НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ

НДІБВ

№ 32 ' 17

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ ЖУРНАЛ

З М І С Т

Стор.

Григоровский П. Е., Молодед А. С., Уманец И. М.
Усиление железобетонного фундамента турбоагрегата Минской ТЭЦ-3 металлическими обоймами и подведением дополнительных рам …….. ***5***

Савйовский В.В., Соловей Д.А., Овчинников О.Э.
Особенности выполнения работ по закреплению грунтов основания в условиях реконструкции зданий …….. ***13***

Леонович С.Н., Полейко Н.Л.
Технология гидроизоляционной и антикоррозионной защиты железобетонных конструкций с применением составов проникающего действия ……... ***18***

Банніков Д.О.
Оцінка практичної збіжності результатів аналізу пластинчастих моделей в методі скінченних елементів …… ***26***

Радкевич А.В., Нетеса А.Н.
Разработка алгоритма определения рационального способа соединения арматуры вертикальных несущих элементов монолитного железобетонного каркаса ……... ***31***

Шмуклер В.С., Бугаевский С.А.
Создание несъемной опалубки для возведения железобетонных конструкций полусферической формы …… ***36***

Білик С.І., Тонкачеєв В.Г.
Моделювання деформацій верхнього ярусу пологого купольного покриття …….. ***44***

Сердюк В.Р., Франишина С.Ю.
Світовий досвід реалізації стандартів «зеленого» будівництва …….... ***49***

Толмачов С.М., Бєліченко О.А., Захаров Д.С., Чорногал Р.Ю.
Вплив лещадних частинок на міцність при згині дорожніх цементних бетонів …… ***53***

Довгалюк В.Б., Пефтєва І.О.
Підвищення ефективності уловлення рідинно-пилових утворень з газового потоку скруберами Вентурі …….. ***60***

Ахмеднабієв Р.М., Ахмеднабієв Р.Р.
Технологія енергоефективної стінової панелі з бетону з використанням золошлаків котлів із циркуляційним киплячим шаром …….. ***66***

Мудрий І.Б.
Необхідна вантажопідйомність міні-кранів в залежності від обсягу та рівня складності робіт . ***70***

Клюка О. М.,
Скорегований метод розрахунку міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночною арматурою при згині з крученням на основі деформаційної моделі ……... ***74***

Довженко О.О., Погрібний В.В., Шостак І.В.
Перспективи застосування технології збірно-монолітного каркасу в багатоповерховому будівництві України …… ***79***

Гудзь С.А., Гасенко А.В.
Розбіжність результатів розрахунку позацентрово стиснутих сталевих двотаврових елементів за згинально-крутильною формою втрати стійкості …….. ***85***

Маркова М. А., Кравченко Д. В.
Опыт применения винтовых свай для малоэтажного строительства …….. ***91***

Іванейко І.Д., Олексів Ю.М., Кушнір Я.П.
Технологічне обґрунтування застосування додаткових типорозмірів монтажних конструктивних елементів на прикладі стрілових кранів …… ***95***

Біда С.В., Великодний Ю.Й., Ларцева І.І., Ягольник А.М., Пальцун О.А.
Закріплення схилів грунтоцементними елементами виготовленими за бурозмішувальною технологією …….. ***101***

УДК 69.059.3

Григоровский П. Е., к.т.н., с.н.с., зам. директора ГП «НИИСП», г. Киев
Молодед А. С., к.т.н., доц., КНУСА, г. Киев
Уманец И. М., к.т.н., доц., КНУСА, г. Киев

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА ТУРБОАГРЕГАТА МИНСКОЙ ТЭЦ-3 МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ ОБОЙМАМИ И ПОДВЕДЕНИЕМ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ РАМ

В статье рассмотрен практический опыт выполнения работ по усилению конструкций фундамента турбоагрегата Минской ТЭЦ-3. Указанные работы выполнялись в связи с установленной податливостью фундамента действию вибрационных колебаний от турбоагрегата, что спровоцировало рост виброскорости до 6,8 мм/с при нормативном значении не выше 4,5 мм/с. В соответствии с разработанной программой были выполнены следующие работы: изучение и анализ проектно-технической и исполнительной документации; визуально-инструментальное обследование надземных конструкций фундамента; разработка проектных решений на усиление конструкций фундамента; разработка проекта производства работ на усиление фундамента; выполнение вибродиагностики фундамента после усиления. На основании данных обследования был разработан конструктивный проект и проект производства работ на усиление железобетонного фундамента металлическими обоймами и подведенными дополнительными портальными рамами с использованием торкрет-штукатурки и композитных материалов. Особенностью разработанной технологии было то, что уголки каркаса устанавливали на расстоянии не менее 20 мм от углов усиливаемых стоек, а пространство между металлическим каркасом и железобетонной конструкцией заполняли цементно-песчаной смесью торкретированием. В результате выполнения комплекса ремонтно-восстановительных работ максимальный зафиксированный уровень виброскорости составил 2,7 мм/с, что в 2,5 раза ниже виброскорости, которая была до проведенных работ (6,8 мм/с).

Ключевые слова: фундамент, турбоагрегат, усиление, монтаж, обойма, рама, виброскорость, торкретирование, композитные материалы.

Постановка проблемы. В 2014 году работники филиала Минской ТЭЦ-3 заметили повышенную вибрацию на фундаменте турбогенератора ПТ-60-130-13 станции №5. В результате выполненного вибрационного исследования максимальный зафиксированный уровень вибрации составил 6,8 мм/с при нормативном значении не выше 4,5 мм/с. Специалистами ОАО «Беленергоремналадка» было установлено, что сверхнормативные вибрационные колебания образовываются за счет податливости конструкций фундамента, что связано с долговременной (58 лет) его эксплуатацией.

Цель работы. Выполнить комплекс работ, в том числе и по усилению фундамента под турбогенератором для восстановления его первоначальной несущей способности, что даст возможность снизить уровень виброскорости на нем с 6,8 мм/с до ниже допустимого нормативами в 4,5 мм/с.

Изложение основного материала. Фундамент турбогенератора ПТ-60-130-13 ст. №5 сооружен в 1956 году по проекту Ленинградского отделения института «Теплоэлектропроект» №26700-С, а в эксплуатацию введен – в 1958 году.

Фундамент запроектирован из монолитного железобетона марки М150, армированного жесткими каркасами из прокатной профильной и стержневой стали марки Ст3.

Конструктивно фундамент

представляет собой монолитную рамную систему, состоящую из 5 рам и 8 продольных балок, соединяющих рамы между собой, и общей фундаментной плиты. Размеры фундамента в плане 24,5х6 м (рис. 1). Высота фундамента составляет 10,8 м. Отметка верха площадки обслуживания +7,0 м, верха фундаментной плиты -3,8 м.

Каждая отдельная рама фундамента высотой 10,8 м представляет собой два вертикальных элемента (колоны либо пилоны), которые поделены на два, а в некоторых местах и три яруса перекрытиями толщиной 200 мм, и у верхней части объединяются балкой в общую конструкцию. Сечение вертикальных элементов изменяется от 1,0х0,6 м до 1,1х3,9 м.

В первую очередь была составлена программа выполнения работ, которая заключалась в следующем: изучение и анализ проектно-технической и исполнительной документации; визуально-инструментальное обследование надземных конструкций фундамента; разработка проектных решений на усиление конструкций фундамента; разработка проекта производства работ на усиление фундамента; выполнение вибродиагностики состояния фундамента после усиления.

В ходе визуально-инструментального обследования фундамента было установлено следующее:

1) замасливание поверхности на участках бетона рам 3, 4 и 5, глубиной до 50 мм более 17 % поверхности фундамента;

2) сквозная трещина шириной раскрытия до 1 мм в верхней части пилона рамы 2 прилегающей к плите; наличие трещин в продольной балке между рамами 2 и 3, часть трещин залита маслом;

3) разрушение защитного слоя бетона и коррозия арматуры присутствует более чем на 15 % площади поверхности;

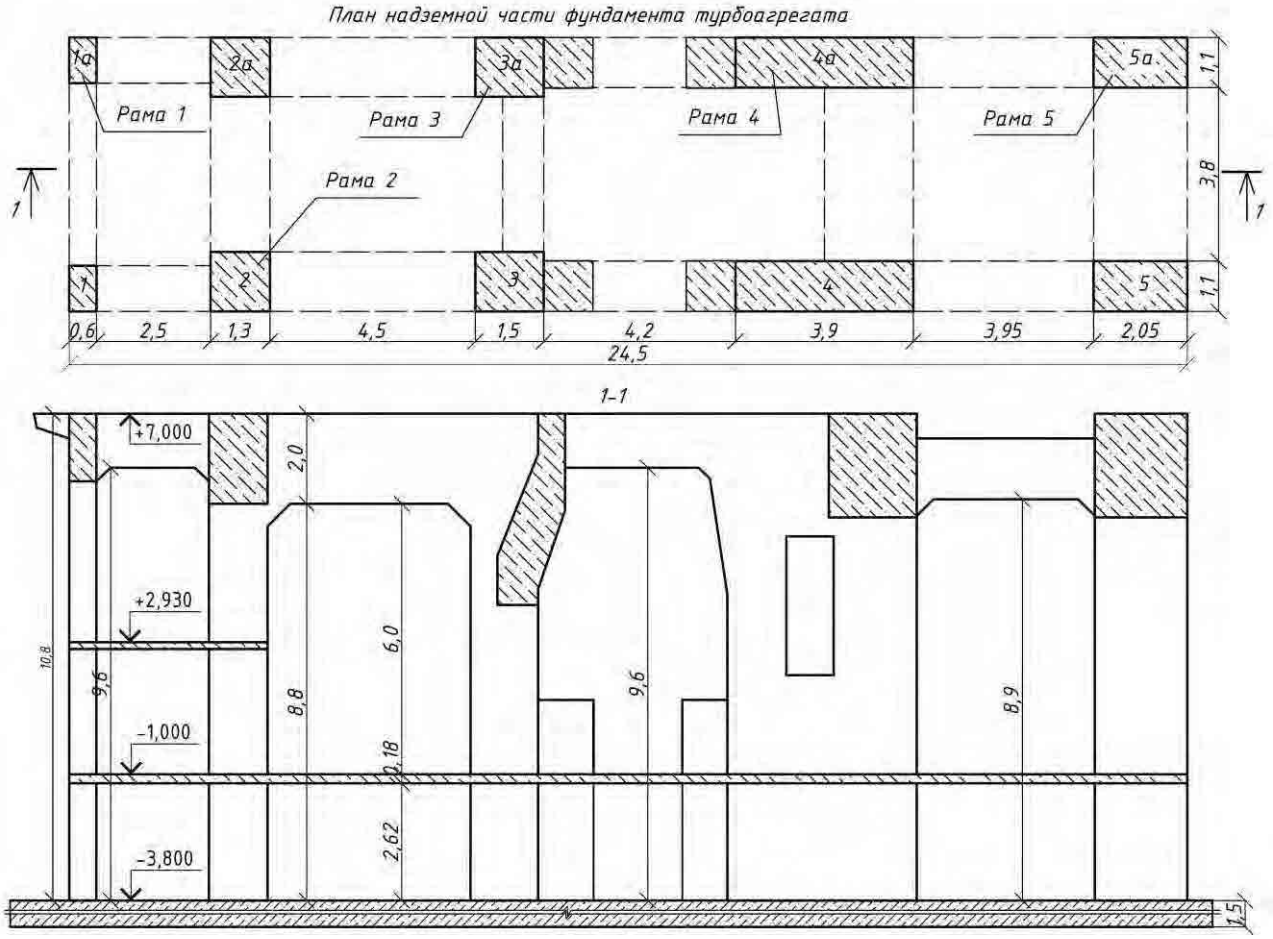


Рис. 1. План и разрез надземной части фундамента турбоагрегата

4) измерение фактической прочности бетона методами неразрушающего контроля показали, что прочность бетона неоднородна на всех элементах фундамента и колеблется в диапазоне от 119,7 до 335,7 кг/см^2 (склерометрическим методом) и от 107,5 до 292 кг/см^2 (ультразвуковым методом), при проектном значении 150 кг/см^2;

5) наличие конструкций с неправильно устроенными рабочими швами при бетонировании, участки фундамента с плохо провибрированным бетоном, оголённая арматура без защитного слоя бетона;

6) замокание железобетонных конструкций на 28 % поверхности;

7) в результате проведенных работ по определению фактических геометрических размеров надземной части фундамента установлено, что отклонения фактических размеров некоторых элементов железобетонных конструкций от проектного положения составляют до 76 мм. Также установлено, что кривизна отдельных вертикальных элементов составляла 45 мм.

На основании полученных данных по результатам проведенного обследования сотрудниками ГП «НИИСП» разработан конструктивный проект и проект производства работ на усиление железобетонного фундамента Минской ТЭЦ-3 металлическими обоймами и подведенными дополнительными портальными рамами с использованием торкрет-штукатурки и композитных материалов (рис. 2).

В связи с тем, что высота стоек большая (до 6,2 м) и они не ровные в вертикальных плоскостях, к тому же имеют многочисленные дефекты, была разработана оригинальная технология выполнения работ по усилению стоек обоймами. Разработанная технология отличалась от классических тем, что плотное примыкание металлических стоек к граням усиливаемого фундамента не предвиделось, а зазор между плоскостями фундамента и внутренней стороной уголков был не менее 20 мм. Пространство между стойкой и обоймой заполнялось торкрет-штукатуркой, после чего всю поверхность оштукатуривали и заглаживали в уровень с верхними гранями уголков обоймы.

Применение такой технологии дало возможность избежать предварительного выравнивания боковых граней стоек и ремонта дефектов бетона, что значительно снизило трудоемкость работ и продолжительность их выполнения.

Перед началом работ по усилению фундамента турбоагрегата проанализировано влияние стесненности фронта работ от конструкций и технологического оборудования на условия производства работ. В результате чего, по возможности, произведено демонтаж оборудования и инженерных сетей, которые препятствовали монтажным работам по усилению конструкций; установлено места подключения инструмента и оборудования к существующим сетям энергоснабжения; осуществлено комплекс дополнительных мероприятий по обеспечению безопасного выполнения работ в условиях действующего производства и защите технологического оборудования, инженерных сетей, материалов и готовой продукции от возможного повреждения или загрязнения в ходе строительных работ.

До начала производства работ рабочая зона была ограждена инвентарным переносным ограждением, с установленными на нем предупредительными знаками.

Подготовительный процесс состоял из следующих технологических операций: установка лесов, крепление талей и установка площадок сварщиков.

Усиление вертикальных элементов рам фундаментов (стоек и колонн) металлическими обоймами на первом (высота 2,62 м) и на втором (высота 5,2 и 6,2 м) ярусе выполняли на всю высоту сразу. Установку и сваривание уголков выполняли попарно. Сначала устанавливали уголки в проектное положение по углам колонны так, чтобы зазор между плоскостями колонны и внутренней стороной уголков был не менее 20 мм. Предварительную фиксацию в установленном положении выполняли приваривание к каждой паре уголков металлических полос в четырех местах по всей высоте.

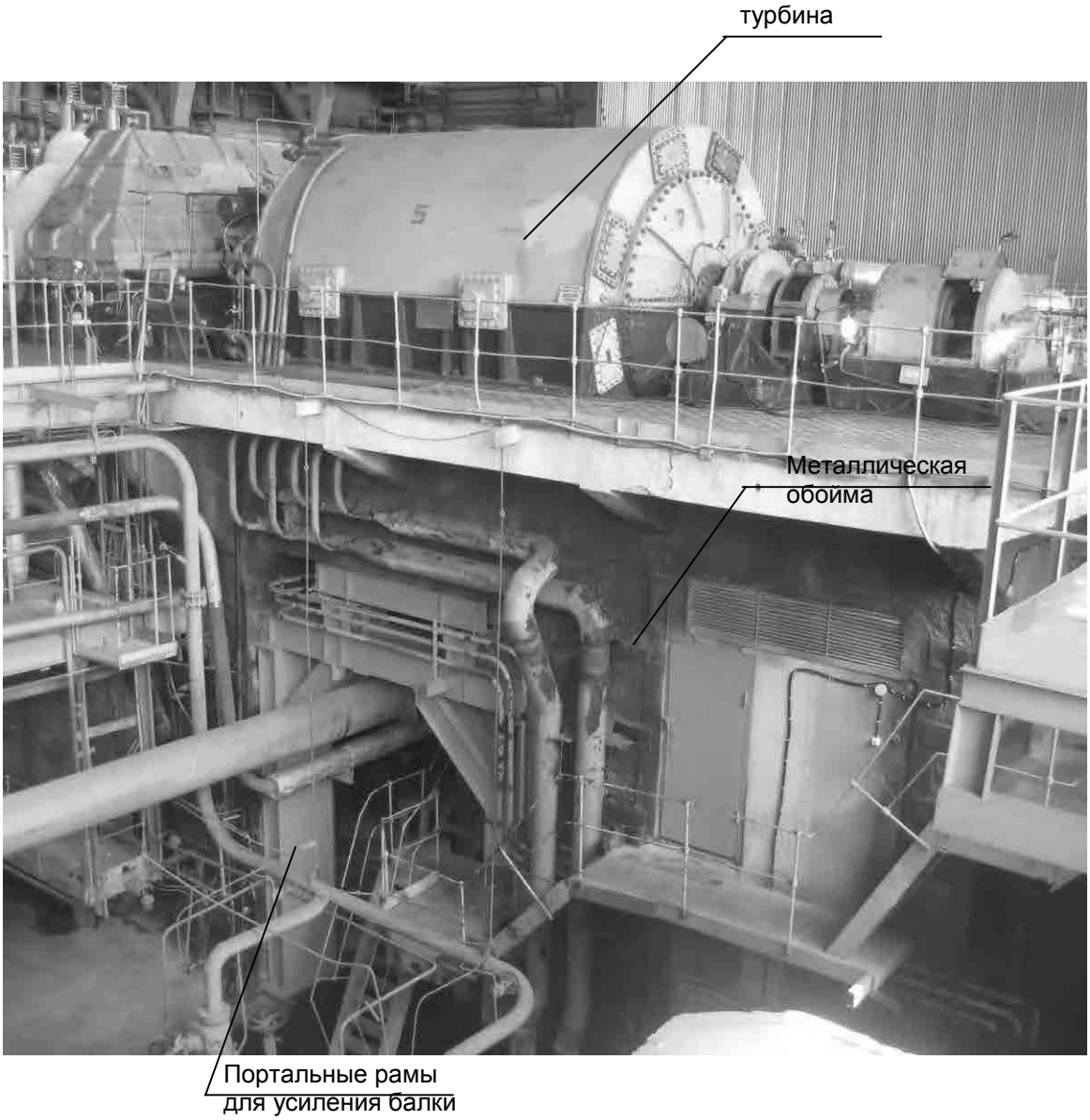


Рис. 2. Общий вид фундамента под турбоагрегатом с элементами усиления.

Комплексный процесс по усилению стоек рам состоял из ряда простых процессов: подготовка поверхности; монтаж металлических обойм; нанесение композитных материалов «Консолид-1», «Консолид-2» изготовленных на ООО «Композит» (Украина); нанесение торкрет-штукатурки. Простые процессы выполняли в следующей последовательности:

1) очистка поверхности фундамента от пыли, грязи, жировых и битумных пятен;

2) расшивка трещин;

3) грунтование отдельных мест;

4) нанесение ремонтных полимерцементных композиций в отдельные места;

4) установка металлической обоймы из стоек уголкового профиля, и части соединительных планок из листового металла и опорных подкладок;

5) грунтование поверхности композитным материалом «Консолид-1» в два слоя;

6) нанесение на поверхность композитного материала «Консолид-2» в один слой;

7) торкретирование поверхности;

8) приварка соединительных планок, что остались;

9) антикоррозионная защита сварочных соединений;

10) покрытие поверхности композитным материалом «Консолид-1» в один слой.

В данной технологии композитный материал «Консолид-1» использовался для повышения прочности существующего бетона фундамента, а «Консолид-2» – для

повышения прочности сцепления существующих бетонных конструкций фундамента с последующими нанесенными слоями. Полимерные композитные материалы наносили распылением на труднодоступные места на бетон под обоймой и намазыванием на открытые поверхности. Нанесение второго слоя «Консолид-1» выполняли через 18-24 часа после нанесения первого. После чего на свеженанесенный слой «Консолид-1» небольшими участками наносили слой «Консолид-2». При этом в течение 2-4 часов на слой «Консолид-2» наносили штукатурный состав. Временные регламенты работы с полимерными композициями приняты в соответствии с рекомендациями завода изготовителя материалов.

Торкретирование выполняли снизу вверх ярусами 1,2 – 1,5 м на всю ширину стоек. Сначала заполняли торкрет-штукатуркой промежуток между плоскостями существующей конструкции и внутренней стороной уголков, далее – пространство между стойками из уголкового профиля. Штукатурку наносили слоями: толщина первого слоя 1 см, последующего – 1,5 – 2,0 см (до верхней грани уголков обоймы) с технологическим перерывом между нанесением слоев четыре часа. Поверхность последнего штукатурного слоя разравнивали и заглаживали. Через 18 – 20 суток на поверхность штукатурки и металлических элементов обойм наносили слой «Консолид-1».

Усиление отдельных горизонтальных конструкций фундаментов, а именно балки между рамой 2 и 3, выполняли подведением дополнительных портальных рам. Дополнительная портальная рама представляет собой по 6 стоек из двутаврового профиля, размещенных на первом и втором ярусах. Для равномерного распределения усилий на стойки первого яруса укладывали горизонтальные двутавровые балки. После чего стойки вместе с балками поджимали к низу плиты перекрытия. Это действие выполняли ввинчиванием болтов предусмотренных в нижней пластине стоек. Пространство между фундаментной плитой и пластиной стоек забетонировали.

Процесс усиления железобетонных балок между рамой 2 и 3 на втором ярусе состоял из следующих операций:

1) укрупненная сборка стоек и балок;

2) монтаж всех вертикальных стоек с временным креплением их, приваривание, к металлическим обоймам;

3) монтаж горизонтальных балок (1 уровень) способом надвижки на соответствующие стойки (рис. 3);

4) приваривание горизонтальных балок к вертикальным стойкам;

5) монтаж горизонтальных балок способом надвижки (2 уровень) (рис. 4);

6) нанесения на верхнюю плоскость каждой балки ремонтно-клеевого состава и поджатия балок к бетонной балке с помощью вкручивания болтов.

Строительные работы выполняли специалисты ОАО «Центроэнергомонтаж», а электромонтажные – непосредственно работники Минской ТЭЦ-3.

Через месяц после запуска турбоагрегата было выполнено проверку уровня виброскорости как самой турбины, так и фундамента. В результате чего установлено, что максимальный зафиксированный уровень виброскорости составил 2,7 мм/с, против нормативного показателя в 4,5 мм/с.

Выводы.

Комплексный подход к решению проблемы прочности и стойкости конструкций фундамента под турбоагрегатом, который включал в себя визуально-инструментальное обследование конструкций фундамента, разработку проекта на усиление конструкций фундамента и разработку проекта выполнения работ по усилению, дал возможность восстановить проектную несущую способность фундамента.

В результате выполнения комплекса ремонтно-восстановительных работ, максимальный зафиксированный уровень виброскорости составил 2,7 мм/с, что в 2,5 раза ниже виброскорости, которая была до проведенных работ (6,8 мм/с).

