixed laboratory and correction of it's composition directly on the building site.

The results of laboratory researches on composition selection of plastic concrete for the ground water cutoff proved by the test of samples, taked during the installation of cutoff and cuted from the monoliths of builded cutoff.

Keywords: cutoff, plastic concrete, test.

УДК 69.059

*О.М. Галінський, к.т.н.; Д.О. Хохлін, к.т.н.;
В.О. Басанський; І.К. Орловський, НДІБВ, Київ*

ВИМІРЮВАННЯ МІЦНОСТІ БЕТОНУ НА СТИСК ЗА ДОПОМОГОЮ УЛЬТРАЗВУКОВОГО ПРИЛАДУ УК-14П З УРАХУВАННЯМ ВІКУ БЕТОНУ

АНОТАЦІЯ

В статті розглядається вплив віку бетону на результати вимірювання його міцності на стиск за допомогою ультразвукового приладу УК-14П з метою визначення можливості використання градувальної залежності для зрілого бетону (віком 28 діб за нормальних умов твердіння) для оцінки міцності більш «молодих» бетонів. Для цього побудовані та порівняні відповідні градувальні залежності для бетону віком 7-12 діб та 28 діб.

Ключові слова: бетон, міцність, вік, ультразвуковий прилад, градувальна залежність.

При регулярному виконанні робіт із вимірювання міцності бетону неруйнівними методами контролю постійно постає проблема використання адекватних тарувальних залежностей для приладів різних принципів роботи. Згідно з відповідними діючими ГОСТ [1,2] вік бетону випробуван-

ня не повинен відрізнятися від віку зразків, на яких встановлювалася тарувальна залежність, на 25-50%. В той же час часто відсутня практична можливість отримати градувальну залежність для бетону різного віку. Для цих випадків постає питання можливості попередньої оцінки міцності за допомогою залежностей, побудованих для бетону іншого віку (як правило, для 28 діб).

НДІБВ з початку 2009 року виконує роботи з науково-технічного супроводу технології будівельно-монтажних робіт із реконструкції існуючих та будівництва нових об'єктів Національного спортивного комплексу «Олімпійський». В його складі передбачений контроль якості будівельно-монтажних робіт, у т.ч. перевірка їх відповідності розробленим проектам і нормативним документам. Сектор спеціальних споруд, співробітниками якого є автори статті, бере участь у контролі міцності бетону монолітних залізобетонних конструкцій неруйнівними методами контролю. При цьому використовуються такі прилади, як УК-14П (ультразвуковий метод), Ц-22 (метод пластичних деформацій) та ГПНВ-5 (метод відриву зі сколюванням). Для тарування приладів використовувалися бетонні куби-зразки, відібрані при бетонуванні конструкцій на НСК. Випробування кубів відбувалося у віці 7-12 днів та 28 днів, при цьому одночасно замірювалися аналогічні показники на приладах неруйнівного контролю.

Таблиця 1. Результати тарувальних випробувань бетонних кубів у зрілому віці (28 діб).

Показання УК-14П, мкс	Відповідна міцність бетонного куба, МПа	Показання УК-14П, мкс	Відповідна міцність бетонного куба, МПа	Показання УК-14П, мкс	Відповідна міцність бетонного куба, МПа
54,6	36,8	54,0	42,9	55,6	30,6
56,4	37,6	54,2	41,2	56,2	34,8
56,5	35,0	54,1	42,9	56,3	32,8
56,9	35,2	53,2	47,0	55,4	25,0
57,5	34,2	53,9	40,2	55,0	33,0
57,3	34,1	54,8	40,7	53,9	28,8
55,9	36,3	53,7	42,7	54,7	31,7
57,9	33,3	54,9	44,1	55,3	33,8
53,3	56,9	54,9	40,4	54,7	31,0
54,4	57,8	55,1	38,0	53,3	43,1
53,4	59,0	54,3	46,1	53,7	43,1
53,3	54,8	54,6	41,9	53,3	43,6
54,3	52,7	54,7	43,1	54,9	27,9
53,8	60,4	54,4	43,1	56,0	25,3
57,9	31,8	54,8	46,6	55,7	26,5
57,3	36,0	55,2	35,3	56,3	25,0
56,9	37,7	55,1	21,8	54,0	41,4
56,8	37,7	55,9	33,8	54,0	45,6
57,1	38,0	55,4	32,6	53,4	43,1

Таблиця 2. Результати тарувальних випробувань бетонних кубів у віці 7-12 діб.

Показання УК-14П, мкс	Відповідна міцність бетонного куба, МПа	Показання УК-14П, мкс	Відповідна міцність бетонного куба, МПа	Показання УК-14П, мкс	Відповідна міцність бетонного куба, МПа
54,6	42,1	55,9	41,9	57,5	34,5
54,3	44,5	55,1	41,5	57,6	30,1
53,9	44,8	55,8	39,0	56,3	33,6
54,0	39,1	56,7	40,6	55,6	21,6
54,3	36,4	56,7	33,9	57,2	21,1
54,3	41,9	56,8	33,8	54,7	20,6
56,1	42,8	56,2	33,6	56,7	23,7

Таблиця 3. Кінцева (після обробки) таблиця результатів випробувань бетонних кубів у зрілому віці (28 діб), які враховані при отриманні градувальної залежності

Час проходження ультразвукової хвилі, мкс	Міцність бетону, МПа		$\frac{R_{jn} - R_{j\phi}}{S}$
	За результатами випробувань $R_{j\phi}$	За градуваль- ною залежністю R_{jn}	
54,6	36,8	39,75	1,8
56,4	37,6	35,58	0,5
56,5	35,0	35,36	0,5
56,9	35,2	34,50	0,0
57,5	34,2	33,25	0,1
57,3	34,1	33,66	0,1
55,9	36,3	36,69	0,6
57,9	33,3	32,38	0,1
57,9	31,8	32,44	0,6
57,3	36,0	33,66	0,7
56,9	37,7	34,50	1,1
56,8	37,7	34,71	1,0
57,1	38,0	34,08	1,4
54,0	42,9	41,25	0,2
54,2	41,2	40,75	0,3
54,1	42,9	41,00	0,4
53,2	47,0	43,34	1,1
53,9	40,2	41,51	1,1
54,8	40,7	39,27	0,2
53,7	42,7	42,02	0,2
54,9	44,1	39,03	1,8
54,9	40,4	39,03	0,2
55,1	38,0	38,55	0,7
54,3	46,1	40,50	2,0
54,6	41,9	39,75	0,5
54,7	43,1	39,51	1,2
54,4	43,1	40,25	0,8
55,2	35,3	38,31	1,8
55,9	33,8	36,69	1,7
56,2	34,8	36,02	0,9
56,3	32,8	35,80	1,7
53,3	43,1	43,07	0,5
53,7	43,1	42,02	0,0
53,3	43,6	43,07	0,3
54,0	41,4	41,25	0,4
54,0	45,6	41,25	1,4
53,4	43,1	42,81	0,4

S – залишкове середнє квадратичне відхилення.

Ультразвуковий прилад УК-14П став найбільш уживаним серед приладів неруйнівного контролю міцності. Причиною цього є відносна мала трудомісткість його використання. Для тарування приладу було проведено ряд випробувань. Їх можна розділити на 2 групи: для бетону віком 7-12 діб (загалом 21 випробування) та бетону віком 28 діб (загалом 57 випробувань). Їх загальні результати наведені у таблицях 1 та 2. Необхідно відмітити, що для чистоти експерименту серед результатів для зрілого бетону були виключені значення, які не входять у проміжок часу проходження звукової хвилі 53-58 мкс. Адже саме в такий проміжок уміщуються результати випробувань бетонних кубів віком 7-12 діб (тут і далі мається на увазі нормальні умови твердіння бетону).

Побудова градувальних залежностей проведена у відповідності з ГОСТ [2]. При цьому було використано удосконалений спосіб відбракування одиничних результатів випробувань, які не відповідають умові (16) додатка 4 в ГОСТ [2]. Даний спосіб полягає у тому, що після кожного відбракування одиничного результату з найбільшим показником у лівій частині нерівності (16) у додатку 4 в ГОСТ [2] градувальна залежність будується заново. Кінцеві (після обробки) таблиці даних наведені нижче (табл. 3 та 4).

Таким чином, були отримані експоненціальні залежності, формула та графік яких представлені на рис. 1 та 2. Відносна погрішність визначення міцності бетону з використанням залежності для зрілого бетону складає:

$$(S_m/R_{\phi}) \cdot 100\% = 5,7\% < 12\%.$$

Для бетону віком 7-12 днів:

$$(S_m/R_{\phi}) \cdot 100\% = 8,8\% < 12\%,$$

Для порівняння отриманих залежностей були обраховані міцності бетону за обома з них для нас-

Таблиця 4. Кінцева (після обробки) таблиця результатів випробувань бетонних кубів у віці 7-12 діб, які враховані при отриманні градувальної залежності

Час проходження ультразвукової хвилі, мкс	Міцність бетону, МПа		$\frac{R_{jn} - R_{jф}}{S}$
	За результатами випробувань $R_{jф}$	За градувальною залежністю R_{jn}	
54,6	42,1	41,06	0,3
54,3	44,5	41,90	0,8
53,9	44,8	43,06	0,5
54,0	39,1	42,77	1,1
54,3	36,4	41,90	1,6
54,3	41,9	41,90	0,0
56,1	42,8	37,07	1,7
55,9	41,9	37,58	1,3
55,1	41,5	39,68	0,5
55,8	39,0	37,84	0,3
56,7	40,6	35,59	1,5
56,7	33,9	35,59	0,5
56,8	33,8	35,35	0,5
56,2	33,6	36,82	0,9
57,5	34,5	33,70	0,2
57,6	30,1	33,47	1,0
56,3	33,6	36,57	0,9

Таблиця 5. Порівняння результатів визначення міцності бетону за градувальними залежностями для зрілого бетону та для бетону у віці 7-12 днів

Час проходження ультразвукової хвилі, мкс	Міцність бетону, МПа		Відносна різниця, %
	За градувальною залежністю для зрілого бетону	За градувальною залежністю для бетону віком 7-12 діб	
53	45,16	45,78	1,36
54	42,38	42,77	0,90
55	39,78	39,95	0,44
56	37,33	37,32	0,02
57	35,03	34,87	0,48
58	32,88	32,57	0,94
45	75,04	78,93	5,04
82	7,17	6,36	11,96

тупного ряду значень часу проходження ультразвукової хвилі: 53, 54, 55, 56, 57, 58 мкс. Результати наведені в табл. 5.

Аналіз даних з таблиці 5 показує, що різниця між результатами визначення міцності бетону за

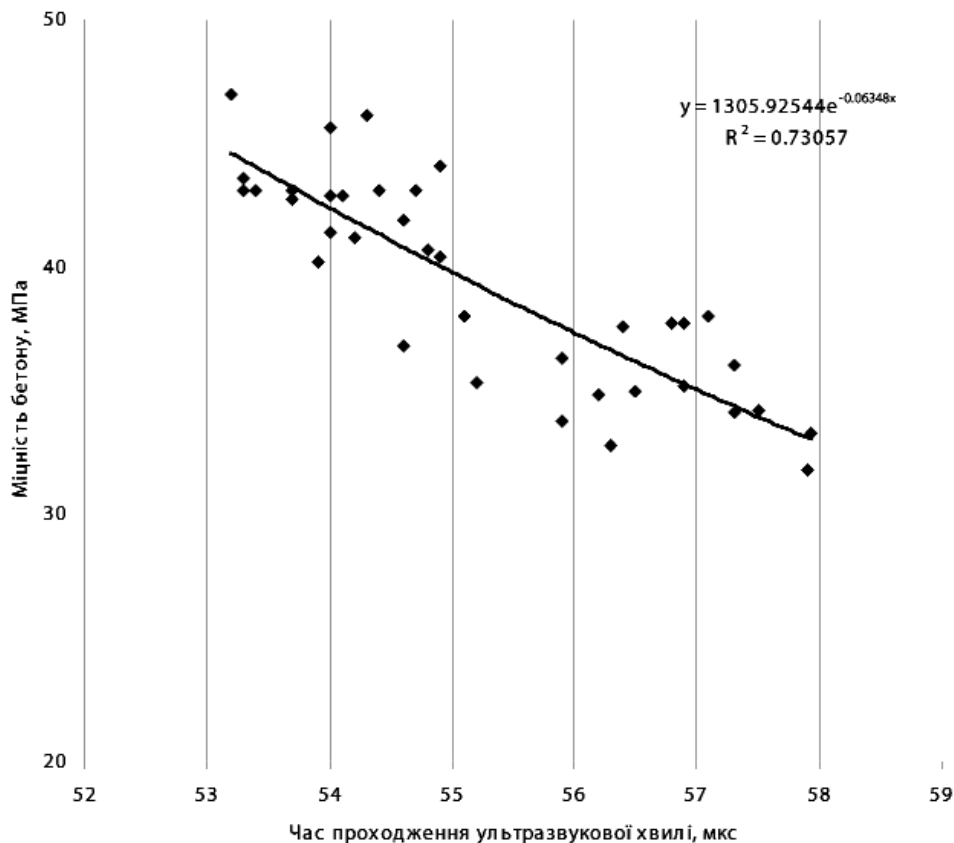


Рис. 1. Графік та формула тарувальної залежності для зрілого бетону

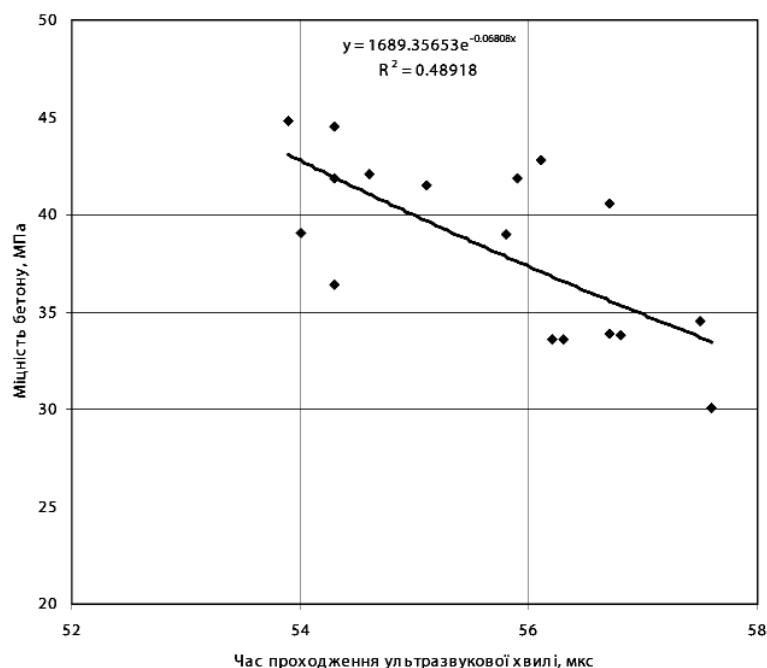


Рис. 2. Графік та формула тарувальної залежності для бетону віком 7-12 діб

обом градувальними залежностями не перевищує 2 % (для часу проходження ультразвукової хвилі 53-58 мкс), тобто є у межах точності вимірювань. У результаті побудови залежності різниці між результатами від часу проходження ультразвукової хвилі (яка виявилася лінійною) було виявлено, що наведена різниця не перевищує точності вимірів 12% в діапазоні міцності бетону 7-77 МПа або відповідних значень часу проходження ультразвукової хвилі 45-82 мкс (останні 2 рядки в таблиці 5). Але цей діапазон є прогнозним і потребує додаткових випробувань для підтвердження.

На основі наведеного вище можна зробити висновки про можливість використання градувальної залежності приладу УК-14П для зрілого бетону для попередньої оцінки міцності бетону у віці 7-27 діб при його прогнозній середній міцності 32-46 МПа. За умови проведення додаткових випробувань може бути підтверджено прогнозоване розширення даного діапазону до 7-77 МПа.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля: ГОСТ 22690-88. – [Взамен ГОСТ 21243-75, ГОСТ 22690.0-77 - ГОСТ 22690.4-77; Введ. с 01.01.91]. – М.: Стройиздат, 1991. – 28 с.

2. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности: ГОСТ 17624-87. – [Взамен ГОСТ

17624-78, ГОСТ 24467-80; Введ. с 01.01.88]. – М.: Стройиздат, 1989. – 26 с.

АННОТАЦИЯ

В статье рассматривается влияние возраста бетона на результаты измерения его прочности с помощью ультразвукового прибора УК-14П с целью определения возможности использования градуировочной зависимости для зрелого бетона (возрастом 28 суток при нормальных условиях твердения) для оценки прочности более «молодых» бетонов. Для этого построены и сравнены соответствующие градуировочные зависимости для бетона возраста 7-12 суток и 28 суток.

Ключевые слова: бетон, прочность, возраст, ультразвуковой прибор, градуировочная зависимость.

ANNOTATION

The article deals with the effect of age of concrete on the results of the measurement of its strength by using ultra-sonic device УК-14П in order to determine the feasibility of using the calibration dependence for mature concrete (age 28 days under normal conditions of hardening) to assess the strength of a «young» concretes. To do this, construct and compare the corresponding calibration dependences for concrete ages 7-12 days and 28 days.

Key words: concrete, strenght, age, ultra-sonic, device, calibration, dependence.

УДК 624.042.8

А.М. Самедов, д.т.н., проф.;
И.В. Мигаль; С.В. Савченко,
НТУУ «КПИ», Киев

О РАСЧЕТЕ ЖЕСТКИХ СВОДЧАТЫХ (ИЛИ АРОЧНЫХ) ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

АННОТАЦИЯ.

Рассмотрены проблемы расчета арочных элементов подземных сооружений. Проанализированы существующие литературные источники. Предложены методики определения действующих нагрузок и расчет арочных элементов подземных сооружений. Определены внутренние усилия в арочных элементах от внешней нагрузки в замке и в пяте.

Ключевые слова: жесткие, сводчатые, бесшарнирные элементы, грунтовые условия, вертикальное и боковое давление, упругий центр свода, замок свода, пята свода.

Многие подземные сооружения, такие как тоннели метрополитена, авто- и железнодорожные, пешеходные тоннели перекрывают сводчатыми или арочными железобетонными элементами конструкций, что характеризует актуальность настоящей проблемы.

Иногда поперечные сечения подземных сооружений достигают значительных размеров, поэтому применять балки или прогоны в этих условиях нельзя. Для возведения подземных сооружений шириной до 25 м можно принимать сводчатые или арочные элементы конструкций.

Существуют некоторые литературные источники, в которых приведены способы расчетов и проектирования сводчатых, арочных и купольных эле-

Рис.1. Подземные сооружения с жесткими стенами и арочными конструкциями, нагруженные вертикальным давлением q_σ и боковым q_σ . d_0 – толщина свода (арки) в замке; d_n – толщина свода в пяте; R – равнодействующая сил; S_1 – сопротивление к трению между боковой поверхностью стен и грунтом; σ , σ_x – напряжение; S_2 – сила трения в днище.

ментов конструкций [1 ÷ 5]. Однако в этих трудах указанные конструкции, в основном, применяются к наземным сооружениям, где не учитываются грунтовые условия.

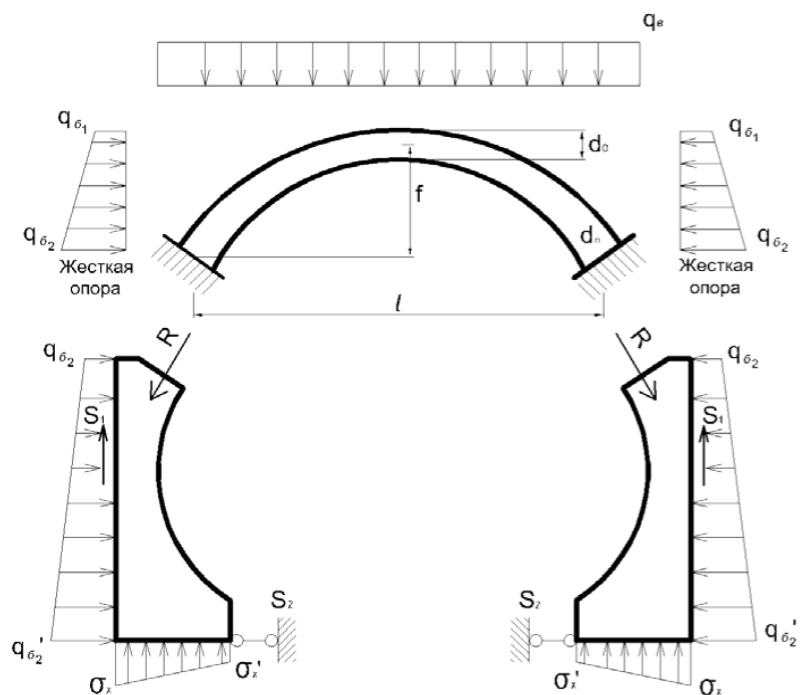
Цель настоящей работы заключается в том, чтобы, учитывая грунтовые условия исходя из глубины расположения подземных сооружений произвести расчет сводчатых или арочных элементов конструкций подземных сооружений.

Как известно, сводчатые или арочные элементы конструкций как перекрытия подземных сооружений могут быть гибкими, жесткими, шарнирно закрепленными и жестко соединенными узлами со стенками сооружений.

Рассмотрим расчет бесшарнирных сводчатых (или арочных) элементов конструкций из монолитного железобетона подземных сооружений.

Возведение таких сооружений требует в основном принятия жестких конструкций свода или арки с жесткими узлами соединения со стенкой сооружения исходя из монолитности железобетонных конструкций.

Расчетную систему этих сооружений можно принимать условно с расчленением в отдельных элементах, таких как своды (или арки) и стены, без учета влияния их совместных деформаций. При этом сводчатые (или арочные) элементы конструкций можно рассчитывать как бесшарнирные на неподвижных опорах в жестко защемленном виде (рис.1).



При условном расчленении сооружений на своды и стены свод воспринимает нагрузки от собственного веса вышележащих слоев грунта, внешние нагрузки от поверхностных сооружений и в виде равнодействующих сил R передает к стенам подземных сооружений. Стены имеют сопротивление к трению между боковой поверхностью и грунтом S_1 под напряжением σ , а в днище силу трения S_2 с грунтом и под напряжением σ работают на сжатие.

Способы определения действующих нагрузок от собственного веса грунтов по принципу расположения сооружений можно отличить в двух условиях:

1) в случае, когда подземные сооружения расположены в слабых грунтах при коэффициенте крепости $f_{кр} \leq 0,8$ и на небольшой глубине при

$$I < 5\alpha_1$$

$$\text{где } \alpha_1 = \alpha + h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2});$$

α – половина ширины сооружения по наружным размерам; h – высота сооружения по наружным размерам, вертикальное давление следует принимать равным весу всего столба породы – от дневной поверхности и до верхней части арки, т.е. $q_a = \gamma \cdot I$;

2) в случае, когда подземные сооружения любого поперечного сечения расположены в слабых или трещиноватых породах при коэффициенте крепости $f_{кр} > 0,8$ и на большой глубине при $I > 5\alpha_1$, вертикальное горное давление следует принимать как образующее разгружающего свода размерами, определяемыми следующими формулами (рис.2).

$$h_1 = \frac{\alpha_1}{f_{кр}}; \quad h_x = h_1 \cdot (1 - \frac{x^2}{\alpha_1^2});$$

$$h' = h_1 \cdot (1 - \frac{\alpha^2}{\alpha_1^2}); \quad q_a = \gamma \cdot h_1;$$

$$\alpha_1 = \alpha + h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}),$$

где γ – объемный вес вышележащих грунтов, φ – угол внутреннего трения грунта, x – произвольное сечение.

Боковое давление на подземные сооружения по своей величине значительно меньше вертикального (примерно $q_6 = 0,3q_a$) и, как правило, является второстепенным видом нагрузки на стенки подземных сооружений.

Основным способом определения бокового давления является применение теории сыпучего тела с использованием разгружающего грунтового свода по следующим формулам (см.на рис.2):

$$q_{61} = \gamma \cdot h_1 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$q_{62} = \gamma \cdot (h_1 + h_2) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Боковые давления на сооружения показаны на рис.3.