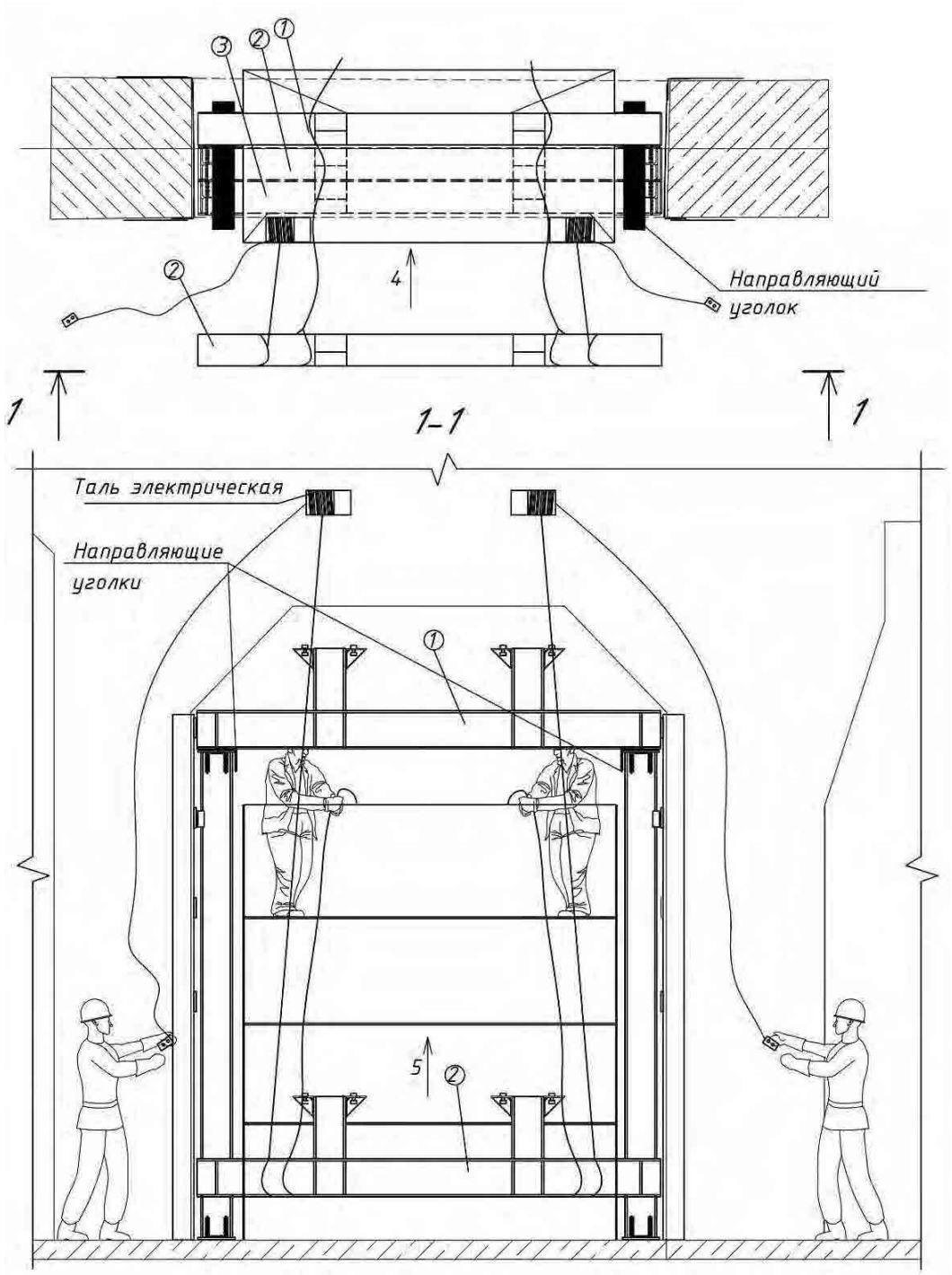


Рис. 3. Схема монтажа горизонтальных балок (1 уровень) способом надвижки их на соответсвующие стойки: 1 – первая установленная балка; 2 –вторая балка во время монтажа и ее монтажное место; 3 – место установки третьей балки; 4 – направление надвижки; 5 – направление монтажа

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ:

1. Организация строительного производства: ТКП 45-1.03-161-2009. [Действующий с 2014-07-01]. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь 2014. – 48 с.

2. Технологическая документация при производстве строительно-монтажных работ Состав, порядок разработки, согласования и утверждения технологических карт: ТКП 45-1.01-159-2009 (02250). [Действующий с 2009-09-30]. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь 2009. – 16 с.

Рис. 4. Фото элементов фундамента после усиления

3. Безопасность труда в строительстве. Строительное производство: ТКП 45-1.03-44-2006 (02250). [Действующий с 2006-12-27]. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь 2007. – 35 с.

4. Безопасность труда в строительстве. Строительное производство: ТКП 45-1.03-44-2006 (02250). [Действующий с 2007-07-01]. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь 2007. – 42 с.

5. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования: ТКП 45-1.04-208-2010 (02250). [Действующий с 2010-07-15]. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь 2011. – 23 с.

6. Методические указания по обследованию фундаментов турбоагрегатов: РД 34.21.323-95. – М.: РАО «ЕЭС России», 1995. – 32 с.

7. Здания и сооружения. Основные требования к техническому состоянию и обслуживанию строительных конструкций и инженерных систем, оценке их пригодности к эксплуатации: СНБ 1.04.01-04. [Действующий с 2004-03-02]. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь 2004. – 20 с.

8. Савйовский В. В. Технология возведения и ремонта сооружений: учебное пособие/ Савйовский В. В. – Х.: Издательство «Лидер», 2014. – 256 с.

9. Беляков Ю. И. Романушко Е. Г. Запорожченко С. А. Средства механизации при реконструкции промышленных предприятий/ Беляков Ю. И. Романушко Е. Г. Запорожченко С. А. – К.: Будівельник, 1987. – 144 с.

10. Савйовский В. В., Болотских О. Н. Ремонт и рекострукция гражданских зданий/ Савйовский В.В., Болотских О.Н. - Х.: Ватерпас, 1999. – 288 с.

АНОТАЦІЯ

У статті розглянуто практичний досвід виконання робіт з підсилення конструкцій фундаменту турбоагрегата Мінської ТЕЦ-3. Зазначені роботи виконувалися згідно з встановленою піддатливістю фундаменту дії вібраційних коливань від турбоагрегату, що спровокувало зростання віброшвидкості до 6,8 мм/с при нормативному значенні не вище 4,5 мм/с. У відповідності з розробленою програмою були виконані наступні роботи: вивчення і аналіз проектно-технічної та виконавчої документації; візуально-інструментальне обстеження надземних конструкцій фундаменту; розробка проектних рішень на посилення конструкцій фундаменту; розробка проекту виконання робіт на підсилення фундаменту; виконання вібродіагностики фундаменту після підсилення. На підставі даних обстеження було розроблено конструктивний проект і проект виробництва робіт на підсилення залізобетонного фундаменту металевими обоймами і підведеними додатковими портальними рамами з використанням торкрет-штукатурки і композитних матеріалів. Особливістю розробленої технології було те, що кутики каркасу встановлювали на відстані не менше 20 мм від кутів підсилюваних стійок, а простір між металевим каркасом і залізобетонною конструкцією заповнювали цементно-піщаною сумішшю торкретуванням. В результаті виконання комплексу ремонтно-відновлювальних робіт максимальний зафіксований рівень віброшвидкості склав 2,7 мм/с, що в 2,5 рази нижче віброшвидкості, яка була до проведених робіт (6,8 мм/с).

Ключові слова: фундамент, турбоагрегат, підсилення, монтаж, обойма, рама, віброшвидкість, торкретування, композитні матеріали.

ANNOTATION

The article presents practical experience of execution of works on strengthening of designs of the foundation of turbine CHP-3. These works were performed in accordance with established compliance foundation of the action of the vibration oscillations from the turbine, which triggered a growth in vibration up to 6.8 mm/s at standard value not above 4.5 mm/sec. In accordance with the developed program performed the following work: study and analysis of project, technical and executive documentation; visual and instrumental inspection of overhead structures of the foundation; development of design decisions on strengthening of designs of foundation; development of the project of manufacture of works on strengthening of the foundation; execute vibration analysis of the foundation after strengthening. On the basis of the survey data was developed constructive project and the project of manufacture of works on psilent reinforced concrete foundation, metal clips and painted additional portal frames using gunite-plaster and composite materials. Feature of the developed technology was that the corners of the frame installed at a minimum distance of 20 mm from the corners pasalubong stands, and the space between the metal frame and reinforced concrete filled cement-sand mixture to torremolinas. The result of the complex repair work the maximum recorded vibration level was 2.7 mm/s, which is 2.5 times lower than the vibration velocity which was held to (6.8 mm/s).

Keywords: foundations, turbo generator, amplification, installation, mount, frame, velocity, shotcrete, composite materials.

УДК 69(057)

Савйовский В.В., д.т.н., проф., КНУСА, г. Киев
Соловей Д.А., к.т.н., доц., КНУСА, г. Киев
Овчинников О.Э., ООО "Європейські технології в будівництві", г. Киев

ОСОБЕННОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ РАБОТ ПО ЗАКРЕПЛЕНИЮ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

Статья посвящена актуальной проблеме выполнения работ по искусственному закреплению грунтов основания при реконструкции зданий. Основное внимание уделяется вопросу исследования и учета особенностей выполнения данных работ в стесненных условиях. Рассмотрено влияние разработанных организационно-технологических решений на технико-экономические показатели (ТЭП) строительных работ. Решение указанной проблемы показано на практическом примере реконструкции здания.

Ключевые слова: *реконструкции зданий, закрепление грунтов оснований фундаментов, стесненные условия, технико-экономические показатели строительно-монтажных работ.*

Актуальность темы. В процессе реконструкции зданий проводится широкий комплекс работ по усилению, замене различных строительных конструкций. В перечне основных строительных работ значительные затруднения вызывают работы, связанные с усилением (упрочнением) грунтов оснований фундаментов.

Причинами значительных деформаций зданий, требующих усиления (упрочнения) грунтов основания в период реконструкции, являются:

- потеря прочности или устойчивости, частичной или полной, конструкций существующих фундаментов;
- развитие недопустимых по величине и неравномерности осадок сооружения или отдельных его частей и, как следствие, разрушение конструкций фундаментов;
- увеличение эксплуатационных нагрузок, связанных с изменениями в конструктивной схеме реконструируемого объекта за счет замены несущих элементов при производстве работ, при надстройке зданий;
- ошибки, допущенные при геологических изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации;
- изменение во времени инженерно-геологических условий.

Эффективность принятых организационно-технологических решений оценивается на основе сопоставительного анализа основных технико-экономических показателей (трудоемкость, продолжительность, стоимость, расход материальных и трудовых ресурсов, времени эксплуатации машин и механизмов и др.).

В практике реконструкции широкое применение получили методы усиления грунтов оснований инъецированием в грунт различных растворов. К основным методам можно отнести: силикатизацию, цементацию, битумизацию, глинизацию, термическое закрепление грунтов, электросиликатизацию [4, 5]. Одним из наиболее часто применяемых методов усиления является метод силикатизации.

Усиление грунтов основания фундаментов реконструируемых зданий является специфическим строительным процессом с рядом особенностей:

- характерной особенностью процесса является необходимость его ведения в условиях стесненности. Это требует применения специальной технологии и организации строительных работ. Выполнение работ в стесненных условиях затрудняет применение производительных средств механизации и усложняет доставку необходимых строительных материалов, вынуждает производить дополнительные подготовительные работы;
- большой комплекс подготовительных работ для создания безопасных условий выполнения работ. В подготовительный этап работ входят: ограждение территории, установка указателей опасной зоны, выявление и отключение подземных инженерных сетей и коммуникаций, выполнение

мероприятий по обеспечению безопасности движения транспорта и пешеходов на прилегающей к объекту реконструкции территории, доставка на строительную площадку и приведение в эксплуатационное состояние необходих средства механизации, инвентарь и приспособления;

- технологический процесс усиления грунтов путем инъектирования смесей в грунт является управляемым процессом. Состав раствора, метод его приготовления и закачивания в грунт дает возможность подобрать так, что это даст возможность замедлить или ускорить процесс твердения раствора от нескольких часов до недели;

- усиление основания является первым этапом работ по реконструкции. Только после выполнения данного этапа работ можно приступить к усилению или замене вышележащих конструкций. Это влияет на общее время реконструкции здания.

Все эти особенности оказывают существенное влияние на технико-экономические показатели (ТЭП) строительных работ. Этот вопрос является ***актуальным*** и требует дополнительных исследований.

В этой области строительства наработана стандартная технология, которой пользуются строители и технологи-проектировщики. Однако в каждом конкретном случае требуется учет местных инженерно-геологических условий, и накопленного отечественного и зарубежного опыта технологии и организации выполнения данного вида работ.

Целью исследований является поиск и разработка наиболее рациональных и эффективных организационно-технологических решений при производстве работ по усилению грунтов основания инъекционными методами при реконструкции зданий, с учетом местной специфики.

Указанные решения должны обеспечить безопасные условия труда, быть экономически обоснованы, базироваться на результатах предварительного комплексного обследования и технической диагностики строительных конструкций, а также исключать негативное влияние на несущую способность и дальнейшую эксплуатацию строительных конструкций реконструируемого здания.

Технологическая последовательность производства работ по инъекционному укреплению грунтов должна быть отражена в проекте производства работ (ППР) и направлена на безопасное выполнение работ и последующую нормальную эксплуатацию здания.

Обзор последних источников исследований. Выполнение строительных работ по усилению оснований и фундаментов в условиях реконструкции связано с именами известных ученых: Д.Ф. Гончаренко, А.Л. Шагина, В.В. Савйовского, П.А. Коновалова, Б.А. Ржаницына, В.Б. Швеца, В.И. Феклина и др. Эти исследования находят свое отображение в отечественной [1, 2, 3, 4, 5] и зарубежной научно-технической [6, 7, 8, 9], а также нормативной литературе [10, 11, 12, 13]. Однако вопросы исследования и учета особенностей выполнения данных работ в стесненных условиях, а также влияния разработанных организационно-технологических решений на технико-экономические показатели (ТЭП) строительных работ освещены недостаточно.

Основной материал. Исходя из вышеизложенного, целесообразно рассмотреть процесс усиления грунтов основания под фундаментами наружных стен на примере реконструкции одного из зданий в Киевской области.

Рассматриваемый объект имеет в плане форму прямоугольника с размерами в плане 44.0 х 13.0 м. Время постройки ориентировочно начало 20-го века. Здание запроектировано как общежитие. На сегодняшний день это 2-х этажное здание, высотой около 10.0 м. На момент выполнения работ здание не эксплуатируется.

Конструктивная схема здания – неполный каркас. Наружные стены толщиной 640 мм из кирпича, внутренние 510 мм опираются на ленточный бутовый фундамент. Колонны – кирпичные 640х640 мм, опираются на столбчатые бутовые фундаменты. Перекрытия деревянные имеют опирание частично на стены и на колонны. Конструктивная жесткость здания, устойчивость и геометрическая неизменяемость конструкций достигается

путем совместной работы наружных несущих кирпичных стен толщиной 640 мм, колонн 640х640 мм и горизонтальных дисков жесткости – деревянных перекрытий толщиной 200 мм. Здание имеет подвал в осях «7-15/А-Г».

Согласно проекту реконструкции основные архитектурно-планировочные и конструктивные изменения включают в себя: замену существующих деревянных перекрытий на монолитные железобетонные; замену конструкций крыши; частичную надстройку здания.

В связи с этим было принято решение выполнить усиление грунтов основания под фундаментами путем силикатизации.

Для выполнения работ по усилению грунтов основания авторами разработано несколько вариантов организационно-технологических решений по усилению грунтов оснований. Особое внимание уделялось фактору стесненности. На основе анализа вариантов была принята наиболее эффективная и рациональная схема выполнения работ.

Разработанные организационно-технологические решения были отображены в технологической карте в составе ППР (рис.1).

С целью обеспечения безопасности выполнения работ, здание условно было разбито на 2 захватки. Захватка №1 - выполнение работ в осях 1-7/А-Г», захватка №2 - выполнение работ в осях 7-15/А-Г» в соответствии с функциональными блоками. Работы на захватках выполнялись последовательными потоками.

До начала выполнения работ на Захватке №1 был проведен комплекс подготовительных работ: созданы безопасные условия выполнения работ (ограждение территории, установка указателей опасной зоны); выявлены и отключены подземные инженерные сети и коммуникации (водопровода, канализации, газопровода, кабельных сетей); обустроена площадка электроосвещением, средствами пожаротушения; доставлены на строительную площадку и приведены в эксплуатационное состояние необходимые средства механизации, инвентарь и приспособления.

После выполнения работ подготовительного этапа, приступили к выполнению работ по усилению грунтов основания. В соответствии с разработанными организационно-технологическими решениями выполнение работ начали на Захватке №1: сначала выполнили усиление колонн в середине здания в осях "2-6/Б-В", затем усиление выполнили с внешней стороны здания вдоль осей "А", "1", "Г".

Комплекс работ по усилению грунтов основания включал в себя следующие организационно-технологические этапы:

- выполнение работ по разборке отмостки вокруг здания;
- выполнение разметки мест (рядов) под инъектирование. Разборка пола в местах устройства скважин;
- бурение наклонных скважин с помощью сверла электрического ручного СЭР-19М в шахматном порядке (рис.1);
- погружение инъекторов-герметизаторов на заданные глубины в предварительно пробуренные скважины. Перед погружением инъекторов в грунт отверстия в перфорированных звеньях были замазаны пластичной глиной, тавотом, чтобы избежать засорения грунтом;
- приготовление геокомпозитного раствора согласно инструкции по смешиванию компонентов;
- нагнетание раствора в грунт сквозь инъекторы с помощью компрессора. Нагнетание раствора выполнялось по участкам (3-7 инъекторов на 1 участок) одновременно во все инъекторы на участке;
- завершение процесса нагнетания. Извлечение инъекторов из скважины с переносом на следующий участок выполнялось после появления раствора в соседних скважинах;
- выполнение работ по тампонированию скважины после инъекторования. Отверстия в грунте, оставшиеся после окончания работ по закреплению грунта и извлечения инъекторов были затампанованы цементным раствором или пластичной глиной.

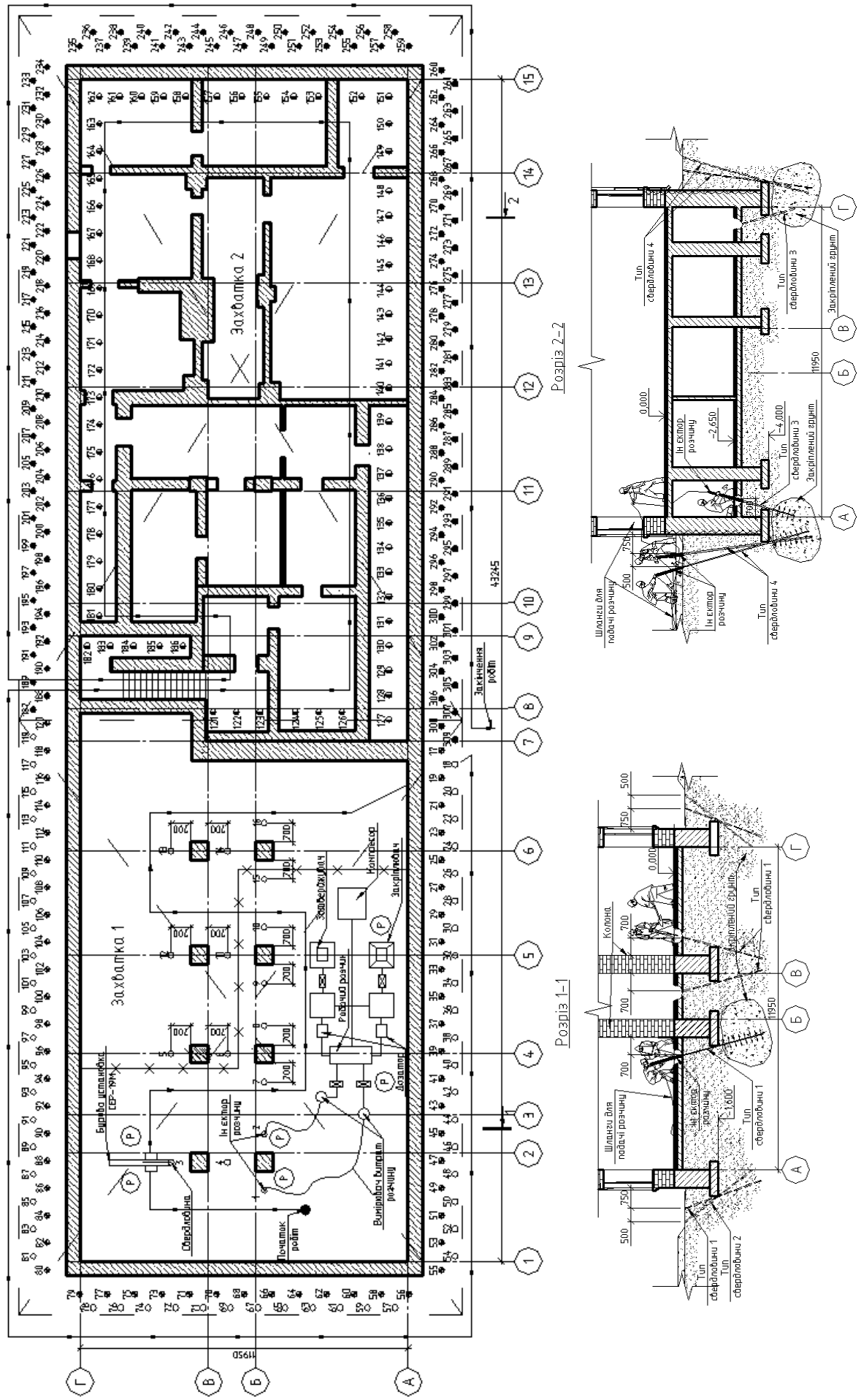


Рис.1. Схема выполнения работ по усилению грунтов основания под фундаментами здания.

После завершения работ на 1 захватке и выполнении работ подготовительного периода на 2 захватке, приступили к выполнению работ по усилению грунтового основания под фундаментами на 2 захватке в осях 7-15/А-Г». Работы на 2 захватке велись в следующей последовательности:

- выполнение работ по усилению грунтов внутри здания (подвальная часть) вдоль оси "7", "А", "15", "Г", "9";

- выполнение работ снаружи здания: сначала вдоль оси "Г", потом вдоль осей "15","А" к оси "7".

В процессе выполнения работ по искусственному закреплению грунтов постоянно контролировалось качество исходных химических материалов, рабочих растворов и смесей, а также качество выполненных работ.

В представленной выше технологической последовательности было выявлено целый ряд особенностей, которые не были учтены ранее. Выявлено, что при сверлении скважин под инъектирование растворов, в ряде случаев, бур натыкался на твердые включения, что не давало возможности установить инъектор на проектную глубину. Это требовало выполнения работ по устройству дополнительных скважин–дублей.

При закачивании раствора в скважины расход материала был различен, а на отдельных участках составил всего 35% от расчетного показателя. Это требовало проверки распространения раствора в толще грунтов и, соответственно, проверки прочности грунтов основания.

Указанные особенности приводили к увеличению затрат на выполнение работ. В результате увеличение трудоемкости составило около 7.3%, стоимости работ на 5.5% и продолжительности выполнения работ на 4%.

Выводы и рекомендации. Рассмотренный пример свидетельствует о том, что усиление грунтов основания под фундаментами реконструируемых зданий является специфическим строительным процессом с рядом особенностей. Учет этих особенностей является обязательным при проектировании технологии и организации выполнения данного вида работ.

При разработке ПОС и ППР на выполнение этих работ определение параметров ТЭП (трудоемкость, стоимость и продолжительность работ) осуществлялось с учетом коэффициента 1.07.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ:

1. Шагин А. Л. Реконструкция зданий и сооружений. / А. Л. Шагин, Д.Ф. Гончаренко, Ю. В. Бондаренко. – Москва: Высшая школа, 1991. – 352 с.

2. Савйовский В.В. Возведение и реконструкция сооружений. / В.В. Савйовский - К.: Лира-К, 2015. - 267 с.

3. V.Savyovsky. Special features of buildings construction in restrained urban conditions. / V.Savyovsky, D.Solovey // 15th International scientific conference VSU. - Sofia. Bulgaria. - 2015. — P. 348-353.

4. Савйовський В. В. Будівельно-монтажні роботи в умовах реконструкції / В. В. Савйовський. – Київ: ІСДО, 1994. – 155 с.

5. Савйовский В. В. Технология реконструкции. / В. В. Савйовский. – Харьков: Основа, 1997. – 248 с.

6. Афанасьев А. А. Реконструкция жилых зданий. Часть I. Технологии восстановления эксплуатационной надежности жилых зданий. Учебное пособие. / А. А. Афанасьев, Е. П. Матвеев. – Москва, 2008. – 479 с.

7. Ржаницын Б. А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. / Б. А. Ржаницын. – Москва: Стройиздат, 1985. – 264 с.

8. Швец В. Б. Усиление и реконструкция фундаментов. / В. Б. Швец, В. И. Феклин, Л. К. Гинзбург. – Москва: Стройиздат, 1985. – 204 с.

9. Аскалонов В. В. Силикатизация лессовых грунтов. / В. В. Аскалонов. – Москва: Стройиздат, 1959. – 40 с.

10. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 52 с.

11. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та

конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.– К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.

12. ДБН В.1.2-12-2008. СНББ. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. –К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 36 с.

13. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 86 с.

АНОТАЦІЯ

Стаття присвячена актуальній проблемі виконання робіт з штучного закріплення ґрунтів основи при реконструкції будівель. Основна увага приділяється питанню дослідження і врахування особливостей виконання даних робіт в щільних умовах. Розглянуто вплив розроблених організаційно-технологічних рішень на техніко-економічні показники (ТЕП) будівельних робіт. Рішення зазначеної проблеми показано на практичному прикладі реконструкції будівлі.

Ключові слова: реконструкції будівель, закріплення ґрунтів основ фундаментів, щільні умови, техніко-економічні показники будівельно-монтажних робіт.

ANNOTATION

The article is devoted the problem of performance of works on artificial consolidation of the Foundation soils for the reconstruction of buildings. Focuses on the research question and considering the peculiarities of execution of these works in cramped conditions, influence the organizational and technological solutions on technical and economic indices of construction works. The solution to this problem is shown on a practical example of reconstruction of the building.

Keywords: reconstruction of buildings, consolidation of foundation soils, cramped conditions, technical and economic indicators of construction and installation works.

УДК 691.327:666.973

Леонович С.Н., д.т.н., проф., Белорусский национальный технический университет, г. Минск
Полейко Н.Л., к.т.н., доц., Белорусский национальный технический университет, г. Минск

ТЕХНОЛОГИЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИОННОЙ И АНТИКОРРОЗИОННОЙ ЗАЩИТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СОСТАВОВ ПРОНИКАЮЩЕГО ДЕЙСТВИЯ

В данной работе приводятся результаты исследований поровой структуры бетона с применением системы «Кальматрон», в зависимости от условий и сроков твердения, а также от содержания кольматирующей добавки. Подтверждены предпосылки о том, что со временем, в результате химических реакций происходит кольматация капиллярных пор, снижается водопоглощение бетона, увеличивается его водонепроницаемость и морозостойкость.

Полученные результаты нашли применение при изготовлении железобетонных конструкций, к которым предъявляются повышенные требования по водонепроницаемости и морозостойкости на промышленных предприятиях строительной отрасли.

Определены конструкции, где применение системы «Кальматрон» наиболее эффективно.

Ключевые слова: *железобетонные конструкции, бетон, прочность, водонепроницаемость, морозостойкость, пористость, структура, сцепление.*

ВВЕДЕНИЕ. Учитывая тенденцию последних лет использования в промышленности строительных материалов отходов производства, применения для изготовления бетонных и железобетонных конструкций вяжущих с пониженным содержанием клинкерного фонда, необходимо решать вопросы долговечности этих конструкций даже при эксплуатации в нормальных атмосферных условиях [1-8].

конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.– К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.

12. ДБН В.1.2-12-2008. СНББ. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. –К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 36 с.

13. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 86 с.

АНОТАЦІЯ

Стаття присвячена актуальній проблемі виконання робіт з штучного закріплення ґрунтів основи при реконструкції будівель. Основна увага приділяється питанню дослідження і врахування особливостей виконання даних робіт в щільних умовах. Розглянуто вплив розроблених організаційно-технологічних рішень на техніко-економічні показники (ТЕП) будівельних робіт. Рішення зазначеної проблеми показано на практичному прикладі реконструкції будівлі.

Ключові слова: реконструкції будівель, закріплення ґрунтів основ фундаментів, щільні умови, техніко-економічні показники будівельно-монтажних робіт.

ANNOTATION

The article is devoted the problem of performance of works on artificial consolidation of the Foundation soils for the reconstruction of buildings. Focuses on the research question and considering the peculiarities of execution of these works in cramped conditions, influence the organizational and technological solutions on technical and economic indices of construction works. The solution to this problem is shown on a practical example of reconstruction of the building.

Keywords: reconstruction of buildings, consolidation of foundation soils, cramped conditions, technical and economic indicators of construction and installation works.

УДК 691.327:666.973

Леонович С.Н., д.т.н., проф., Белорусский национальный технический университет, г. Минск
Полейко Н.Л., к.т.н., доц., Белорусский национальный технический университет, г. Минск

ТЕХНОЛОГИЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИОННОЙ И АНТИКОРРОЗИОННОЙ ЗАЩИТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СОСТАВОВ ПРОНИКАЮЩЕГО ДЕЙСТВИЯ

В данной работе приводятся результаты исследований поровой структуры бетона с применением системы «Кальматрон», в зависимости от условий и сроков твердения, а также от содержания кольматирующей добавки. Подтверждены предпосылки о том, что со временем, в результате химических реакций происходит кольматация капиллярных пор, снижается водопоглощение бетона, увеличивается его водонепроницаемость и морозостойкость.

Полученные результаты нашли применение при изготовлении железобетонных конструкций, к которым предъявляются повышенные требования по водонепроницаемости и морозостойкости на промышленных предприятиях строительной отрасли.

Определены конструкции, где применение системы «Кальматрон» наиболее эффективно.

Ключевые слова: *железобетонные конструкции, бетон, прочность, водонепроницаемость, морозостойкость, пористость, структура, сцепление.*

ВВЕДЕНИЕ. Учитывая тенденцию последних лет использования в промышленности строительных материалов отходов производства, применения для изготовления бетонных и железобетонных конструкций вяжущих с пониженным содержанием клинкерного фонда, необходимо решать вопросы долговечности этих конструкций даже при эксплуатации в нормальных атмосферных условиях [1-8].

Водонепроницаемость – одна из основных технических характеристик, определяющих эксплуатационность и долговечность бетонных конструкций. Проницаемость бетона в значительной степени зависит от состава бетонной смеси, качества уплотнения, ухода за бетоном, степени гидратации цемента и условий эксплуатации конструкций. Особо остро стоит вопрос о восстановлении водонепроницаемости бетона в условиях эксплуатации, при которых выявлены признаки разрушения бетона.

Технологический процесс изготовления конструкций, режим тепловлажностной обработки бетона сопряжены с большой вероятностью образования температурных, усадочных и силовых трещин, наличием зон контакта свежеуложенной бетонной смеси и затвердевшего бетона, наличием водных пленок вокруг арматуры и крупного заполнителя.

Постоянная миграция влаги в массиве бетона за счет капиллярного подсоса, испарения, перепада температур на различных поверхностях являются определяющим фактором процесса интенсификации разрушения цементного камня [1-8].

Целью данного исследования является установление зависимости между проницаемостью и морозостойкостью, что позволяет прогнозировать долговечность бетона конструкций.

Актуальная задача снижения проницаемости бетона конструкций достигается главным образом путем кольматации пор и капилляров.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ, АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ. Состав цементный проникающего действия «Кальматрон» представляет собой сухую смесь: вяжущего – цемента, фракционированного песка и специальных химических добавок и изготавливается по СТБ 1543-2005 «Смеси сухие гидроизоляционные. Технические условия».

Состав «Кальматрон» предназначен для защиты капиллярно-пористых строительных материалов (тяжелых, легких, мелкозернистых и ячеистых бетонов и кирпича) от климатических и техногенных видов коррозии, для гидроизоляции строительных конструкций, сооружений, емкостей.

Основные показатели состава «Кальматрон» приведены в таблице 1.

Таблица 1

Физико-механические показатели состава «Кальматрон».

№ п/п	*Наименование показателя*	*Нормативное значение*
1	2	3
1	Внешний вид	Серый порошок с серыми включениями
2	Влажность, % не более	2,5
3	Сроки схватывания, мин - начало, не менее - окончание, не более	 30 180
4	Прочность при сжатии, МПа не менее	М 25
5	Марка по морозостойкости, не менее	F 300
6	Марка по водонепроницаемости, не менее	W 10
7	Коррозионное состояние стальной арматуры	Устойчиво-пассивное
8	Удельная поверхность, $см^2/г$	2874

Для проведения испытаний состава «Кальматрон» в качестве защитного покрытия на бетоне были изготовлены контрольные образцы, а также образцы бетона, предназначенные для нанесения материала. В качестве вяжущего применялся портландцемент ОАО «Красносельскстройматериалы» «ПЦ-400-Д0»; в качестве мелкого заполнителя применялся кварцевый песок карьера «Крапужино», крупного заполнителя – гранитный щебень фракции 5...20 мм Микашевичского карьера. Расход материалов на 1 $м^3$ бетона: цемент – 320 кг; песок – 630 кг; щебень – 1120 кг; вода – 175 л.

После изготовления бетонные образцы были выдержаны в камере нормально-влажностного твердения в течение 28 суток, затем покрыты составом «Кальматрон».

Приготовление рабочего состава на основе сухой смеси «Кальматрон» и нанесение покрытия на образцы осуществляли согласно технологической карты ТК 111/03/07-2004. Для приготовления рабочего состава сухую смесь затворяли водой в количестве 240…250 мл на 1 кг материала.

Все бетонные образцы перед нанесением состава «Кальматрон» насыщались водой. Нанесение состава «Кальматрон»

на бетонные поверхности образцов осуществлялось с помощью шпателя за один проход. Толщина нанесенного защитного слоя покрытия составляла 3…5 мм. Образцы с нанесенным покрытием выдерживали до испытаний в камере нормально-влажностного твердения.

Определение водонепроницаемости бетонных образцов-цилиндров с покрытием на основе состава «Кальматрон» и бетонных образцов без защиты проводили в соответствии с требованиями ГОСТ 12730.5-84 «Бетоны. Методы определения водонепроницаемости». Перед проведением испытаний образцы с нанесенным составом «Кальматрон» погружали рабочими поверхностями в емкость с водой на глубину 5 мм (толщина гидроизолирующего слоя состава «Кальматрон») и выдерживали в течение 72 часов. Давление поднимали ступенями по 0,2 МПа, начиная с 0,2 МПа до 1,2 МПа и выдерживали на каждой ступени в течение 6 часов. Испытания продолжали до появления мокрого пятна на верхней торцевой поверхности. Водонепроницаемость серии образцов оценивали максимальным давлением воды, при котором на четырех из шести образцов не наблюдается признаков фильтрации воды.

Для бетонных образцов с покрытием на основе состава «Кальматрон» испытания проводили при прямом (со стороны покрытия) и обратном (со стороны торца образца, необработанного покрытием) давлении воды. Результаты испытаний на водонепроницаемость представлены в таблице 2.

Таблица 2

Результаты испытаний на водонепроницаемость

Маркировка образцов	*Вид материала*	*Направление давления*	*Результат по серии образцов*
1	2	3	4
Серия 1а	Бетон с покрытием «Кальматрон»	Прямое	W 10
Серия 1б	Бетон с покрытием «Кальматрон»	Обратное	W 6
Серия 2	Контрольные образцы бетона	Прямое	W 2

В соответствии с результатами испытаний, покрытие на основе состава «Кальматрон» повышает марку по водонепроницаемости бетона при прямом давлении воды – на четыре ступени, при обратном – на две ступени.

Определение морозостойкости бетонных образцов с покрытием составом «Кальматрон» и без покрытия проводили в соответствии с требованиями ГОСТ 10060.2-95 «Бетоны. Методы определения морозостойкости». Морозостойкость определяли по ускоренному методу при многократном переменном замораживании-оттаивании в пятипроцентном растворе хлорида натрия при температуре минус (50±5)ºС. Оттаивание образцов происходило при температуре плюс (18±2)ºС.

Соотношение между числом циклов испытаний по ускоренному методу, основанному на замораживании-оттаивании в растворе соли и морозостойкостью принимали по таблице 3.

Таблица 3

Соотношение между количеством циклов испытаний и морозостойкостью

Число циклов замораживания-оттаивания	100	200	300	400
Число ускоренных циклов испытаний	3	5	8	12

Оценку состояния образцов с покрытием производили по изменению внешнего вида и прочности. Результаты испытаний приведены в таблице 4 и таблице 5 соответственно.

Морозостойкость образцов оценивали числом циклов замораживания-оттаивания, при котором не наблюдалось снижения прочности бетона контрольного и обработанного составом «Кальматрон» более, чем на 5 % от исходной величины.

Контрольные образцы бетона после 12 циклов практически полностью разрушились.

Результаты испытаний на морозостойкость показали, образцы бетона с покрытием на основе состава «Кальматрон» выдержали 8 циклов замораживания-оттаивания, бетон без защиты – 5 циклов, что соответствует марке по морозостойкости F 300 и F 200 соответственно.

Таблица 4

Изменение внешнего вида образцов в процессе испытания на морозостойкость.

Вид образцов	*Сроки испытаний образцов*			
	3 цикла	*5 циклов*	*8 циклов*	*12 циклов*
1	2	3	4	5
Бетон с покрытием составом «Кальматрон»	Сильное шелушение покрытия составом «Кальматрон»	Сильное разрушение покрытия составом «Кальматрон» на всех гранях, бетон без изменений	Полное разрушение покрытия составом «Кальматрон», слабое шелушение бетона на отдельных гранях	Сильное шелушение поверхности бетона
Контрольный бетон	Шелушение поверхности бетона на отдельных гранях	Сильное шелушение поверхности бетона	Сильное поверхностное разрушение бетона на гранях, углах и ребрах, скругление углов	Практически полное разрушение образцов

Таблица 5

Изменение прочности на сжатие образцов в процессе испытания на морозостойкость.

Вид образцов	*До испытаний*	*После 3 циклов*		*После 5 циклов*		*После 8 циклов*		*После 12 циклов*	
	$R_{ср}$, *МПа*	$R_{ср}$, *МПа*	*ΔR, %*	$R_{ср}$, *МПа*	*ΔR, %*	$R_{ср}$, *МПа*	*ΔR, %*	$R_{ср}$, *МПа*	*ΔR, %*
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*
Бетон с покрытием «Кальматрон»	25,7	-	-	25,2	-1,9	24,7	-3,9	23,1	-10,1
Контрольный бетон	23,5	22,8	-2,9	22,4	-4,7	20,6	-12,3	-	-

Определение прочности сцепления покрытия «Кальматрон» с бетоном проводили в соответствии с ГОСТ 28574-90 «Защита от коррозии в строительстве. Конструкции бетонные и железобетонные. Методы испытаний адгезии защитных покрытий». Для определения количественной величины адгезии материалов к основанию использовали метод нормального отрыва, заключающийся в изменении силы отрыва покрытия от защищаемой поверхности при помощи приклеенного к покрытию металлического штампа и динамометра.

Результаты определения адгезии покрытия «Кальматрон» к бетону показали, что покрытие обладает высокими адгезионными свойствами. Величина адгезии составляет 3,3 МПа.

Определение прочности на сжатие проводили на контрольных образцах из бетона и бетонных образцах, обработанных составом «Кальматрон», в соответствии с ГОСТ 10180-90 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам». Установлено, что повышение прочности при сжатии бетонных образцов, обработанных составом «Кальматрон», по сравнению с контрольными образцами бетона без защиты составляет около 7 %.

Результаты испытаний бетона с покрытием на основе состава «Кальматрон» по основным показателям качества по сравнению с бетоном без защиты приведены в обобщенной таблице 6.

Таблица 6

Результаты испытаний

№ п/п	*Наименование показателя, единица измерения*	*Обозначение НТД на испытание*	*Результаты испытаний*	
			Бетон с покрытием составом «Кальматрон»	*Бетон без защиты*
1	2	3	4	5
1	Водонепроницаемость, МПа: - прямое давление - обратное давление	ГОСТ 1 2730.5-84	W10 W6	W2 -
2	Морозостойкость, циклы	ГОСТ 10060.2-95	300	200
3	Прочность сцепления с бетоном (адгезия), МПа	ГОСТ 28574-90	3,3	-
4	Прочность на сжатие, МПа	ГОСТ 10180-90	27,7	25,8

Определение глубины проникновения состава «Кальматрон» в бетон проводили на образцах, одна из граней которых была обработана составом «Кальматрон». Для решения поставленной задачи проводился морфологический анализ с использованием оптической и электронной микроскопии.

Оптический морфологический анализ проводился на установке МП-3 с использованием контрастирующего высокодисперсного люминофора.

Для проведения морфологических исследований образец разрезался на равные части и одна из полученных поверхностей шлифовалась и полировалась. После механических операций образец промывался, а поверхность обрабатывалась ультразвуком в воде для полной очистки поверхности от следов шлифовальных и полировальных порошков.

Визуальный анализ срезов показал, что в обоих представленных образцах под поверхностью нанесенного слоя «Кальматрона» наблюдается область, отличающаяся более темным цветом (т.е. имеющая статистически более низкую отражательную способность примерно на 2÷5%). Область распространяется на глубину до 45 мм.

Морфологический анализ слоя «Кальматрона» показал, что он имеет микропористую структуру (рис. 1). Граница между слоем «Кальматрона» и бетона отсутствует, и различить их можно только по виду заполнителя (рис. 2). Параметры пористости состава «Кальматрон» приведены на рисунке 3.

Основная пористость распределена в интервале 10÷50 мкм с центром распределения 15 мкм, относительная пористость 9,8 %.

Анализ структуры бетона показывает, что он является крупнопористым объектом с равномерно распределенными фильтрационными и диффузионными каналами. Бетон имеет развитую структуру пор воздухововлечения размером от 10 мкм до 1,5 мм (рис. 4), с преобладанием мелкопористой структуры с центром распределения 50 мкм. Поры обособленные. Пористость бетона – 12,4 %. Результаты морфологического анализа приведены на рисунке 5.

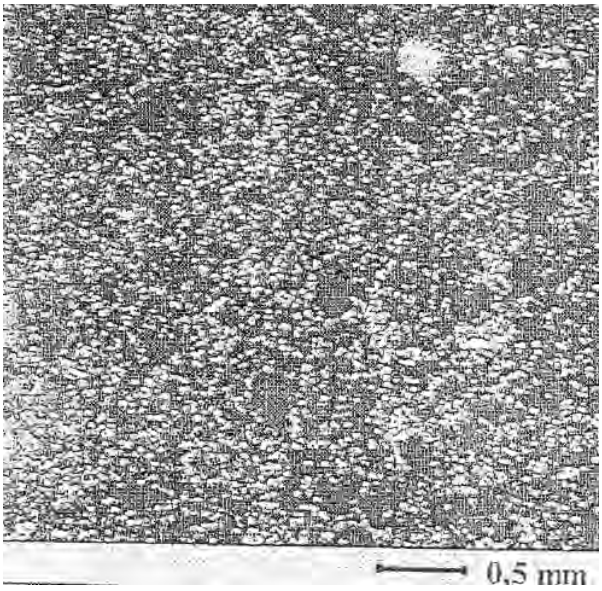


Рис. 1. Визуализированная внедрением высокодисперсного люминофора поровая структура слоя состава «Кальматрон».

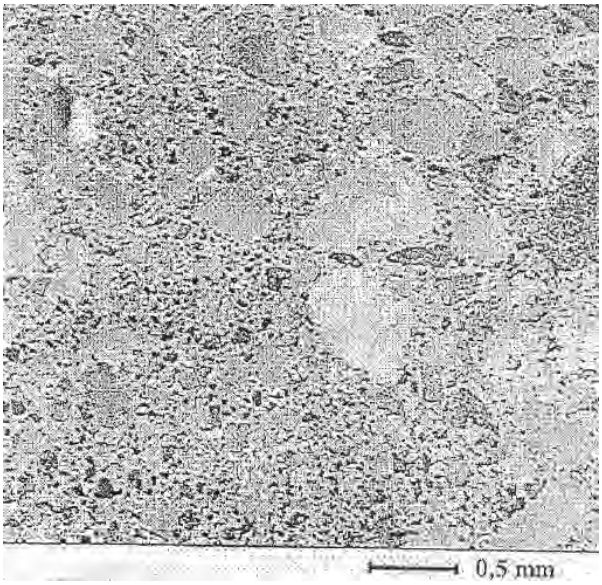


Рис. 2. Общий вид образца в окрестности контактной области. Слева – слой состава «Кальматрон», справа – бетон.

Для анализа распространения кольматирующего вещества проводилось электронно-микроскопическое исследование скола. Анализ показал, что до глубины 1,5…2 мм под поверхностью «Кальматрона» обнаруживаются заполненные фильтрующимся веществом поры (рис. 6), с увеличением глубины от обработанной поверхности число заполненных пор уменьшается, и на глубине около 4 мм их количество не превышает 1 % общего числа пор.