Следует отметить, что бесшарнирный свод (или арка) является системой **трижды статически неопределимой** и требует составления трех дополнительных уравнений. Канонические уравнения для этого случая могут быть сведены к трем независимым уравнениям. Такое разделение неизвестных может быть достигнуто при помощи различных основных систем. В качестве одного из воз-

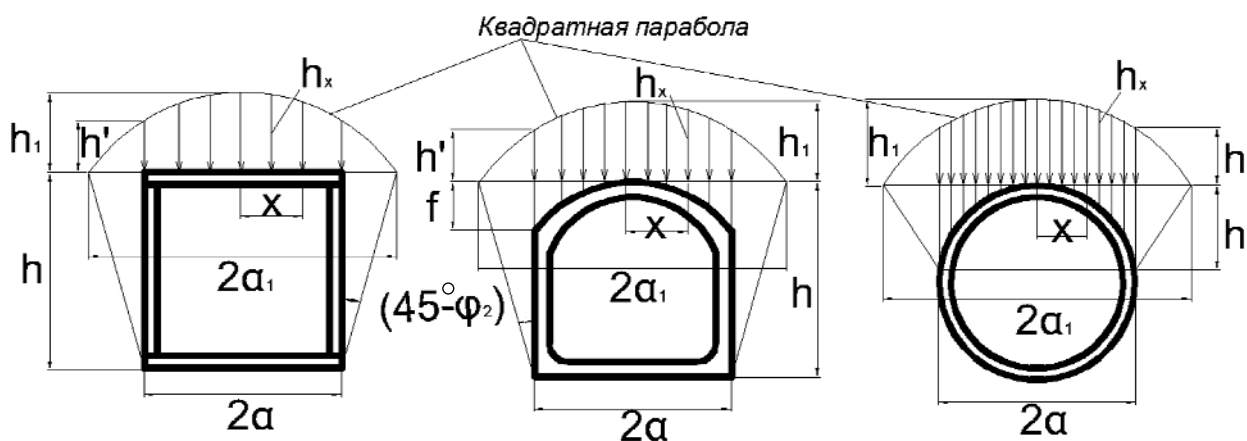


Рис.2. Схемы по определению вертикального давления q_v от разгружающего свода грунта

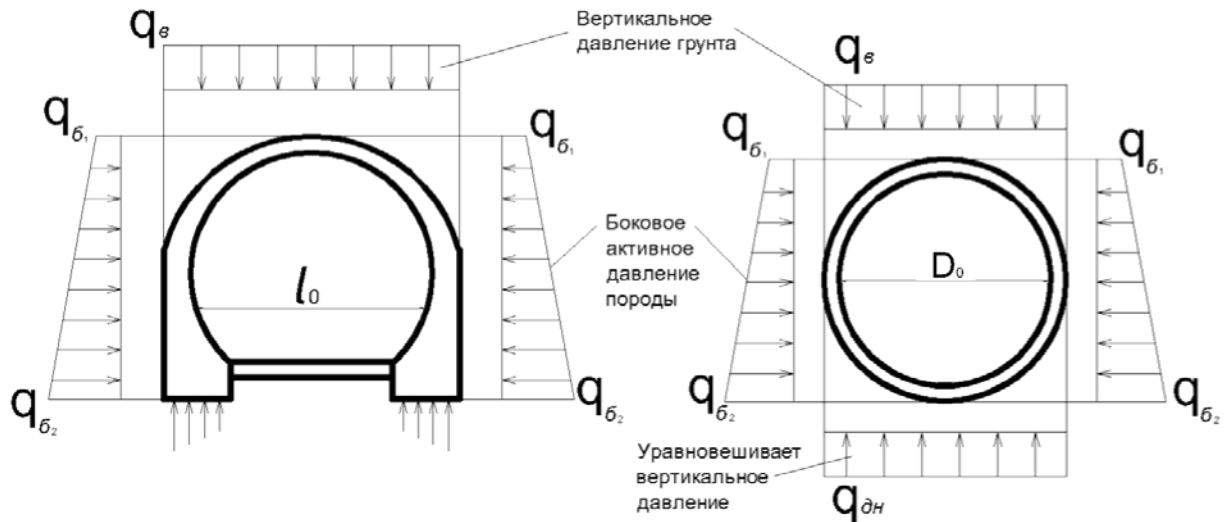


Рис.3. Расчетные схемы сооружений

возможных вариантов решения задачи будем иметь, если сделаем разрез в замке свода (или арки), прикрепим к обоим сечениям бесконечно жесткие консоли длиной n_1 и приложим к ним неизвестные M_1^0, H_2^0, Q_3^0 . Полученная основная система практически является наиболее удобной при расчете конструкций сводов или арок подземных сооружений (рис.4).

Канонические уравнения, выражающие условия полной взаимной неподвижности обеих жестких консолей, имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} \cdot M_1^0 + \delta_{12} \cdot H_2^0 + \delta_{13} \cdot Q_3^0 + \Delta_{1p} &= 0 \\ \delta_{21} \cdot M_1^0 + \delta_{22} \cdot H_2^0 + \delta_{23} \cdot Q_3^0 + \Delta_{2p} &= 0 \\ \delta_{31} \cdot M_1^0 + \delta_{32} \cdot H_2^0 + \delta_{33} \cdot Q_3^0 + \Delta_{3p} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Первое из уравнений (1) показывает, что взаимный поворот консолей в замке равен нулю; вто-

рое выражает отсутствие их взаимного горизонтально-го расхождения; третье уравнение показывает, что консоли не имеют взаимного смещения в вертикальной плоскости. Для вычисления перемещений $\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{13}, \Delta_{10}; \sigma_{21}, \sigma_{22}, \sigma_{23}, \Delta_{20}, \sigma_{31}, \sigma_{32}, \sigma_{33}, \Delta_{30}$ расположим начало координат в замке. Тогда $\sigma_{13} = \sigma_{31} = \sigma_{23} = \sigma_{32} = 0$ и остаются только симметричные перемещения, т.е. канонические уравнения примут вид:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} \cdot M_1^0 + \delta_{12} \cdot H_2^0 + \Delta_{1p} &= 0 \\ \delta_{21} \cdot M_1^0 + \delta_{22} \cdot H_2^0 + \Delta_{2p} &= 0 \\ \delta_{33} \cdot Q_3^0 + \Delta_{3p} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Из формулы (2) силу Q_3^0 можно определить независимо от двух других неизвестных. Чтобы усилия I_1^0 и I_2^0 получились также независимыми одно от другого, необходимо соответственно выб-

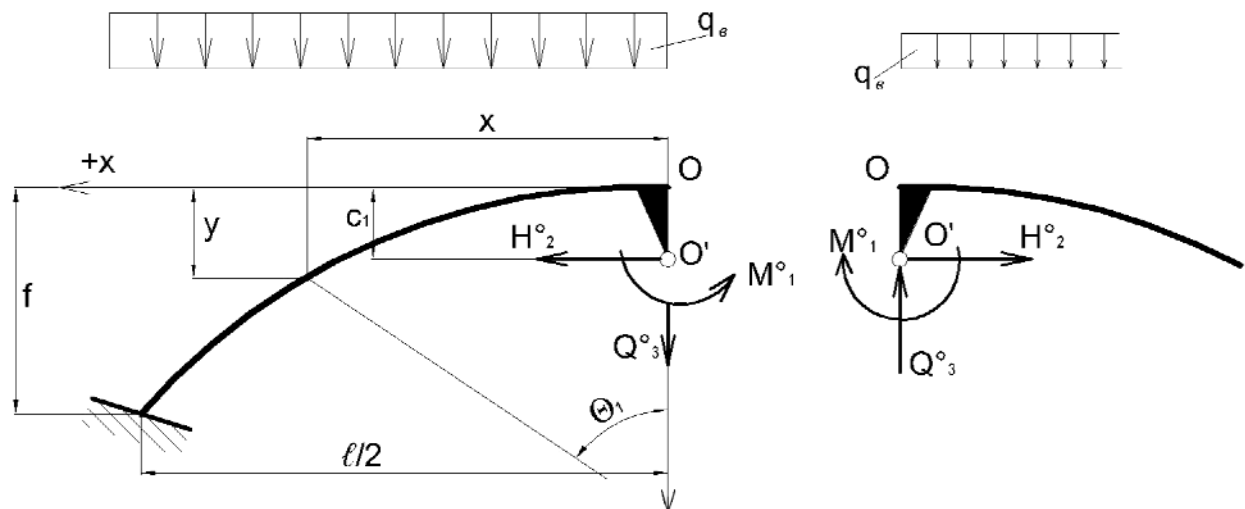


Рис.4. Основная система свода с использованием особых свойств упругого центра

рать длину консолей n . Ее следует подобрать из того условия, чтобы действие момента I_1^0 не вызвало горизонтального расхождения между точкой I и точкой O . Для практических расчетов величину n можно определить по формуле:

$$n=1/3 \cdot f,$$

где f – высота свода (арки) или $c_f = 0,337 \cdot f$.

Точка I является упругим центром перемещения свода (или арки). В том случае, если сила I_2^0 будет приложена в точке I , перемещение свода будет:

$$\sigma_{12}=\sigma_{21}=0.$$

Тогда формула (2) упрощается и получит вид:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} \cdot M_1^0 + \Delta_{1p} &= 0 \\ \delta_{22} \cdot H_2^0 + \Delta_{2p} &= 0 \\ \delta_{33} \cdot Q_3^0 + \Delta_{3p} &= 0 \end{aligned} \right\} . \quad (3)$$

Отсюда будет:

$$\dot{I}_1^0 = -\frac{\Delta_{1\delta}}{\delta_{11}}; \dot{I}_2^0 = -\frac{\Delta_{2\delta}}{\delta_{22}}; Q_3^0 = -\frac{\Delta_{3\delta}}{\delta_{33}} \quad (4)$$

Усилия в замке свода будут иметь вид:

$$\dot{I}_0 = \dot{I}_1^0 - \dot{I}_2^0 \cdot \tilde{n}_1; \dot{I}_0 = \dot{I}_2^0; Q_0 = Q_3^0. \quad (5)$$

При проектировании подземных сооружений параболической конструкции сводчатого или арочного типа действующие нагрузки на свод (арку) можно считать равномерно распределенными и дополнительно треугольной, приложенной сверху и сбоку, как показано на рис.5.

При этом момент в основной системе от вертикальной внешней нагрузки $q_s + \Delta q_{gl}$ или $q_s + \Delta q_{gn}$ (в левой и правой части свода или арки) будет:

$$\dot{I}_{\frac{0}{\delta}} = - \left(\frac{q_{\dot{a}} \cdot x^2}{2} + \frac{\Delta q_{\dot{a}} \cdot x^3}{3 \cdot l} + \frac{q_{\dot{a}} \cdot y^2}{2} + \frac{\Delta q_{\dot{a}} \cdot y^3}{6 \cdot f} \right) \quad (6)$$

Заменяя $\dot{\phi} = \frac{4 \cdot f}{l^2} \cdot x^2$, найдем

$$M_x^0 = - \left(\frac{q_\delta}{2} \cdot x^2 + \frac{8 \cdot f^2}{l^4} \cdot q_\delta \cdot x^4 + \frac{32 \cdot f^2}{3 \cdot l^6} \cdot x^6 \right) \quad (7)$$

Рассмотрим случай, когда толщина свода слабо изменяется (см. рис.1.) по пролету, т.е.

$$F = \frac{F_0}{\cos \theta}; \quad I = \frac{I_0}{\cos \theta}; \quad c_1 = 0,337 \cdot f \quad (8)$$

где F_0 и F – площадь поперечного сечения в замке и в пяте;

I_0 и I – момент инерции в замке и в пяте;

f – высота свода (арки).

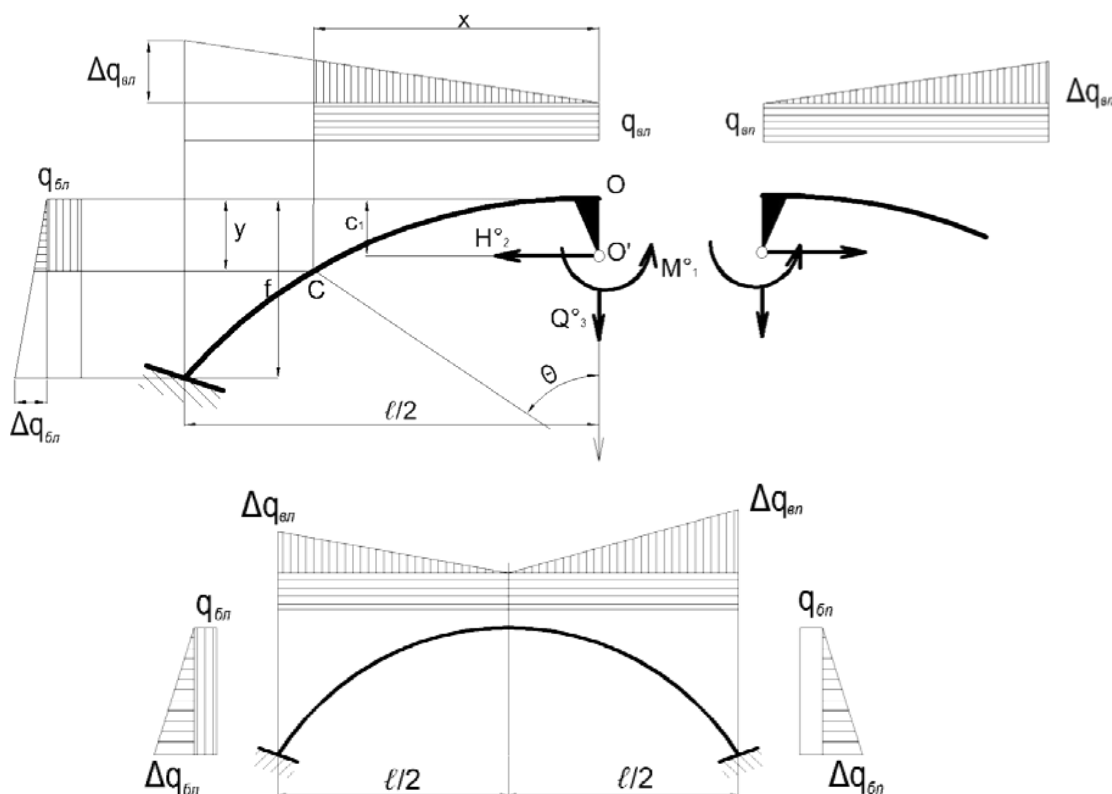


Рис.5. Расчетная нагрузка на свод параболического очертания.

Предположим, что **нагрузка несимметрична**: слева действуют $q_{вл}; q_{бл}; \Delta q_{бл}$; справа $q_{бн}; \Delta q_{бн}$, а вертикальная $q_{бн}; \Delta q_{бн}$, как показано на рис.5.

Перемещения от внешней нагрузки будут:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{1p} &= -\frac{l^3}{192} \cdot [8 \cdot q_{\epsilon} + (\Delta q_{вл} + \Delta q_{бн})] - \frac{f^2 \cdot l}{420} \cdot [21 \cdot (q_{бл} + q_{бн}) + 5 \cdot (\Delta q_{бл} + \Delta q_{бн})] \\ \Delta_{2p} &= -\frac{f \cdot l^3}{1440} \cdot [36 \cdot q_{\epsilon} + 5 \cdot (\Delta q_{вл} + \Delta q_{бн})] - \frac{f^3 \cdot l}{756} \cdot [27 \cdot (q_{бл} + q_{бн}) + 7 \cdot (\Delta q_{бл} + \Delta q_{бн})] + c_1 \cdot \Delta_{1p} = \\ &= \frac{f \cdot l^3}{288} \cdot [3,156 \cdot q_{\epsilon} + 0,4945 \cdot (\Delta q_{вл} + \Delta q_{бн})] - \frac{f^3 \cdot l}{378} \cdot [7,1307 \cdot (q_{бл} + q_{бн}) + 1,9835 \cdot (\Delta q_{бл} + \Delta q_{бн})] \\ \Delta_{3p} &= -\frac{l^4}{480} \cdot (\Delta q_{бн} - \Delta q_{вл}) - \frac{l^2 \cdot f^2}{192} \cdot [4 \cdot (q_{бн} - q_{бл}) + (\Delta q_{бн} - \Delta q_{бл})] \end{aligned} \right\} (9)$$

Значения неизвестных усилий из значений единичных перемещений получим в следующем виде:

$$\begin{aligned} M_1^0 &= -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{l^2}{192} \cdot [8 \cdot q_{\epsilon} + (\Delta q_{вл} + \Delta q_{бн})] + \frac{f^2}{420} \cdot [21 \cdot (q_{бл} + q_{бн}) + 5 \cdot (\Delta q_{бл} + \Delta q_{бн})]; \\ H_2^0 &= -\frac{\Delta_{2p}}{\delta_{22}} = \frac{l^2}{f \cdot \left[1 + \psi_1 \cdot \left(\frac{d_0}{f} \right)^2 \right]} \cdot \left\{ \frac{1}{25,2461} \cdot [3,156 \cdot q_{\epsilon} + 0,4945 \cdot (\Delta q_{вл} + \Delta q_{бн})] + \right. \\ &+ \left. \left(\frac{f}{l} \right)^2 \cdot \frac{1}{33,1355} \cdot [7,1307 \cdot (q_{бл} + q_{бл}) + 1,9835 \cdot (\Delta q_{бл} + \Delta q_{бн})] \right\} = \\ &= \frac{0,03961 \cdot l^2}{f \cdot \left[1 + \psi_1 \cdot \left(\frac{d_0}{f} \right)^2 \right]} \cdot \left\{ [3,156 \cdot q_{\epsilon} + 0,4945 \cdot (\Delta q_{вл} + \Delta q_{бн})] + \left(\frac{f}{l} \right)^2 \cdot [5,443 \cdot (q_{бл} + q_{бн}) + \right. \right. \\ &+ \left. \left. 1,511 \cdot (\Delta q_{бл} + \Delta q_{бн}) \right] \right\}; \\ Q_3^0 &= -\frac{\Delta_{3p}}{\delta_{33}} = \frac{12f}{\left[1 + \psi_2 \cdot \left(\frac{d_0}{l} \right)^2 \right]} \cdot \left\{ \left(\frac{l}{f} \right) \cdot \frac{1}{480} \cdot (\Delta q_{вл} - \Delta q_{бн}) + \left(\frac{f}{l} \right) \cdot \frac{1}{192} \cdot [4 \cdot (q_{бн} - q_{бл}) + \right. \right. \\ &+ \left. \left. (\Delta q_{бн} - \Delta q_{бл}) \right] \right\} = \\ &= \frac{f}{\left[1 + \psi_2 \cdot \left(\frac{d_0}{l} \right)^2 \right]} \cdot \left\{ \frac{l}{40 \cdot f} \cdot (\Delta q_{бн} - \Delta q_{вл}) + \frac{f}{16 \cdot l} \cdot [4 \cdot (q_{бн} - q_{бл}) + (\Delta q_{бн} - \Delta q_{бл})] \right\} \end{aligned} \quad (10)$$

где d_0 – толщина свода (арки) в замке;

d_n – толщина свода в пяте.

Значения коэффициентов приведены в таблице 1.

Таблица 1. Значения коэффициентов ψ_1 и ψ_2

f/l	1/2	1/2,5	1/3	1/3,5	1/4	1/4,5	1/5	1/5,5	1/6
ψ_1	0,528	0,605	0,663	0,711	0,750	0,780	0,806	0,825	0,841
ψ_2	0,446	0,366	0,306	0,255	0,214	0,183	0,155	0,135	0,118

В случае **симметричной нагрузки**
 $\Delta q_{\bar{e}} = \Delta q_{\bar{e}l} = \Delta q_{\bar{e}n}; q_{\bar{e}} = q_{\bar{e}l} = q_{\bar{e}n}; \Delta q_{\bar{o}} = \Delta q_{\bar{o}l} = \Delta q_{\bar{o}n}$
 и формула (10) получит вид:

$$\left. \begin{aligned} M_1^0 &= \frac{l^2}{96} \cdot (4 \cdot q_{\bar{e}} + \Delta q_{\bar{e}}) + \frac{f^2}{210} \cdot (21 \cdot q_{\bar{o}} + 5 \cdot \Delta q_{\bar{o}}); \\ H_2^0 &= \frac{0,07922 \cdot l^2}{f \cdot \left[1 + \psi_1 \cdot \left(\frac{d_0}{f} \right)^2 \right]} \cdot \left[(1,578 \cdot q_{\bar{e}} + 0,4945 \cdot \Delta q_{\bar{e}}) + \left(\frac{f}{l} \right)^2 \cdot (5,433 \cdot q_{\bar{o}} + 1,511 \cdot \Delta q_{\bar{o}}) \right]; \\ Q_3^0 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Рассмотрим решения численных примеров.

Пример 1.

Допустим требуется рассчитать свод (арку)

пролетом $l=8\text{м}$, высотой $f=2\text{м}$, т.е. $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$; толщина в замке

$\frac{d_0}{l} = 0,1$; толщина свода в пяте $d_i = 0,89\text{м}$

Нагрузка несимметричная (рис.5); вертикальные давления:

$$q_{\bar{e}} = q_{\bar{e}l} = q_{\bar{e}n} = 40 \text{кН} / \text{м}; \Delta q_{\bar{e}l} = 10 \text{кН} / \text{м};$$

$$\Delta q_{\bar{e}n} = 25 \text{кН} / \text{м}$$

боковые давления:

$$q_{\bar{o}l} = 5 \text{кН} / \text{м}; q_{\bar{o}n} = 15 \text{кН} / \text{м}; \Delta q_{\bar{o}l} = 2,5 \text{кН} / \text{м}; \Delta q_{\bar{o}n} = 7,5 \text{кН} / \text{м}.$$

Толщина свода (арки) по пролету **меняется мало**. Неизвестные усилия, приложенные в упругом центре (замке), найдем по формулам(10).

Из табл.1 при $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$ найдем:

$$\psi_1 = 0,75; \psi_2 = 0,214$$

Момент будет:

$$M_1^0 = \frac{8^2}{192} \cdot [8 \cdot 40 + (10 + 25)] + \frac{2^2}{420} \cdot [21 \cdot (5 + 15) + 5 \cdot (2,5 + 7,5)] = 118,30 + 4,47 = 122,77 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Распорная сила:

$$\begin{aligned} H_2^0 &= \frac{0,03961 \cdot 8^2}{2 \cdot (1 + 0,750 \cdot 0,4^2)} \cdot \left\{ 3,156 \cdot 40 + 0,4945 \cdot (10 + 25) + \left(\frac{2}{8} \right)^2 \cdot [5,433 \cdot (5 + 15) + 1,511 \cdot (2,5 + 7,5)] \right\} = \\ &= \frac{0,03961 \cdot 32}{1,12} \cdot 151,27 = 171 \text{кН}. \end{aligned}$$

Вертикальная составляющая:

$$Q_3^0 = \frac{2}{1 + 0,214 \cdot 0,1^2} \cdot \left\{ \frac{8}{40 \cdot 2} \cdot (25 - 10) + \frac{2}{16 \cdot 8} \cdot [4 \cdot (15 - 5) + (7,5 - 2,5)] \right\} = 4,4 \text{кН}.$$

Усилия в замке свода (арки) согласно формуле (5)

$$\dot{I}_0 = \dot{I}_1^0 - \dot{I}_2^0 \cdot \tilde{n}_1; \dot{I}_0 = \dot{I}_2^0; Q_0 = Q_3^0,$$

где $\tilde{n}_1 = 0,337 \cdot f = 0,337 \cdot 2 = 0,674$ будут иметь величины:

$$\dot{I}_0 = \dot{I}_1^0 - \dot{I}_2^0 \cdot \tilde{n}_1 = 122,77 - 171,0 \cdot 0,674 = +7,52 \text{ еИ}$$

$$\dot{I}_0 = \dot{I}_2^0 = 171,0 \text{ еИ}; Q_0 = Q_3^0 = 4,4 \text{ еИ}.$$

Пример 2.

Допустим, **нагрузка симметричная:**

$$q_a = 60 \text{ еИ} / \text{м}; \Delta q_a = 40 \text{ еИ}$$

$$q_a = 20 \text{ еИ} / \text{м}; \Delta q_a = 8 \text{ еИ} / \text{м};$$

принимаем $d_0 = 0,8 \text{ м}; \frac{d_0}{f} = 0,4; \frac{d_0}{l} = 0,1$;

$$1 + \psi_1 \cdot \left(\frac{d_0}{f} \right)^2 = 1,12; c_1 = 0,674 \text{ м}; d_n = 0,89 \text{ м}, \text{ как в}$$

примере 1.