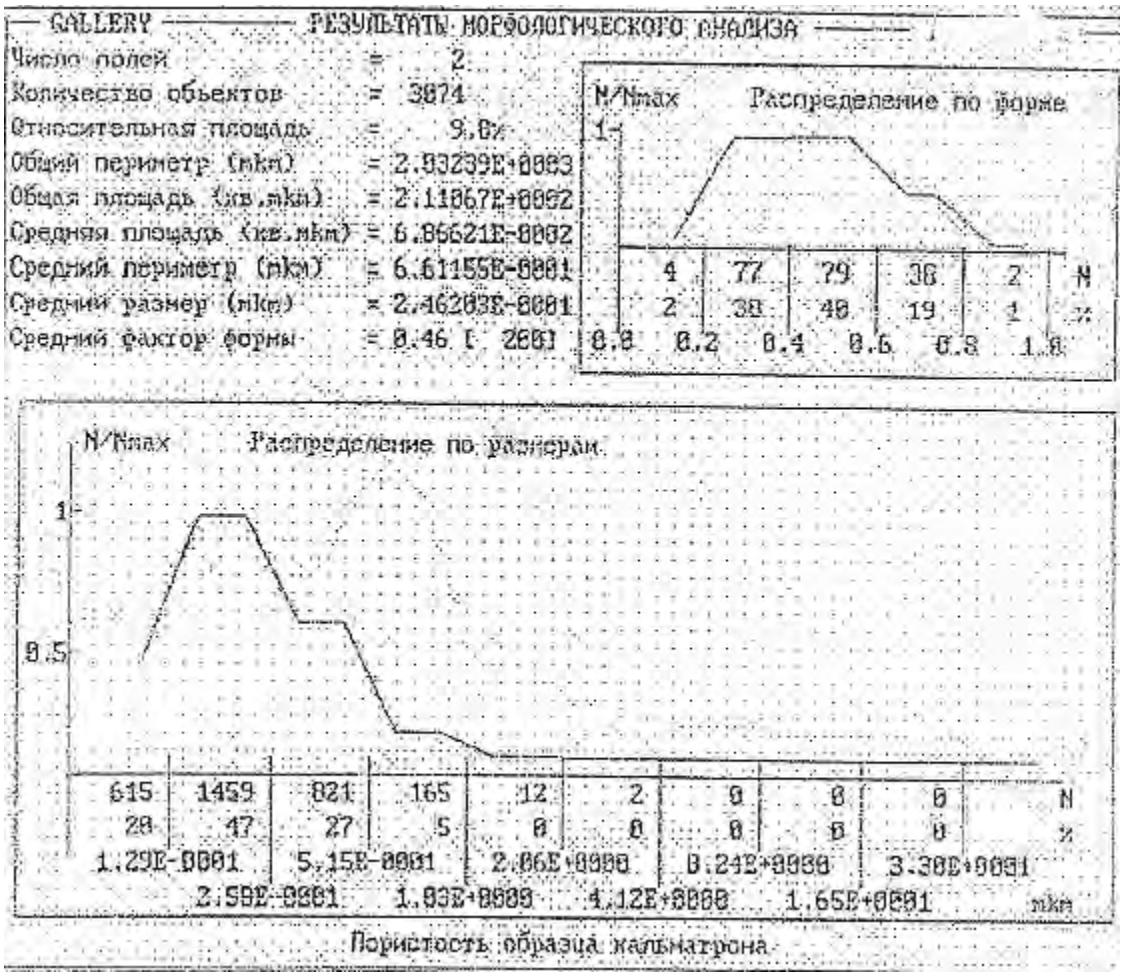


Рис. 3. Пористость образца состава «Кальматрон»

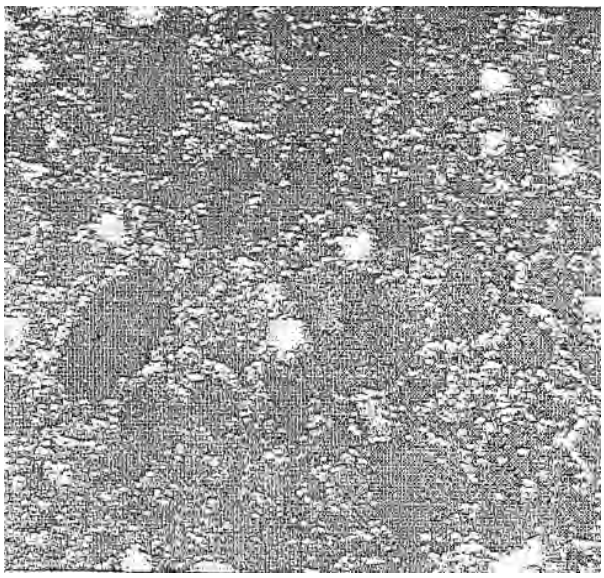


Рис. 4. Поровая структура бетона

Можно предположить, что в состав «Кальматрон» входят вещества, образующие в воде истинный раствор. Раствор распространяется по телу бетона по капиллярам. На глубине до 1,5÷2 мм наблюдается частичное или полное заполнение пор дисперсными продуктами, содержащимися в составе «Кальматрон», которые блокируют большую часть фильтрационного пространства, находящегося в пограничной области между бетоном и составом «Кальматрон». Поэтому в дальнейшем распространение жидкости идет преимущественно по диффузионным каналам за счет градиента концентрации. Таким образом, раствр, образовавшийся при насыщении состава «Кальматрон» водой, будет распространяться до глубины, определяемой объемом диффундирующей жидкости.

Обобщение результатов морфологического анализа, проведенного оптическим и электронно-микроскопическим методами, позволяет сделать вывод, что слой состава «Кальматрон», нанесенный на поверхность бетона, представляет собой микропористую структуру, фильтрационные каналы в которой практически отсутствуют. Область контакта между составом «Кальматрон» и бетоном монолитна за счет проникновения дисперсных составляющих состава «Кальматрон» в структуру бетона.

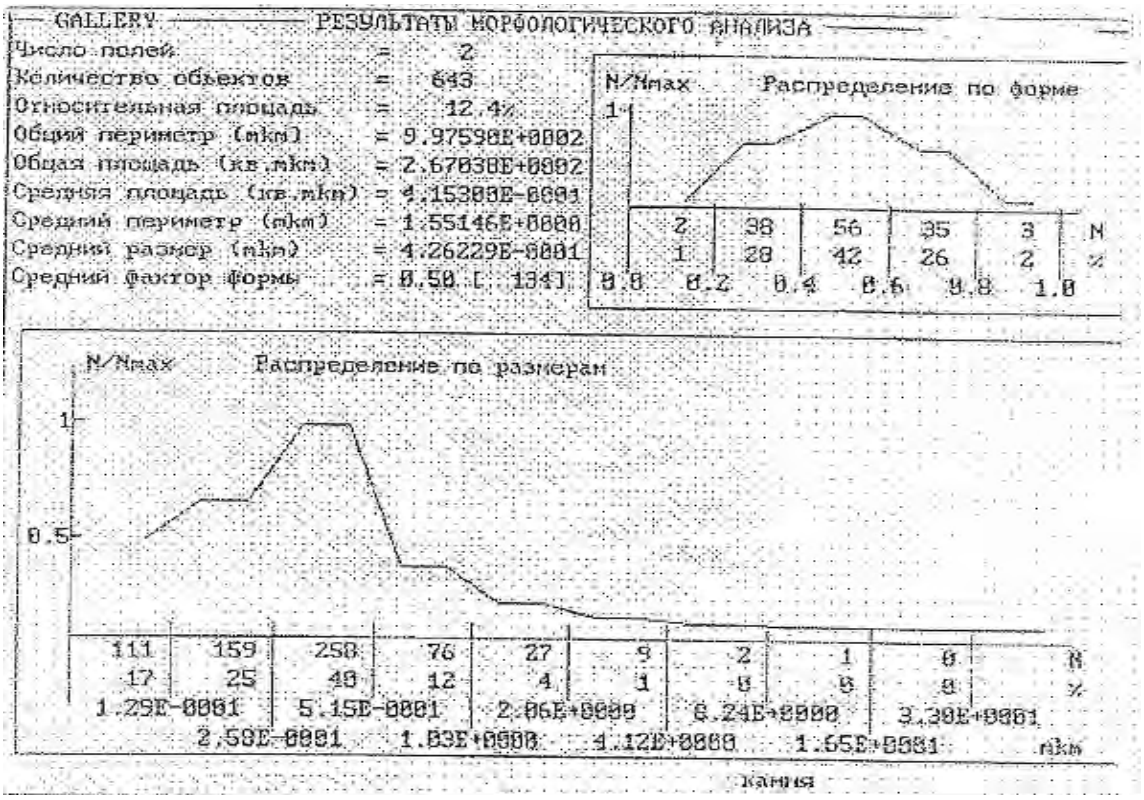


Рис. 5. Пористость образца бетона

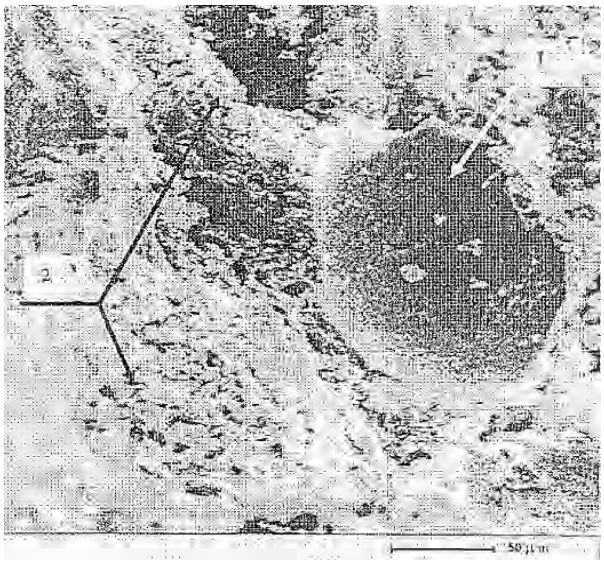


Рис. 6. Поры в бетоне:
1 – замкнутая (недоступная для проникновения раствора) пора;
2 – поры, заполненные веществом, кристаллизовавшимся из водного раствора состава «Кальматрон».

Взаимодействие состава «Кальматрон» с бетоном происходит поэтапно. При затворении водой состава «Кальматрон» образуются гидраты клинкерных минералов и водный раствор. На первом этапе формируется контактная область, в которой состав «Кальматрон» занимает все свободное пространство доступных пустот бетона, блокируя фильтрационные каналы. На втором этапе протекает диффузионный перенос раствора в глубь бетона, лимитированный объемом образовавшегося раствора. Кольматирующий эффект защитного состава определяется блокированием фильтрационного объема веществами, кристаллизующимися из раствора, проникшего в тело бетона, и купированием диффузионного объема при повторном смачивании поверхности слоя состава «Кальматрон».

Установлено, что под поверхностью нанесенного слоя состава «Кальматрон» отчетливо имеется область, распространяющаяся на глубину до 45 мм, более темная по цвету (имеющая статистически более низкую отражательную способность).

До глубины 1,5÷2 мм под поверхностью состава «Кальматрон» обнаруживаются заполненные фильтрующимся веществом поры; с увеличением глубины от обработанной поверхности число заполненных пор уменьшается, и на глубине более 4 мм их нет.

Таким образом, установлено, что область контакта состава «Кальматрон» с бетоном (толщиной до 0,5 мм) монолитна,

в слое бетона до глубины 2 мм от поверхности поры частично заполнены фильтрующимся веществом, а зона влияния проникновения растворимой части состава «Кальматрон» прослеживается до глубины 45 мм от поверхности.

ВЫВОДЫ.

1. Покрытие на основе состава «Кальматрон» обладает высокими адгезионными свойствами к бетонной поверхности (3,3 МПа).

2. Нанесение покрытия на основе состава «Кальматрон» на бетон позволяет увеличить марку бетона по водонепроницаемости на 4 ступени (с W 2 до W 10) при прямом давлении воды, на 2 ступени при обратном давлении, повысить морозостойкость бетона с 200 до 300 циклов и повысить прочность бетона на 7%.

3. В слое бетона до глубины 2 мм от поверхности поры заполнены фильтрующимся веществом, а зона влияния проникновения растворимой части состава «Кальматрон» прослеживается до глубины 45 мм от поверхности.

4. Промышленная апробация (очистные сооружения ОАО «Красносельскмтройматериалы»; резервуары РУП «Беларуськалий»; дымовые трубы ТЭЦ-5; градирни ТЭЦ-4; очистные сооружения ТЭЦ-3; транспортные эстакады ОАО «Нафтан») подтвердила эффективность использования состава «Кальматрон» в качестве защитного покрытия проникающего действия.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ:

1. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях: Монография [в 2-х ч.] / Леонович С.Н., Литвиновский Д.А., Чернякевич О.Ю., Степанова А.В.; под ред. д.т.н., проф. С.Н. Леоновича. – Минск: БНТУ, 2016. – 597 с.

2. Розенталь, Н.К. Защитные материалы проникающего действия для повышения долговечности конструкций / Н.К. Розенталь, В.Ф. Степанова, Г.В. Чехний // Долговечность строительных конструкций. Теория и практика защиты от коррозии. – М.: Центр экономики и маркетинга, 2002. – С. 75-79.

3. Герчин, Д.В. Особенности применения защитного состава «Кальматрон» для повышения долговечности бетонов зданий и сооружений / Д.В. Герчин // Материалы Международной конференции «Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве». – СПб.: РНФ «Роза мира», 2007. – С. 338-343.

4. Полейко, Н.Л. Повышение долговечности бетона с применением состава «Кальматрон» / Н.Л. Полейко, Р.Ф. Осос, Д.Н. Полейко, С.В. Журавский // Материалы Международной конференции «Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве». – СПб.: РНФ «Роза мира», 2007. – С. 377-383.

5. Полейко, Н.Л. Гидроизоляционный материал «Кальматрон» – перспективы применения / Н.Л. Полейко, Р.Ф. Осос, Д.Н. Полейко // Архитектура и строительство. - 2005. - № 5. – С. 94-97.

6. Полейко, Н.Л. Применение гидрофобизатора типа «Кальматрон» в производстве железобетонных труб методом виброгидропрессования / Н.Л. Полейко, Р.Ф. Осос, Д.Н. Полейко // Материалы Международной научно-технической конференции «Наука и технология строительных материалов. Состояние и перспективы развития». – Минск: БГТУ, 2005. – С. 216-219.

7. Полейко, Н.Л. Структура порового пространства бетона с добавкой «Кальматрон» / Н.Л. Полейко, Р.Ф. Осос, Д.Н. Полейко // Сборник статей Международного научно-практического семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь». – Минск: БНТУ, 2006. – С. 126–131.

8. Полейко, Н.Л. Повышение эксплуатационных характеристик бетона строительных конструкций с применением системы «Кальматрон» / Н.Л. Полейко, С.В. Журавский, Ю.Н. Темников // Сборник статей II Международного симпозиума «Проблемы современного бетона и железобетона» (г. Минск, 21-23 октября 2009 г.). – Минск: Минсктиппроект, 2009. – С. 365-375.

АНОТАЦІЯ

У даній роботі наводяться результати досліджень порової структури бетону з застосуванням системи «Кальматрон», в залежності від умов і термінів твердіння, а також від змісту кольматуючої добавки. Підтверджено передумови про те, що з часом, в результаті хімічних реакцій відбувається кольматація капілярних пор, знижується водопоглинання бетону, збільшується його водонепроникність і морозостійкість.

Отримані результати знайшли застосування при виготовленні залізобетонних конструкцій, до яких пред'являються підвищені вимоги по водонепроникності іморозостійкості на промислових підприємствах будівельної галузі.

Визначено конструкції, де застосування системи «Кальматрон» найбільш ефективно.

Ключові слова: залізобетонні конструкції, бетон, міцність, водонепроникність, морозостійкість, пористість, структура, зчеплення.

ANNOTATION

In this work results of research of concrete structures with application of «Kalmatron» system, depending on conditions and terms of solidification, and also from the maintenance colmatizating additives are presented. Preconditions are confirmed that in due course, as a result of chemical reactions occurs in colmatation a capillary time, concrete water absorption decreases and its watertightness and frost-resistance increases.

The results of application at manufacturing of reinforced concrete structures with increased requirements on watertightness and frost resistance at the industrial enterprises of building industry are shown.

Structures, where «Kalmatron» system is applied are most effective.

Keywords: reinforced concrete structures, concrete, strength, water-proofing, frost-resistance, porosity, structure, adhesion.

УДК 624.03:681.3

Банніков Д.О., д.т.н., проф., ДНУЗТ, м. Дніпро

ОЦІНКА ПРАКТИЧНОЇ ЗБІЖНОСТІ РЕЗУЛЬТАТІВ АНАЛІЗУ ПЛАСТИНЧАСТИХ МОДЕЛЕЙ В МЕТОДІ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

У практиці розрахунку будівельних конструкцій методом скінченних елементів із застосуванням пластинчастих моделей для коригування результатів в особливих зонах останнім часом використовується Hot-Spot-Stress процедура. Для уточнення технології її застосування автором проведені спеціальні дослідження на тестових моделях та моделях реальних конструкцій. В роботі наведені результати оцінки збіжності напружень в особливих зонах для пластинчастих моделей будівельних конструкцій, що розраховувалися із використанням методу скінченних елементів на базі ПОК SCAD for Windows. Їх аналіз свідчить про те, що використання пластинчастих скінченно-елементних моделей при врахуванні статичних навантажень є досить некоректним, та навіть заявлена процедура HSS виявляється недостатньою для отримання практично прийнятного рівня напружень. Тому пошук більш коректного підходу або процедури апроксимації має бути продовжений для різних випадків співвідношень жорсткістних характеристик розраховуваних елементів.

Ключові слова: *метод скінченних елементів, пластинчаста модель, збіжність напружень, сингулярність.*

Актуальність проблеми. В останні десятиріччя в галузі проектування будівельних конструкцій, так само як і машин та механізмів, практично безальтернативним методом розрахунку став один з чисельних методів будівельної механіки – метод скінченних елементів (МСЕ). Він був теоретично розроблений завдяки роботам О. Зенкевича [1], Г.

АНОТАЦІЯ

У даній роботі наводяться результати досліджень порової структури бетону з застосуванням системи «Кальматрон», в залежності від умов і термінів твердіння, а також від змісту кольматуючої добавки. Підтверджено передумови про те, що з часом, в результаті хімічних реакцій відбувається кольматація капілярних пор, знижується водопоглинання бетону, збільшується його водонепроникність і морозостійкість.

Отримані результати знайшли застосування при виготовленні залізобетонних конструкцій, до яких пред'являються підвищені вимоги по водонепроникності іморозостійкості на промислових підприємствах будівельної галузі.

Визначено конструкції, де застосування системи «Кальматрон» найбільш ефективно.

Ключові слова: залізобетонні конструкції, бетон, міцність, водонепроникність, морозостійкість, пористість, структура, зчеплення.

ANNOTATION

In this work results of research of concrete structures with application of «Kalmatron» system, depending on conditions and terms of solidification, and also from the maintenance colmatizating additives are presented. Preconditions are confirmed that in due course, as a result of chemical reactions occurs in colmatation a capillary time, concrete water absorption decreases and its watertightness and frost-resistance increases.

The results of application at manufacturing of reinforced concrete structures with increased requirements on watertightness and frost resistance at the industrial enterprises of building industry are shown.

Structures, where «Kalmatron» system is applied are most effective.

Keywords: reinforced concrete structures, concrete, strength, water-proofing, frost-resistance, porosity, structure, adhesion.

УДК 624.03:681.3

Банніков Д.О., д.т.н., проф., ДНУЗТ, м. Дніпро

ОЦІНКА ПРАКТИЧНОЇ ЗБІЖНОСТІ РЕЗУЛЬТАТІВ АНАЛІЗУ ПЛАСТИНЧАСТИХ МОДЕЛЕЙ В МЕТОДІ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

У практиці розрахунку будівельних конструкцій методом скінченних елементів із застосуванням пластинчастих моделей для коригування результатів в особливих зонах останнім часом використовується Hot-Spot-Stress процедура. Для уточнення технології її застосування автором проведені спеціальні дослідження на тестових моделях та моделях реальних конструкцій. В роботі наведені результати оцінки збіжності напружень в особливих зонах для пластинчастих моделей будівельних конструкцій, що розраховувалися із використанням методу скінченних елементів на базі ПОК SCAD for Windows. Їх аналіз свідчить про те, що використання пластинчастих скінченно-елементних моделей при врахуванні статичних навантажень є досить некоректним, та навіть заявлена процедура HSS виявляється недостатньою для отримання практично прийнятного рівня напружень. Тому пошук більш коректного підходу або процедури апроксимації має бути продовжений для різних випадків співвідношень жорсткістних характеристик розраховуваних елементів.

Ключові слова: *метод скінченних елементів, пластинчаста модель, збіжність напружень, сингулярність.*

Актуальність проблеми. В останні десятиріччя в галузі проектування будівельних конструкцій, так само як і машин та механізмів, практично безальтернативним методом розрахунку став один з чисельних методів будівельної механіки – метод скінченних елементів (МСЕ). Він був теоретично розроблений завдяки роботам О. Зенкевича [1], Г.

Стренга [2] й ін. та введений у вітчизняну практику проектування різноманітних конструкцій на основі досліджень Л.О. Розіна [3], К.П. Горбачова [4] та багатьох інших фахівців.

Метод має багато переваг, таких як наочна простота, придатність для формалізації у вигляді комп'ютерних програм, можливість аналізу складних систем та рішення динамічних задач, тощо. Ці переваги досить докладно та добре описані в спеціалізованій літературі та багаторазово підтверджені фахівцями при рішенні практичних задач [5, 6].

Одним з класів таких задач є побудова та аналіз на різноманітні статичні навантаження й впливи моделей несучих елементів будівельних конструкцій з використанням пластинчастих скінченних елементів. При цьому в різних програмних продуктах (таких як COSMOS-M, NASTRAN, FeMap, SCAD, Lira, ROBOT і т.д.) перевагу надають різним типам плоских скінченних елементів, які відрізняються як за геометричною формою, так і за математичною моделлю. Проте в усіх випадках використовується принцип знаходження зусиль, а далі напружень в досліджуваній області, через апроксимацію вузлових переміщень, які обчислюються точно.

На практиці це призводить до одного не досить приємного ефекту, який може бути названий як сингулярність за напруженнями. Цей ефект почав відмічатися фахівцями по мірі того, як підвищувалась потужність комп'ютерів, що надавало можливість створювати скінченно-елементні сітки з все більш дрібними елементами. Сутність ефекту полягає у відсутності збіжності (навіть наявності необмеженого росту рівня напружень) в місцях зміни геометрії досліджуваної області. Так, наприклад, за даними розробників програмного комплексу ANSYS, максимальний кут зміни геометрії простору має не перевищувати 5 °, хоча практичні результати з цього приводу не наводяться.

Така ситуація викликає суттєві складнощі при аналізі результатів розрахунку пластинчастих моделей в зонах стиковки окремих елементів між собою, наприклад, місцях приєднання ребер жорсткості або з'єднання стінок і полок елементів. Фактично, в цих зонах унеможливлюється отримання коректних результатів і призначення необхідних жорсткісних характеристик елементам конструкцій.

Аналіз останніх досліджень. Намагаючись вирішити дану проблему в останні роки розробляються різні підходи, одним з яких є так званий Hot-Spot-Stress метод (HSS). Його ідея полягає у виключенні області сингулірності з аналізу та лінійній екстраполяції отримуваних результатів в сусідніх областях простору на цю область. При цьому в якості границі некоректної області вказується відстань в пів-товщини елемента від її центру [7 – 11].

Автор даної публікації на протязі досить тривалого періоду часу займався практичними розрахунками різноманітних конструкцій МСЕ [12, 13], тому проблема збіжності результатів розрахунків та їх практичної оцінки його цікавила в повній мірі. Були проведені практичні дослідження стосовно застосування HSS-підходу для тестових моделей [14, 15], результати яких свідчили про можливість отримання стійкої збіжності результатів розрахунків, в першу чергу напружень, з однієї сторони та занадто високого їх рівня, порівняно з очікуваними даними, з іншої сторони. Таким чином, однозначних рекомендацій стосовно процедури використання HSS-підходу отримати не вдалося.

Мета досліджень. Новий цикл досліджень з метою уточнення технології застосування HSS-підходу був проведений на моделях реальних конструкцій.

Сутність досліджень. Всі моделі були побудовані в ПОК SCAD for Windows з використанням пластинчастих ізопараметричних елементів трикутної та прямокутної форми зі стандартної бібліотеки комплексу. В якості досліджуваних моделей розглядались скінченно-елементні моделі (СЕМ) покрівлі павільйону літнього кафе в м. Судак (рис. 1), бункеру агломерату комбінату «Криворіжсталь» (рис. 2) та силосу для зберігання пшениці одного з підприємств Черкаської області (рис. 3).

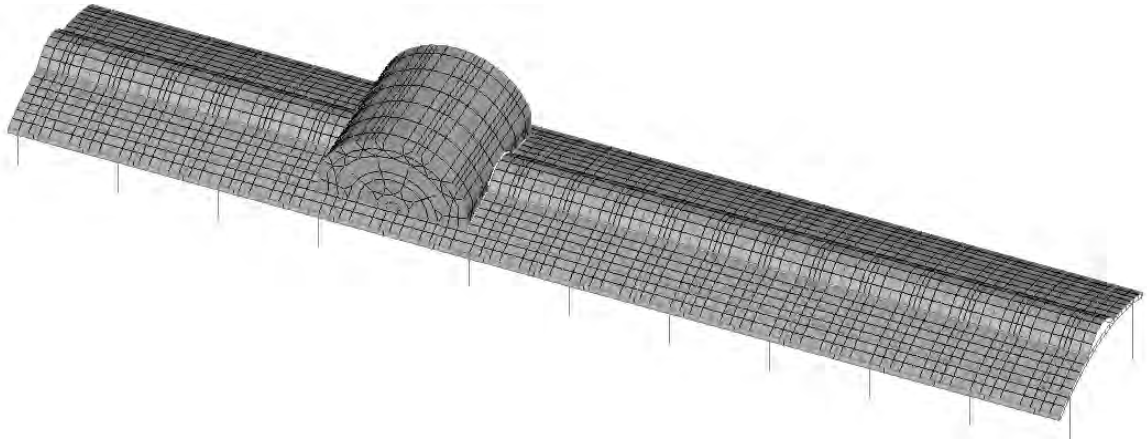


Рис. 1. СЕМ літнього кафе в м. Судак

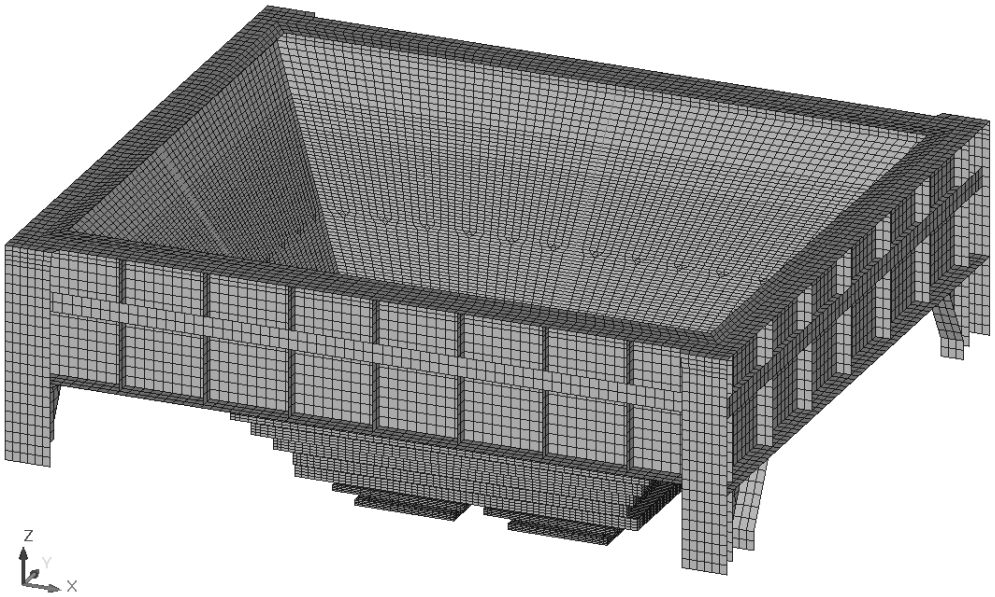
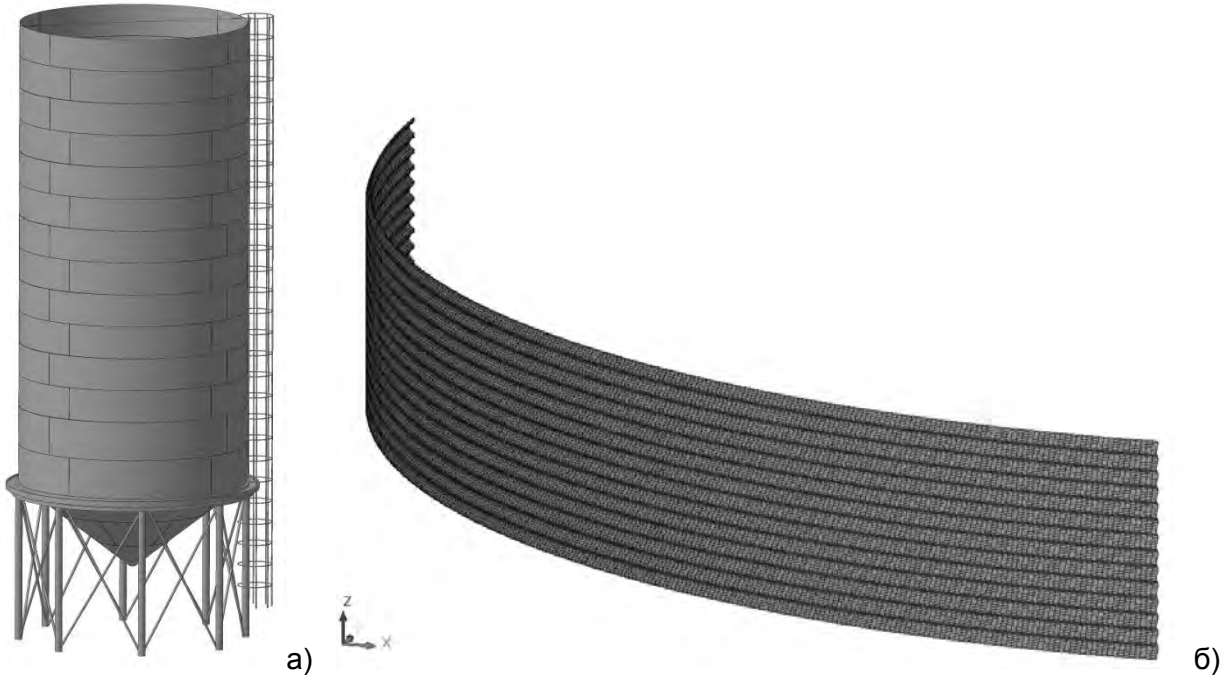


Рис. 2. СЕМ бункеру агломерату комбінату «Криворіжсталь»



а) б)

Рис. 3. Конструктивна схема (а) та фрагмент СЕМ (б) силосу для зберігання пшениці

В усіх випадках прикладались реальні значення статичних навантажень, визначені за діючими нормами або за заданими характеристиками відповідного технологічного процесу. Динамічні навантаження і впливи не розглядались. Розрахунки проводились в геометрично лінійній постановці з урахуванням пружної роботи матеріалу – сталь.

За результатами аналізу для кожної моделі було встановлено наявність особливих зон концентрації напружень. Вони спостерігались в місцях з'єднання різних елементів конструкцій, особливо де кут спряжіння наближався до 90 ° (приклад на рис. 4 виділено більш темним кольором). При цьому зі зменшенням густини скінченно-елементної сітки спостерігався необмежений зріст напружень, що в повній мірі характеризує сингулярність отриманого рішення (ряд 1 на рис. 5).

Надалі для коригування результатів була використана процедура HSS, в результаті чого напруження стабілізувались (ряд 2 на рис. 5), проте залишились на досить високому рівні. У практиці ж виникнення таких напружень призвело б до неминучої аварії конструкцій, чого в дійсності не спостерігається.

Висновки. В цілому, як показують результати аналізу, виконані особисто автором, застосування процедури HSS виявляється недостатньо для отримання практично прийнятного рівня напружень, оскільки такий підхід в кінцевому результаті призводить до зменшення рівня напружень на 10-15 % порівняно з результатами на некоригованій сітці МСЕ. Збільшення границі некоректної області в багатьох випадках призводить до неможливості проведення апроксимації за процедурою HSS, особливо для елементів будівельних конструкцій великої товщини (для залізобетонних та кам'яних конструкцій).

Таким чином, використання пластинчастих скінченно-елементних моделей при аналізі на дію статичних навантажень, на думку автора, є досить некоректним та потребує, як мінімум

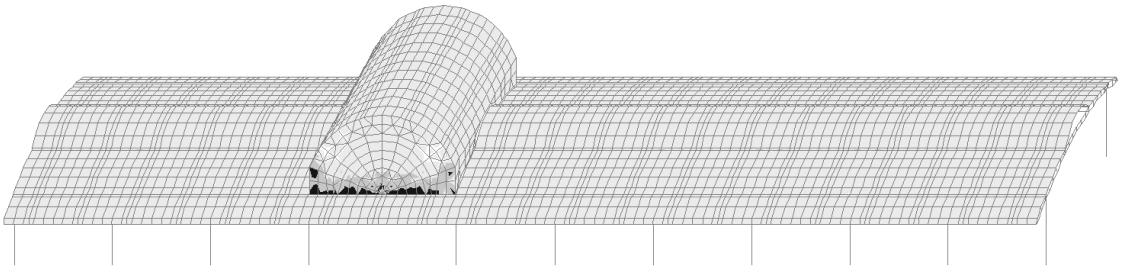


Рис. 4. Зона концентрації напружень в СЕМ літнього кафе в м. Судак

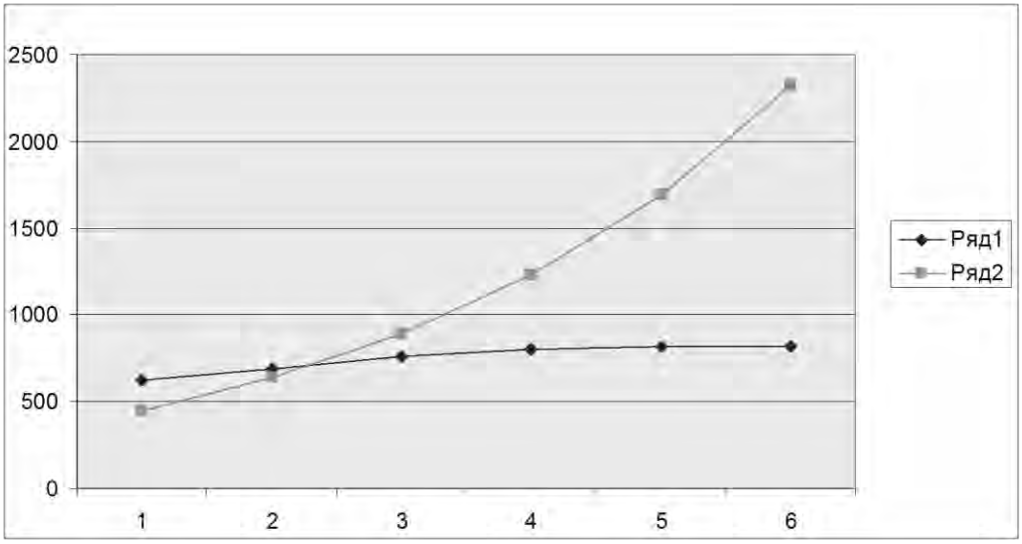


Рис. 5. Зміна рівня напружень (МПа) в особливих зонах СЕМ моделей

використання спеціальної додаткової процедури HSS, а як максимум унеможливлює використання отриманих результатів розрахунків в частині напружень. Також дослідження в цьому напрямку мають бути продовжені з метою напрацювання більш чітких рекомендацій стосовно процедури HSS для різних випадків співвідношень жорсткістних характеристик розраховуваних елементів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 542 с.

2. Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов. – М.: Мир, 1977. – 350 с.

3. Розин Л.А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам. – М.: Стройиздат, 1977. – 129 с.

4. Горбачев К.П. Метод конечных элементов в расчетах прочности. – Л.: Судостроение, 1985. – 156 с.

5. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – Киев: ВПП «Компас», 2001. – 448 с.

6. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений / А.С. Городецкий, В.И. Зоворицкий, А.И. Лантух-Лященко, А.О. Рассказов. – М.: Транспорт, 1981. – 143 с.

7. Fricke W. Evaluation of Hot Spot Stresses in Complex Welded Structures // Ship Structural Design and Analysis: TU Hamburg-Harburg, 2000, pp. 91 – 102.

8. Fatigue Assessment of Aluminum Ship Details by Hot-Spot Stress Approach / Bård W. T., Xiaozhi W. Stig B. // ABS TECHNICAL PAPERS 2007, pp. 255 – 271.

9. Maddox S. J. Hot-Spot Stress Design Curves for Fatigue Assessment of Welded Structures // International Journal of Offshore and Polar Engineering, 2003, Vol. 12, No. 2, pp. 143 – 151.

10. Finite element methods for structural hot spot stress determination: a comparison of procedures / Poutiainen I., Tanskanen P., Marquis G. // International journal of fatigue, 2004, Vol. 26, No. 11, pp. 1147 – 1157.

11. Конструктивные приемы снижения концентрации напряжений в сталеразливочных стендах МНЛЗ / Л.В. Буланов, И.Ф. Волегов, В.С. Горлицын, Т.Г. Химич, М.В. Масаев // Неделя металлов в Москве: сб. трудов конференций и семинаров. – М.: ВНИИметмаш : Металлургиздат, 2007. – с. 228 – 234.

12. Банников Д.О., Казакевич М.И. Расчет пирамидально-призматических бункеров методом конечных элементов. – Д.: Наука и образование, 2003. – 150 с.

13. Качуренко В.В., Банников Д.О. Конструктивные решения стальных емкостей для сыпучих материалов. – Д.: Новая идеология, 2016. – 168 с.

14. Банников Д.О., Гуслистая А.Э. Оценка сходимости напряжений в сложных металлоконструкциях методом конечных элементов / Металлургическая и горнорудная промышленность, 2011. – № 4. – с. 93 – 96.

15. Банников Д.О., Гуслистая А.Э. Корректировка результатов расчета напряжений по МКЭ методом HSS / Вісник ДНУЗТ. – Дніпропетровськ: вид-во ДНУЗТ, 2011. – Вип. 38. – с. 134 – 141.

АННОТАЦИЯ

В практике расчетов строительных конструкций методом конечных элементов с применением пластинчатых моделей для корректировки результатов в особых зонах в последнее время применяется Hot-Spot-Stress процедура. Для уточнения технологи ее использования автором проведены специальные исследования на тестовых моделях и моделях реальных конструкций. В работе приведены результаты оценки сходимости напряжений в особых зонах для пластинчатых моделей строительных конструкций, которые рассчитывались с использованием метода конечных элементов на базе ПВК SCAD for Windows. Их анализ свидетельствует про то, что применение пластинчатых конечно-элементных моделей при учете статических нагрузок является достаточно некорректным, и даже заявленная процедура HSS оказывается недостаточной для получения практически приемлемого уровня напряжений. Поэтому поиск более корректного подхода или процедуры

аппроксимации должен быть продолжен для различных случаев соотношений жесткостных характеристик рассчитываемых элементов.

Ключевые слова: метод конечных элементов, пластинчатая модель, сходимость напряжений, сингулярность.

ANNOTATION

In practical calculations of engineering structures by means of Finite Element Method with application of plate models for adjustments in special areas recently Hot-Spot Stress procedure are applied. To clarify the technology of its use, the author conducted a special research on test models and models of real structures. The paper presents the results of the estimation of convergence of the stresses in special areas for plate models of building structures, which were calculated using the Finite Element Method on the basis of complex SCAD for Windows. Their analysis shows about the fact that the application of plate finite element models considering static loads is quite incorrect, and even stated the procedure for HSS is not sufficient for obtaining practically acceptable level of stresses. Therefore, the search for a more correct approach or approximation procedure should be continued for the different cases of ratio of the stiffness characteristics of the calculated elements.

Keywords: finite element method, plate model, convergence of the stress singularity.

УДК 693.554.6

Радкевич А.В., д.т.н., проф., ДНУЖТ
Нетеса А.Н., асп., ДНУЖТ

РАЗРАБОТКА АЛГОРИТМА ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАЦИОНАЛЬНОГО СПОСОБА СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА

Разработан алгоритм определения рационального способа соединения арматуры вертикальных несущих элементов монолитного железобетонного каркаса. Алгоритм адаптирован для применения всеми участниками строительства на этапе проектирования и охватывает наиболее эффективные способы соединения арматуры – ванношовное сваривание, соединение внахлестку, а также механические соединения арматуры резьбовыми и обжимными муфтами. В результате оптимизируются затраты трудовых и материальных ресурсов, а также сокращаются сроки строительства.

Ключевые слова: *арматура, соединение, алгоритм, ранжирование, рациональный, каркас, монтаж, муфты.*

Актуальность темы. Сегодня монолитное строительство является одним из наиболее распространенных способов возведения зданий и сооружений. Вследствие этого обеспечивается высокая конкурентоспособность строительных работ. Но длительное время применение прогрессивных технологий монолитного строительства в нашей стране имело ограниченный характер и сдерживалось рядом объективных причин. Одна из них – использование для соединения арматуры устаревших способов, которые приводили к значительным материальным затратам или имели значительную трудоемкость.

Развитие рыночных отношений во всех сферах жизни, в том числе и в строительстве, требует постоянного

аппроксимации должен быть продолжен для различных случаев соотношений жесткостных характеристик рассчитываемых элементов.

Ключевые слова: метод конечных элементов, пластинчатая модель, сходимость напряжений, сингулярность.

ANNOTATION

In practical calculations of engineering structures by means of Finite Element Method with application of plate models for adjustments in special areas recently Hot-Spot Stress procedure are applied. To clarify the technology of its use, the author conducted a special research on test models and models of real structures. The paper presents the results of the estimation of convergence of the stresses in special areas for plate models of building structures, which were calculated using the Finite Element Method on the basis of complex SCAD for Windows. Their analysis shows about the fact that the application of plate finite element models considering static loads is quite incorrect, and even stated the procedure for HSS is not sufficient for obtaining practically acceptable level of stresses. Therefore, the search for a more correct approach or approximation procedure should be continued for the different cases of ratio of the stiffness characteristics of the calculated elements.

Keywords: finite element method, plate model, convergence of the stress singularity.

УДК 693.554.6

Радкевич А.В., д.т.н., проф., ДНУЖТ
Нетеса А.Н., асп., ДНУЖТ

РАЗРАБОТКА АЛГОРИТМА ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАЦИОНАЛЬНОГО СПОСОБА СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА

Разработан алгоритм определения рационального способа соединения арматуры вертикальных несущих элементов монолитного железобетонного каркаса. Алгоритм адаптирован для применения всеми участниками строительства на этапе проектирования и охватывает наиболее эффективные способы соединения арматуры – ванношовное сваривание, соединение внахлестку, а также механические соединения арматуры резьбовыми и обжимными муфтами. В результате оптимизируются затраты трудовых и материальных ресурсов, а также сокращаются сроки строительства.

Ключевые слова: *арматура, соединение, алгоритм, ранжирование, рациональный, каркас, монтаж, муфты.*

Актуальность темы. Сегодня монолитное строительство является одним из наиболее распространенных способов возведения зданий и сооружений. Вследствие этого обеспечивается высокая конкурентоспособность строительных работ. Но длительное время применение прогрессивных технологий монолитного строительства в нашей стране имело ограниченный характер и сдерживалось рядом объективных причин. Одна из них – использование для соединения арматуры устаревших способов, которые приводили к значительным материальным затратам или имели значительную трудоемкость.

Развитие рыночных отношений во всех сферах жизни, в том числе и в строительстве, требует постоянного

совершенствования, направленного на заказчика строительной продукции. Потому кардинально изменился подход не только к целям и заданиям строительства, но и к выбору рациональных методов в технологии и организации строительного производства. Это в первую очередь связано с возрастающей потребностью общества в улучшении качества жилых и общественных зданий, в необходимости научного подхода к эффективному использованию всех видов ресурсов. В частности, для заказчика крайне важным становится не только экономическая эффективность конструкционных и технологических решений, но и кратчайшие сроки возведения здания. В условиях конкурентной экономики и строительства необходимо обеспечить гибкость организационно-технологических решений с возможностью адаптации под потребности конкретного заказчика строительства.

Последние исследования. В настоящее время в монолитном строительстве распространены несколько способов соединения несущей арматуры колонн и пилонов. Основными среди них являются соединение арматурных стержней внахлестку, ванношовным свариванием, резьбовыми муфтами с цилиндрической или конусной резьбой, а также соединение обжимными муфтами. Каждый из способов имеет ряд достоинств и недостатков. Но комплексный анализ всех методов с выбором оптимального выполняется крайне редко. Отчасти это затруднено потому, что использование механических соединений требует изменения материально-технической базы подрядчика, обучения персонала, совершенствования организационно-технологических решений и т.д. К тому же отсутствуют наработки по оценке эффективности подобных способов соединения арматуры для распространенных типов каркасов, и применение в основном наблюдается для больших комплексов или отдельных уникальных объектов.

Цель: разработать эффективный алгоритм определения рационального способа соединения арматуры вертикальных несущих элементов монолитного железобетонного каркаса. Алгоритм должен быть применим всеми участниками строительства. Определение и использование рационального способа соединения арматуры позволит сократить сроки строительства, оптимизировать трудовые и ресурсные затраты.

Основной текст. Путем проведения ранжирования факторов, влияющих на выбор оптимального способа соединения арматуры методом экспертного оценивания установлены 7 наиболее важных с точки зрения экспертов факторов. Для определения степени согласованности мнений экспертов был рассчитан коэффициент конкордации по следующей формуле:

$$K_{konk} = \frac{K}{K_{max}} \quad (1)$$

где K_{konk} – коэффициент конкордации;

K – сумма квадратов алгебраических разниц;

K_{max} – максимально возможное значение суммы квадратов алгебраических разниц.

K_{konk} =0.26 говорит о наличии слабой степени согласованности между мнениями экспертов.

Далее оценим значимость коэффициента конкордации. Для этой цели исчислим критерий согласования Пирсона (2, 3):

$$x^2 = \frac{12S}{mn(n+1)} \quad (2)$$

$$x^2 = \frac{12 \cdot 11574}{14 \cdot 14(14+1)} = 47.24 \quad (3)$$

Вычисленный χ2 сравним с табличным значением для числа степеней свободы K = n-1 = 14-1 = 13 и при заданном уровне значимости α = 0.05.

Так как χ2 расчетный 47.24> табличного (22.36203), то W = 0.26 - величина не случайная, а потому полученные результаты имеют смысл и могут использоваться в дальнейших исследованиях.

После оценки показателей ранговой корреляции установлено, что эксперты из различных областей строительства достаточно едины между собой в оценке

факторов. Наиболее значимые 7 факторов с высокой долей вероятности должны определять способ соединения арматуры, применимый в конкретных условиях. Но возможны некоторые отклонения от них при проведении ранжирования для конкретного объекта. Поэтому рациональным будет создание комплексной методики, которая путем разработки алгоритма определит наиболее подходящий способ соединения арматуры практически для любого монолитного железобетонного каркаса здания. Алгоритм должен охватывать все основные способы соединения арматуры, легко адаптироваться под разные объекты, а также быть применимым любым участником строительного процесса (рис.1).