Толщина свода (арки) мало меняется по пролету. Неизвестные усилия, приложенные в упругом центре (в замке свода или арки), получим из выражения (11):

$$M_1^0 = \frac{8^2}{96} \cdot (4 \cdot 60 + 40) + \frac{2^2}{210} \cdot (21 \cdot 20 + 5 \cdot 8) = 195,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$H_2^0 = \frac{0,07922 \cdot 8^2}{2 \cdot 1,12} \cdot \left[1,578 \cdot 60 + 0,4945 \cdot 40 + \left(\frac{2}{8} \right)^2 \cdot (5,433 \cdot 20 + 1,511 \cdot 8) \right] = 275 \text{ кН};$$

$$Q_3^0 = 0$$

Усилия в замке свода (или арки) найдем по формулам:

$$M_0 = M_1^0 - H_2^0 \cdot c_1 = 195,43 - 275 \cdot 0,674 = 10,43 \text{ кН} \cdot \text{м}; H_0 = H_2^0 = 275 \text{ кН}; Q = 0.$$

Усилия в любом сечении свода (или арке) найдем по формулам (рис.6):

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_0 + H_0 \cdot y - Q_0 \cdot x + M_x^0; \\ N_x &= H_x \cdot \cos \theta_1 + Q_x^0 \cdot \sin \theta_1; \\ Q_x &= Q_x^0 \cdot \cos \theta_1 - H_x \cdot \sin \theta_1. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

где

$$\left. \begin{aligned} M_x^0 &= - \left(\frac{q_6 \cdot x^2}{2} + \frac{\Delta q_6 \cdot x^3}{3 \cdot l} + \frac{q_6 \cdot y^2}{2} + \frac{\Delta q_6 \cdot y^3}{6 \cdot f} \right); \\ H_x &= H_0 - q_6 \cdot y - \Delta q_6 \cdot \frac{y^2}{2 \cdot f}; \\ Q_x^0 &= q_6 \cdot x + \Delta q_6 \cdot \frac{x^2}{l} + Q_0. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

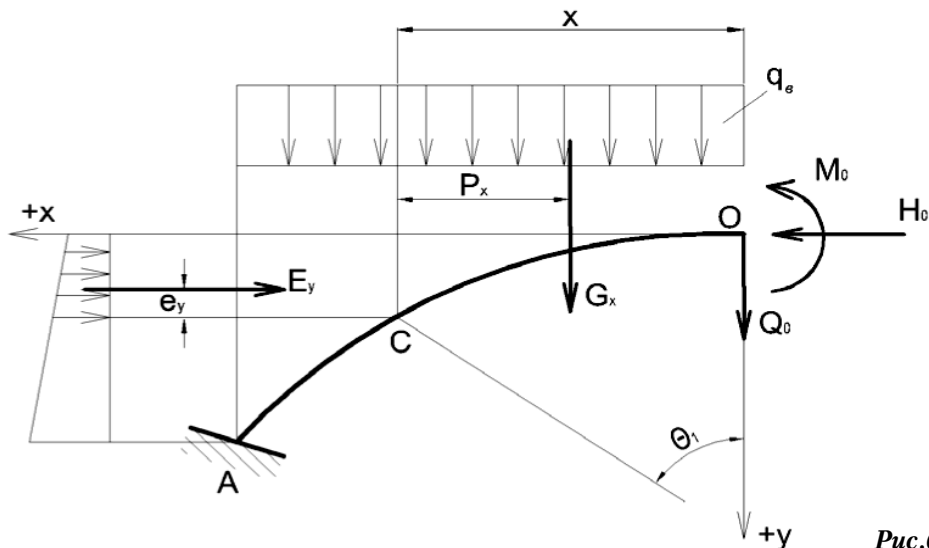


Рис.6. Усилия M , N и Q в своде.

Усилия в пьоте свода (или арки) получим: $x = \frac{l}{2}; y = f; \theta_1 = \theta_n;$

$$\left. \begin{aligned} M_n &= M_0 + H_0 \cdot f - Q_0 \cdot \frac{l}{2} - \left(\frac{q_6 \cdot l^2}{8} + \frac{\Delta q_6 \cdot l^2}{24} + \frac{q_6 \cdot f^2}{2} + \frac{\Delta q_6 \cdot f^2}{6} \right); \\ N_n &= H_n \cdot \cos \theta_n + Q_n^0 \cdot \sin \theta_n; \\ Q_n &= Q_n^0 \cdot \cos \theta_n - H_n \cdot \sin \theta_n; \\ H_n &= H_0 - \frac{f}{2} \cdot (2 \cdot q_6 + \Delta q_6); \\ Q_n^0 &= \frac{l}{4} \cdot (2 \cdot q_6 + \Delta q_6) + Q_0. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Для нашего примера найдем:

$$M_n = 10,43 + 275 \cdot 2 - \left(\frac{60 \cdot 8^2}{8} + \frac{40 \cdot 8^2}{24} + \frac{20 \cdot 2^2}{2} + \frac{8 \cdot 2^2}{6} \right) = -71,57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$H_n = 275 - \frac{2}{2} \cdot (20 \cdot 2 + 8) = 227 \text{ кН}; Q_n^0 = \frac{8}{4} \cdot (2 \cdot 60 + 40) = 320 \text{ кН};$$

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{4 \cdot f}{l} = \frac{4 \cdot 2}{8} = 1; \cos \varphi_n = \sin \varphi_n = 0,707;$$

$$N_n = 0,707 \cdot 227 + 0,707 \cdot 320 = 386 \text{ кН};$$

$$Q_n = 0,707 \cdot 320 - 0,707 \cdot 227 = 65,7 \text{ кН}.$$

Напряжения:

а) в замке

$$\sigma_0 = \frac{H_0}{d_0} + \frac{6 \cdot M_0}{d_0^2} = \frac{275}{0,8} + \frac{10,43}{0,8^2} \cdot 6 = 442 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

б) в пьоте

$$\sigma_n = \frac{H_n}{d_n} + \frac{6 \cdot M_n}{d_n^2} = \frac{227}{0,89} + \frac{71,57}{0,89^2} \cdot 6 = 865 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Эпюры М, N, Q приведены на рис.7.

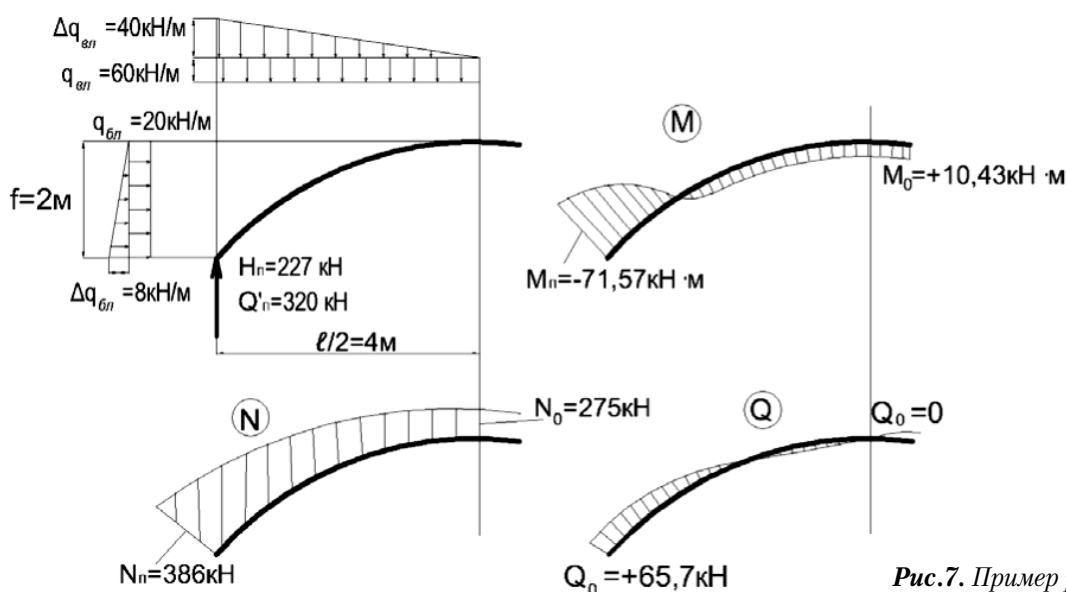


Рис.7. Пример расчета свода

На основе вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Бесшарнирный монолитно железобетонный свод является трижды статически неопределимой системой и требует составления и решения трех дополнительных канонических уравнений.

2. Можно принимать упругий центр перемещения свода (или арки) в замке и определить длину жесткой консоли, приложить к этим консолям неизвестные усилия, которые не вызывают горизонтальных перемещений и относительных поворотов из-за жесткости консоли и позволяют определить величины усилий в замке свода или арки.

3. Возможность приведения действующих нагрузок к симметричным позволяет упрощать расчет вычисления внутренних неизвестных усилий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Овечкин А.М. Расчет статически неопределимых арок по методу предельного равновесия. Труды (Сб.тр.Науч.тр.)/МИИТ. — М.:Трансжелдориздат, 1953, N. — 78. — С.18-25.

2. Лужин О.В. Динамический расчет сферического купола с защемленным краем. Вестник трудов ВИА, 178, 1961. — С.35-41.

3. Бондарь Н.Г. Устойчивость колебания параболических арок. Инж. сб., т. XIII. Изд-во АН СССР, ОН, 1952. — С. 52-61.

4. Давыдов С.С. Расчет и проектирование подземных конструкций. — М.: Стройиздат. 1950. — 376 с.

5. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Упругопластические арки кругового очертания. Справочник про-

ектировщика. Динамический расчет зданий и сооружений. — М.: Стройиздат. 1984. — 304 с.

6. Самедов А.М., Зуевская Н.В., Жданова Е. А. О расчете монолитных подземных сооружений прямоугольного сечения на упругом и упруго-ползучем основании. Межведоств. научно-техн. сборник «Строительное производство», НДІБВ, 2007. — Вип. 48. — С. 32-39.

АНОТАЦІЯ

Розглянуті проблеми розрахунку арокних елементів підземних споруд. Проаналізовані існуючі літературні джерела. Запропоновані методики визначення діючих навантажень і розрахунок арокних елементів підземних споруд. Визначені внутрішні зусилля в арокних елементах від зовнішнього навантаження в замку та в п'яті.

Ключові слова: жорсткі, склепінчасті, безшарнірні, ґрунтові умови, вертикальні і бокові тиски, пружний центр склепіння, замок та п'ята склепіння.

ANNOTATION

Have been considered problems of calculation the arched elements of underground buildings. Existent literary sources are analyzed. Have been offered methods of determination the operating loadings and calculation of the arched elements of underground buildings. Have been defined internal efforts in the arched elements from the external loadings in a lock and in the «heel».

Keywords: rigid, arched, hingeless, vertical and lateral pressure, resilient center of the vault, the lock and the «heel».

УДК: 69.003:658

О.В. Федосова, д.е.н., проф.;

Г.В. Шпакова, к.т.н., доцент, КНУБА, Київ

ПРОБЛЕМИ ТРАНСФЕРУ СУЧАСНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬНИХ ТЕХНОЛОГІЙ

АНОТАЦІЯ

У статті розглядається робота механізму трансферу систем будівельних технологій на прикладі його реалізації в США та країнах Західної Європи. Наведено приклади організації основних стадій трансферу з залученням науково-дослідницького потенціалу країни, показані можливості застосування закордонного досвіду в Україні з урахуванням сучасного рівня економічного розвитку.

Ключові слова: трансфер системи технологій, комерціалізація технологій, механізм трансферу, форми співпраці, ліцензування, технічна допомога, науково-дослідний центр, механізми фінансування, правове забезпечення.

Зміна технологій є природним органічним процесом, завдяки якому відбувається розвиток та функціонування виробництва. У цьому процесі для кожної технології настає момент, коли будь-яке зростання витрат на її удосконалювання не приводить до збільшення обсягу продукції з підвищеною якістю. Подальша раціоналізація таких технологій втрачає всякий сенс, тому що не приводить до радикальних технологічних зрушень та змін. Якщо взяти до уваги, що будь-яка, навіть найдосконаліша технологія розрахована на певний термін існування, за межами якого вона втрачає свою ефективність, виникає потреба у визначенні моменту заміни старіючої технології новою, більш прогресивною. Цей момент треба вміти передбачити, щоб завчасно виділяти матеріально-технічні ресурси та фінансові кошти на розроблення і впровадження нововведень (на дослідження, проектування, дослідну перевірку і впровадження). Сьогодні витрачати ресурси та кошти на розроблення нових і модернізацію існуючих технологій можуть далеко не всі навіть великі компанії державної будівельної галузі. У випадку відсутності потрібних коштів необхідно вишукувати інші шляхи розвитку та удосконалення галузі [5].

Одним із напрямів може стати запозичення, передача прогресивних технологій від інших розроб-

ників-країн або організацій, тобто здійснення трансферу технологій або систем технологій. Слід пам'ятати, що в усіх випадках зміни технологій потрібна не тільки відповідна підготовка і підвищення кваліфікації кадрів для оволодіння новою технологією, але й, у першу чергу, наявність сучасної законодавчої бази з механізмами передачі інтелектуальної власності для подальшої комерціалізації. У нагоді може стати досвід провідних країн ЄС у Європі та Америці, набутий ними в галузі трансферу і комерціалізації технологій.

Але перш ніж розглядати можливості трансферу та його різновиди треба визначитись з основними термінами.

Під *технологією* в даному контексті слід розуміти прикладне використання наукових знань із метою створення технічного методу досягнення корисної мети [1].

Трансфер технологій – це формальна передача нових знань чи інновацій, отриманих внаслідок виконання науково-дослідних робіт, до комерційного сектора для суспільної вигоди (за визначенням Асоціації університетських менеджерів технологій США) [1].

Система технологій – це організаційно-технічна спорідненість предметів праці, засобів праці та виконавців праці, що створена з метою отримання комерційного (корисного) продукту праці [3].

Процес розроблення та комерціалізації технологій (систем технологій) в Америці складається з трьох стадій, а саме: дослідження, трансфер, комерціалізація. Зміст кожної зі стадій подано на рис. 1. Для цих стадій передбачені джерела і можливості фінансування, які законодавчо регламентуються державними і федеральними нормами США.

Стадія досліджень і розвитку фінансується з бюджетних джерел за двома формами. За першою – фінансування науково-дослідних робіт виконується і контролюється урядом, тому і результати, і обладнання, що придбане під час досліджень, належать йому. За другою формою фінансування (гранти, контракти, умови про співробітництво) здійснюються промисловими компаніями, університетами тощо. У цьому випадку власник результатів дослідження (або інтелектуальної власності) чи обладнання визначається з урахуванням конкретного правового механізму фінансування робіт. Таким чином, для розроблення чітко визначених завдань зі встановленими очікуваними результатами уряд укладає контракти для виконання конк-

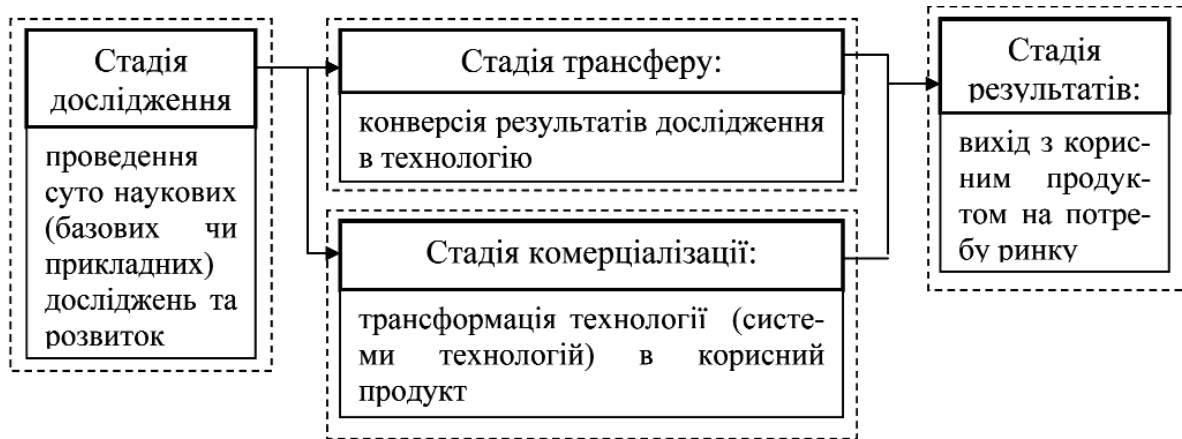


Рис. 1. Стадії розроблення та комерціалізації технологій (систем технологій).

ретних науково-дослідних робіт. Для розроблення завдань із забезпечення соціальних потреб застосовуються гранти та угоди про співробітництво. Відповідно до умов надання грантів не існує (найчастіше) щільного контролю за виконанням робіт із боку федеральної влади, хоча умови співробітництва вимагають сумісної роботи (в т.ч. і контролю) з урядовими структурами. Такі форми фінансування наукових досліджень у США з визначеними можливостями безпосередньо визначають власника результатів досліджень, що спрощує подальший трансфер і комерціалізацію технології (систем технологій).

Стадія трансферу технологій за американською моделлю передбачає певний консенсус у представленні основних елементів процесів трансферу і комерціалізації технологій, який у спрощеному вигляді почергового ланцюжка (інвестиції, дослідження і розвиток, створення і захист інтелектуальної власності, побудова прототипу, випуск корисних продуктів, комерціалізація) подано на рис. 2. Трансфер технології відбувається лише

тоді, коли підприємство (фірма) отримує технологію від зовнішнього джерела (університету, дослідницької лабораторії, приватного винахідника).

Американські фахівці відокремлюють чотири різновиди механізму трансферу технологій (рис. 3). Перший тип передбачає співпрацю з дослідницькими організаціями на предмет створення патентоспроможної і привабливої з комерційної точки зору технології. Другий тип – це ліцензування (або продаж) вже запатентованого продукту, споживчі якості якого вже визначені. Далі йде технічна допомога, що лише опосередковано сприяє вирішенню вузьких питань. Наостанку йде обмін інформацією, призначення якого полягає в розширенні інформаційної бази в процесі створення придатної до комерціалізації технології.

Співпраця, що здійснюється спільними зусиллями бізнесу і науково-дослідницьких інституцій (університетів, неприбуткових організацій декількох приватних компаній, федеральних лабораторій), може набувати різноманітних форм партнерства. Найбільш поширені чотири форми стра-

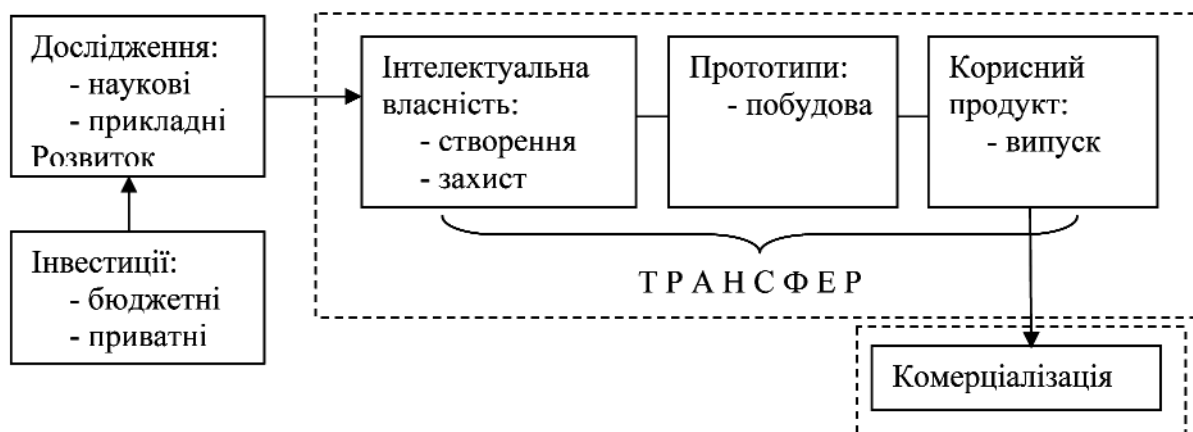


Рис. 2. Складові елементи трансферу технологій.

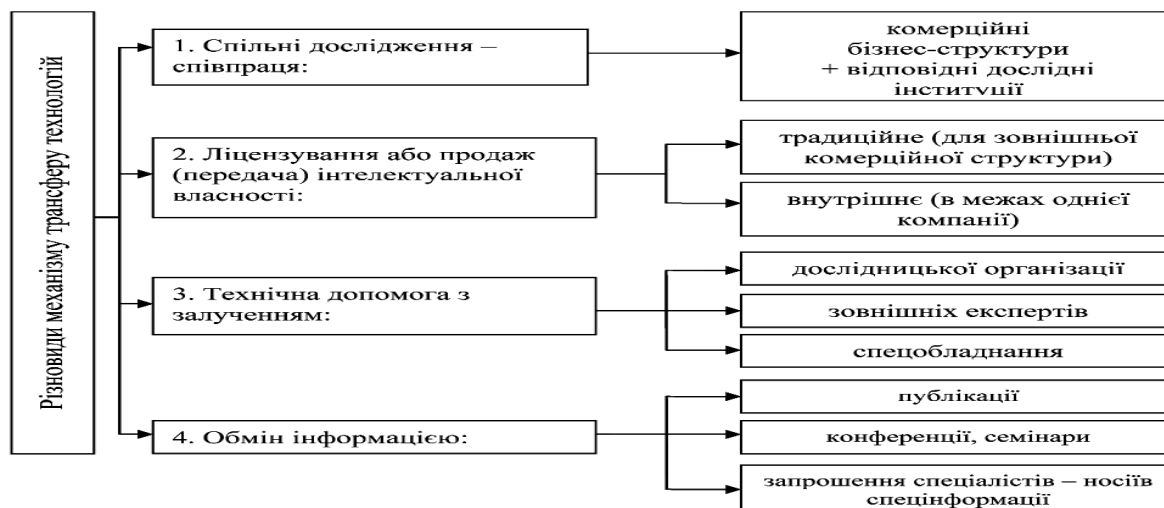


Рис. 3. Різновиди механізму трансферу технологій.

тегічних альянсів співпраці наводяться на рис. 4, а саме:

по-перше, акціонерне спільне підприємство, яке може займатись як дослідженнями, так і виробництвом;

по-друге, дослідницький консорціум, до якого входять декілька підприємств галузі та сумісно фінансують дослідження на початковій стадії трансферу;

по-третє, дослідницький альянс, який створюється на основі угод про дослідження без утворення нової юридичної особи на термін, як правило, від етапу комерціалізації до початку масового випуску продукції;

по-четверте, контрактні дослідження, за якими фактично здійснюється купівля технології комерційною структурою з відмовою, як правило, власника від інтелектуальної власності.

Статистика свідчить, що партнерство декількох фірм потребує прискіпливого менеджменту від засновників, достатнього досвіду управлінської

діяльності і можливостей виділяти значні ресурси в процесі виконання проекту з трансферу [1].

Передостання стадія трансферу технологій – це комерціалізація результатів наукових досліджень або процес трансформації новітніх технологій у комерційно привабливі продукти [1]. Комерціалізація є досить дорогим і тривалим процесом із високим ступенем невизначеності (на відміну від результатів стадії наукових досліджень і розробок, результати яких можуть бути використані в іншій галузі).

Вартість складових цієї стадії може сягати від 10- до 100-кратних вкладень коштів (інвестицій) в її реалізацію; тривалість стадії в середньому триває шість років, а з урахуванням виходу в ринкове середовище – навіть щонайменше десятиліття [1]. Склад і почергове втілення в життя складових елементів стадії комерціалізації технологій (системи технологій) представлені на рис. 5.

Аналіз сутності складових дозволив відокремити три основні групи аспектів за наступними уза-



Рис. 4. Форми співпраці учасників трансферу.



Рис. 5. Складові елементи комерціалізації технологій.

гальненими ознаками за складовими (рис. 5):

- технічні аспекти передбачають вирішення технічних завдань, пов'язаних із трансформацією технологій в корисні продукти, їх випуск за технологією передбачається в достатній кількості та відповідної якості; сюди входять складові елементи дизайну та налагоджування виробництва;
- бізнес-аспекти об'єднують вирішення питань планування бізнесу, вивчення ринку, маркетингу, доставки, комерційних аспектів виробництва, управління інтелектуальною власністю;
- виробничі аспекти стосуються вирішення проблем фінансування;
- доступ до виробничих потужностей, приміщення, обладнання;
- підготовка персоналу (робочих кадрів).

Слід відзначити, що для прийняття рішень з усього кола складових за вказаними аспектами комерціалізації трансферу технологій у США існує велика кількість державних програм, організацій, які забезпечують підтримку комерційних структур у здійсненні процесу трансферу технологій.

Сам процес трансферу технологій (як внутрішній, так і міжнародний) у США регулюється законними актами, які визначають механізм переходу наукових досліджень у комерційно привабливий продукт із виходом на ринок продукції. Ключовим елементом у цьому процесі є право інтелектуальної власності, а головним принципом – надання права власності на продукти розробок недержавним установам, навіть якщо роботи виконувались за державні кошти.

Розвиток, трансфер і комерціалізація нових технологій у Західній Європі відбуваються теж дуже великими темпами, поки що немає підґрунтя для

сумнівів відносно згасання цих процесів у майбутньому. Більшість підприємств розглядають технологічний розвиток як факт, який вони не можуть змінити і повинні обов'язково враховувати в своїй роботі. Прискорення технологічного розвитку і підсилення взаємозв'язку технологічних процесів – це один із головних напрямів політики існування виробництв [4]. Перед обличчям конкуренції підприємства просто повинні брати участь у цих технологічних змаганнях або з метою зниження собівартості, або в зв'язку з появою вимог споживача [4]. Багато невеликих підприємств не можуть самостійно вирішити питання підвищення вимог до продукції, що виробляється. У цих умовах особливо сприятливі специфічні види кооперації з іншими підприємствами, дослідницькими центрами, фірмами, які займаються відповідними розробками в країнах ЄС (за винятком Португалії, Ірландії та Бельгії), де існує законодавча база, на підґрунті якої підприємства можуть отримувати фінансову допомогу для проведення трансферу, комерціалізації відповідних досліджень та розробок. Проте в кожній країні по-різному надається така допомога: перший варіант – вона спрямована на реалізацію ідеї із впровадження трансферу технологій, другий – на комерціалізацію корисної продукції, третій – на реалізацію обох напрямків. Так, ірландський та французький уряди надають підтримку тільки після підтвердження результатів реалізації. В Італії підприємства можуть отримувати субсидії на придбання сучасних дорогих технічних інструментів, пристосувань, машин і механізмів. У Данії, Нідерландах, Ірландії та Португалії політика розвитку трансферу і комерціалізації технологій, досліджень і розробок проводиться у

формі розробки, затвердження і реалізації спеціальних програм. Ці програми мають довгостроковий характер і націлені на збір і систематизацію необхідної інформації, організацію спеціальних курсів із володіння трансфером технологій, на проведення спеціальних досліджень та розвиток фінансування відповідних робіт. Перевагою реалізації спеціальних програм є те, що уряди в повній мірі приймають на себе керівництво процесами практичного використання їх результатів. У Нідерландах, Ірландії, Німеччині, Великобританії, Франції і Бельгії до цієї роботи залучаються висококваліфіковані спеціалісти. Рекомендується використовувати молодих дослідників, вбачаючи, що вони спираються в своїй роботі на досвід персоналу інформаційних і консультаційних служб. Для молодих дослідників у Німеччині передбачена можливість працювати у відповідних технічних та технологічних інститутах за сумісництвом і використовувати отриманий досвід для розвитку трансферу ключових технологій. У Португалії намагаються з'єднати зусилля цілеспрямованої мобілізації технологічних знань за допомогою університетів, дослідницьких інститутів, професійних організацій та банків [4].