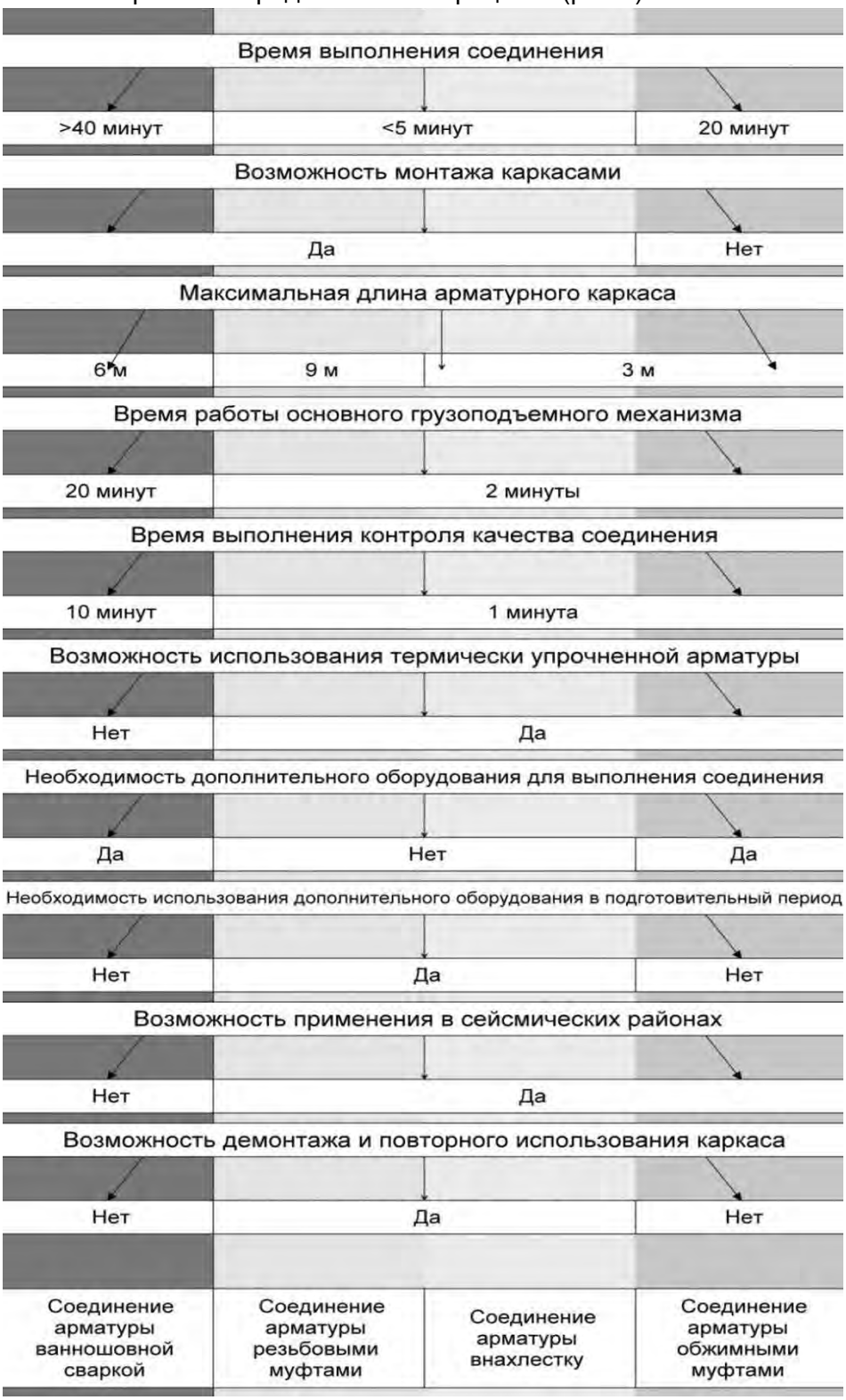


Рис.1. Алгоритм выбора оптимального способа соединения арматуры

Предлагается следующая последовательность действий по выбору рационального способа соединения арматуры для объекта:

1) Оценивается каждый фактор в зависимости от применимости значения фактора к условиям выполнения работ. Оценка выполняется всеми участниками строительства (заказчиком, проектировщиком в лице главного конструктора, подрядчиком). Например, для первого фактора (время выполнения соединения) для заказчика, которому крайне важно как можно быстрее завершить строительство объекта и начать продажи помещений, подходящим является время выполнения соединения 5 минут, что характерно для соединения арматуры внахлестку и резьбовыми муфтами. А для подрядчика, которому крайне важным является распределение работ по строительной площадке при максимальной разгрузке монтажного горизонта, в пункте «максимальная длина арматурного каркаса» наиболее привлекательным является вариант «9 м», характерный только для соединения арматуры муфтами с цилиндрической резьбой. Оценка факторов выполняется путем проставления отметок в каждом пункте в колонке, которая соответствует определенному способу соединения арматуры.

2) Выбирается способ соединения арматуры, колонка которого имеет наибольшее количество проставленных отметок. Этот способ будет являться наиболее рациональным для применения. В случае, если несколько способов имеют схожее число отметок, или выбор способа затруднителен, необходимо полностью вычеркнуть способ с наименьшим числом отметок как наименее подходящий. После чего повторить оценку только для оставшихся способов. Данную операцию можно повторить несколько раз, до тех пор, пока не будет выбран один способ.

3) Разные участники строительства на открытом совещании сравнивают результаты своих оценок и приходят к общему мнению. На данном этапе возможна переоценка факторов участниками для прихода к общему мнению. Например, при использовании 9-м каркасов увеличение стоимости стыка на 40% по сравнению с 3-м каркасами всё равно будет выгодным заказчику из-за значительного уменьшения общего числа стыков. При противоречивых результатах оценок допустимо выполнение оценки всеми участниками строительства совместно, с обоснованием каждого ответа, согласно п.1 и 2 данной методики.

4) После определения наиболее перспективного способа соединения арматуры выполняется его оценка всеми участниками строительства на предмет возможности применения. Если применение затруднено (например, закупка оборудования и/или технологии нецелесообразна из-за малых объемов работ), выполняется оценка возможности применения такого способа с целью определения оправданности. В случае, если применение наиболее перспективного способа невозможно (например, выбран способ ванношовного сваривания арматуры для использования в сейсмическом районе строительства), на пункте 2 данного алгоритма этот способ вычеркивается, и оценка повторяется.

5) На этапе, когда выбранный способ соединения арматуры оптимален с точки зрения всех участников строительства, а его применение возможно, целесообразно и экономически оправданно, приступают к его реализации.

Выводы: Разработан алгоритм выбора рационального способа соединения арматуры, применимый всеми участниками строительства – подрядчиком, проектировщиком, заказчиком. Данный алгоритм позволит ответственно подходить к проблеме выбора оптимального способа соединения арматуры, экономить значительные ресурсы на этапе возведения монолитного железобетонного каркаса здания, а также совершенствовать существующие технологии строительства с повышением их эффективности.

СПИСОК ИПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ:

1. Выскребенцев, В. Г. Исследование эффективности использования углеродного волокна в железобетонных пролетных строениях железнодорожных мостов [Текст] // В. Г. Выскребенцев, К. И. Солдатов // Мости та тунелі : теорія, дослідження, практика. – 2015. – Вип. 7. – С. 16-21.

2. ДСТУ Б В.2.6-169:2011 З'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкції та розміри (ГОСТ 14098-91, MOD) [Текст] – на замену ГОСТ 14098-91, введ. 01.12.2012 – Киев, НИИБК, 2012 – 37 с.

3. ДСТУ Б В.2.6-182:2011 З'єднання зварні стикові і таврові арматури залізобетонних конструкцій. Ультразвукові методи контролю якості. Правила приймання (ГОСТ 23858-79, MOD) [Текст] – На замену ГОСТ 23858-79, введ. 01.12.2012 – Киев, КП НТЦ Академии строительства Украины.

4. ДСТУ EN 12517-2002 Неруйнівний контроль зварних з'єднань. Критерії приймання для радіографічного контролю зварних з'єднань (EN 12517:1998, IDT) [Текст] – введ. 01.10.2003 - ТК 78, Институт электросваривания им. Е.О. Патона НАН Украины.

5. Радкевич А. В., Нетеса А. Н. Внедрение инновационной технологии соединения арматуры муфтами с цилиндрической резьбой [Текст] // А. Н. Нетеса, А. В. Радкевич // материалы научно-практической конференции «Эффективные технологические решения в строительстве с использованием бетонов нового поколения». – Харьков, 2015. – С. 125-130.

6. Радкевич А. В. Технологический регламент устройства арматурных каркасов колонн и пилонов с резьбовым соединением арматуры муфтами с цилиндрической резьбой [Текст] // Радкевич А. В., Нетеса А.Н., Гаяда А. // Тезисы Международной научно-технической конференции «Эффективные технологии в строительстве» - Киев, 2016 – с. 61-62.

7. Antoine N. Gergess. Design implications of increased live loads on continuous precast, prestressed concrete girder bridges / Antoine N. Gergess, Rajan Sen // PCI Journal Spring, 2013, pp 64 79.

8. Radkevych A. V., Netesa A. N. Application prospects of theaded joint of armature. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2014, issue 52, pp. 139-147.

АНОТАЦІЯ

Розроблений алгоритм визначення раціонального способу з'єднання арматури вертикальних несучих елементів монолітного залізобетонного каркасу. Алгоритм адаптований для застосування усіма учасниками будівництва на етапі проектування і охоплює найбільш ефективні способи з'єднання арматури - ванношовне зварювання, з'єднання внапуск, а також механічні з'єднання арматури різьбовими і обтискними муфтами. В результаті оптимізуються витрати трудових і матеріальних ресурсів, а також скорочуються терміни будівництва.

Ключові слова: арматура, з'єднання, алгоритм, ранжирування, раціональний, каркас, монтаж, муфти.

ANNOTATION

Algorithm of determination of rational method of connection of armature of vertical bearing elements of monolithic reinforce-concrete framework is worked out. Algorithm is adapted for application by all participants of building on the stage of planning and embraces the most effective methods of connection of armature is the tub-seam welding, lap-joint, and also mechanical connections of armature by the threaded and crimp muffs. The expenses of labour and material resources are optimized as a result, and also building terms grow short.

Keywords: fittings, connection algorithm rankings, rational, frame assembly, clutch.

УДК 624.01

Шмуклер В.С., д.т.н., проф., ХНУГХ им. А.Н. Бекетова, г. Харьков
Бугаевский С.А., к.т.н., доц., ХНУГХ им. А.Н. Бекетова, г. Харьков

СОЗДАНИЕ НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОЛУСФЕРИЧЕСКОЙ ФОРМЫ

Рассмотрены способы формирования полусферической поверхности с применением фахверковых систем. Сравнены различные варианты раскроя листа пенополистирола для изготовления неизвлекаемых вкладышей. Приведена технология изготовления вкладышей треугольной формы из пенополистирола, обеспечивающая уменьшение отходов при раскрое плоского прямоугольного листа пенополистирола. Получено минимальное количество элементов в сортаменте для изготовления несъемной опалубки.

Ключевые слова: *неизвлекаемый вкладыш, полусферическая форма, несъемная опалубка, пенополистирол.*

Введение. Для создания уникальных архитектурных форм применяются пространственные железобетонные конструкции со сложной геометрической формой [1-3]. При этом, перед проектировщиками и строителями возникают различные технические задачи, связанные с изготовлением и снижением стоимости опалубки, имеющей сложную геометрию, созданием арматурных каркасов, в том числе, и самонесущих, а также с процессом бетонирования и т.д.

Анализ публикаций. Проведем сравнительный анализ способов возведения куполообразных зданий и криволинейных конструкций из монолитного железобетона. Одним из способов возведения тонкостенных пространственных конструкций является использование пневматической опалубки [4-6], которая позволяет возводить железобетонные здания строго определенной формы.

Следующим способом возведения тонкостенных пространственных конструкций является использование самонесущих каркасов или остовов с частичным или полным отказом от применения опалубки [7-9]. Однако, имеются существенные ограничения в применении, связанные с недостаточной несущей способностью самонесущего каркаса или остова, из-за применения армирования проволочными сетками, разделения на части арматурного каркаса теплоизоляционным слоем, что приводит к применению легких бетонов для бетонирования, а также с нерациональным расходом металла за счет применения прокатных элементов или очень сложной системой армирования.

В последнее время во всем мире проводятся исследования и опытно-промышленные внедрения технологий 3D-моделирования и 3D-печати для создания уникальных архитектурных форм для зданий сложной геометрической формы. Однако большинство технологий с применением 3D-принтеров в строительстве, пока требуют дальнейших исследований для промышленного запуска [10-13].

Авторами разработана архитектурно-строительная система «Монофант» [14], в которой для возведения зданий и сооружений криволинейной формы применен самонесущий остов, состоящий из пространственного криволинейного арматурного каркаса и неизвлекаемых вкладышей-пустотообразователей, выполненных из пенополистирола или минеральной ваты (внутренняя несъемная опалубка), формирующих заданную геометрию конструкции и являющихся экраном, на который с двух сторон набрызгивается мокрым способом торкрет-бетонная смесь [15]. Зазоры между вкладышами для создания сплошного экрана закрывают сетками типа «рабицы» или просечного листа.

За счет применения пространственной конструкции арматурного каркаса, представляющего собой внешние оболочки и систему плоских ребер, соединяющих их,

обеспечивается необходимая жесткость и несущая способность остова для набрызга торкрет-бетона.

Цель и постановка задачи. Целью данной работы является обоснование целесообразности применения несъемной опалубки из пенополистирола для возведения криволинейных железобетонных конструкций.

В основу разработки поставлена задача создания технологии изготовления вкладышей из пенополистирола для возведения полусферических оболочек.

Изготовление несъемной опалубки. Полусферическую оболочку можно создать с применением фахверковых систем [1]. Варианты конструкции пространственного криволинейного арматурного каркаса с системами плоских ребер представлены на рис. 1-4.

При этом если проектировать полусферическую железобетонную конструкцию с прямолинейным планом в виде треугольника, прямоугольника, пятиугольника, шестиугольника и восьмиугольника, возможны варианты возведения зданий и сооружений, состоящих из нескольких полусфер, стыкуемых боковыми гранями, что расширяет диапазон формируемых архитектурных форм (рис. 5, 6).

Данная технология изготовления железобетонных конструкций криволинейной формы была опробована при возведении фрагмента сферической оболочки, имеющей в плане размеры 2,2х2,2 м (рис. 7). Толщина железобетонной оболочки составляла 26 см, из которых 16 см приходилось на толщину неизвлекаемых вкладышей-пустотообразователей из пенополистирола и по 5 см с внешней и внутренней стороны – на железобетонные обшивки.

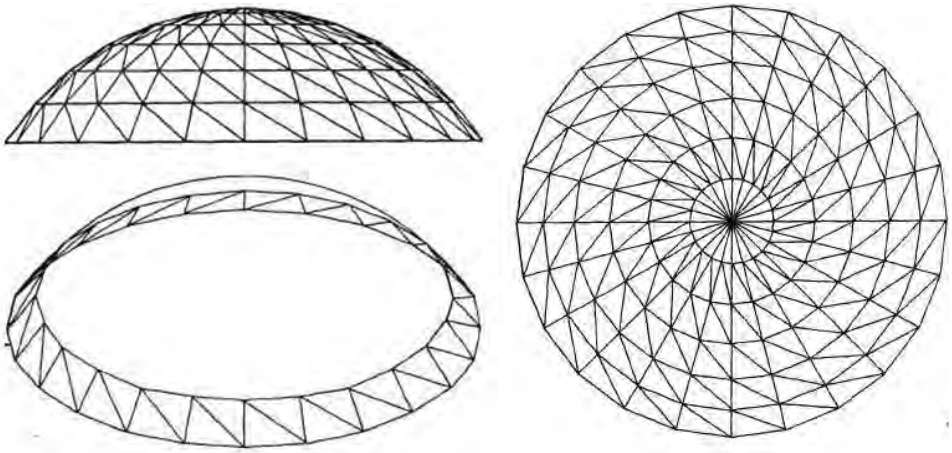


Рис. 1. Способ формирования полусферической поверхности сферическими кольцами с леводиагональным делением решетки

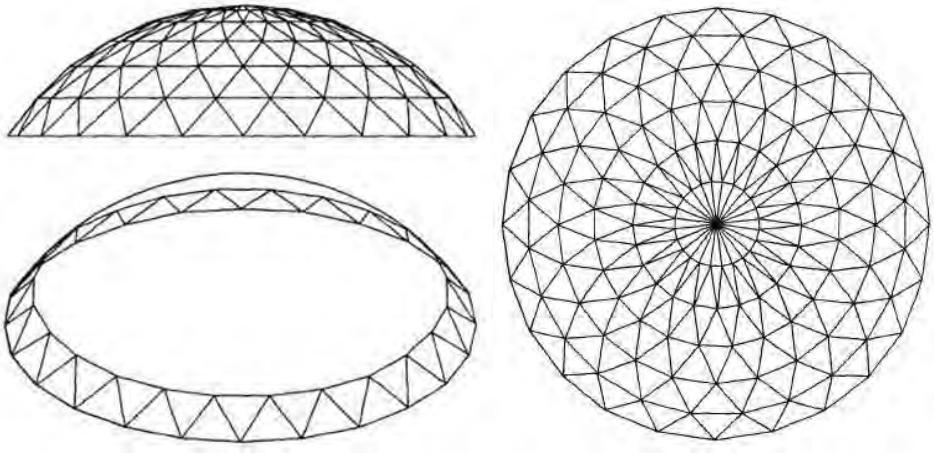


Рис. 2. Способ формирования полусферической поверхности сферическими кольцами с двухсторонним диагональным делением решетки

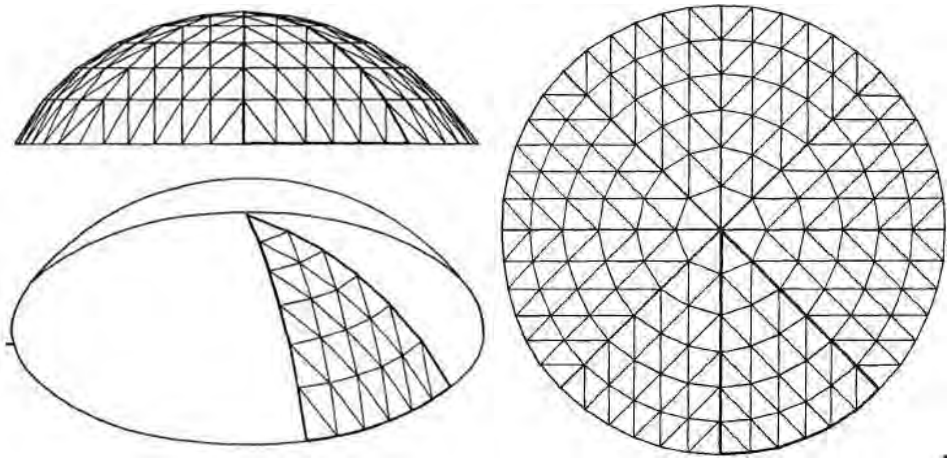


Рис. 3. Способ формирования полусферической поверхности сферическими сегментами с параллельным делением решетки

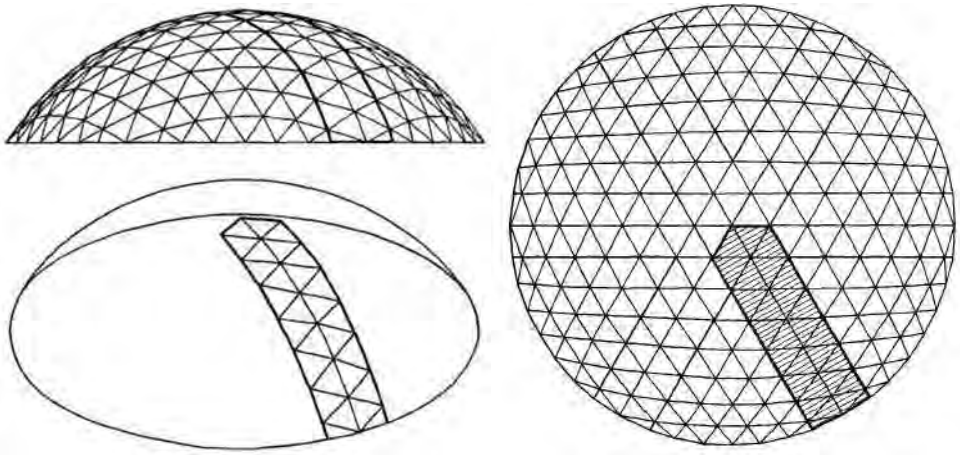
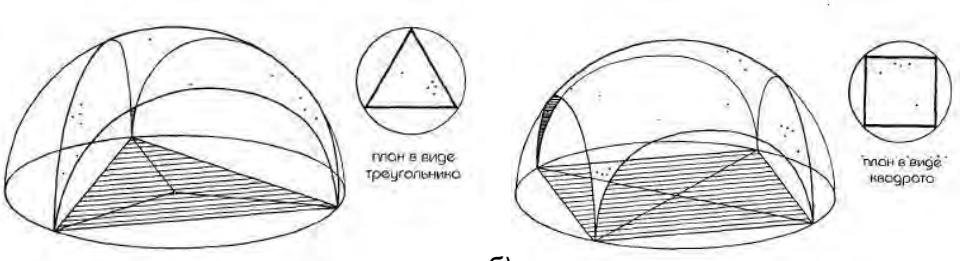
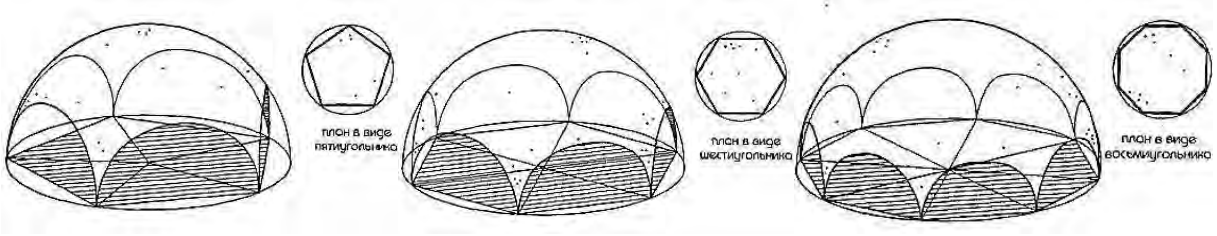


Рис. 4. Способы формирования полусферической поверхности сферическими полосами с шестиугольным делением решетки



а) *б)*

Рис. 5. Полусферические поверхности для геометрии прямолинейного плана [1]: а) план в виде треугольника; б) план в виде квадрата



а) *б)* *в)*

Рис. 6. Полусферические поверхности для геометрии прямолинейного плана [1]: а) план в виде пятиугольника; б) план в виде шестиугольника; в) план в виде восьмиугольника

а) б)

Рис. 7. Изготовление вкладышей несъемной опалубки: а) станок для вырезания элементов вкладышей; б) вкладыши, установленные в самонесущий остов

Для изготовления вкладыша, повторяющего криволинейную форму конструкции, нами предложен метод его изготовления из отдельных плоских элементов, которые могут быть вырезаны из прямоугольного плоского листа пенополистирола с помощью станка (рис. 7, а).

При этом, основной задачей является уменьшение отхода при раскрое плоского прямоугольного листа пенополи-стирола и максимальное уменьшение количества элементов в сортаменте для изготовления вкладыша треугольной формы, являющегося несъемной опалубкой сферической формы.

При разбивке вкладыша по радиусу на отдельные элементы толщиной от 70 мм до 200 мм определялись геометрические характеристики, приведенные в табл. 1. Максимальное отклонение контура вкладыша от сферической поверхности составило 0,22-1,82 мм. За основу была принята разбивка на элементы толщиной 100 мм.

Разбивка позволила получить сортамент из десяти элементов одинакового трапецеидального сечения, имеющих саблеобразную форму и различную длину от 2030 до 230 мм, а также одиннадцатого элемента с отличным от остальных поперечным сечением (рис. 8).

Такой вариант раскроя позволяет при изготовлении вкладыша из отдельных элементов не перепутать последовательность их сборки и, в случае разрушения одного из элементов, заменить его на другие из более мелких деталей такого же поперечного сечения.

В связи с чем, рассмотрено два варианта раскроя: на четыре вкладыша и на один вкладыш. При раскрое было введено ограничение: один из размеров в плане прямоугольного листа пенополистирола зависит от максимального размера по длине составного элемента вкладыша (номер 1 и 11). Полученные результаты свидетельствуют о том, что применение программного обеспечения для раскроя плоского листа пенополистирола более рационально при раскладке на нем большого количества вкладышей, а ручная раскладка может быть применена только при раскрое одного вкладыша на прямоугольном листе пенополистирола. Результаты ручного и с применением программного обеспечения раскроя плоского листа пенополистирола на отдельные элементы приведена на рис. 9, 10 и табл. 2.