Виходячи з вищевикладеного виникає питання, чи підходить американська чи європейські моделі трансферу технологій для України? Звичайно ж, копіювати ці моделі в цілому немає потреби – даватимуться ознаки національні, ресурсні та інші пріоритети. Крім того, реалізація подібних моделей вимагатиме суттєвих змін в українському науковому світі, а для цього країна повинна мати стратегічну програму економічного розвитку з визначеною роллю науки, долею власних дослідницьких інституцій і обов'язковими завданнями, які треба поставити перед науковцями і дослідниками [2]. Проте й не використовувати отримані досвід і результати світових лідерів, на наш погляд, теж є помилкою.

Прикладом часткового застосування американської моделі трансферу технологій в Україні може стати співпраця вищих навчальних закладів з бізнес-структурами. США мають 100-річний досвід у такій співпраці, що ґрунтується на системі коледжів, університетських дослідницьких лабораторій. Але технологічний розвиток розпочався після прийняття закону, що визначив правові засади взаємовідносин університетів із промисловістю з огляду на зростаючу конкуренцію на світових ринках (закон Бей-Доула в 1980 р.). Система «уні-

верситет-промисловість» є дуже поширеною: при багатьох вищих навчальних закладах створено спеціальні центри, які обслуговують державні (бюджетні) та приватні дослідження. Допомогу (фінансову і юридичну) ВНЗ в організації такого типового центру надає Національний науковий фонд, який у подальшій роботі участі не бере, але оцінює роботу центру. Організація роботи типового центру «університет-промисловість» має особливості. По-перше, кожний корпоративний член центру вносить до спільного фонду річний фіксований членський внесок. За ці кошти, а також внески від університету, місцевої влади, інших спонсорів фінансуються «базові» фундаментальні дослідження, тематика і напрямки яких визначається радою центру. По-друге, отримані результати досліджень є доступними для всіх членів, що до того ж мають право вносити додаткові кошти на розвиток специфічних (спеціальних) напрямків, отримуючи переважне право власності на конкретні результати досліджень.

Ще одним прикладом застосування узагальненого американського та європейського досвіду з трансферу технологій може стати підхід до вирішення проблеми багатьох провідних університетів США та країн Західної Європи, які впроваджують у бізнес цілі системи технологій. Такі розробки є дуже ресурсомісткими, тому значну (більшу) частину коштів вкладають безпосередньо університети. Виникає питання: звідки з'являються кошти? По-перше, кошти надходять від реалізації патентів, отриманих університетом; по-друге, від реалізації продукту інших трансферів технологій; по-третє, від венчурних фондів, створених сумісно з іншими університетами. У результаті залучення необхідних ресурсів (фінансових, технічних) та об'єднання науково-дослідних зусиль декількох ВНЗ університет вже виконує не тільки замовлення на дослідження для трансферу технології, але й виступає замовником трансферу систем технологій за ланцюгом «дослідження, трансфер технології та її комерціалізація» (див. рис. 1). Трансфер систем технологій із кінцевою стадією комерціалізації кінцевого продукту є більш прибутковим бізнесом ніж реалізація патентів на винахід за проміжною стадією трансферу технологій (систем технологій).

Таким чином, основні напрями роботи вітчизняних науково-дослідних інституцій можуть бути спрямовані на трансфер не тільки окремих результатів досліджень (знань) у промисловість, але й на

розроблення і реалізацію трансферу систем технологій. Прикладом здійснення трансферу системи технології зокрема в будівництві може бути розроблення вітчизняними науковцями повного асортиментного ряду будівельних сумішей певних властивостей – від клеючих сумішей для керамічної плитки до сумішей, що використовуються при реконструкції масивних залізобетонних конструкцій промислових та інженерних споруд. На початковій стадії була освоєна технологія з випуску сухих будівельних сумішей. На сьогодні вже впроваджено виготовлення готових конструкцій із цих сумішей, відбувається з їх використанням експериментальне будівництво, яке вимагає в свою чергу заміни (часткової або повної) як засобів праці (інструментів, пристосувань), так і чисельно-кваліфікаційного складу виконавців праці [3]. Інакше кажучи, на вітчизняному будівельному ринку з'явився продукт, успішне розроблення якого з частковим трансфером і комерціалізацією дозволили отримати ринкову сучасну технологічну систему; відкоригувати структуру технології у відповідності з розробленими предметами праці (сировини), засобами праці та виконавцями. У результаті на ринок продукції потрапив комерціалізований продукт трансферу цілої системи ряду будівельних технологій.

Виходячи з сьогоденного стану сучасної економіки країни, для будівельної галузі подолання кризи є надважким завданням, бо для його вирішення необхідна підтримка загальнодержавного рівня. І місія держави полягає не стільки в фінансовій площині, скільки в правовій – у визначенні ролі будівельної галузі для економіки, регулюванні відносин між учасниками будівельного комплексу та забезпеченні ефективності проектних рішень [2]. Це означає, що, по-перше, необхідно встановити пріоритетні напрями розвитку будівельної галузі, виходячи зі стратегічних напрямів розвитку країни; по-друге, навести фінансово-правовий порядок у будівельних нормах (проектних, кошторисних тощо), запустити нові механізми фінансування будівництва; по-третє, відновити потенціал науково-дослідницьких організацій для стимулювання розроблення ефективних технологічних рішень. Для виконання всіх трьох завдань може стати в нагоді саме використання механізму трансферу систем технологій в подальшому розвитку економіки України.

ЛІТЕРАТУРА:

1. Корсунський С.В. *Трансфер технологій в США.* – К.: УкрІНТЕІ, 2005. – 148 с.
2. Куйбида В. *Уроки кризи і оновлене видення строителства.* // *Дзеркало тижня.* – 2010. – 30 січня.
3. *Системи технологій як предмет економічного аналізу. Методичні рекомендації до виконання розрахунково-графічної роботи по системах будівельних технологій* / Уклад.: О.В. Федосова, Г.В. Давидюк. – К.: КНУБА, 2007. – 80 с.
4. Таукач Г., Федосова Е., Кієрз Я. *Миттельштандт Европы и шансы Украины.* – К.: Феникс, 1997. – 220 с.
5. Федосова Е.В., Давидюк А.В. *К вопросу смены технологий.* // *Строительное производство. Вып. 41.* – К.: НИИСП, 2000.

АННОТАЦИЯ

В статье рассматривается работа механизма трансфера систем строительных технологий на примере его реализации в США и странах Западной Европы. Приведены примеры организации основных стадий трансфера с привлечением научно-исследовательского потенциала страны, показаны возможности использования зарубежного опыта в Украине с учетом современного уровня экономического развития.

Ключевые слова: трансфер системы технологий, коммерциализация технологий, механизм трансфера, формы сотрудничества, лицензирование, техническая помощь, научно-исследовательский центр, механизмы финансирования, правовое обеспечение.

ANNOTATION

The summary: In clause the work of the mechanism transfer of systems of building technologies on an example of his realization in USA and countries of Western Europe is considered. The examples of organization of the basic stages transfer with attraction of research potential of the country are given, the opportunities of use of foreign experience in Ukraine are shown in view of a modern level of economic development.

Keywords: transfer of technology, commercialization of technology transfer mechanism, forms of collaboration, licensing, technical assistance, research center, funding mechanisms, legal support.

УДК 699.8:728

*В.Г. Прокопов, д.т.н.; Н.М. Фіалко, д.т.н.,
ИТТФ НАНУ;
Л.Ф. Черных, д.т.н., ОАО «КИЕВЗНИИЭП»;
И.М. Сухоросов; Л.Г. Ключ; В.И. Савенко, д.т.н.,
ОАО «ДСК-3» ХК «Киевгорстрой», Киев*

ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ – ОТ НАУЧНЫХ РАЗРАБОТОК ДО ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ И ТЕХНОЛОГИЙ

АННОТАЦИЯ

Показано совершенствование теплоизоляционных качеств наружных ограждающих конструкций «теплых» жилых домов серии 111-161, возводимых ДСК-3 в г. Киеве, отвечающих требованиям ныне действующего ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель».

Ключевые слова: теплоизоляционные качества, наружные конструкции, жилые дома.

В настоящее время в Украине ежегодно на отопление зданий расходуется 70...75 млн. тонн усл. топлива, что составляет около 30 % всего потребления энергоресурсов и что в расчете на 1 м² отапливаемой площади примерно в 2 раза больше чем в развитых странах мира с аналогичным климатом. Теплотери через наружные ограждающие конструкции зданий составляют, как известно, наибольшую часть. Например, [1] для жилого дома типовой серии 96 теплотери через наружные стены составляют 40%, потери через окна не превышают 22%, а через подвальные и чердачные перекрытия – 8%; при этом на вентиляцию дома расходуется 30% располагаемого тепла.

В этой связи еще в 1993 г. КиевЗНИИЭП разработал новые более жесткие нормативы сопротивления теплопередаче наружных ограждающих конструкций жилых и общественных зданий. Впоследствии они были включены в «Изменения №1 к СНиП П-3-79**» «Строительная теплотехника. Нормы проектирования». С 2007 г. впервые в Украине введены в действие ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель», разработанные НИИСК и КиевЗНИИЭП.

По поводу новых нормативов 1993 года следует отметить следующее. Дело в том, что до 1993 г. требуемое сопротивление теплопередаче традици-

онных стен было очень низким, например, для г. Киева оно составляло 0,8 (м · К)/Вт. Такие сопротивления имеют кирпичные стены в 2 кирпича, однослойные панели из керамзитобетона плотностью 1000...1200 кг/м³, толщиной 350 мм и другие однослойные конструкции. В соответствии с повышенными нормами 1993 г. требуемое сопротивление теплопередаче кирпичных стен для 1-й северной зоны повышено до 2,2 (м²·°С)/Вт, а трехслойных панелей с пенополистирольным утеплителем до 2,5 (м²·°С)/Вт, то есть в 2...3 раза. И с этих пор в Украине в жилищно-гражданском строительстве начался переход от применения однослойных стен к трехслойным. Это в свою очередь потребовало проведения комплекса научно-исследовательских и проектных работ. Так, КиевЗНИИЭП в 1994 г. разработал «Технические решения энергоэффективных ограждающих конструкций для жилищно-гражданского строительства» и рекомендации по их применению. Внедрение выполненных разработок было осуществлено в первую очередь на передовом и наиболее крупном в г. Киеве ДСК-3. В рамках настоящей статьи показана возможность реализации конструкций, отвечающих нормативным требованиям.

С ДСК-3 КиевЗНИИЭП работает с 1985 г.. КиевЗНИИЭП разработал жилые дома серии КТ впервые в Украине с трехслойными стеновыми панелями из тяжелого бетона с внутренним эффективным утеплителем, строительство которых проводил ДСК-3.

В наружных стеновых панелях этих домов соединение внешнего и внутреннего слоев сначала осуществлялось ребрами шириной 60 мм из тяжелого бетона, а затем из керамзитобетона. Как эффективный утеплитель применялась минеральная вата плотностью 50 кг/м³ с коэффициентом теплопроводности $\lambda = 0,06$ Вт/(м·К), обернутая в рубероид, а потом пенополистирол ПСБ-С плотностью 40 кг/м³ с $\lambda = 0,05$ Вт/(м·К). Далее повышение теплозащитных качеств рассматриваемых стеновых панелей в 1994 г. впервые в Украине было осуществлено заменой бетонных ребер жесткости специальными **гибкими связями** из арматуры из нержавеющей стали диаметром 4 мм. Это позволило уменьшить площадь «мостиков холода» и повысить сопротивление теплопередаче до 2,5 (м²·°С)/Вт. Дальнейшее усовершенствование теплофизических характеристик стеновых панелей было проведено применением эффективных

Постановка двухслойной задачи

$$\frac{\partial t_k}{\partial t} = a_k \frac{\partial^2 t_k}{\partial x^2}; k=1,2;$$

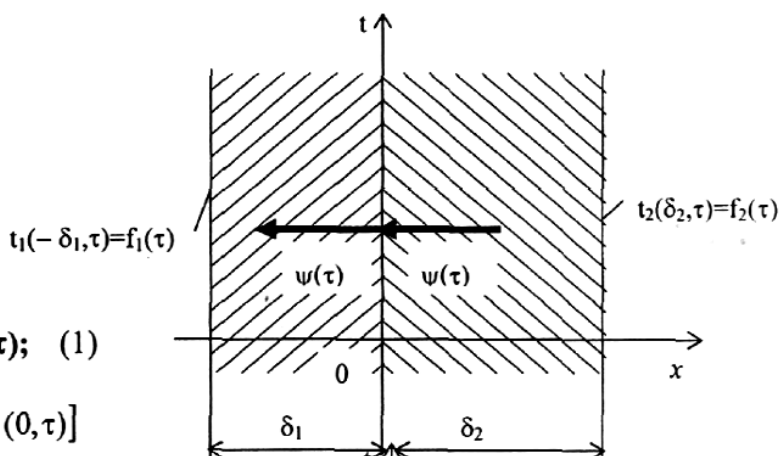
$$t_k(x,0) = F_k(x);$$

$$t_1(-\delta_1, \tau) = f_1(\tau);$$

$$t_2(\delta_2, \tau) = f_2(\tau);$$

$$\lambda_1 \frac{\partial t_1(0, \tau)}{\partial x} = \lambda_2 \frac{\partial t_2(0, \tau)}{\partial x} = \psi(\tau); \quad (1)$$

$$\lambda_1 \frac{\partial t_1(0, \tau)}{\partial x} = \frac{1}{R} [t_2(0, \tau) - t_1(0, \tau)]$$

**Разбивка на две задачи:**

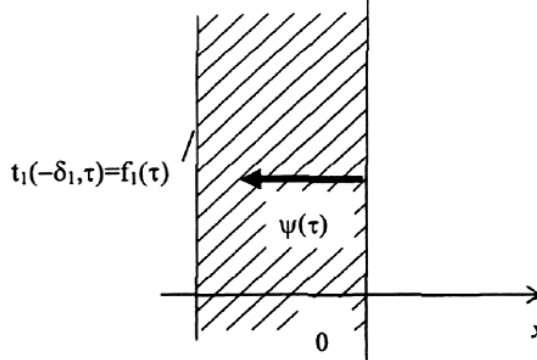
I-я задача

$$\frac{\partial t_1}{\partial t} = a_1 \frac{\partial^2 t_1}{\partial x^2};$$

$$t_1(x,0) = F_1(x);$$

$$t_1(-\delta_1, \tau) = f_1(\tau);$$

$$\lambda_1 \frac{\partial t_1(0, \tau)}{\partial x} = \psi(\tau).$$



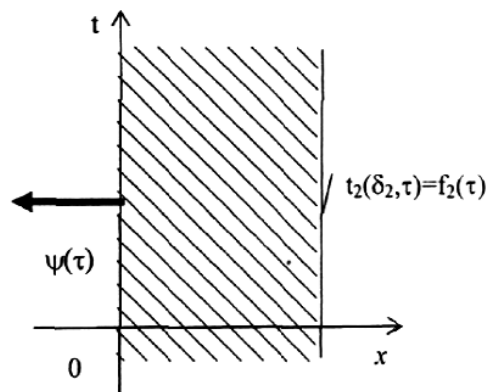
II-я задача

$$\frac{\partial t_2}{\partial t} = a_2 \frac{\partial^2 t_2}{\partial x^2};$$

$$t_2(x,0) = F_2(x);$$

$$\lambda_2 \frac{\partial t_2(0, \tau)}{\partial x} = \psi(\tau);$$

$$t_2(\delta_2, \tau) = f_2(\tau)$$

**Определение теплового потока**

$$\psi(\tau) = \frac{1}{R} [t_2(0, \tau) - t_1(0, \tau)] \quad (2)$$

$$\psi(\tau) = G(\tau) + \int_0^\tau K(\tau - \omega) \psi(\omega) d\omega \quad (3)$$

Рис. 1. Принцип решения контактных линейных задач теплопроводности, где: $\psi_{ki}(\tau)$ – тепловые потоки; K – (1, 2, 3) номера слоев для трехслойной конструкции; i – номера конструкции (стены, потолок, окна и т.д.); $t_i(\chi, \tau)$, $t_{ki}(\chi, \tau)$ – текущая температура в конструкциях; $t_{cp}(\chi, \tau)$ – температура в помещении; $h_{\beta, K, i}(t)$, $h_{\beta, \pi, i}$, $h_{\lambda, i}$ – относительные коэффициенты конвекционной и лучистой теплоотдачи на внутренней и внешней поверхности i -го ограждения; $R_{K, i}$ – контактное сопротивление в местах стыкования слоев; $M_{K, i}$, $M_{K+3, i}$ – числовые коэффициенты; $I_{K, i}$ – координаты контактных поверхностей; q_0 – удельный тепловой поток; $t_{R, i}(\chi, \tau)$ – радиационная температура; $\lambda_{K, i}$ – теплопроводность слоя конструкции; F_i – площадь поверхностей

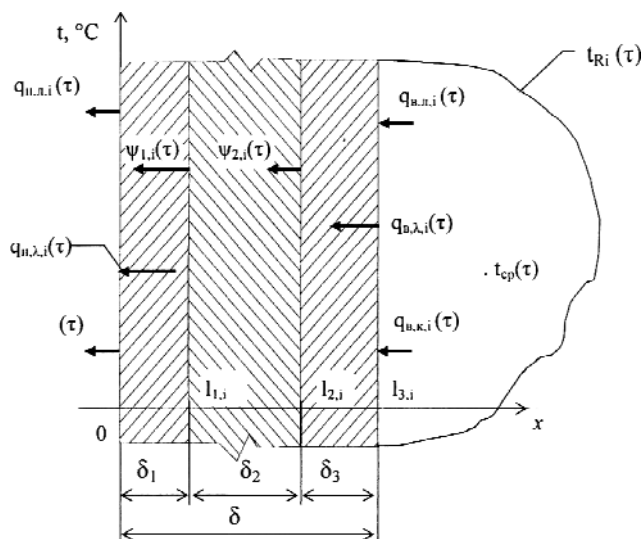


Рис. 2. Расчетная схема теплопередачи через трехслойную наружную стену помещения при граничных условиях III-го рода. где: $\psi_{ki}(\tau)$ – тепловые потоки; K – (1, 2, 3) номера слоев для трехслойной конструкции; i – номера конструкции (стены, потолок, окна и т.д.); $t_i(x, \tau)$, $t_{ki}(x, \tau)$ – текущая температура в конструкциях; $t_{cp}(x, \tau)$ – температура в помещении; $h_{\beta,K,i}(\tau)$, $h_{\beta,\pi,i}$, $h_{\lambda,i}$ – относительные коэффициенты конвекционной и лучистой теплоотдачи на внутренней и внешней поверхности i -го ограждения; $R_{K,i}$ – контактное сопротивление в местах стыкования слоев; $M_{K,i}$, $M_{K+3,i}$ – числовые коэффициенты; $I_{K,i}$ – координаты контактных поверхностей; q_0 – удельный тепловой поток; $t_{R,i}(x, \tau)$ – радиационная температура; $\lambda_{K,i}$ – теплопроводность слоя конструкции; F_i – площадь поверхностей

утеплителей из пенополистирола с дополнительной вспененной полистирольной лентой и отражающего экрана из алюминиевой фольги. При этом было получено требуемое сопротивление теплопередаче $2,8(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$ согласно ДБН 8.2.6-31:2006.

Наружные стеновые трехслойные панели жилых домов серии КТ представляют собой сложную трехмерную пространственную конструкцию, имеющую, с теплотехнической точки зрения, участки одномерного процесса теплопередачи (гладь панели), и участки двух- и трехмерной теплопередачи («мостики холода»), которыми являются ребра жесткости по периметру панели, оконные откосы, стыки панелей и др. Теплотехнический расчет панелей проводился аналитическим методом конечных интегральных преобразований с учетом фактора формы. При этом метод конечных интегральных

преобразований для однослойных сред был развит для случая трехслойных стен применительно к стационарным и нестационарным тепловым режимам.

Алгоритм решения контактных задач теплопроводности продемонстрирован на примере двухслойной стены (рис. 1) путем разбивки ее на 2 однослойные с использованием условия непрерывности удельного теплового потока в месте контакта (1). Используя второе условие неидеального теплового контакта (2), выраженное через контактное сопротивление и разницу температур контактных поверхностей, получено для искомого теплового потока $\psi(\tau)$ интегральное уравнение Вольтера II-го рода (3) типа свертки с разностным ($\tau - \tau_0$) ядром $K(\tau - \tau_0)$, решение которого известно.

Аналогичное сведение задачи теплопередачи через трехслойную наружную стену (рис. 2) к трем однослойным представлено на рис. 3. Здесь искомые тепловые потоки $y_1(\tau)$ и $y_2(\tau)$ в 2-х местах контакта трехслойных стен определены из векторного двумерного интегрального уравнения Вольтера II-го рода типа свертки (4), где $K^*(\tau - \tau_0)$ – двумерное ядро-матрица имеет особенность в конечный момент времени $\tau_0 = \tau$ превращаться в ∞ . Для устранения этой особенности разработан численный метод решения, алгоритм которого заключается в замене полученных интегралов конечными суммами по специальным квадратурным формулам Ньютона-Котеса с весовой экспоненциальной функцией, обеспечивающей высокую сходимость рядов, которые входят в состав ядер.

Учет наличия в трехслойных панелях таких элементов, как ребра жесткости, оконные откосы, стыки проводится путем решения двумерных и одномерных задач теплопроводности с учетом фактора формы. Величина фактора формы показывает, во сколько раз больше теплотерии через указанный элемент, чем через гладь панели.