Таблица 1

Размеры разбивки вкладыша (по радиусу)

Длина горизонтальной проекции при разбивке на отдельные элементы, мм	Длина хорды при разбивке на элементы, мм	Длина дуги окружности, мм	Высота сегмента круга, мм	Центральный угол, град
1015	1033,41	1039,58	48,98	21,66
200	200,13	200,18	1,82	4,17
150	150,06	150,07	1,02	3,13
100	100,02	100,02	0,46	2,08
70	70,00	70,00	0,22	1,46

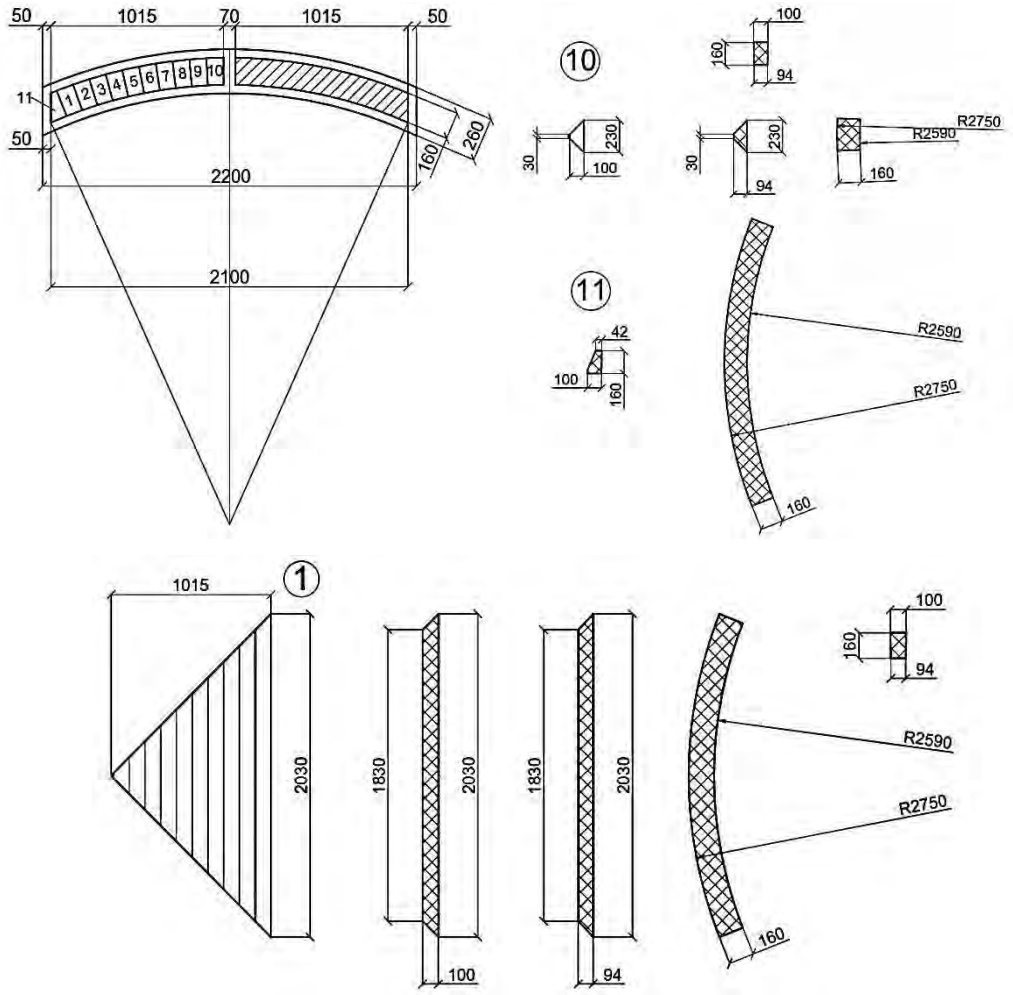


Рис. 8. Раскрой вкладыша по радиусу

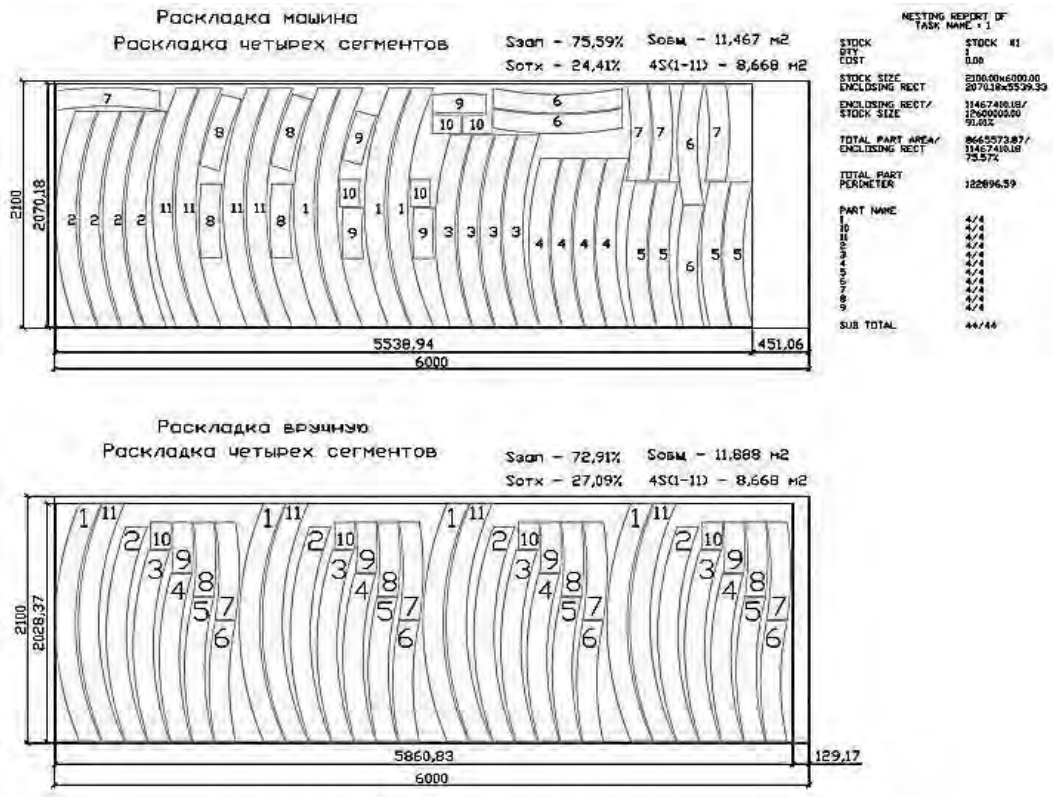


Рис. 9. Раскрой прямоугольного листа пенополистирола на четыре вкладыша

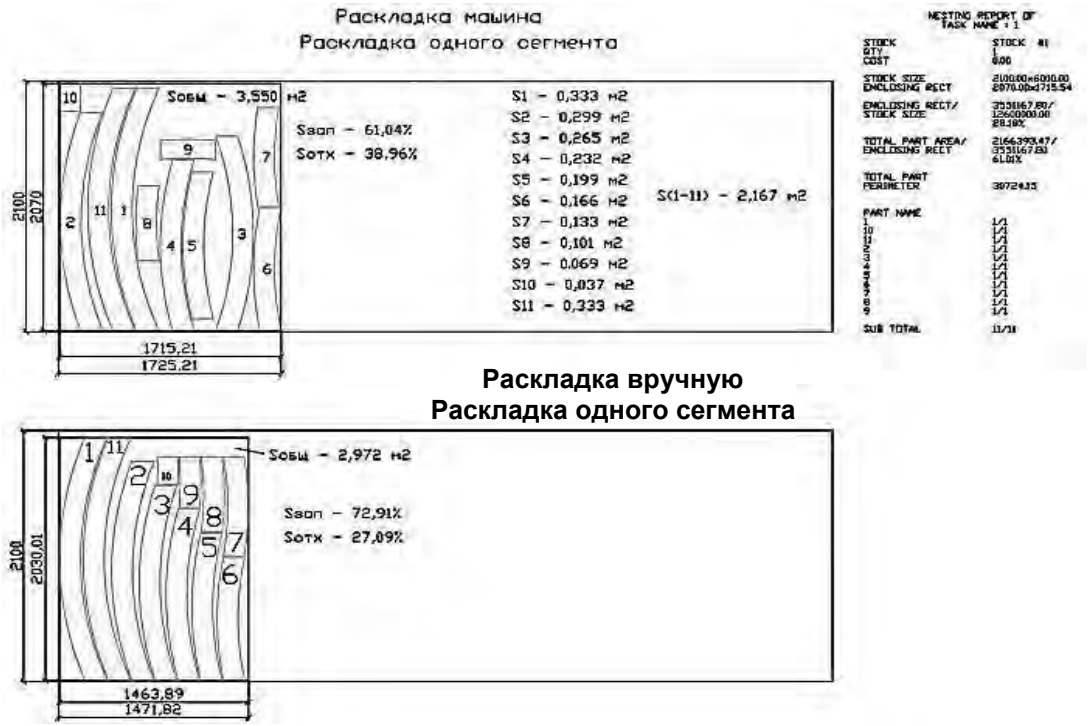


Рис. 10. Раскрой прямоугольного листа пенополистирола на один вкладыш

Таблица 2

Результаты раскроя плоского листа пенополистирола на отдельные элементы

Количество вкладышей при раскрое	Вариант раскроя	Площадь вкладышей, м^2	Площадь листа, м^2	Площадь заполнения, %	Площадь отходов, %
четыре	машинный	8,67	11,47	75,59	24,41
четыре	ручной	8,67	11,89	72,91	27,09
один	машинный	2,17	3,55	61,04	38,96
один	ручной	2,17	2,97	72,91	27,09

Для сравнения был предложен второй вариант разбивки вкладыша на составляющие элементы, а именно путем рассечения вертикальной плоскостью. Результаты полученного сортамента элементов приведены на рис. 11.

Из полученного сортамента элементов видно, что все элементы имеют разные размеры в поперечном сечении. При сборке вкладыша нужно четко соблюдать последовательность размещения составных элементов, а в случае разрушения одного из элементов потребуется изготовление его дубликата, что приведет к невозможности изготовления одного из вкладышей.

Из табл. 2 видно, что машинная раскладка более выгодна при раскрое на одном прямоугольном листе пенополистирола нескольких вкладышей, при этом при практически одинаковой площади заполнения 75,59% и 72,91% соответственно, мы получаем остаток листа шириной 451 мм позволяющий раскроить еще несколько элементов вкладыша и уменьшить площадь отходов до минимума.

Для усовершенствования первого варианта разбивки вкладыша на составные элементы был предложен вариант изготовления сразу четырех вкладышей в виде одного целого вкладыша с последующим его разрезанием на четыре одинаковые части по диагонали (рис. 12).

Данный вариант позволяет уменьшить число типоразмеров до трех элементов (рис. 13). При этом, из двадцати трех элементов, на которые производится разбивка, двадцать элементов (номер 1) являются одинаковыми, а элементы под номером 2 и 3 являются доборными и устанавливаются посредине и по краям одного целого вкладыша.

Одинаковая длина и форма всех трех элементов упрощает раскрой прямоугольного листа пенополистирола и не требует применения программного обеспечения для оптимизации раскроя.

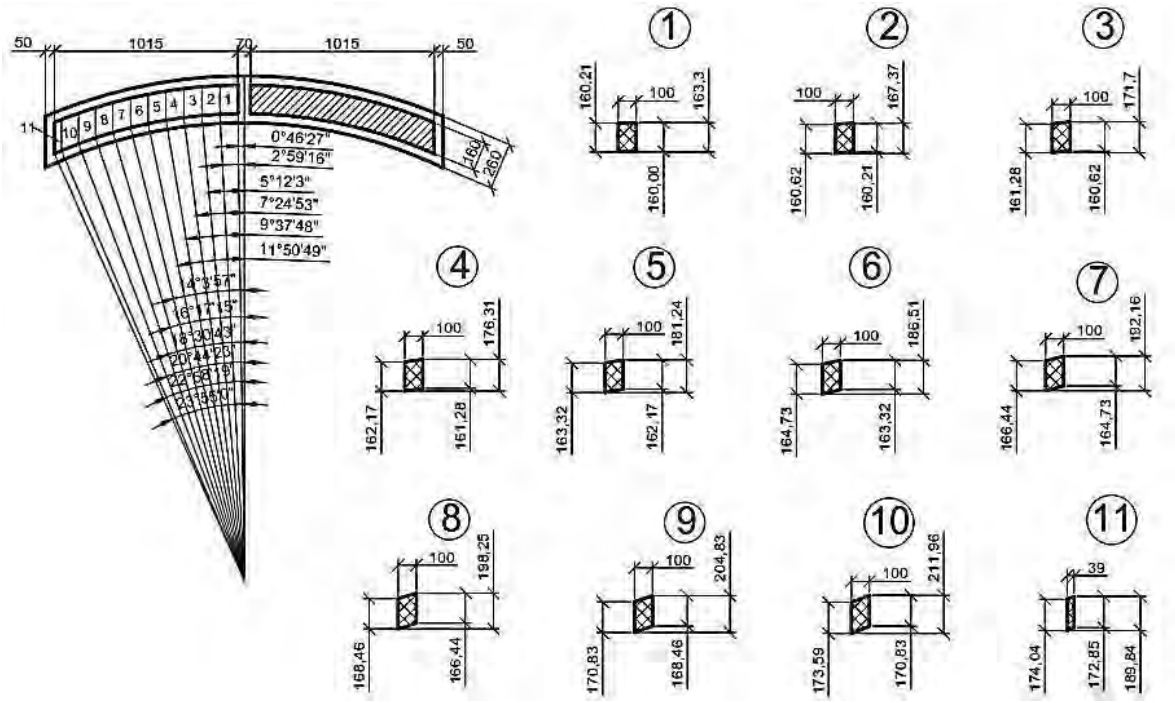


Рис. 11. Раскрой вкладыша вертикальной плоскостью

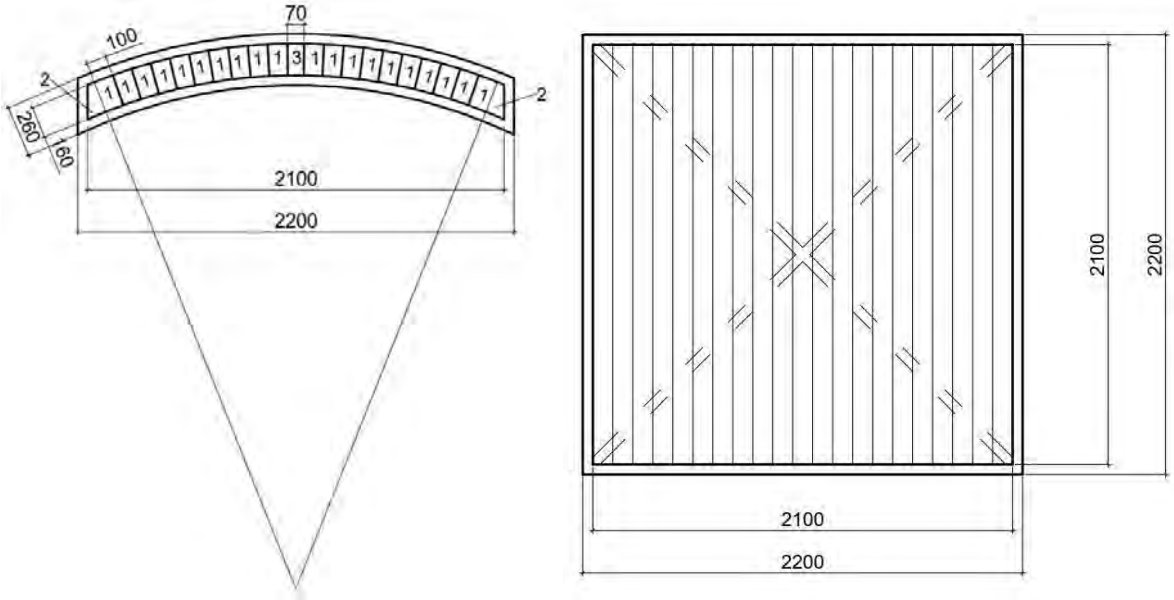


Рис. 12. Раскрой четырех вкладышей как одного целого

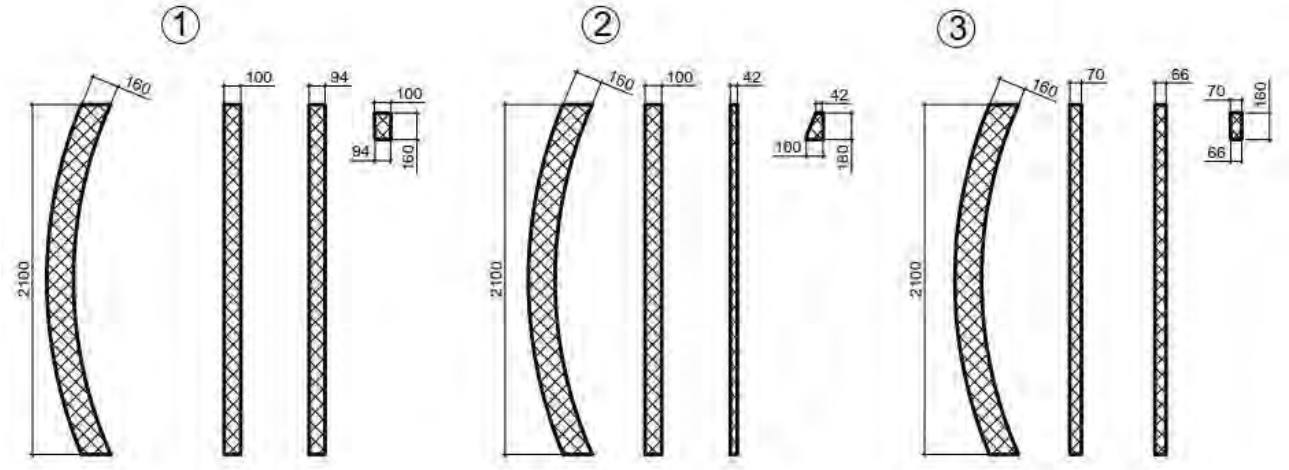


Рис. 13. Сортамент элементов для четырех вкладышей как одного целого

Выводы. Решена задача создания технологии изготовления вкладышей из пенополистирола для возведения полусферических оболочек, при этом обеспечено уменьшение отхода при раскрое плоского прямоугольного листа пенополистирола и получение минимального количества элементов в сортаменте для изготовления вкладышей треугольной формы, применяемых для получения экрана, обеспечивающего бетонирование криволинейных железобетонных конструкций набрызгом торкрет-бетона при безопалубочном бетонировании. Полученные результаты подтверждают эффективность применения облегченных конструкций системы «Монофант», обладающих приведенной толщиной, меньшей до 40%, чем конструкции, имеющие сплошную толщину и позволяют создать «виртуальный» каталог вкладышей несъемной опалубки из пенополистирола для возведения различных криволинейных поверхностей (цилиндрической, гипар, нодоид и т.д.).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ:

1. Энгель Х. Несущие системы / пер. с нем. Л.А. Андреевой. – М.: АСТ: Астрель, 2007. – 344 с.

2. Лебедев Н.В. Фермы, арки, тонкостенные пространственные конструкции. Учеб. пособие. – М: Архитектура-С, 2006. – 120 с.

3. Дыховичный Ю.А., Жуковский Э.З. Пространственные составные конструкции. Учеб. пособие. – М.: Высш. шк., 1989. – 288 с.

4. Патент України № 48589, кл. E04G11/04. Опалубка для зведення великопролітних куполів / Бєлов Д.В., Югов А.М. – Опубл. 25.03.2010, Бюл. №6, 2010 р.

5. Monolithic Technology. Portfolio. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.monolithic.com.

6. Патент Российской Федерации № 2454514, кл. E04B7/08. Способ возведения стен куполообразных зданий / Герливанов В.В. – Опубл. 27.06.2012.

7. Попельнюхов С.Н., Конаков Д.В., Магер А.Н. Новая технология возведения малоэтажных зданий для массового строительства / Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. № 11, 2011. – С. 27-29.

8. Jozef Jasiczak, Wtodzimierz Majchrzak, Wtodzimierz Czajka. Construction of undulating walls using dry-mix shotcrete. Expansive concrete surface creates the main spatial element inside the Museum of the History of Polish Jews in Warsaw, Poland. – Concrete international, 2015, V. 37, No. 6. – pp. 31-35.

9. Jason Flanagan. Acoustic Shells – Shotcrete, 2015, V. 17, No. 1, Winter – pp. 16-19.

10. Сайт Universe Architecture [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.universearchitecture.com/landscapehouse/xoskt5thlwpeykzn3f9f1v3ufew1il.

11. Mesh Mould: Robotically Fabricated Metal Meshes as Concrete Formwork and Reinforcement. **Conference Paper.** June 2015. [Электронный ресурс]. – https://www.researchgate.net/publication/281966955.

12. Сайт компании Branch Technology [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.branch.technology/competition.

13. Сайт компании Emerging Objects [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.emergingobjects.com.

14. V. Babaev, V. Shmukler, S. Bugayevskiy, V. Nikulin Cast Reinforced Concrete Frame of Buildings and Methods of Its Erection // Journal of Civil Engineering and Construction. Volume 5. Number 2. 2016. – pp. 143-156.

15. Шмуклер В.С., Бабаєв В.М., Бугаєвський С.О., Бих Г.М. Спосіб зведення елементів будівель криволінійної форми. – Патент України на винахід № 113669. Чинний з 27.02.2017 р. Бюл. №4.

АНОТАЦІЯ

Розглянуто способи формування напівсферичної поверхні із застосуванням фахверкових систем. Порівняні різні варіанти розкрою листа пінополістиролу для виготовлення незнімних вкладишів. Наведена технологія виготовлення

вкладишів трикутної форми з пінополістиролу, що забезпечує зменшення відходів при розкрої плоского прямокутного листа пінополістиролу. Отримано мінімальну кількість елементів у сортаменті для виготовлення незнімної опалубки.

Ключові слова: незнімний вкладиш, напівсферична форма, незнімна опалубка, пінополістирол.

ANNOTATION

The authors of the article describe different methods of producing semispherical surface via the usage of half-timbered systems. Different variants of cutting a flat rectangular sheet of expanded polystyrene for the non-removable formwork manufacturing are named and compared. The article presents the technology of producing triangular shaped inserts made of expanded polystyrene. The technology introduced ensures the reduction of waste when cutting a flat rectangular sheet of expanded polystyrene, as well as obtaining the minimum amount of elements in the assortment for the non-removable formwork manufacturing. The obtained results confirm the effectiveness of the lightweight "Monofant" system that has a reduced thickness of less than 40% in comparison with the structures of a solid thickness and allow creating a "virtual" catalog of liners for fixed formwork made of expanded polystyrene while dealing with the construction of various curved surfaces (cylindrical, hypar, nodoid etc.

Keywords: non-removable insert, hemispherical shape, fixed formwork, expanded polystyrene

УДК 624.074.2

Білик С.І., д.т.н., проф., КНУБА, м. Київ
Тонкачеєв В.Г., асп., КНУБА, м. Київ

МОДЕЛЮВАННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ВЕРХНЬОГО ЯРУСУ ПОЛОГОГО КУПОЛЬНОГО ПОКРИТТЯ

Розглянуто проблему зменшення кута нахилу верхнього ребра пологого купола по відношенню до горизонту при виборі форми купола. Відповідно до зменшення коефіцієнту пологості кут зменшується, тому при намаганні отримати більш пологий купол, може виникнути проблема зі стійкістю верхнього ярусу купола, пов'язана з негативним ефектом "проклацування". Настання аварійної ситуації "проклацування" у верхньому ярусі купола може відбуватися за декількома схемами деформацій. Змодельовані схеми деформацій верхнього ярусу пологих сталевих куполів при ідеальних умовах роботи елементів, що надає змогу розробити модель поведінки купола за комплексною схемою деформацій для створення методики випробувань і виготовлення зразка для проведення натурного експерименту.