Теплотехнический расчет трехслойных панелей аналитическим методом с учетом фактора формы сравнивался с численными расчетами методом сеток, проведенными в отделе малой энергетики ИТТФ НАН Украины под руководством член-кор. НАН Украины, д.т.н., проф., заслуженного деятеля науки и техники Украины Фиалко Н.М. [2...4]. Большой опыт Фиалко Н.М. по применению численного метода сеток при решении трехмерных задач теплопередачи через конструкции позволил

Исходное условие разбивки трехслойной задачи

$$\lambda_{k,i} \frac{\partial t_{k,i}(l_{k,i}, \tau)}{\partial x} = \lambda_{(k+1),i} \frac{\partial t_{(k+1),i}(l_{k,i}, \tau)}{\partial x} = \psi_{k,i}(\tau);$$

а) 1-я задача

$$\frac{\partial t_{1,i}(x, \tau)}{\partial \tau} = a_{1,i} \frac{\partial^2 t_{1,i}(x, \tau)}{\partial x^2}; \tau > 0; 0 < x < l_{1,i};$$

$$t_{1,i}(x, 0) = M_{1,i}x + M_{4,i};$$

$$\begin{cases} -\frac{\partial t_{1,i}(0, \tau)}{\partial x} + h_{н,1,i} t_{1,i}(0, \tau) = h_{н,1,i} t_{н}(\tau); \\ \lambda_{1,i} \frac{\partial t_{1,i}(l_{1,i}, \tau)}{\partial x} = \psi_{1,i}(\tau) \end{cases}$$

б) 2-я задача

$$\frac{\partial t_{2,i}(x, \tau)}{\partial \tau} = a_{2,i} \frac{\partial^2 t_{2,i}(x, \tau)}{\partial x^2}; \tau > 0; l_{1,i} < x < l_{2,i};$$

$$t_{2,i}(x, 0) = M_{2,i}x + M_{5,i};$$

$$\begin{cases} \lambda_{2,i} \frac{\partial t_{2,i}(l_{1,i}, \tau)}{\partial x} = \psi_{1,i}(\tau); \\ \lambda_{2,i} \frac{\partial t_{2,i}(l_{2,i}, \tau)}{\partial x} = \psi_{2,i}(\tau); \end{cases}$$

в) 3-я задача

$$\frac{\partial t_{3,i}(x, \tau)}{\partial \tau} = a_{3,i} \frac{\partial^2 t_{3,i}(x, \tau)}{\partial x^2}; \tau > 0; l_{2,i} < x < l_{3,i};$$

$$t_{3,i}(x, 0) = M_{3,i}x + M_{6,i};$$

$$\begin{cases} \lambda_{3,i} \frac{\partial t_{3,i}(l_{2,i}, \tau)}{\partial x} = \psi_{2,i}(\tau); \\ \frac{\partial t_{3,i}(l_{3,i}, \tau)}{\partial x} + h_{в,3,i} t_{3,i}(l_{3,i}, \tau) = \\ = h_{в,к,3,i}(\tau) t_{ср}(\tau) + h_{в,л,3,i} t_{R_{3,i}}(\tau) \end{cases}$$

Определение тепловых потоков

$$\psi_{k,i}(\tau) = \frac{1}{R_{k,i}} [t_{(k+1),i}(l_{k,i}, \tau) - t_{k,i}(l_{k,i}, \tau)];$$

$$\psi_{k,i}(\tau) = G_{k,i}(\tau) + \int_0^{\tau} K_{k,i}(\tau - \omega) \psi_{k,i}(\omega) d\omega \quad (4)$$

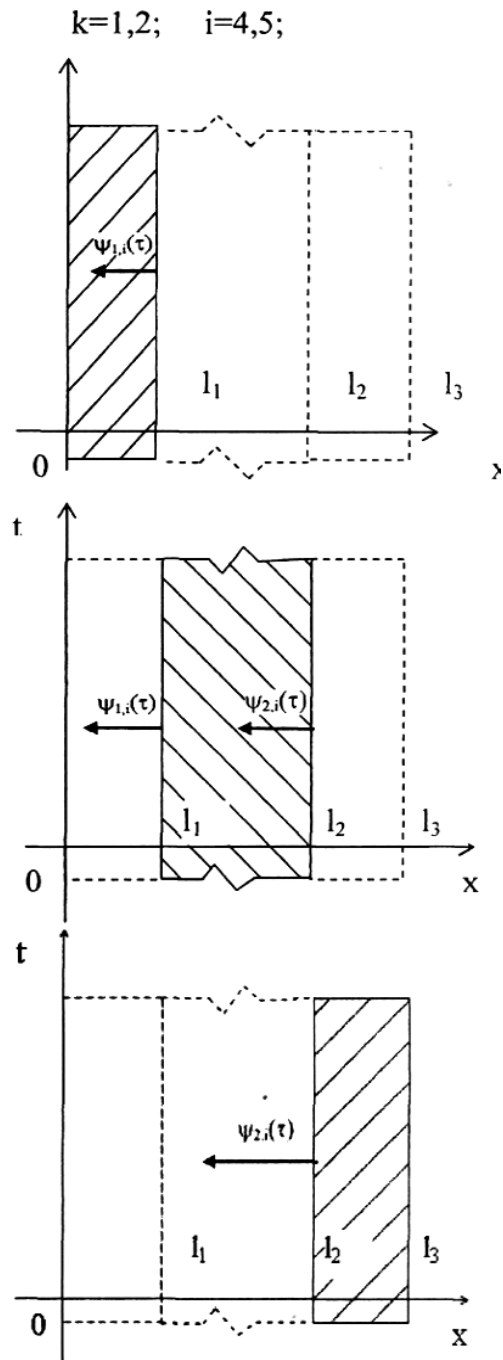


Рис. 3. Схема разбивки задачи теплопередачи через трехслойную стену на три однослойные задачи, где: $\psi_{ki}(\tau)$ – тепловые потоки; K – (1, 2, 3) номера слоев для трехслойной конструкции; i – номера конструкции (стены, потолок, окна и т.д.); $t_i(x, \tau)$, $t_{ki}(x, \tau)$ – текущая температура в конструкциях; $t_{ср}(x, \tau)$ – температура в помещении; $h_{в,к,i}(t)$, $h_{в,п,i}$, $h_{л,i}$ – относительные коэффициенты конвекционной и лучистой теплоотдачи на внутренней и внешней поверхности i -го ограждения; $R_{K,i}$ – контактное сопротивление в местах стыкования слоев; $M_{K,i}$, $M_{K+3,i}$ – числовые коэффициенты; $l_{K,i}$ – координаты контактных поверхностей; q_0 – удельный тепловой поток; $t_{R,i}(x, \tau)$ – радиационная температура; $\lambda_{K,i}$ – теплопроводность слоя конструкции; F_i – площадь поверхностей

учесть сложность конфигурации областей в трехслойных панелях как в стационарных, так и нестационарных условиях эксплуатации. Сотрудничество КиевЗНИИЭП и ИТТФ НАН Украины на протяжении многих лет позволило сочетать аналитические и численные методы теплотехнического расчета наружных трехслойных стеновых панелей жилых домов серии КТ.

Как известно, учет температурной зависимости теплофизических характеристик материала стен (коэффициента теплопроводности λ и удельной теплоемкости c) приводит к необходимости решения нелинейных задач. Метод решения нелинейных задач нестационарной теплопередачи через наружные ограждающие конструкции зданий нами опубликован в монографии [5] и в целом ряде работ [6... 8].

Экспериментальная проверка предложенной инженерной методики теплотехнического расчета наружных конструкций для зимних условий в стационарном режиме и для летних условий на теплоустойчивость в нестационарном режиме проводилась в климатическом комплексе КиевЗНИИЭП. Этот комплекс непрерывно совершенствовался. Сначала он был построен на базе одной климатотермобарокамеры КТВУ-8000/2 для экспериментальных исследований стен и окон. Для того, чтобы можно было испытывать вертикальный угол здания, горизонтальные и вертикальные стыки и помещение в целом многоэтажного дома, климатический комплекс был реконструирован – добавлена вторая климатическая камера КТВУ-8000/4, расположенная под углом 90° (рис. 4). Дополнительно

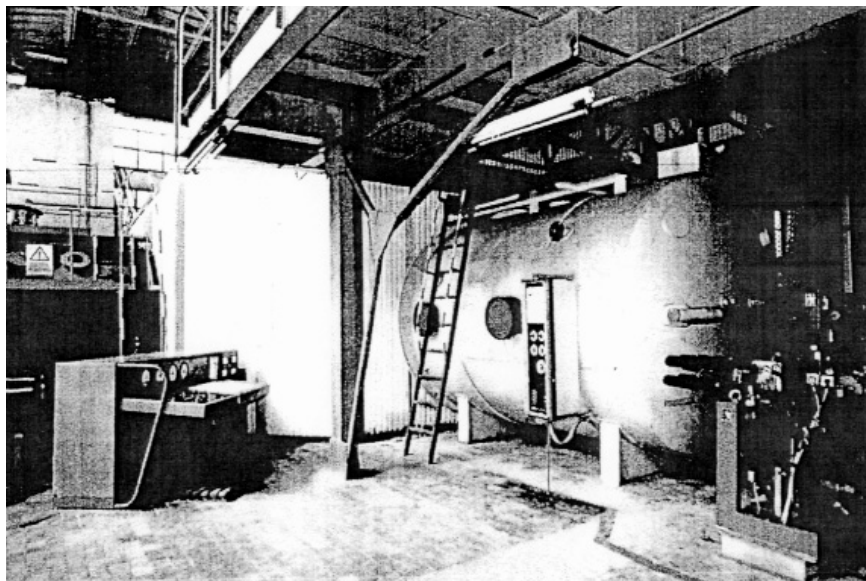


Рис. 4. Машинный зал климатического комплекса КиевЗНИИЭП. Климатические камеры КТВУ-8000/2 и КТВУ-8000/4 (Германия) расположены под углом 90° .

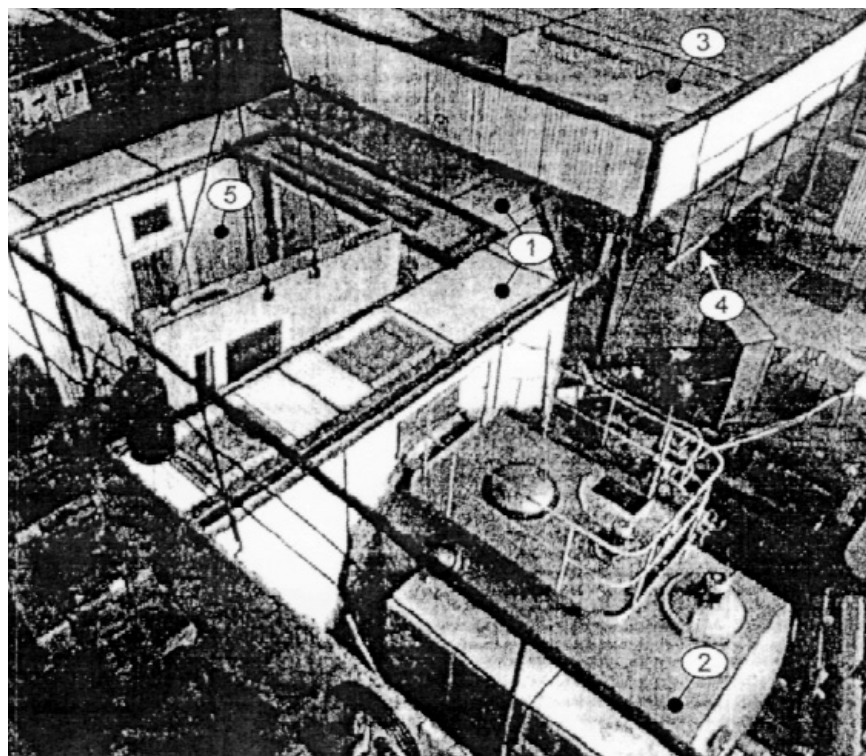


Рис. 5. Общий вид климатического комплекса КиевЗНИИЭП:

- 1 – Г-образный «холодный отсек»;
- 2 – термокамера КТВУ-8000/2 (Германия);
- 3 – чердачное помещение;
- 4 – термобарокамера КТВУ-8000/4 (Германия);
- 5 – «теплый» отсек с подвалом под ним.

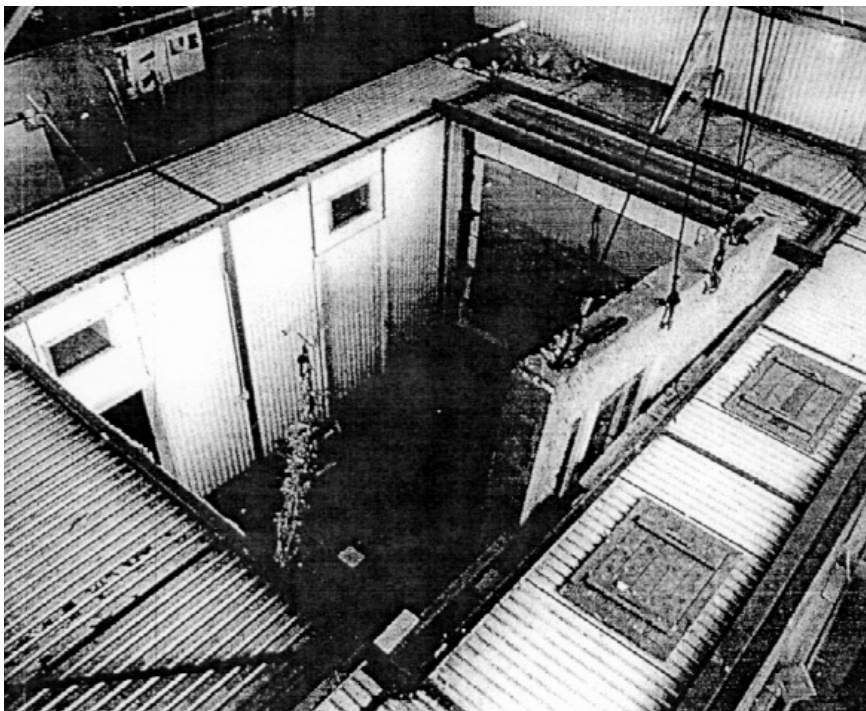


Рис. 6. Внутренний «теплый» отсек климатического комплекса КиевЗНИИЭП



Рис. 7. Жилые дома серии 11-161, построенные ДСК-3 в г. Киеве на массиве Позняки, 5-А мкрн.

был построен подвал, сверху чердак (рис. 5), и теперь можно испытывать фрагмент здания в три этажа и, естественно, все его элементы: стены, окна, пол, чердачное перекрытие, угловой вертикальный стык панелей, горизонтальные стыки и т.д. Параметры холодильных машин -70°C ... $+300^{\circ}\text{C}$. Размеры нового «теплого» отсека климатического комплекса: $6,0\text{ м} \times 3,6\text{ м}$, высота 3 м , то есть подлежат испытанию одно- и двухмодульные панели одновременно (рис. 6). Для климатических условий Украины в климатическом комплексе КиевЗНИИЭП создаются параметры от температуры пятидневки -25°C и абсолютно минимальной -42°C для г. Луганска до $+100^{\circ}\text{C}$ «условной температуры» с учетом солнечной радиации. Проводится предварительное лазерное и тепловизионное обследование испытываемых конструкций в «теплом» отсеке климатического комплекса.

Новым этапом в повышении теплозащитных свойств наружных конструкций является использование энергосберегающего метода утепления — метода наружного утепления зданий. К преимуществам этого метода (по отношению к внутреннему утеплению) можно отнести:

1. Основная часть перепада температур внутри конструкции происходит в наружной изоляции (шуба одевается снаружи), а несущая часть конструкции находится в области положительных температур, что уменьшает вероятность появления температурно-влажностных деформаций, а, значит, увеличивает долговечность конструкции.

2. Положительная температура несущей конструкции способ-

ствує її висиханню, особливо при наявності вентиляційної прослойки.

Збільшується теплоустійчивість конструкції по відношенню до змін температури – зимою в періоди різких похолодань або при аварійному відключенні опалення; літом – в періоди посиленої сонячної радіації. Це пояснюється тим, що основний масивний шар конструкції виконаний з оптимально устайованого матеріалу – важкого бетону з коефіцієнтом теплоусвоєння 0,101 м (за теорії теплоустійчивості конструкцій акад. Лыкова А.В.), який дорівнює товщині шару різких коливань цього матеріалу і який практично повністю акумулює тепло при прерывистому опаленні, а потім поступово віддає тепло в приміщення. Знижуються переток тепла, в першу чергу, через шари панелей, що важливо для панельних будинків, і др.

Принципально зовнішнє утеплення ділиться на два види – утеплення з зовнішньої штукатуркою («мокрый фасад») і утеплення з навісним вентиляруемым фасадом. Останнє є найбільш ефективним. Одним з його додаткових важливих достоїнств є те, що воно працює за типом аеродинамічної труби і відносить вологу з утеплювача і з усієї конструкції.

Введення вентиляруемого фасада в Україні співпало з діяльністю Європейського Союзу в області енергозбереження за спеціально розробленою програмою енергозбереження (TASIS). Відповідно до цієї програми в Україні були проведені аналіз проектною документації збудовуваних житлових будинків-представителів і реконструкція збудованих будинків. Прикладом такої реконструкції є демонстраційний проект, який був виконаний в період будівництва 10-поверхового житлового будинку серії КТ за вул. Семиренко в м. Києві, будівництво якого здійснював ДСК-3. Реконструкція включала:

1) утеплення зовнішніх стін, чердачних і підвальних перекриттів. Утеплення стін виконано скловатою товщиною 100 мм, а товщина шару скловати, покладеної на чердачне перекриття, склала 180 мм. Фасади покриті пластинами асбоцементних плит етерніта, між внутрішньої поверхнею яких і шаром утеплювача залишена вентиляруемая прослойка 20 мм;

2) установку газових котельних на даху для деяких секцій будинку.

Демонстраційний проект був виконаний в 1995 г., а житловий будинок з вітчизняним **вентилюемым фасадом «Термофасад»** вперше в Україні був збудований в 1997 г. ДСК-3 в 7-му мікрорайоні житлового масиву «Осокорки» м. Києва. При цьому відзначимо, що зовнішні стіни були виконані з внутрішніх залізобетонних стенових панелей товщиною 160 мм з кріпленням по ним в окремих точках кронштейнів з направляючими для кріплення утеплювача з базальтової вати товщиною 100 мм з наступним навішуванням на спеціальних кронштейнах цементно-піщаних плит напівсухого пресування з утворенням вентиляруемой повітряної прослойки товщиною 20 мм. Натурні теплофізичні випробування таких будинків зі стінами з зовнішнім вентиляруемым утепленням типу «Термофасад» на будинках «ДСК-3» були проведені відділом теплофізики КиївЗНІІЕП. Отримане значення опору теплопередачі таких стін склало 2,6 (м²·°С)/Вт.

Важливим напрямком удосконалення теплозахисних властивостей «тепліх» панельних будинків є підвищення теплозахисних, повітряно- і водозахисних **якостей стыкових соединений** панелей, так як приблизно 8... 10% тепла втрачається через них. Двухмерні температурні поля вертикальних і горизонтальних стыков панелей житлових будинків серії КТ були збудовані за комп'ютерними програмами в КиївЗНІІЕП і перевірені чисельним методом сіток Фіалко Н.М. в ІТТФ НАН України. Для покращення повітряно- і водозахисних властивостей стыков застосовані новий ефективний поліуретановий герметик «Макрофлекс» і пенополіуретановий жгут (ППЖ).

Для **утеплення чердачних перекриттів і перекриттів над підвалами** використані нові ефективні теплоізоляційні матеріали з теплоотражаючими властивостями на основі вспененого поліетилену типу «Полиизол».

В розглянутих будинках встановлені **енергозберігаючі вікна і балконні двері** з полівинилхлоридного профілю «К.епау» з двохкамерними склопакетами з теплоотражаючим покриттям на склах. Такі вікна пройшли випробування і теплофізичну перевірку в кліматичному комплексі КиївЗНІІЕП.

Науково-дослідницькі роботи, проведені КиївЗНІІЕП і ІТТФ НАН України, і конструкторсько-технологічні розробки спільно зі спеціалістами ДСК-3 [5] дозволили збудувати

«теплые дома» (рис. 7), в которых, во-первых, за счет «теплого» окружения ограждающих конструкций создаются комфортные тепловые условия для человека (это первое неопределимое достижение, полученное для людей), во-вторых, получен экономический эффект при отоплении зданий за счет применения энергоэффективных ограждающих конструкций.

За последние 20 лет построено около 127 «теплых» жилых домов общей площадью 2750164 м² и получен экономический эффект благодаря энергосбережению свыше 301 млн. грн.

ЛИТЕРАТУРА

1. Брусан А.А., Черных Л.Ф. *Теплоэффективные наружные ограждающие конструкции зданий // Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівель.* – К.: КиєвЗНДІЕП, 2003. – С. 65-74.

2. Драганов Б.Х., Черных Л.Ф., Ферт А.Р. *Методика расчета теплового режима наружных ограждающих конструкций сельскохозяйственных зданий.* – К.: УСХА, 1991. – 126 с.

3. Савенко В.І., Сухоросов І.М., Полосенко О.В., Тарасов В.О., Фіалко Н.М. *Енергозберігаючі технології в будівництві та система управління якістю. Збірник «Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка».* – 2009. – №1 (31). – С. 96-99.

АНОТАЦІЯ

Показано удосконалення теплоізоляційних якостей зовнішніх огорожувальних конструкцій «теплых» житлових будинків серії 111-161, збудованих ДБК-3 в м. Києві, які відповідають вимогам чинних ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель».

Ключові слова: теплоізоляційні якості, зовнішні конструкції, житлові будинки.

ANNOTATION

It is shown the improvement of heat insulating qualities outward fenced constructions «warm» habitable buildings line 111-161, which were build «DBK-3» in Kyiv, which are conform to requirement of now acting ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель».

Keywords: insulating qualities, outward constructions, habitable buildings.

УДК 69:001.89:728

Ф.І. Боровик; І.М. Сухоросов; Л.Г. Ключ;
В.І. Савенко, д.т.н.;
Л.Ф. Черних, д.т.н., ВАТ «КиївЗНДІЕП»;
Я.Д. Кислюк, Київ

ДОСТУПНЕ ЖИТЛО ТА ЕНЕРГОЗБЕРІГАЮЧІ ТЕХНОЛОГІЇ

АНОТАЦІЯ

Дана робота представляє результати технологій, досліджень, розрахунків та конструкцій і планування квартир II категорії для населення. Представлені рекомендації і вибір типів планування і конструкцій квартир з використанням енергозберігаючих технологій.

Ключові слова: типи квартир, рекомендації, пласкі, енергозберігаючі технології, дослідження будівництва.

Колективами ВАТ «ДБК-3» ХК «Київміськбуд», «ДП Інститут «Київжитлопроект» ВАТ «Київпроект», ВАТ «КиївЗНДІЕП» та іншими проектними організаціями накопичено великий досвід проектування і будівництва індустріального (в тому числі і панельного) житла. Розроблено багато проектів житла I і II категорій (комерційного і соціального).

Зважаючи на актуальність і попит на соціальне житло, був проаналізований і узагальнений досвід проектування і будівництва соціального житла II категорії в роботі, що подавалась на розгляд в Академію будівництва України «Ефективні соціально направлені індустріальні методи будівництва і проекти житлових будинків з використанням енергозберігаючих технологій». Це спільна робота ВАТ «ДБК-3», ВАТ «Київпроект» та ВАТ «КиївЗНДІЕП», КНУБА.

Робота виконувалась у рамках започаткованої Академією будівництва України в 2007 році «Програми відродження індустріального житлового будівництва України» разом з колегами з ВАТ «ДБК-4», ВАТ «Київпроект», ВАТ «КиївЗНДІЕП», НДІБВ, НДІБК, ВАТ «Бетоніндустріяпроект» та іншими.

Нова серія 22-25-поверхових великопанельних житлових будинків для ВАТ «ДБК-3» ХК «Київміськбуд» розроблена в розвиток ДБН В.2.2-15-2005 «Житлові будинки» і в зв'язку з не-

обхідністю будівництва в м. Києві житла II категорії (соціального житла).

Житло II категорії (соціальне) – житло з нормованими нижніми і верхніми межами площ квартири, що забезпечують мінімально допустимий рівень комфорту проживання (додаток Б ДБН В.2.2-15-2005). Згідно з п. 2.22 згаданого ДБН нижня і верхня межі площ квартир складає:

1-кімнатна квартира – $30 \div 40 \text{ м}^2$; 2-кімнатна квартира – $48 \div 58 \text{ м}^2$; 3-кімнатна квартира – $60 \div 70 \text{ м}^2$; 4-кімнатна квартира – $74 \div 85 \text{ м}^2$; 5-кімнатна квартира – $92 \div 98 \text{ м}^2$.

Згідно з приміткою № 1 у ці площі не входить площа літніх приміщень, а відносно примітки № 3 з метою уніфікації конструктивно-планувальних рішень багатоквартирних будинків допускається збільшення площі окремих квартир на 5%.

У житлових будинках серії застосовані існуючі кроки поперечних стін – 3,3 м і 4,10 м і поздовжні 5,7 м і 4,10 м. Введено новий крок 1,8 м коридорів загального користування. Для всіх рядових і кутових блок-секцій, а також «трилиника» застосовані існуючі, освоєні ДБК-3, ліфтово-транспортні вузли.

Проектом серії передбачено 13 типів 1, 2, 3 і 4-кімнатних квартир, на які запроектовані 8 рядових і кутових блок-секцій і «трилиник».

Запроектовані блок-секції (житлові будинки) з наступним складом квартир:

- 1) 2.2.3.3 – рядова широтна;
- 2) 1.1.2.2 – рядова широтна;
- 3) 1.1.1.1.2.2 – рядова меридіальна;
- 4) 1.1.4.4 – рядова широтна;
- 5) 1.1.2.3.3.3 (1.1.1.2.3.3) – «трилиник»;
- 6) 1.2.2.3 – кутова права (північна);
- 7) 1.2.2.3 – кутова дзеркальна «ліва» (північна);
- 8) 1.1.2.3 – кутова права (південна);
- 9) 1.1.2.3 – кутова дзеркальна ліва (південна).

Перші п'ять (пп.1-5) – основні блок-секції для формування містобудівних структур, чотири останні (пп.6-9) блок-секції кутових і дзеркальних, які рідше застосовуються, запропоновані для кутів у 90° при забудові житлових будинків.

Представлені також зразки містобудівних можливостей серії в створенні архітектурно-планувальних і об'ємно-просторових композицій забудови.

Серія 22-25 поверхів великопанельних житлових будинків для м. Києва (як житло II категорії) запроектована з максимальним урахуванням технологічних особливостей заводу ДБК-3 і номенклатури існуючих збірних залізобетонних виробів.

Протягом понад 20 років ВАТ «КиївЗНДІЕП» та ВАТ «ДБК-3» за участю ІТТФ НАНУ, ВАТ «Київпроект», КНУБА, НДІБК, НДІБВ та інших виконали велику роботу з підвищення енергозберігаючих властивостей огорожувальних конструкцій та будинків у цілому. Робота на тему: «Енергозбереження в будівництві – від наукових розробок до ефективних енергозберігаючих конструкцій і технологій» виконана ВАТ «КиївЗНДІЕП», ІТТФ НАНУ, ВАТ «ДБК-3» і висунута Академією будівництва України на здобуття Державної премії України в галузі науки і техніки 2010 року. У роботі досліджено закономірності поширення теплової енергії в зовнішніх огорожувальних конструкціях та спорудах у цілому, розроблено інженерно-фізичні методи розрахунків та конструювання енергозберігаючих конструкцій і технологій та впроваджено їх у практику будівництва з метою економії енергоресурсів в Україні. Знято проблему затікання стиків і промерзання стін. Фасади теплі і мають привабливий вигляд.

Створено інженерно-фізичні методи розрахунків і випробувань огорожувальних конструкцій і споруд, державні норми в галузі будівельної теплофізики (ДБН В.2.6-31.2006) з метою заощадження енергетичних ресурсів на державному рівні. Розроблені та впроваджені нові прогресивні технології, нормативно-технічна та проектна документація, проекти виконання робіт і технологічні карти, створено спеціальну сертифіковану за міжнародним стандартом ISO 9001:2000 та ISO 9001:2008 систему управління якістю, отримано міжнародний сертифікат «Визнання досконалості в Європі», міжнародну нагороду за успіхи у будівництві «Платинова зірка», дипломи лауреатів та фіналістів національного і міжнародного конкурсів з якості в 2008 році.

Результати багаторічних досліджень та науково-технічних розробок опубліковані більше ніж у 200 науково-технічних працях, підтверджені звітами, протоколами випробувань, авторськими свідоцтвами, патентами, актами виконаних робіт та іншими документами.

Дослідження проводяться на основі розробленої методики «Методика испытаний по определению сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций с учетом теплопроводных включений («мостиков холода»)», яка базується на створеній за участю авторів під керівництвом відомого вченого академіка В'ячеслава Миколайовича Богословського, фундаментальній роботі в галузі будівельної теплофізики – теорії графів з ураху-

ванням фактора форми, що визначає зону впливу теплопровідних включень.

Створені і надійно працюють програми теплотехнічного розрахунку огорожувальних конструкцій, які стали результатом плідної співпраці з Інститутом технічної теплофізики НАН України та НДІБК, – це метод кінцевих інтегральних перетворень.

Достовірність результатів перевіряється шляхом зіставлення за методом члена-кореспондента НАНУ Фіалко Наталії Михайлівни, числовим методом сіток та методиками НДІБК Фаренюка Геннадія Григоровича. На базі проведених досліджень і науково-теоретичних напрацювань створено і опубліковано «Основи теорії локалізації» – новий напрямок у науці.

Роботи велись у постійному контакті і за сприяння НАНУ, АБУ, Інституту технічної теплофізики, НАНУ, НДІБВ, НДІБК, НДІБМВ, КНУБА, УАН, Академії технологічних наук Мінрегіонбуду, ХК «Київміськбуд», УАЯ, Спілки будівельників України, а також за участю тисяч спеціалістів ВАТ «ДБК-З», ВАТ «КиївЗНДІЕП», «Київпроект» та інших.

Робота знайшла підтримку у вигляді позитивних відгуків Мінрегіонбуду, комітетів Верховної Ради України з будівництва, з питань регуляторної політики, провідних профільних НДІ та академій України.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.2-15-2005 «Житлові будинки»

АННОТАЦІЯ

В работе представлены результаты технологий исследований, расчетов и конструкций и планировка квартир II категории для населения. Представлены рекомендации и выбор типов планировки и конструкций квартир с использованием энергосберегающих технологий.

Ключевые слова: типы квартир, рекомендации, плоские, энергосберегающие технологии, исследование строительства.

ANNOTATION

This work presents the results of research calculation and construction of flats for people (2 category) There are recommendations as for the choice of the types of plans and construction of flats with using of energysaving technologie.

Key words: types of flats, recommendations, flat, energysaving technologie, research construction.

УДК 620.193.01:624.92

Д. Ю. Колесник к.т.н.,

П. М. Коваль, к.т.н., ДНТЦ «Дор'якість», Київ

РОЗРОБКА І ДОСЛІДЖЕННЯ МІГРУЮЧОГО ІНГІБІТОРА КОРОЗІЇ МЕТАЛОАРМАТУРИ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

АНОТАЦІЯ

Підвищення корозійної стійкості металевої арматури у бетонних конструкціях є ефективним шляхом підвищення строку їх експлуатації. Тому метою даної роботи було створення інгібітору корозії металу, здатного у вигляді водних розчинів проникати з поверхні до залізобетону та мігрувати до арматури, адсорбуватися на ній і захищати від окислення. На базі вивчення різноманітних інгібіторів нами була запропонована рецептура суміші, що забезпечує високі просочувальні та захисні властивості.

Ключові слова: корозія, залізобетон, металоарматура, інгібітори корозії, підвищення корозійної стійкості.

Внаслідок впливу на бетон компонентів атмосфери та коливань температури відбувається зміна його структури та властивостей. Залізобетонні конструкції в більшості випадків виходять з ладу в результаті корозії робочої арматури при вичерпанні протекторних властивостей захисного шару бетону, тобто в залізобетоні руйнуванню піддані і бетон, і металоарматура [1,2]. З цього факту витікає, що обидва ці компоненти залізобетону потребують вжиття заходів щодо захисту їх від корозії.

Арматурна сталь в новому бетоні природним чином захищена від корозії завдяки його лужному середовищу ($pH = 12-12,5$). Однак в процесі експлуатації під дією вуглекислого газу, хлоридів і промислової атмосфери pH бетону знижується. Втрачаються його захисні властивості і при $pH < 11,3-11,8$ метал в бетоні піддається корозії. Виникнення продуктів корозії супроводжується збільшенням об'єму окисленого металу в арматурі в 2...4 рази, що призводить до розтріскування залізобетону під дією внутрішніх напружень, що виникають [2]. Ремонт пошкоджених залізобетонних конструкцій трудомісткий і включає видалення залишків зовнішнього захисного шару бетону,

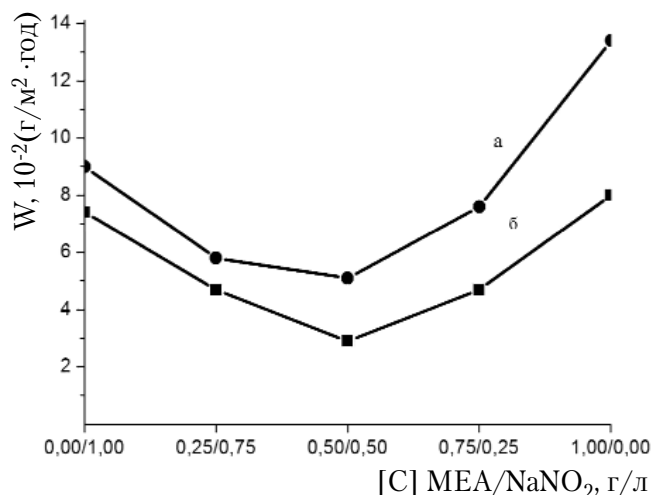


Рис. 1 Швидкість корозії СТ-3 в 5%-ому водному розчині NaCl в присутності інгібіторів: а – суміш MEA та NaNO₂; б – суміш додатково містить 0,2 г/л КЕП-2

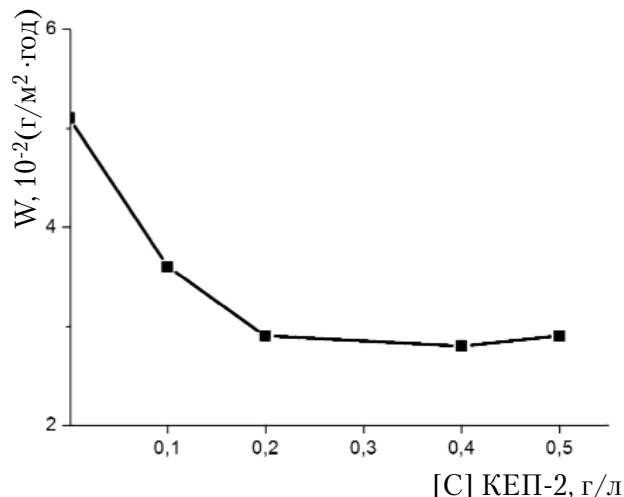


Рис. 2 Швидкість корозії СТ-3 в 5%-ому NaCl в залежності від концентрації КЕП-2 в присутності суміші MEA/NaNO₂ (по 0,5 г/л)

що втратив протекторні властивості, очищення арматури від продуктів корозії, її обробка інгібіторною сумішшю, бетонування.

Найбільш розповсюдженим способом хімічного захисту металоарматури є введення в бетон або ремонтну суміш інгібіторів корозії [2] (первинний захист). Відомості про інгібітори, що мігрують з поверхні бетону в зону розташування арматури, досить обмежені (вторинний захист) [3]. Через пори, капіляри і мікротріщини у вигляді розчинів вони проникають в об'єм бетону та, досягнувши арматури, адсорбуються і запобігають корозії. Таким чином, при мінімальних трудозатратах захищається металоарматура, підвищується надійність та довговічність конструкцій.

Метою даної роботи є створення інгібітору корозії металу, здатного у вигляді водного розчину проникати в залізобетон з його поверхні та мігрувати до арматури, адсорбуватися на ній та захищати її від окислення.

В модельних умовах випробування на корозію проводили з використанням металевих пластин СТ-3 в 5%-ому водному розчині NaCl протягом 30 діб. Режим випробувань включав занурення пластин в суміш на 6 год з наступним висушуванням на повітрі протягом 18 год щодобово за методикою [4].

Нами було оцінено пасивуючу дію на корозію різноманітних сполук та їх сумішей. В ряді сполук – нітрит натрію, гексаметилентетрамін, моноетаноламін (МЕА), сіль бензойної кислоти з МЕА – при рівних концентраціях найбільший ефект виявили нітрит натрію та МЕА (рис.1). Суміш цих ре-

човин представляла інтерес через те, що ефективність NaNO₂ зберігається в широкому діапазоні концентрацій у присутності іонів хлору та підвищеному рН. Пасивуючу дію нітрит-іонів пов'язують з утворенням на поверхні металу окисної плівки Fe₂O₃ [5], її відносять до анодних інгібіторів окислення металу. МЕА є органічним інгібітором катодної дії, що має добру адсорбційну здатність до металу. Низька активність бензойнокислого МЕА може бути пояснена його інтенсивною сорбцією мінералами цементного каменю.

З рисунка 1 видно, що суміш MEA з NaNO₂ має синергічний ефект. В монографії [5] синергічні дії інгібіторів пояснені тим, що до суміші комплексно-го інгібітору входять катіони з енергією зв'язку, що

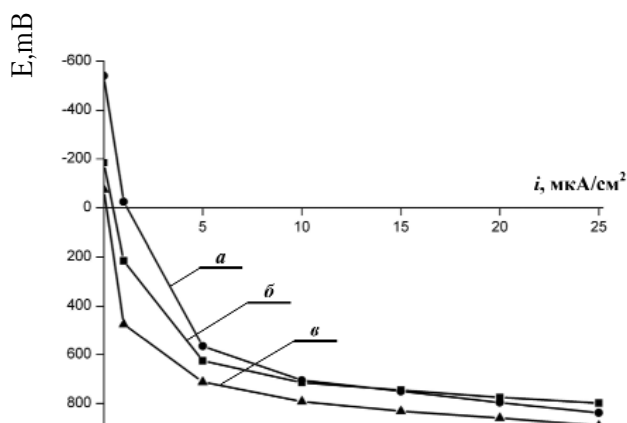


Рис. 3 Анодні поляризаційні криві сталі у вихідному бетоні (а), обробленому імпортованим інгібітором (б) та комплексним складом NaNO₂-MEA-КЕП-2 (в).

дорівнює роботі виходу електрона з поверхні металу, що підданий корозії.

На наш погляд, висока ефективність суміші NaNO_2 і МЕА обумовлена різною природою дії інгібіторів. Перший стабілізує процес в анодній зоні окислення металу, другий – на катодних зонах. При цьому встановлено, що найбільший захисний ефект має розчин, що містить рівну кількість NaNO_2 та МЕА (рис. 1-а).

Введення до нього кремнійорганічного ПАВ – КЕП-2 підвищує ефективність композиції інгібіторів (див. рис. 2). Цей факт може бути обумовлений тим, що ПАВ сприяє утворенню більш щільної захисної плівки з молекул інгібіторів на поверхні металу. Орієнтація молекул кремнійорганічного ПАВ (КЕП-2) на металі може призвести до погіршення умов його змочування агресивним середовищем за рахунок гідрофобізації поверхні, що в свою чергу знижує масообмін між поверхнею металу та розчином і уповільнює корозійний процес. На користь вказаного припущення свідчить той факт, що КЕП-2 має промірну інгібуючу здатність. В присутності 0,1-0,5 г/л КЕП-2 швидкість корозії сталі в 5% NaCl складає 0,17-0,11 г/м²-год, що на порядок вище ніж в суміші МЕА/ NaNO_2 .

Для оцінки ефективності мігруючого інгібітору використовували метод зняття поляризаційних кривих [5,6] на зразках залізобетону.

Бетонні зразки у вигляді кубів розміром 100x100x100 мм виготовляли з бетонної суміші класу В25 з рухливістю ПЗ. Склад бетону в частинах 1:2:3,5 (цемент: пісок: щебінь). Витрата цементу в суміші із розрахунку 475 кг на 1м³ бетонної суміші. Використовували наступні матеріали: цемент ПЦ ІІ/Б-Ш400 Криворізького цементного заводу, пісок річковий дніпровський Мкр. 1,57, щебінь гранітний фр. 5-20 мм Мокрянського кар'єру. По осі бетонного зразка розташовували відрізок з арматурної сталі Вр-І діаметром 4 мм, що виконував роль електрода. Довжину відрізка арматури підбирали так, щоб забезпечити однакову товщину захисного бетонного шару. Фіксацію арматури виконували за допомогою пластикового перфорованого кутника, що встановлювали на дно форми. Поверхню арматури попередньо очищали від іржі соляною кислотою, промивали водою та знежирювали розчинником. Через 28 діб тужавіння зразків у нормальних умовах їх зважували та відбраковували ті, що мають відхилення від середньої маси більше

Таблиця 1. Показники захисних властивостей дослідних зразків стосовно металоарматури

Показник	Дослідні зразки		
	Контрольний	Імпортний	Розроблений
Стаціонарний потенціал E , мВ	-540	-185	-76
Щільність струму (i) при + 300 мВ, мкА/см ²	3,18	1,77	0,66

5%, чи мають відколи і каверни.

Захисні просочувальні суміші на поверхню зразка наносили за допомогою пензля з нормою витрати 0,3 кг/м². Після обробки і додержання технологічних перерв зразки промивали водою та витримували у лабораторних умовах (при температурі 22±3 °С та відносній вологості 85%) впродовж 14 діб. Необхідність витримки зразків після нанесення складів обумовлена часом міграції інгібітору в тіло бетону та його адсорбцією на поверхні арматури.

Метод зняття поляризованих кривих (рис. 3) заснований на тому, що певна кількість іонів заліза переходить в розчин – в порову рідину бетону (анодний процес). При цьому відповідна кількість електронів залишається в металі і утворюється подвійний електричний шар зі стрибком потенціалу на межі «метал-рідина», котрий перешкоджає розчиненню металу. За рахунок відновлення кисню або іонів водню (катодний процес) рівновага в подвійному шарі порушується, іони заліза знову переходять в розчин. В цілому, швидкість розчинення сталі визначається тим процесом, який протікає з найбільшим гальмуванням.

В роботі оцінювали захисні властивості вихідного бетону (рис. 3-а) розробленого нами складу (рис. 3-в) на основі NaNO_2 , МЕА, КЕП-2 [7] та імпортного аналога (рис. 2-б) [3].

При знятті поляризаційних кривих потенціодинамічним методом досліджуваний електрод, що знаходиться в бетоні, включали в електричний ланцюг та, змінюючи величину потенціалу, спостерігали за зміною сили струму в ланцюгу. З рисунка 3 видно, що в випробуваних зразках металоарматура знаходиться в стійкому пасивному стані. Причому розроблений склад переважає за захисними властивостями імпортний аналог.

Ефективність дії інгібіторів корозії металоарматури визначили, порівнюючи щільність струму (і) при накладеному потенціалі (Е) + 300 мВ за стандартною методикою [6].

Виходячи з отриманих даних, розроблений мігруючий інгібіторний склад в 2,7 раза ефективніший за захисними властивостями ніж імпортований склад і в 4,8 раза ніж вихідний бетон з показником рН 11,5 при рівних умовах агресивного впливу.

Таким чином, розроблено мігруючий інгібітор корозії металоарматури на основі вітчизняної сировини, який за своїми протекторними властивостями переважає імпортований аналог. Застосування розробленого засобу дозволить зменшити затрати на захист арматури від корозії в конструкціях та спорудах, що експлуатуються, та підвищити їх надійність та довговічність.

ЛІТЕРАТУРА

1. Лучко Й. Й., Глагола І.І., Назарович Б.Л. *Методи підвищення корозійної стійкості та довговічності бетонних та залізобетонних конструкцій і споруд*. – К.: Каменярь, 1999. – 229 с.

2. Midwinter K. *Corrosion of steelwork built into brickwork and concrete*// *Construction Maintenance and Repairs*.- 1990.- Vol.4, № 6.- P. 299-303.

3. Pat. 6174461 (US), Int. Cl. C 09 K 3/00. *Concrete sealers with migrating corrosion inhibitors*/ B. Miksic, C. Suchy, M. Kharshan; Filed Jun. 29, 1999; Date of pat. Jan. 16, 2001.

4. Пат. 2264429 (RU), МКП C 09 K 3/18. *Состав противогололедного водного раствора для обработки поверхности дороги* / Р.Д. Галеев, В.И. Федоренко; Заявл. 11.08.2004; Опубл. 22.11.2005 БИ № 32.

5. *Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях*/ С. Н. Алексеев, В. Б. Ратинов, Н.К. Розенталь, Н. М. Кашурников.- М: Стройиздат, 1985. - 272 с.

6. ДСТУ Б В.2.7-65-97. *Добавки для бетонів і будівельних розчинів*. – К.: Держбуд України, 2000. – 18 с.

7. Пат. 85015 (UA), МКП C 23 F 11/00. *Спосіб захисту залізобетонних конструкцій від корозії* /Д.Ю. Колесник; Заявл. 17.12.2007; Опубл. 10.12.2008. Бюл. № 23.

АННОТАЦИЯ

Повышение коррозионной стойкости металлической арматуры в бетонных конструкциях является способом повышения их срока эксплуатации. Поэтому целью данной работы было создание ингибитора коррозии металла, способного в виде водных растворов проникать в железобетон с поверхности и мигрировать к арматуре, адсорбироваться на ней и защищать от окисления. На основе изучения действия различных ингибиторов нами была предложена рецептура состава, обеспечивающего высокие пропиточные и защитные свойства.

Ключевые слова: коррозия, железобетон, металоарматура, ингибиторы коррозии, повышение коррозионной стойкости.

ANNOTATION

Increase of corrosion resistance of steel reinforcement in concrete structures is a means of their service life prolongation. Therefore creation of metal corrosion inhibitor in the form of water solution able to penetrate into reinforced concrete from a surface and migrate to armature, be adsorbed on it and protect from oxidation was the purpose of the paper. A compounding composition, providing high impregnation and protection of steel has been developed based on the study of various inhibitors action.

Keywords: corrosion, concrete, metaloarmatura, corrosion inhibitors, improve corrosion resistance.

УДК 624.014:620.193

*Т.І. Матченко, к.т.н.; Л.Б. Шаміс;
П.Т. Матченко; Л.Ф. Первушова, Київ*

МЕТОДИКА ОЦІНКИ КОРОЗІЙНОГО РЕСУРСУ ЗВАРНИХ З'ЄДНАНЬ КОНСТРУКЦІЙНИХ СТАЛЕЙ

АНОТАЦІЯ

Розроблена методика оцінки довговічності або залишкового ресурсу зварних з'єднань будівельних металевих конструкцій, яка враховує вплив основних факторів на швидкість корозії.

Ключові слова: ресурс, корозія, сталь, з'єднання.

Вступ

Взагалі в державі мільйони тонн металу щорічно втрачаються внаслідок корозії [1]. Визначення залишкового ресурсу будівельних металевих конструкцій є важливою господарською задачею для об'єктів першої категорії відповідальності.

Відомо, що в зварних з'єднаннях швидкість корозії більша за швидкість корозії основного металу і в багатьох випадках зменшення міцності зварних з'єднань визначає ресурс всієї конструкції.

Складні процеси, що виникають в зонах зварного з'єднання, і їх вплив на процеси корозії досліджені в роботах [2-4] і розрахунки довговічності металевих конструкцій і їх зварних з'єднань повинні ґрунтуватися на випробуванні зразків і моделюванні кінетики корозійного процесу.

Для інженерних оцінок довговічності конструкцій, що проектуються, і для оцінки залишкового ресурсу конструкцій, що знаходяться в експлуатації, необхідні прості в використанні інженерні методики попередньої оцінки ресурсу зварних з'єднань за статистичними швидкостями корозії конструкційних сталей і за значеннями коефіцієнтів впливу факторів середовища, структури, режиму навантаження на швидкість корозії зварних з'єднань.

У зварному з'єднанні конструкційної сталі можна виділити наступні характерні ділянки: зварний шов, який відрізняється тонкою будовою і дрібнозернистою двофазною структурою (зерно ≈ 8 мкм), що складається з аустеніту з деякою кількістю фериту, який залягає по межах стовбчас-

тих кристалів; зони перегріву, яка складається з крупних зерен аустеніту (зерно $\approx 50-60$ мкм), ширина цієї зони невелика (≈ 600 мкм); зони термічного впливу, що прогривається до температури вище 500°C – зони високотемпературної пластичної деформації; основний метал – зона, що підлягає короткотривалому нагріву до температур $<400^\circ\text{C}$ і в якій не відбуваються структурні зміни. У межах зони термічного впливу не спостерігається різких меж між окремими ділянками з'єднання. Твердість в зоні структурних трансформацій майже в два рази більше ніж у основного металу в зв'язку зі структурними трансформаціями і зміцненням, що обумовлено залишковою пластичною деформацією; двохфазний метал шва має меншу твердість ніж основний метал. Значна пластична деформація в пришовній зоні підтверджується характером розподілу щільності дислокацій. Максимальна залишкова пластична деформація (2-4%) і пов'язана з нею щільність дислокацій та напруженість II роду спостерігається у пришовній зоні, що нагрівається в процесі зварки до температури $500-900^\circ\text{C}$. Нерівномірність розподілу макропластичної деформації в об'ємі тіла призводить до напруженості I роду. У зв'язку зі специфічними теплофізичними властивостями, відсутністю в конструкційній сталі фізичної межі текучості, високим зміцненням при деформації залишкові зварні напруження розтягу можуть перевищувати умовну межу текучості, досягаючи при жорсткому утиску $60-70$ кгс/мм². Напруження розтягу за межами зони, що прогривається нижче 300°C , переходять в напруження стиску.

Для інженерних розрахунків ресурсу зварних з'єднань доцільно застосовувати просту методику.

Методика попередньої оцінки швидкості корозії і ресурсу зварного з'єднання

Для ненавантаженого зварного з'єднання швидкість корозії визначається залежністю:

$$\nu_p = \nu_0 \cdot \prod_{i=1}^n K_i, \quad \text{мм/рік}, \quad (1)$$

де ν_p – швидкість корозії металу шва або зони термічного впливу зварного з'єднання, мм/рік;

ν_0 – швидкість корозії основного металу в нормальних умовах експлуатації, мм/рік за таблицею 1;

$\prod_{i=1}^n$ – знак добутку коефіцієнтів K із номером від 1 до n ;

Таблиця 1

Значення швидкостей корозії конструкційних сталей U_0			
Сталь за ГОСТ	U_0 , мм/рік	Марка сталі, що замінюється	ГОСТ або ТУ
C235	0,04	ВСт3кп2, ВСт3кп2-1, 18кп	ГОСТ 380-71** ТУ 14-1-3023-80 ГОСТ 23570-79
C245	0,03	ВСт3пс6, (листовий прокат товщиною до 20 мм, фасонний – до 30 мм), ВСт3пс6-1, 18пс	ГОСТ 380-71** ТУ 14-1-3023-80 ГОСТ 23570-79
C255	0,025	ВСт3сп5, ВСт3Гпс5, ВСт3пс6 (листовий прокат товщиною з 20 до 40 мм, фасонний – більше 30 мм), ВСт3пс5-1, ВСт3Гпс5-1, 18сп, 18Гпс, 18Гсп	ГОСТ 380-71** ТУ 14-1-3023-80 ГОСТ 23570-79
C275	0,025	ВСт3пс6-2	ТУ 14-1-3023-80
C285	0,025	ВСт3пс5-2, ВСт3Гпс5-2	ТУ 14-1-3023-80
C 3 4 5, C345T	0,02	09Г2	ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73*
		09Г2С, 14Г2 (листовий, фасонний прокат товщиною до 20 мм) 15ХСНД (листовий прокат товщиною до 10 мм, фасонний – до 20 мм)	ГОСТ 19282-73*
		12Г2С гр.1	ТУ 14-1-4323-88
		09Г2 гр.1, 09Г2 гр.2, 09Г2С гр.1, 14Г2 гр.1 (фасонний – до 20 мм)	ТУ 14-1-3023-80
		390	ТУ 14-15-146-85
		ВСтТпс	ГОСТ 14637-79*
C345K	0,005	10ХНДП	ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73* ТУ 14-1-1217-75
C 3 7 5, C375T	0,015	09Г2С гр.2	ТУ 14-1-3023-80
		12Г2С гр.2	ТУ 14-1-4323-88
		14Г2 гр.1 (фасонний прокат товщиною більше 20 мм), 14Г2 гр.2 (фасонний прокат товщиною до 20 мм)	ТУ 14-1-3023-80
		14Г2 (листовий, фасонний прокат товщиною більше 20 мм), 10Г2С1, 15ХСНД (фасонний прокат товщиною більше 20 мм, листовий – більше 10 мм), 10ХСНД (фасонний прокат без обмеження товщини, листовий – товщиною до 10 мм)	ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73*
C 3 9 0, C390T	0,015	14Г2АФ, 10Г2С1 термічно зміцнена, 10ХСНД (листовий прокат товщиною більше 10 мм)	ГОСТ 19282-73*
C390K	0,005	15Г2АФДпс	ГОСТ 19282-73*
C440	0,015	16Г2АФ, 18Г2АФпс, 15Г2СФ термічно зміцнена	ГОСТ 19282-73*
C590	0,01	12Г2СМФ	ТУ 14-1-1308-75
C590K	0,005	12ГН2МФАЮ	ТУ 14-1-1772-76

K_1 – коефіцієнт, який враховує зміну структури шва (зони термічного впливу) в порівнянні із основним металом в залежності від висоти катета (h) шва (див. таблицю 2);

K_2 – коефіцієнт, який враховує режим умов роботи навантаження;

K_3 – коефіцієнт, який визначається в залежності від показника агресивності середовища;

K_4 – коефіцієнт, який враховує інтегральну дозу радіаційного опромінення;

K_5 – коефіцієнт, який враховує вологість;

Таблиця 2

Коеф.	Ступінь впливу			
K_1	Висота катета зварного шва, мм			
	$h < 5$	5...8	8...12	$h > 12$
	1.2	1.35	1.5	2.0
K_2	Режим умов роботи навантаження			
	відсутній	легкий	середній	важкий
	1.0	1.25	1.5	2.0
K_3	Рівень агресивності середовища			
	відсутній	слабкий	середній	сильний
	1.0	1.25	1.5	2.0
K_4	Радіаційне опромінення, нейтр/см ²			
	$\varphi < 10^{13}$	10^{15}	10^{17}	$> 10^{19}$
	1.0	1.1	1.2	1.3
K_5	Вологість			
	сухий стан	природний стан	водо-насичений стан	епізод. вологість
	0.5	1.0	1.5	2.0

$$K_6 = \frac{[(R/\rho) + 1](R/\rho)^{\frac{1}{2}}}{[(R/\rho) + 1] \arctg(R/\rho)^{\frac{1}{2}} + (R/\rho)^{\frac{1}{2}}},$$

де K_6 – коефіцієнт концентрації напружень;
 R – радіус кривизни в вершині корозійної виразки;
 ρ – товщина фасонки.

Вплив температури зовнішнього середовища на швидкість корозії враховується коефіцієнтом K_7 :

$$K_7 = 0.5 + \frac{0.5}{900}(T - 50)^2,$$

де T – температура в °С. K_8 – коефіцієнт впливу бруду та продуктів корозії на швидкість корозії $K_8 = 1...2$.

Швидкість електрохімічної корозії залежить від різниці електродних потенціалів сталей, їх елементів і зерен металу. При виконанні розрахунків із визначення швидкості корозії з'єднання можна враховувати коефіцієнт прискорення корозії K_9 у

Таблиця 3

K_9 коефіцієнт прискорення корозії для корозійного ураження на межі двох структур зварного з'єднання							
Характеристика корозійного ураження	Значення різниці електродного потенціалу						
	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
Обидві структури	1.0	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
Одна структура з виразкою	1.0	1.15	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
Одна структура міжкристалічна	1.0	1.2	1.4	1.8	2.2	2.6	3.0

відповідності з таблицею 3 і ГОСТ 9.908-85;

K_{10} – коефіцієнт впливу на швидкість корозії залишкових напружень (σ_{zn}) в порівнянні з напруженнями номінальними (σ_n) визначається залежністю:

$$K_{10} = 1 + \left| \frac{\sigma_{zn} - \sigma_n}{\sigma_n} \right| \cdot 0,15$$

K_{11} – коефіцієнт впливу на швидкість корозії номінальних напружень (σ_n):

$$K_{11} = 1 + 0,15 \frac{\sigma_n}{R_c},$$

де R_c – міцність сталі.

K_{12} – коефіцієнт впливу на швидкість корозії зони термічного впливу зварного з'єднання відношення твердості за Віккерсом ($HV_{зтв}$) зони термічного впливу до твердості основного металу (HV_M), визначається за формулою:

$$K_{12} = \left| \frac{HV_{зтв} - HV_M}{HV_M} \right| \cdot 0,8 + 1,$$

де $|HV_{зтв} - HV_M|$ – модуль різниці твердості.

K_{13} – коефіцієнт впливу дії повітряної пари (табл. 4).

Таблиця 4

Значення коефіцієнта впливу струму пари на швидкість корозії вуглецевої сталі						
Т пари °С	Швидкість струму, м/с					
	0,00	20,0	40,0	60,0	80,0	100,0
100	10,0	20,0	40,0	60,0	80,0	100,0
200	20,0	40,0	80,0	120,0	160,0	200,0
300	30,0	60,0	120,0	180,0	240,0	300,0
400	40,0	80,0	160,0	240,0	320,0	400,0
500	50,0	100,0	200,0	300,0	400,0	500,0

K_{14} – коефіцієнт впливу вологості В% середовища на швидкість корозії сталі, визначається за формулою:

$$K_{14} = 1 + \frac{B\% - 60\%}{60\%}$$

Значення впливу замкнутості форми профілю на швидкість корозії $K_{15} = 1$ – для відкритого профілю і $K_{15} = 2$ – для замкнутого, погано вентильованого профілю.

Коефіцієнт впливу інсоляції $K_{16} = 0,8$ – для поверхонь, освітлених сонячним світлом, і $K_{16} = 1,2$ – для поверхонь не освітлених.

Таблиця 5

Значення коефіцієнтів впливу на швидкість корозії вуглецевої сталі кислотно-лужного балансу (pH)					
Ступінь агресивності середовища для сталі	Сильно агресивне	Средньо агресивне	Слабо агресивне	Не агресивне	Пасивне
Значення pH	pH				
	4	6	8	10	12
K_{18}	5,0	2,0	1,0	0,75	0,5

Значення впливу підйому капілярної вологи від поверхні землі на висоту до 0,7 м $K_{17}=50$, а при висоті більше 0,7 м $K_{17}=1$.

Для елементів металевих конструкцій, що знаходяться під водою, коефіцієнт впливу на швидкість корозії визначається за табл.6.

За відсутності дії будь-якого фактора коефі-

Таблиця 6

Значення K_{19}		
Середовища		Долі від одиниці
Назва	Склад	
Вода дистильована	$\sigma=10^{-7}\text{ом}^1\text{см}^1$ $[O_2]=0,001\dots 0,1\text{мг/кг}$	0,1
Вода звичайна	$\sigma=10^{-7}\text{ом}^1\text{см}^1$ $1\text{мг/кг} < [O_2] < 5\text{мг/кг}$	1,2
Вода водопровідна насичена повітрям	$pH=7,2$ $[CaCO_3]=80\text{мг/л}$ $[солевосод]=150\text{мг/л}$	20
Вода знесолена	$pH=7$ $\sigma=10^{-7}\text{ом}^1\text{см}^1$ $[O_2]=0,2\text{мг/л}$ $[H_2]=0\text{мг/лг}$	0,7
Вода морська	Загальний вміст солі 1.79-1.87%	10

цієнт впливу дорівнює одиниці.

Глибина корозії визначається за формулою:

$$y = y_0 + [\nu_0 \tau + \alpha_0 \tau^2] \prod_{i=1}^n (K_i).$$

Або в першому наближенні

$$y = y_0 + (\nu_0 \tau) \prod_{i=1}^n (K_i),$$

де y – глибина корозії, мм; τ – термін, рік; ν_0 , α_0 – швидкість і прискорення корозії, мм/рік, мм/рік²; y_0 – початкова глибина корозії під час обстеження; $\prod (K_i)$ – добуток коефіцієнтів умов роботи.

Довговічність зварного з'єднання, що кородує,

визначається за формулою:

$$\tau_2 = \tau_1 + (h_0 - h_\tau) / \nu_p \quad (2)$$

де ν_p – швидкість корозії, мм/рік, визначається за формулою (1);

τ_2 – розрахункова довговічність зварного з'єднання відповідно до категорії технічного ста-

ну, років;

τ_1 – мінімальний прогнозований термін збереження захисного антикорозійного шару, років;

h_0, h_τ – відповідно проектна висота катета зварного з'єднання і висота катета після корозії (табл.7)

Таблиця 7

Категорія	Технічний стан	Глибина корозії y , мм	Залишкова товщина h_τ
1	Добрий	$(0\dots 0.05) h_0$	$(1-0.95)h_0$
2	Задовільний	$(0.05\dots 0.10)h_0$	$(0.95-0.90)h_0$
3	Незадовільний	$(0.10\dots 0.20)h_0$	$(0.90-0.80)h_0$
4	Вкрай незадовільний	$(0.20\dots 0.30)h_0$	$(0.80-0.70)h_0$
5	Аварійний	$>0.30h_0$	$<0.70h_0$

Висновки

Запропонована проста у використанні інженерна методика, яка дозволяє розрахувати швидкість корозії і залишковий ресурс сталей і зварних з'єднань у сталевих конструкціях, що знаходяться під впливом корозійного і радіаційного середовища і тривалий термін експлуатуються.

ЛІТЕРАТУРА

1. Королёв В.П. Теоретические основы инженерных расчетов стальных конструкций на коррозионную стойкость и долговечность: Научные труды ДГАСА. Вып.1-95. – Макеевка, 1995. – 110с.:ил.
2. Похмурский В.И., Мелехов Р.К., Круцан Г.М., Здановський В.Г. Корозійно-механічне руйнування зварних конструкцій. –К.: Наукова думка, 1995. –264с.
3. Карпенко Г.В. Прочность сталей в коррозионной среде. – К. – Машигиз, 1963.
4. Стеклов О.И., Бадаев А.С. Коррозионное

растрескивание сварных соединений стали X18H10T. – М.: НИИИНФОРМТЯЖМАШ, 1970. – 62с.

5. Верюжський Ю.В., Матченко Т.І., Дмитрієнко М.В., Рожновська О.С. Аналіз факторів пошкодження зварних з'єднань облицювання шахти реактора./Будівництво України, 2005. – №6. – С.21-27.

6. Матченко Т.І., Дмитрієнко М.В., Родченко О.В., Матченко П.Т. Розрахунок і вимір критичних параметрів міжкристалічної корозії облицювання шахти реактора./ Будівництво України, 2005. – №7, – С.33-38.

7. Матченко Т.І., Дмитрієнко М.В., Зубець А.В., Матченко П.Т. Алгоритм визначення швидкості контактної і щільної корозії конструктивних елементів облицювання шахти реактора і басейну витримування./ Будівництво України, 2005. – №7. – С.29-32.

АННОТАЦІЯ

Разработана методика оценки долговечности либо остаточного ресурса сварных соединений строительных металлических конструкций, которая учитывает влияние основных факторов на скорость коррозии.

Ключевые слова: ресурс, коррозия, сталь, соединение.

ANNOTATION

Longevity evaluation procedure of welded joints in metal constructions is worked out, which allows for influence of basic factors to corrosion speed.

Keywords: resource, corrosion, steel, joint.

УДК 624.07;6.07

Я.Д. Кислюк, ЛНТУ, Луцьк;

Р.В. Шмігель, ЛНТУ, Луцьк;

В.І. Савенко, д. т. н.;

Г.М. Сухоросов, ВАТ «ДБК-3», Київ

ЕФЕКТИВНІСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ КЛЕЄМЕТАЛЕВИХ З'ЄДНАНЬ ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

АНОТАЦІЯ

У даній роботі викладені результати досліджень з'єднань елементів дерев'яних конструкцій на саморізах, клеї та клеєметалеви́х конструкцій. Проведена порівняльна характеристика цих з'єднань.

Ключові слова: дослідження, характеристики, з'єднувальні елементи, клей, конструкції.

З'єднання є одними з найбільш відповідальних частин дерев'яних конструкцій тому, що для їх виготовлення в елементах часто роблять отвори та врізи, які послаблюють поперечні перерізи і при цьому виникає концентрація напружень. Руйнування конструкцій, як правило, відбувається в місцях з'єднання окремих елементів. Тому таким частинам конструкцій потрібно приділити особливу увагу у розрахунку і конструюванні. Особливо це стосується елементів, які працюють на розтяг і сколювання. Основними способами з'єднань таких елементів є нагельні та клейові з'єднання.

Нагельні з'єднання можна виготовляти як в заводських умовах, так і на будівельному майданчику з деревини будь-якої вологості, але недоліком є ослаблення поперечних перерізів та концентрація напружень у місцях безпосереднього з'єднання конструкцій, їх піддатливість.

У клейових з'єднаннях нема ослаблень поперечних перерізів. Такі з'єднання можна вважати монолітними (суцільними), бо вони є не менш міцними ніж реальна деревина. Також перевагою клейових з'єднань є те, що можна з дощок обмеженого розміру поперечного перерізу і довжини виготовляти дощатоклеєні елементи несучих конструкцій практично будь-яких розмірів і форм. Клейові з'єднання є водостійкими. Недоліком таких з'єднань є те, що їх виготовлення повинно проходити в заводських умовах за наявності пресового обладнання, що впливає на загальну вартість

конструкції. Руйнування таких з'єднань проходить миттєво.

Застосування саморізів при виготовленні клеє-металевих з'єднань дає змогу проводити запресування без спеціального обладнання і запобігає миттєвому руйнуванню з'єднання.

Методика та проведення досліджень. Для дослідження роботи таких з'єднань були використані дослідні зразки з різними типами з'єднань окремих дощок, а саме: клейове з'єднання, нагельне (за допомогою саморізів) та комбіноване (за допомогою саморізів та клею).

У даних випробуваннях були використані наступні матеріали: дерев'яні зразки, виготовлені за типорозмірами, які показані на рис.1, з прямошарової деревини сосни без значних вад. Перед випробуванням лісоматеріал витримувався в приміщенні за температури $t = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ і відносній вологості повітря $W = 65 \pm 5\%$, доки вологість не знизилася до 10%. Саморізи виготовлені із сталі, поверхня фотосфатована на чорний колір. Вістря саморіза гостре. Потайна головка з нарізкою Phillips № 2. Довжина саморіза 90мм, зовнішній діаметр 3,5мм. Використаний дисперсний монтажний клей на основі полівінілацетату (ПВА) для твердої і м'якої деревини торгової марки «Jowat».

Зразок на нагелях з'єднується за допомогою восьми саморізів з обох сторін, як це показано на рис.1. Клеєний зразок з'єднується за допомогою клею ПВА, який наноситься тонким шаром на поверхні дотику дощок, після чого зразок поміщається під

прес на 24 год. Клеєметалевий зразок з'єднують за допомогою клею без пресового обладнання, оскільки роль преса в цьому випадку виконують саморізи.

Дослід проводиться в лабораторії за допомогою преса та проходить за таким порядком: дослідний зразок встановлюється на стенді для випробування; навантаження на зразок передається від гідравлічного домкрата і контролюється пружним динамометром. Для вимірювання деформації зсуву дощок одна відносно одної для зразків нагельного з'єднання встановлюють індикатор, головка якого впирається в дерев'яну полицку, яка закріплена до зовнішніх дощок. На шві для контролю наклеюють смужку паперу з міліметровою розміткою, яку після висихання розрізують лезом безпечної бритви по шву зразка (рис.1).

Безпосередньо перед початком випробувань з точністю до 0,5мм вимірюються товщини дощок і діаметри нагелів та визначається несуча здатність нагельного і клейового з'єднання згідно з [1]:

1) нагельне з'єднання

$$T = T_{\min} \cdot m \cdot n = 0,37 \cdot 8 \cdot 2 = 5,92 \text{ кН},$$

де $T_{\min}$ – мінімальна несуча здатність нагеля на один зріз в кН, що визначається із виразу:

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 2,6 \cdot 0,35 = 0,73 \text{ кН};$$

$$T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 3,5 \cdot 3,5 = 0,61 \text{ кН};$$

$$T_{32} = 2,5d^2 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,35^2 + 0,01 \cdot 2,6^2 = 0,37 \text{ кН} < 4d^2 = 4 \cdot 0,35^2 = 0,49 \text{ кН};$$

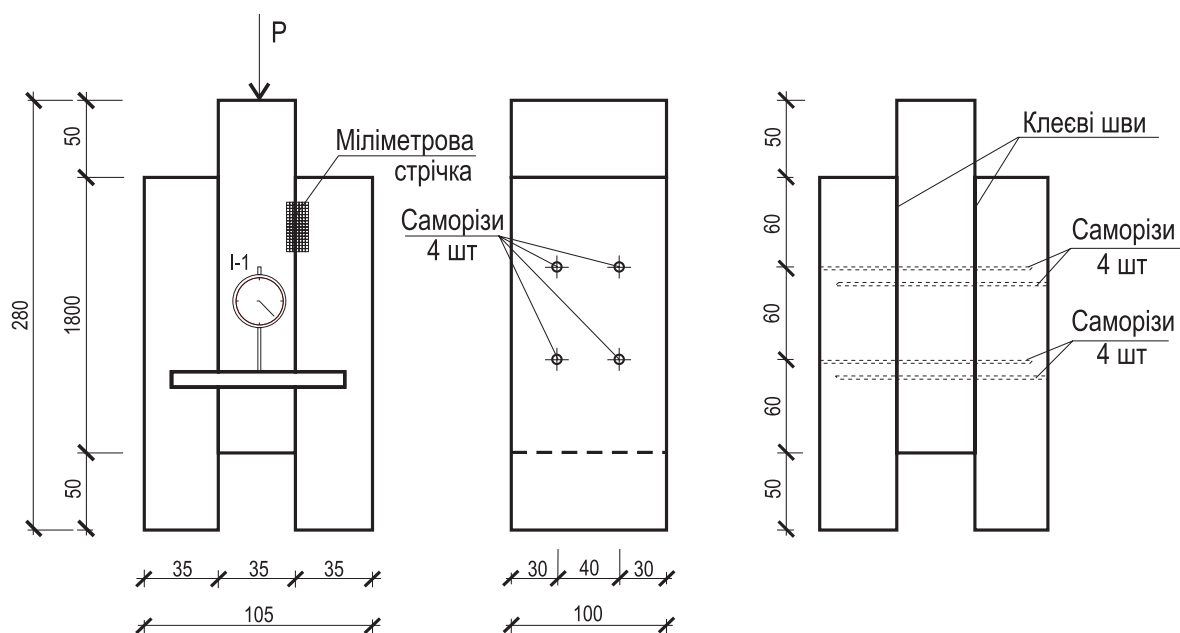


Рис. 1. Схема випробовуваних клеєметалевих зразків

a - середнє арифметичне товщини крайніх елементів зразка з врахуванням довжини защемлення цвяха, см:

$$a = (a_1 + a_2) / 2 = (3,5 + 1,8) / 2 = 2,6 (\text{см});$$

$$a_2 = l - a_1 - c - 0,1 \cdot m = 9 - 3,5 - 3,5 - 0,2 = 1,8 (\text{см});$$

c - товщина середнього елемента, $c = 3,5$ см;

d - діаметр нагеля; $d = 0,35$ см;

n - кількість нагелів у зразку $n = 8$;

m - кількість різів одного нагеля $m = 2$.

2) клейове з'єднання

$$T = bhR_{ск}^{сер} = 0,1 \cdot 0,18 \cdot 1 = 0,018 = 18 \text{ кН};$$

$$R_{ск}^{сер} = \frac{R_{ск}}{(1 + \beta \frac{l_s}{e})} = \frac{2,1}{(1 + 0,125 \frac{0,23}{0,026})} = \frac{2,1}{2,1} = 1 \text{ МПа};$$

$$\beta = 0,125; \quad e = \frac{a}{2} + \frac{c}{4} = \frac{35}{2} + \frac{35}{4} = 26,25 \text{ мм}.$$

Зразок на нагельному з'єднанні досягнув своєї межі міцності при тимчасовому навантаженні $N_{\max} = 33$ кН.

Таблиця 1. Показники залежності деформацій зсуву від навантаження зразка з нагельним з'єднанням

N, кН	S, мм	N, кН	S, мм	N, кН	S, мм
2	0,01	10	0,93	18	4,33
3	0,03	11	1,16	19	4,57
4	0,07	12	1,52	20	5
5	0,14	13	2	21	5,4
6	0,22	14	2,51	22	5,6
7	0,33	15	3,1	23	5,9
8	0,45	16	3,52	24	6,33
9	0,69	17	3,94	25	6,76

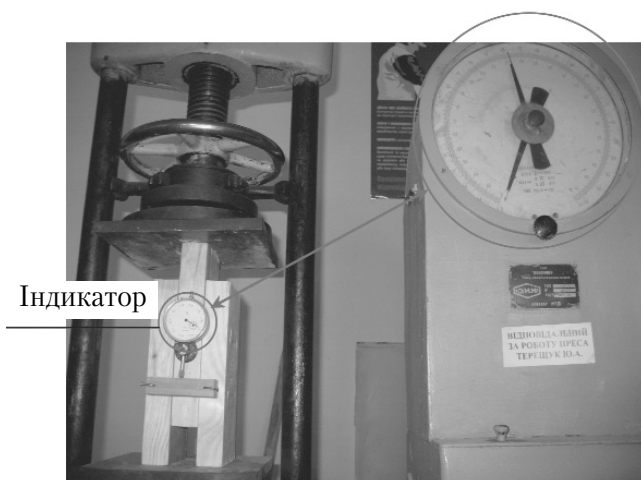


Рис.3. Випробування зразка на саморізах (початкове положення)

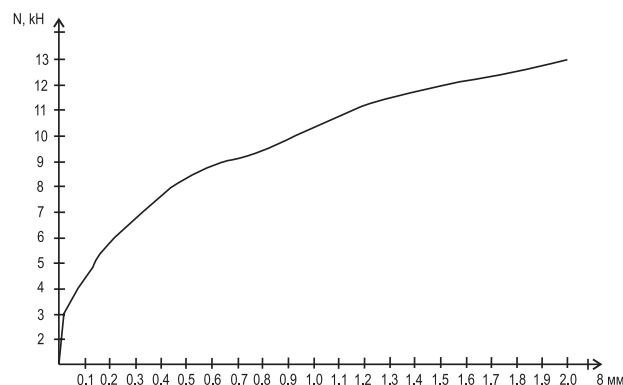


Рис.2. Графік залежності деформацій від навантаження нагельного з'єднання

Зразок на клейовому з'єднанні зруйнувався миттєво після досягнення його руйнівного навантаження, яке дорівнювало $N_{\max} = 70,5$ кН (рис.5)

Випробування клеєметалевого зразка показало наступні результати: руйнування клейового шару настає при $N = 57$ кН і зміщення дошок одна відносно одної досягає одного міліметра, але за рахунок роботи саморізів зразок певний час ще витримує тимчасове навантаження $N = 33$ кН, після чого проходить повне руйнування (деформації зсуву більші 2 мм). Розрахункове навантаження клейового шва, яке пороховане вище, менше ніж руйнівне, що доводить достатню міцність запресування зразка лише за допомогою саморізів.

Висновки. Дані дослідження показали доцільність застосування клеєметалевих з'єднань і ефективність їх полягає у наступному:

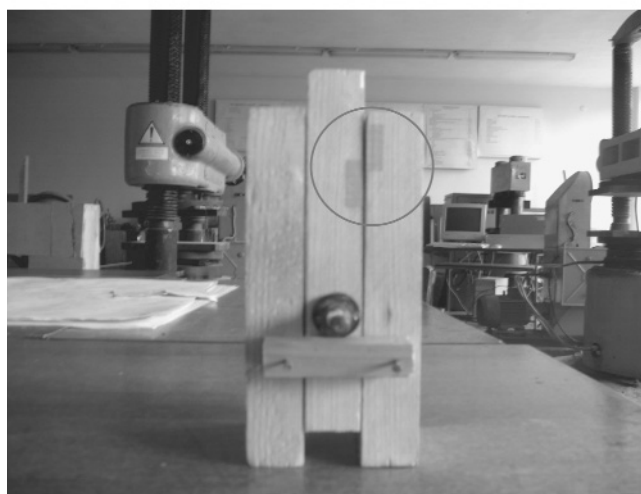


Рис.4. Зразок на нагельному з'єднанні після випробування (відбулося зміщення однієї дошки відносно інших, про що і свідчить паперова смужка з міліметровими позначками)

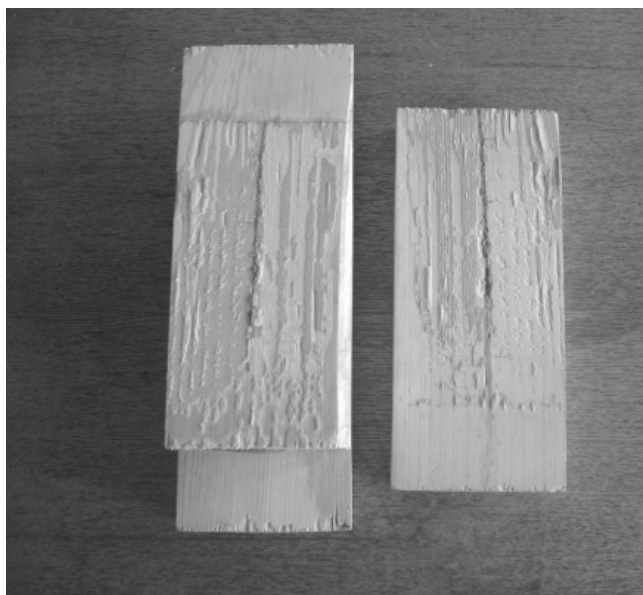


Рис.5. Клеєний зразок після випробування

- відсутність послаблень поперечного перерізу (порівняно з клеєболтовим з'єднанням);
- нема миттєвого руйнування конструкцій (порівняно із клейовим з'єднанням);
- відсутність піддатливості з'єднань;
- нема необхідності застосовувати пресове обладнання.

Такі з'єднання доцільно застосовувати при виготовленні невеликої кількості дощатоклеєних конструкцій (балок, арок, ферм) на звичайних деревообробних комбінатах або будівельних майданчиках, їх можна виготовляти безпосередньо на будівельному майданчику при підсиленні з'єднань елементів дерев'яних конструкцій; що значно знижує енергозатрати та кошторисну вартість конструкцій.

ЛІТЕРАТУРА.

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.- М.,1982.
2. Зубарев Г. Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. Пособие.-М.:Высшая школа,1990.
3. Кормаков И. К. Проектирование клееных деревянных конструкций. – К.: Будівельник, 1983.- 152с.
4. Коченов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. – М.: Государственное издательство, 1953. – 320с.
5. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций // ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1980. – 40с.



Рис.6. Клеєметалевий зразок після випробування

АННОТАЦИЯ

В работе изложены результаты исследований соединений элементов деревянных конструкций на саморезах, клею и клеєметаллических конструкций. Выполнена сравнительная характеристика таких соединений.

Ключевые слова: исследования, характеристики, соединительные элементы, клей, конструкции.

ANNOTATION

This work presents the results of research of glue and metal connections elements timber structures on nails and glue. Comparative characteristics of this connection was done.

Keywords: research, characteristics, connections, elements, glue, construction.

УДК 338.5:69

**К.В. Ізмайлова, к.е.н., проф.,
КНУБА, Київ**

ВПЛИВ СУЧАСНИХ ЕКОНОМІЧНИХ УМОВ НА ОБҐРУНТУВАННЯ ДОЦІЛЬНОСТІ НОВИХ БУДІВЕЛЬНИХ ТЕХНОЛОГІЙ

АНОТАЦІЯ

Проаналізовані чинники, які в умовах кризи суттєво впливають на рівень дисконтної ставки. Доведено, що при економічній експертизі інвестиційних проектів із запровадження нових будівельних технологій дисконтні ставки можуть бути різними для окремих періодів інвестиційного циклу.

Ключові слова: інвестиції, дисконтна ставка, економічна ефективність, грошові потоки.

Антикризові програми та програми подальшого економічного розвитку країни мають у своєму підґрунті поживлення інвестиційної діяльності. Навіть у сприятливих економічних умовах реалізації інвестиційних проектів передусє їх всебічне економічне та фінансове обґрунтування, визначення економічної доцільності та фінансової спроможності. Сучасні ж економічні умови підсилюють актуальність такого обґрунтування. З огляду на непередбачуваність швидкоплинних змін політичного та економічного середовища суттєвий рівень інфляції та рівень ризиків інвесторів зростає. Тому одним із найвпливовіших чинників із визначення економічної доцільності інвестицій, зокрема у розробку та запровадження нових будівельних технологій з масової модернізації житлового фонду [1], наразі стає чинник часу.

Класичними методами обґрунтування економічної доцільності інвестицій, що враховують чинник часу, є *методи дисконтування* (diskounting) грошових потоків – приведення майбутньої вартості коштів до їх вартості у поточному періоді.

Базовими та найбільш вживаними у практиці економічної експертизи інвестиційних проектів є такі методи дисконтування: *метод NPV ((Net Present Value) та похідний від нього – метод IRR (Internal Rate of Return)*.

Сутність методу *NPV* (чистої теперішньої вартості) полягає у зіставленні дисконтованої суми чистих доходів (ND) з дисконтованою сумою інвестицій (K).

$$NPV = \sum_t^T \frac{ND_t}{(1+i)^t} - \sum_t^T \frac{K_t}{(1+i)^t}$$

За умови $NPV > 0$, тобто додатного сальдо (результати перевищують затрати), проект економічно доцільний; у разі отримання від'ємного сальдо ($NPV < 0$) проект недоцільний; якщо $NPV = 0$, ефективність використання капіталу дорівнює значенню дисконтної ставки, тобто якоїсь альтернативної можливості для даного інвестора з тією самою ефективністю використовувати свій капітал.

Метод IRR (метод внутрішньої норми прибутку). За цим методом економічної експертизи інвестиційних проектів пошуковим є розмір дисконтної ставки, за якою $NPV = 0$. Саме така дисконтна ставка означає ефективність використання капіталу за даним проектом. Інвестор заздалегідь визначає прийнятну для нього економічну ефективність проекту та порівнює її значення з отриманим значенням дисконтної ставки. У разі, якщо дисконтна ставка перевищить прийнятний рівень ефективності, для інвестора є сенс вкладати в такий проект кошти.

Таким чином, від обґрунтованості розміру дисконтної ставки залежить кінцевий висновок щодо ефективності інвестиційного проекту.

На розмір дисконтної ставки, яка має відображати розмір упущеної вигоди інвестора за певний період часу від інвестування капіталу саме у цей проект, впливає сукупність чинників, перелік яких та їх кількісне значення визначаються *самим інвестором*, незалежно від того, чи йдеться про державні установи чи приватні юридичні або фізичні особи.

Основні чинники, що впливають на розмір дисконтної ставки "i":

1. *Середньозважена вартість капіталу (weighted average cost of capital – WACC)*, що має бути інвестованим. WACC є нижньою межею дисконтної ставки. Розраховується WACC з урахуванням структури капіталу за джерелами його формування та вартості залучення коштів за кожним із цих джерел.

2. *Рівень інфляції* – рівень знецінення коштів у часі; приймається за даними державного бюджету на поточний рік.

3. *Рівень ризику проекту* (окрім інфляційного): діловий зовнішній та внутрішній для фірми; ринковий (зміна цін, купівельної спроможності споживачів тощо); фінансовий (валютний, кредитний тощо; форс-мажорні обставини (стихійні лиха,

Таблиця 1. Вимоги до норми прибутку для різних груп інвестицій

№ з/п	Групи інвестицій	Прийнятна норма прибутку, %		Коефіцієнт варіації, $\dot{Y}$
		«Європейська школа»	«Американська школа»	
1	Заміщуючі інвестиції без суттєвих змін технології виробництва	6	Вартість капіталу (BK)	$\dot{Y} \leq 0,10$
2	Заміщуючі інвестиції з принципово новою технікою та технологією виробництва	10	BK + 3%	$0,1 < \dot{Y} \leq 0,25$
3	Нові інвестиції, що щільно пов'язані із існуючими виробничими потужностями фірми	12	BK + 8%	$0,1 < \dot{Y} \leq 0,25$
4	Нові інвестиції, спрямовані на суттєве зниження поточних виробничих витрат	15	BK + 15%	$\dot{Y} > 0,25$
5	Інвестиції у прикладні дослідження	20	BK + 10%	$\dot{Y} \leq 0,20$
6	Інвестиції у фундаментальні дослідження	25	BK + 20%	$\dot{Y} > 0,20$

війни, техногенні катастрофи тощо); приймається за експертними оцінками.

4. Прийнятна для інвестора *прибутковість інвестицій*. За багаторічним вітчизняним та закордонним досвідом економічної експертизи проєктів, за рівнем очікуваної норми прибутку інвестиційні проєкти умовно поділяються на такі групи (п.2 табл.1).

Зазвичай рівень дисконтної ставки, по-перше, розраховується на рік i , по-друге, залишається незмінним впродовж всього інвестиційного циклу. У сучасних умовах економічної невизначеності річний термін слід суттєво зменшити хоча б до кварталу або навіть до місяця, внаслідок чого кожний період матиме притаманну саме йому дисконтну ставку. Таким чином, дисконтована сума грошо-

Таблиця 2. Обґрунтування дисконтної ставки для інвестиційного проєкту
«Прикладні дослідження із запровадження енергозберігаючих технологій»

№ з/п	Показники	Періоди часу (квартали)			
		1	2	3	4
1	Власний капітал (статутний фонд), тис. грн.	70000	70000	70000	70000
2	Довгострокові кредити, тис. грн.	30000	30000	27000	24000
3	Сукупний капітал ($p.1 + p.2$)	100000	100000	97000	94000
4	Частка власного капіталу, % ($p.1 / p.3 \times 100$)	70	70	72,2	74,5
5	Частка позикового капіталу, % ($p.2 / p.3 \times 100$)	30	30	27,8	25,5
6	Дивіденди (в середньому за квартал), % до статутного фонду	10	10	10	10
7	Кредитна ставка, %	6	7	8	8
8	Податкова ставка на прибуток, %	25	25	25	25
9	Середньозважена вартість капіталу, % ($p.4 \times p.6 + p.5 \times p.7 \times (1 - p.8)$)	8,35	8,57	8,89	8,98
10	Норма прибутку за квартал, %, (група 5 табл.1/ 4)	5	5	5	5
11	Рівень ризику (окрім інфляційного), %	1,6	2,4	2,8	3,2
12	Рівень інфляції, %	2	2,5	3,0	3,5
13	Очікувана норма прибутковості з урахуванням ризику, %; ($p.9 + p.10 + p.11$)	14,95	15,97	16,69	17,18
14	Номінальна дисконтна ставка за формулою Фішера ¹ , %; ($p.13 + p.12 + p.12 \times p.13$)	17,25	18,87	20,19	21,28

¹ Формула Фішера: $i = i_0 + \alpha + i_0 \times \alpha$, де i – номінальна дисконтна ставка; i_0 – очікувана норма прибутковості (з урахуванням ризику); α – рівень інфляції [3].

Таблиця 3. Визначення NPV (приклад)

Періоди часу (квартали)	Дисконтна ставка, %	За період станом на кінець періоду, тис. грн		Дисконтовані грошові потоки станом на початок 1-ого періоду, тис. грн.	
		Інвестиції	Чисті доходи (чистий прибуток + амортизація)	Інвестиції	Чисті доходи (чистий прибуток + амортизація)
1	17,25	50000		42644	
2	18,87	40000		28308	
3	20,19	10000	32500	5760	18719
7	21,28		39000	0	10105
8	21,37		40000	0	8495
9	21,44		48500	0	8443
10	21,77		51700	0	7212
11	21,98		52000	0	5846
12	22,05	8000	52200	732	4778
13	22,14		52300	0	3885
14	22,34		54000	0	3209
15	22,07		56000	0	2812
16	22,44		59000	0	2312
17	23,02		63000	0	1861
Разом		108000	600200	77444	77677

вих потоків станом на початок інвестування має визначатися за різними дисконтними ставками.

Приклад обґрунтування дисконтної ставки з урахуванням сукупності зазначених чинників наведений у табл. 2

Таким чином, нижньою межею прийнятної для інвестора прибутковості (ефективності) інвестицій за квартал є номінальна дисконтна ставка (рядок 14 табл.2). Якщо у інвестора є альтернативні варіанти інвестиційних проектів, прибутковість яких перевищує отримані значення дисконтної ставки, то саме цей рівень прибутковості слід прийняти як дисконтну ставку при оцінці ефективності можливих нових проектів.

У табл.3 наведений приклад з обґрунтування доцільності інвестиційного проекту за методом NPV з використанням значень дисконтних ставок, отриманих за викладеною методикою (рядок 14 табл.2).

$$NPV = 77677 - 77444 = 233 \text{ тис. грн.}$$

Оскільки NPV має додатне значення, розглянутий інвестиційний проект є економічно доцільним. Прибутковість інвестицій перевищує розмір дисконтних ставок, тобто прийнятний для інвестора рівень ефективності використання капіталу.

ЛІТЕРАТУРА

1. Тронь О.Я. Основні вимоги до підготовки регіональних програм реконструкції житлових бу-

динків. // *Будівельне виробництво*. – К.: НДІБВ, 2007. – Вип. 48. – С. 47-51.

2. *Експертиза інвестицій. ДжИПЛА лимитед*. М: 1992. – 54 с.

3. Стоянова Е.С. *Финансовый менеджмент в условиях инфляции*. М. Перспектива, 1994. – 227 с.

АННОТАЦИЯ

Проанализированы факторы, наиболее существенно влияющие в условиях кризиса на уровень дисконтной ставки. Доказано, что при экономической экспертизе инвестиционных проектов по внедрению новых строительных технологий дисконтные ставки могут различаться по отдельным периодам инвестиционного цикла.

Ключевые слова: инвестиции, дисконтная ставка, экономическая эффективность, денежные потоки.

ANNOTATION

Factors are analyzed, most substantially influencing in the conditions of crisis on the level of discount rate. It is well-proven that at economic examination of investment projects on introduction of new build technologies discount rates can differ on the separate periods of investment cycle.

Keywords: investments, discount rate, economic efficiency, money streams.

УДК 693.546

*П.Є. Григоровський, к.т.н., НДІБВ, Київ;
М.І. Надточій, КП «Спецжитлофонд», Київ*

ВПЛИВ УМОВ УЩІЛЬНЕНОЇ ЗАБУДОВИ НА ВАРТІСТЬ ТА ТРУДОМІСТКІСТЬ СПО- РУДЖЕННЯ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ

АНОТАЦІЯ

У статті розглянуто поняття «стиснені умови будівництва», «умови ущільненої забудови», проаналізовано порядок їх врахування при розрахунку кошторисної вартості будівництва.

Ключові слова: стиснені умови будівництва, умови ущільненої забудови, вартість будівництва.

Будівництво житла в великих містах та мегаполісах останні декілька десятиріч у тій чи іншій мірі супроводжується цілим комплексом проблем, пов'язаних з обмеженістю вільних земельних ділянок, а отже необхідністю розміщення будівель на територіях, значно менших ніж нормативна, що призводить до виконання будівельно-монтажних робіт:

- поблизу або впритул до будівель, які експлуатуються;
- поблизу підземних комунікацій;
- поблизу зелених насаджень, ліній електропередачі та зв'язку;
- на ділянках зі складним рельєфом тощо.

Такі умови виконання будівельно-монтажних робіт зазвичай називаються стисненими.

Концентрація стиснених умов при будівництві, як правило, тим вища, чим ближче до історичного центра міста знаходиться ділянка будівництва. Це зумовлено тим, що саме в таких районах міста щільність забудови найбільша.

Щільність забудови — це характеристика ступеня забудованості території функціональної зони, яка визначається як відношення площі забудованої території до її загальної площі. Щільність забудови виражається у відсотках або у кількості квадратних метрів під будівлями на 1 гектар загальної площі зони [1].

Наявність стиснених умов у відносно нових та нових районах міста пов'язана з так званим «ущільненням» забудови. Визначення цього поняття найкраще, на нашу думку, сформульовано білоруськими вченими, які ущільнення забудови визначають як збільшення кількості житлової

площі на одиницю території в умовах реконструкції існуючої забудови. Засобами ущільнення забудови є забудова розривів між будівлями, збільшення поверховості, знесення існуючої забудови та заміна на нову, більш щільну тощо [1].

У російських джерелах ми знайшли неофіційний, проте широко розповсюджений у засобах масової інформації термін «уплотнительная застройка», «точечная застройка» що означає будівництво нових будівель та споруд у житловому мікрорайоні, що вже історично склався [2].

У будь-якому випадку, як правило, будівництво відбувається в стиснених умовах внаслідок розміщення об'єкта в рамках уже існуючої забудови, іноді на ділянці, не передбаченій для такого виду будівництва, тобто коли має місце ущільнення забудови. Необхідність регламентації здійснення будівництва в існуючій забудові обумовило розроблення та прийняття ДБН В.1.2-12-2008 «Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки» (далі – ДБН) [3]

Згідно з ДБН «умови ущільненої забудови» – умови будівництва на забудованій території міста (селища) або діючого підприємства, за яких має місце, принаймні, один із таких чинників:

- зведення об'єкта будівництва впритул до існуючих будівель, споруд, інженерних комунікацій;
- ризик негативного техногенного впливу будівництва на прилеглу забудову або об'єкти благоустрою, внаслідок якого там може виникнути загроза життю або здоров'ю людей чи заподіяння матеріальних втрат;
- ризик негативного впливу об'єкта будівництва або робіт із його зведення на основи, фундаменти та несучі конструкції прилеглих об'єктів або на інженерні комунікації через створення додаткових напружень в активній зоні їх основ, порушення структури ґрунтів основ, зміну усталених гідрогеологічних умов на прилеглій території та під існуючими будівлями;
- транспортне обслуговування будівництва по внутрішньо-квартальних (внутрішньозаводських) проїздах;
- ризик погіршення середовища життєдіяльності людей, які проживають, працюють або тимчасово перебувають у зоні впливу будівельних робіт через шум та нічне освітлення, що перевищують допустимі нормативами значення, забруднення повітряного середовища, аномалії теплового,

електричного та інших фізичних полів, радіаційне випромінювання, обмеження в пересуванні тощо;

- будівництво наступної черги об'єкта поблизу попередньої.

Здійснення будівництва в умовах ущільненої забудови вимагає від учасників цього процесу розробки та вжиття спеціальних заходів (конструктивних, технологічних), пов'язаних з [5]:

- необхідністю забезпечення підтримання експлуатаційних властивостей об'єктів, які знаходяться у безпосередній близькості від забудови;
- неможливістю розміщення на будівельному майданчику повного комплексу побутових та інженерних споруд, машин та механізмів;
- забезпечення оптимізації процесу спорудження об'єкта;
- необхідністю захисту екологічного середовища об'єкта та існуючої забудови.

Все це безумовно призводить до подорожчання робіт і збільшення тривалості будівництва. Отже, під час розроблення тендерної пропозиції підрядник має оцінити, наскільки зміниться вартість та тривалість робіт під впливом стиснених умов, що характеризують конкретну ділянку (будівельний майданчик).

У додатку Г до ДБН Д.1.1-2-99 «Вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи» [4] наведені коефіцієнти до норм витрат труда робітників-будівельників, робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин та механізмів, час експлуатації будівельних машин та механізмів для врахування умов виконання робіт, передбачених проектом. При будівництві інженерних мереж та споруд, а також об'єктів житлово-цивільного призначення в стиснених умовах забудованої частини міста пропонується застосовувати відповідний коефіцієнт $k=1,1$, а за наявності особливо ускладнених умов організації робочих місць – $k=1,15$.

Далі в примітці 2 наведена питома вага впливу факторів у складі коефіцієнтів $k=1,1$ та $k=1,15$:

- інтенсивність руху транспорту та пішохідів поблизу місця проведення робіт – 25%;
- мережа існуючих комунікацій, що підлягають переносу, – 15%;
- будівлі та природні насадження, що зберігаються, поблизу місця проведення робіт; стиснені умови складування матеріалів або неможливість їх складування на будівельному майданчику для нормального забезпечення матеріалами робочих місць – 60%.

У випадку, коли в наявності є один чи два із перерахованих вище факторів, коефіцієнти $k=1,1$ та $k=1,15$ коригуються, виходячи із питомої ваги впливу на виконання робіт того чи іншого фактора у складі коефіцієнта.

Коефіцієнти, що враховують стиснені умови, можуть бути застосовані при визначенні кошторисної вартості лише у випадку, коли їх наявність обгрунтована проектом організації будівництва.

На жаль, на практиці часто тендер проводиться на стадії, коли проектна документація ще не готова, а отже майбутній підрядник не має проекту організації будівництва для обгрунтування своєї ціни роботи. Крім того, запропоновані в ДБН коефіцієнти хоч і враховують питому вагу окремих факторів, проте ступень впливу цих факторів вони не враховують. Так, наприклад, будівництво може здійснюватись поряд з одним існуючим будинком на будівельному майданчику, площа якого достатня для нормального розміщення матеріалів будівельної техніки, а може – між двома існуючими будинками на ділянці, недостатній для нормального складування матеріалів, розміщення будівельної техніки. Згідно з ДБН Д.1.1-2-99 в обох ситуаціях буде застосований коефіцієнт $1 + 0,1 \times 0,6 = 1,06$.

Для визначення загального подорожчання будівництва в стиснених умовах застосування наведених коефіцієнтів недостатньо, оскільки збільшення вартості будівництва відбувається також за рахунок заміни частини механізованих процесів на більш дорогі ручні.

Таким чином, на стадії прийняття принципового рішення щодо своєї можливої участі в будівництві об'єкта в стиснених умовах підрядник має володіти додатковим методичним інструментом для того, щоб достовірно оцінити свої майбутні витрати, пов'язані з таким будівництвом.

Спробу врахувати вплив стиснених умов будівництва на вартість та тривалість виконання робіт зробили в своїй роботі Горячов О.М. та Прикіна Л.В. [6]. Вони визначили економіко-математичну модель залежності витрат на виконання будівельно-монтажних робіт від коефіцієнта стисненості. Коефіцієнт стисненості визначається за формулою:

$$K_{\text{ст}} = \frac{K_{\text{ст min}}}{K_{\text{ст max}}}.$$

Мінімальне значення $K_{\text{ст}}$ визначається такою площею будівельного майданчика S_{min} , зменшува-

ти яку вже неможливо через технічні обмеження. Максимальне значення $K_{ст}$ буде залежати від існуючих можливостей щодо організації будгеплану ($K_{ст} \rightarrow \max$). При ситуації, коли $K_{ст\max} = K_{ст\min}$ $K_{ст} = 1$. У цьому випадку стиснені умови будуть максимальними.

Отримана авторами залежність звичайно може бути використана підрядниками для визначення орієнтовного обсягу витрат при виконанні робіт у стиснених умовах, проте $K_{ст}$ фактично враховує лише розмір будівельного майданчика, залишаючи поза увагою інші можливі умови стисненості (наприклад, відстань до найближчої існуючої будівлі, наявність на будівельному майданчику підземних комунікацій, зелених насаджень, інтенсивність руху транспорту та пішоходів поблизу місця проведення робіт тощо) та вплив цих факторів і їх інтенсивності на розмір витрат.

Таким чином, дослідження умов стисненості будівництва (ущільненої забудови) виявило потребу:

- у формулюванні власне термінів «стиснені умови будівництва» або «умови ущільненої забудови», оскільки в літературі переважно перелічують такі умови, але не надають їм узагальнюючого визначення;

- у складанні повного переліку таких умов та їх класифікації, групування з метою виявлення впливу кожної з груп на вартість та тривалість виконання будівельно-монтажних робіт;

- у визначенні терміну «складність робіт», його кількісному вимірі та визначенні ступеня його залежності від умов ущільненої забудови.

ЛІТЕРАТУРА

1. Большой строительный терминологический словарь-справочник. Официальные и неофициаль-

ные термины и определения в строительстве, архитектуре, градостроительстве и строительной технике / сост. В. Д. Наумов [и др.]; под ред. Ю. В. Феофилова. – Минск : Минсктиппроект, 2008. ? 816 с.

2. <http://ru.wikipedia.org>.

3. ДБН В.1.2-12-2008 «Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки». – Мінрегіонбуд України, Київ, 2008.

4. ДБН Д.1.1-2-99 «Вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи». ? Держбуд України, Київ, 1999.

5. Теличко В.И. Технология возведения зданий и сооружений: Учебник для строит. вузов / В.И. Теличко, О.М. Терентьев, А.А. Липидус. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2004. – 446 с.

6. Горячев О.М., Прыкина Л.В. Особенности возведения зданий в стесненных условиях. – М.:Academia, 2003. – 272 с.

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрено понятие «стесненные условия строительства», «условия уплотненной застройки», проанализирован порядок их учета при расчете сметной стоимости строительства.

Ключевые слова: стесненные условия строительства, условия уплотненной застройки, стоимость строительства.

ANNOTATION

The author examines the concept of «cramped construction conditions», «conditions compacted construction», reviewed the procedure for their consideration in calculating the estimated cost of construction.

Keywords: cramped construction conditions, conditions compacted construction, construction cost.

Имеется в реализации следующая литература:	Цена за экземпляр
„Методичні рекомендації визначення вартості робіт з обстеження, оцінки технічного стану і паспортизації будівель і споруд”	120,00
ДБНУ „Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд”	250,00
Альбом „Кращі будівлі 2007 року в Україні” и альбомы прошлых конкурсов	200,00
Журналы «Нові технології в будівництві» за 2009 год	50,00
«Посібник з питань здійснення державного архітектурно-будівельного контролю»	360,00
„Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд”	270,00
(044) 248-89-33, (044) 248-48-68 ф. E-mail:vistavca@ ukr.net	