Ключові слова: *купол, форма, верхній ярус, ребро, кільце, зусилля, деформація, стійкість, проклацування.*

Постановка проблеми. Починаючи з дев'ятнадцятого століття, метал є основним конструкційним матеріалом для куполів, а з моменту освоєння випуску металевих замкнених гнутих тонкостінних профілів з'явилася можливість створювати легкі купольні покриття. Пологі легкі металеві куполи набули широкого поширення завдяки новим якостям. З точки зору архітектури будівель, куполи відкривають можливість створення виразних просторових композицій. При цьому будівельна висота пологих купольних конструкцій мінімальна, площа, що перекривається і внутрішній обсяг раціональні. У купольних покриттях поєднуються функції несучих і огороджувальних конструкцій.

вкладишів трикутної форми з пінополістиролу, що забезпечує зменшення відходів при розкрої плоского прямокутного листа пінополістиролу. Отримано мінімальну кількість елементів у сортаменті для виготовлення незнімної опалубки.

Ключові слова: незнімний вкладиш, напівсферична форма, незнімна опалубка, пінополістирол.

ANNOTATION

The authors of the article describe different methods of producing semispherical surface via the usage of half-timbered systems. Different variants of cutting a flat rectangular sheet of expanded polystyrene for the non-removable formwork manufacturing are named and compared. The article presents the technology of producing triangular shaped inserts made of expanded polystyrene. The technology introduced ensures the reduction of waste when cutting a flat rectangular sheet of expanded polystyrene, as well as obtaining the minimum amount of elements in the assortment for the non-removable formwork manufacturing. The obtained results confirm the effectiveness of the lightweight "Monofant" system that has a reduced thickness of less than 40% in comparison with the structures of a solid thickness and allow creating a "virtual" catalog of liners for fixed formwork made of expanded polystyrene while dealing with the construction of various curved surfaces (cylindrical, hypar, nodoid etc.

Keywords: non-removable insert, hemispherical shape, fixed formwork, expanded polystyrene

УДК 624.074.2

Білик С.І., д.т.н., проф., КНУБА, м. Київ
Тонкачеєв В.Г., асп., КНУБА, м. Київ

МОДЕЛЮВАННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ВЕРХНЬОГО ЯРУСУ ПОЛОГОГО КУПОЛЬНОГО ПОКРИТТЯ

Розглянуто проблему зменшення кута нахилу верхнього ребра пологого купола по відношенню до горизонту при виборі форми купола. Відповідно до зменшення коефіцієнту пологості кут зменшується, тому при намаганні отримати більш пологий купол, може виникнути проблема зі стійкістю верхнього ярусу купола, пов'язана з негативним ефектом "проклацування". Настання аварійної ситуації "проклацування" у верхньому ярусі купола може відбуватися за декількома схемами деформацій. Змодельовані схеми деформацій верхнього ярусу пологих сталевих куполів при ідеальних умовах роботи елементів, що надає змогу розробити модель поведінки купола за комплексною схемою деформацій для створення методики випробувань і виготовлення зразка для проведення натурного експерименту.

Ключові слова: *купол, форма, верхній ярус, ребро, кільце, зусилля, деформація, стійкість, проклацування.*

Постановка проблеми. Починаючи з дев'ятнадцятого століття, метал є основним конструкційним матеріалом для куполів, а з моменту освоєння випуску металевих замкнених гнутих тонкостінних профілів з'явилася можливість створювати легкі купольні покриття. Пологі легкі металеві куполи набули широкого поширення завдяки новим якостям. З точки зору архітектури будівель, куполи відкривають можливість створення виразних просторових композицій. При цьому будівельна висота пологих купольних конструкцій мінімальна, площа, що перекривається і внутрішній обсяг раціональні. У купольних покриттях поєднуються функції несучих і огороджувальних конструкцій.

При виборі форми купола слід звертати увагу на кут нахилу верхнього елемента ребра по відношенню до горизонту. Відповідно до зменшення коефіцієнту пологості кут зменшується, тому при намаганні отримати більш пологий купол, може виникнути проблема зі стійкістю верхнього ярусу купола, пов'язаної з негативним ефектом проклацування, тому проблема моделювання поведінки купольного покриття при втраті стійкості є актуальною.

Аналіз останніх досліджень. Дослідженню стійкості купольних та склепінних покриттів присвячено багато наукових робіт вітчизняних [1, 2, 3] та іноземних вчених [4, 5]. Але ж, негативному ефекту "проклацування" верхнього ярусу пологого купола, в цих роботах приділялося недостатньо уваги – не було спроб диференційовано розглянути всі можливі ситуації, тому потрібно було проведення додаткових досліджень в цьому напрямку.

Конструктивні схеми металевих куполів можна розділити на три типи: ребристі, ребристо-кільцеві і сітчасті. В роботі [6] доведено, що ребристі та ребристо-кільцеві куполи діаметром 18...36 м конкурентоспроможні з будь-якими площинними конструкціями та з сітчастими куполами. Відзначена виняткова складність вирішення задачі вузлового з'єднання елементів сітчастих оболонок. Вона пояснюється тим, що в сітчастих оболонках, на відміну від площинних систем осі, стрижневих елементів не тільки не лежать в одній площині, але в кожному з вузлів мають різні комбінації взаємного розташування в просторі. Тому при діаметрах куполів менш 36 м доцільно проектувати ребристо-кільцеві куполи.

Для подальшого дослідження конструктивних рішень куполів на предмет проклацування слід розглядати геометрію купола з коефіцієнтом пологості в межах - $K\varphi = Hc/Dc = 0{,}2\ldots0{,}175$ [7].

Формулювання цілей та завдання. Мета статті – моделювання деформативного стану елементів верхнього ярусу пологих купольних покриттів при негативному ефекті "проклацування" та обґрунтування поведінки системи верхнього ярусу для створення випробувального зразка та методики випробувань.

Основна частина. При моделюванні роботи ребристо-кільцевого куполу під дією зовнішнього навантаження особливу увагу слід приділяти моделюванню верхнього ярусу купола. Модель верхнього ярусу купола складається з верхнього опорного кільця, ребер, та нижнього опорного кільця (рис.1, а).

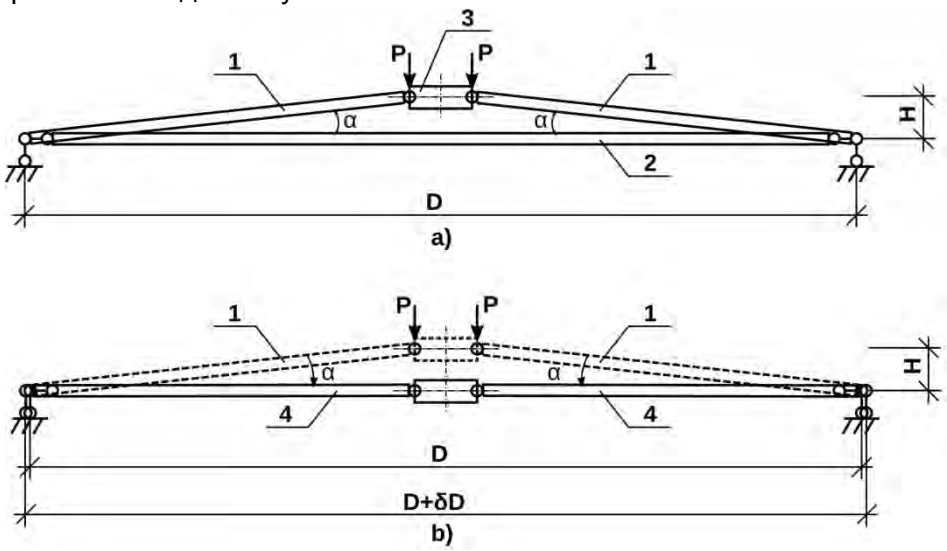


Рис. 1. Схема втрати стійкості через деформацію нижнього кільця: а) - розрахункова схема; б) – положення верхнього ярусу купола при деформаціях; 1 — ребро верхнього ярусу; 2 — нижнє опорне кільце; 3 — верхнє опорне кільце; 4 — ребро верхнього ярусу після деформації; P — зовнішнє зосереджене навантаження; D — діаметр верхнього ярусу купола; H — висота верхнього ярусу; α — кут нахилу стрижнів до горизонту; δD — збільшення діаметру верхнього ярусу при розтягу нижнього опорного кільця.

Для куполів із коефіцієнтом пологості у межах Кφ = 0,175…0,2 ребра у верхньому ярусі купола матимуть нахил до горизонту 4…6 град. З діаграми зусиль у вузлах системи зусилля стиску ребер при деформаціях можуть зростати до нескінченності (синус кута нахилу ребер при "проклацуванні" може досягати меж cos(α) = 0,05…0,1 [8] (рис.1). При середньому діаметрі нижнього кільця верхнього ярусу D = 3,6…4,2 м для ребристо-кільцевих куполів, з зазначеним вище коефіцієнтом пологості, висота верхнього ярусу становитиме H = 28…40см. При таких геометричних параметрах висока ймовірність втрати стійкості купола саме у елементах верхнього ярусу, що може призвести до виникнення аварійної ситуації "проклацування" вузлу [2, 8].

Настання аварійної ситуації "проклацування" у верхньому ярусі купола може відбуватися за декількома схемами деформацій:

- внаслідок надмірних деформацій нижнього опорного кільця;
- через втрату стійкості елементів (розрив зварних швів, зрізання болтів) вузлу кріплення ребер до верхнього опорного кільця;
- через недостатню жорсткість верхнього опорного кільця (зминання), що призводить до деформації самого кільця під дією навантаження;
- через втрату стійкості стрижнями ребер купола (випинання).Причиною цьому явища є похибки виготовлення елементів верхнього ярусу - неточність передавання осьових зусиль. В залежності від напрямку деформації може виникнути дві ситуації:
- проклацування через вигин ребер вгору;
- проклацування через вигин ребер вниз.

Традиційно при проектуванні купольних конструкцій зовнішні навантаження, що діють на купол, приймають таким, що зосереджено у вузлах куполу, це дозволяє уникати складних напружених станів у стрижнях купола. При дії вузлового навантаження в гребеневому вузлі купола, в ребрах купола виникають поздовжні зусилля стиску (стиск або стиск із згином), які передаються на нижнє опорне кільце і викликають в останньому поздовжні зусилля розтягу. Якщо у гребеневому вузлі купола діє зосереджене вертикальне вузлове навантаження, то поздовжні зусилля, для вищеописаних геометричних параметрів моделі, у стрижнях ребер, згідно залежностей [9] будуть в 1/(2*cos*α*) разів більші за це навантаження, де α – кут нахилу ребер верхнього ярусу купола до горизонталі. Тобто при зменшенні кута нахилу ребер до горизонталі внаслідок вертикальних деформацій, зростають значення поздовжніх зусиль у ребрах. В якості такого зосередженого навантаження можуть виступати основні розрахункові навантаження, а саме: вага снігового покрову, що передається до вузла через систему лат; корисне навантаження від ваги людей, обладнання та устаткування; вага підвісного обладнання; вага декоративних шпилів та башт, що встановлюються у гребеневому вузлі купола.

При недостатній жорсткості стрижнів нижнього опорного кільця може відбутися його розширення (рис. 1, б), що призведе до зменшення кута нахилу ребер до горизонту і збільшення зусиль у ребрах та у кільці, і аварійна ситуація "проклацування" може відбутися і при менших значеннях навантажень.

При недостатній міцності або жорсткості елементів кріплення ребер купола до верхнього опорного кільця (фасонок, зварних швів, болтових з'єднань) останні під дією навантаження можуть втратити стійкість, що може призвести до розвитку надмірних деформацій системи елементів верхнього ярусу або до руйнації вузла кріплення ребер до опорного кільця (рис. 2, а).

Традиційно, в розрахунках ребристо-кільцевих куполів вузли кріплення ребер до верхнього опорного кільця враховують як шарнірні. Методика врахування жорсткості вузла кріплення ребер при розрахунку куполів наведена в роботі [6]. За цією методикою можна визначити жорсткість вузла кріплення і при необхідності врахувати це при його проектуванні.При недостатній жорсткості слід призначити підсилення вже існуючих рішень вузлових з'єднань.

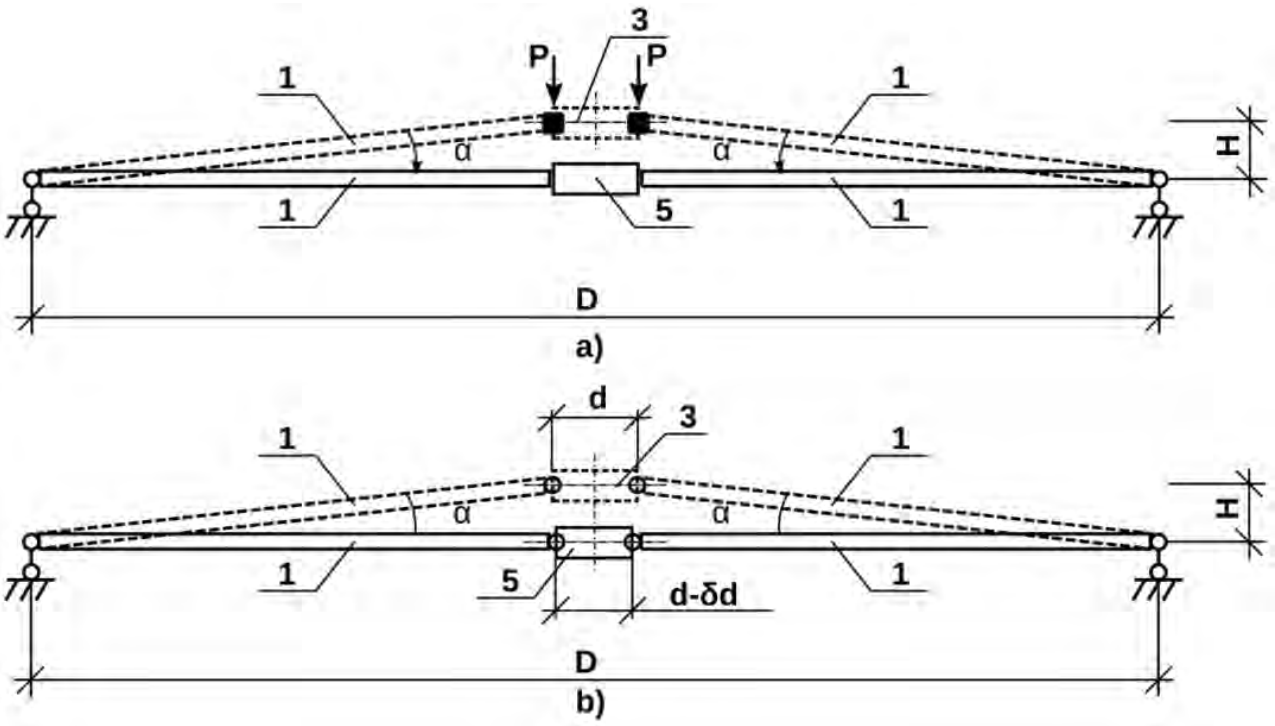


Рис. 2. Схема втрати стійкості через деформацію верхнього кільця: а) - втрата стійкості вузловими елементами; б) - втрата стійкості верхнім опорним кільцем; 1, 3,P, D, H, α – — див. рис. 1; 5 — верхнє опорне кільце після втрати стійкості; d — діаметр верхнього опорного кільця; δd — зменшення діаметру верхнього опорного кільця внаслідок деформацій, при стиску кільця.

Під дією зовнішнього навантаження у верхньому опорному кільці виникатимуть зусилля стиску. Недостатня жорсткість верхнього опорного кільця, при виникненні в ньому зусиль стиску, призведе до деформування кільця і, таким чином, підвищить деформативність системи елементів верхнього ярусу, що також може призвести до аварійної ситуації “проклацування” (рис. 2, б). Для збільшення жорсткості верхнього опорного кільця рекомендується влаштовувати в ньому ребра жорсткості.

Як обумовлено вище, при зменшенні кута нахилу ребер до горизонту у ребрах при досить невеликих навантаженнях виникатимуть значні зусилля, які можуть призвести до втрати стійкості ребрами верхнього ярусу купола. При проектуванні вузла приєднання ребер купола до верхнього опорного кільця особлива увага приділяється точності передачі зусилля стиску по осі ребер купола. Для поліпшення розрахункової ситуації слід передавати навантаження таким чином, щоб воно діяло строго вздовж осі ребра. У випадку позацентрової передачі зусиль до ребер, в ребрах виникне додатковий згинальний момент, що підвищить шанс втрати стійкості ребрами (рис. 3).

Якщо зусилля стиску передаватиметься нижче поздовжньої вісі ребра – втрата стійкості відбуватиметься за схемою,яка наведена на рис. 3, а. При передачі зусилля стиску вище поздовжньої вісі ребра – втрата стійкості ребра відбуватиметься за схемою, яка наведена на рис. 3, б.

Отже, розглянуті вище схеми деформацій наведені при ідеальних умовах роботи елементів верхнього ярусу пологого купола. Насправді, відбуватиметься комплексна схема деформацій, яку математично дуже важко виразити.

Висновки. Розглянуто схеми деформацій верхнього ярусу пологих сталевих куполів при ідеальних умовах роботи елементів, що надають змогу розробити модель поведінки купола за комплексною схемою деформацій для створення методики випробувань і виготовлення зразка для проведення натурного експерименту.

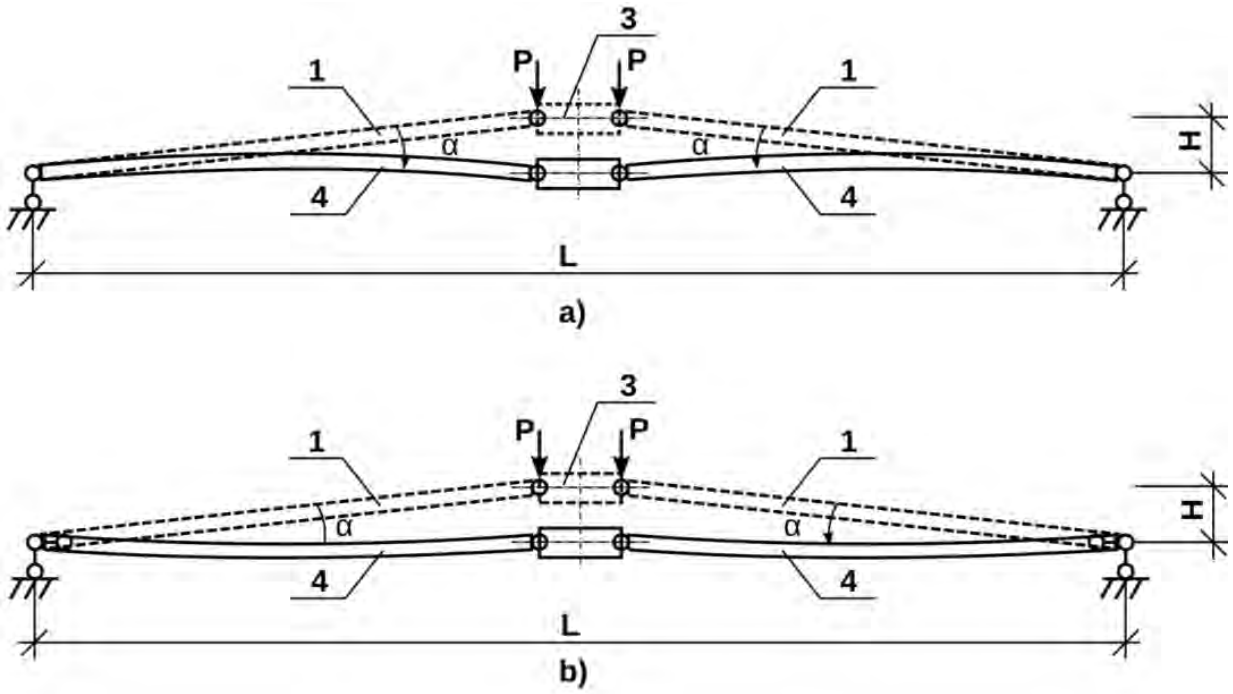


Рис. 3. Схеми деформування ребер верхнього ярусу купола: а) при передачі навантаження нижче осі ребра; б) при передачі навантаження вище осі ребра: 1, 3, P, D, H, α — див. рис. 1; 4 — ребро верхнього ярусу після втрати стійкості.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Пановко Я.Г., Губанов И.И. Устойчивость и колебания упругих систем. М.: Наука, 1987. 352 с.

2. Сиянов А.И. Численные исследования металлических ребристо-кольцевых куполов. Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Київ. Вид-во «Сталь», 2008. Вип. 2.

3. Білик С.І. Стійкість двострижневих ферм з урахуванням пружної жорсткості гребеневого вузла. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. К.: Вид-во «Сталь», 2015. Вип. 16. С. 13–21.

4. Marcelo Greco, Carlos Eduardo Rodrigues Vicente. Analytical solutions for geometrically nonlinear trusses. Esc. Minas vol.62 no.2 Ouro Preto Apr. June. 2009 URL: http://dx.doi.org/10.1590/S0370-44672009000200012 (дата звернення 12.03.2017).

5. H. Thai, S. Kim, Nonlinear inelastic time-history analysis of truss structures, Journal of Constructional Steel Research, 67, 12 (2011), 1966-1972, URL: http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.06.015 (дата звернення 12.03.2017).

6. Савельев В.А. Теоретические основы проектирования металлических куполов: дис. … докт. техн. наук. 05.23.01. Москва, 1995. 439 с.

7. Тонкачеєв В.Г. Визначення оптимальних конструктивних параметрів ребристо-кільцевих куполів покриття приміщень з корисною площею 200…500 м^2. Містобудування та територіальне планування: зб. наук. пр. К.: КНУБА, 2016. Вип. 62. Частина 1. С. 525-531.

8. Білик С.І., Тонкачеєв В.Г. Вплив на стійкість ферми мізеса напрямку дії вузлового навантаження при пружних опорах на прикладі сталевого ребристо-кільцевого купола. Строительство, материаловедение, машиностроение., сб. науч. трудов. Вып.№82. - Днепропетровск. ГВУЗ ПГАСА, 2015. с. 44-49.

АННОТАЦИЯ

Рассмотрена проблема уменьшения угла наклона верхнего ребра пологого купола по отношению к горизонту при выборе формы купола. Соответственно уменьшению коэффициента пологости угол уменьшается, поэтому при попытке получить более пологий купол может возникнуть проблема с устойчивостью верхнего яруса купола, связаная с негативным эффектом "прощелкивания". Наступление аварийной ситуации "прощелкивания" в верхнем ярусе купола может происходить по нескольким схемам деформаций. Смоделированы схемы деформаций верхнего яруса пологих стальных куполов при идеальных условиях работы элементов, что дает возможность разработать модель поведения купола по комплексной схеме деформаций для создания методики испытаний и изготовления образца для проведения натурного эксперимента.

Ключевые слова: купол, форма, верхний ярус, ребро, кольцо, усилие, деформация, устойчивость, прощелкивание.

ANNOTATION

The problem of inclination angle decreasing of the upper tier of the hollow dome with respect to the horizon is considered when choosing the shape of the dome. Accordingly, the decrease in the coefficient of flatness reduces the angle, so when trying to get a flatter dome, there may be a problem with the stability of the upper tier of the dome, associated with the negative "snap-through motion" effect. The start of an emergency situation of "snap-through motion" in the upper tier of the dome can occur through several deformational schemes. Schemes of deformations of the upper tier of gently sloping steel domes are modeled under ideal conditions for the operation of the elements, which makes it possible to develop a model of the dome behavior by a complex deformation scheme to create a test model and fabricate a sample for a full-scale experiment.

Keywords: dome, shape, upper tier, rib, ring, effort, deformation, buckling, snap-through motion.

УДК 338.23:69

Сердюк В.Р., д.т.н, проф., ВНТУ, м. Вінниця
Франишина С.Ю., асп., ВНТУ, м. Вінниця

СВІТОВИЙ ДОСВІД РЕАЛІЗАЦІЇ СТАНДАРТІВ «ЗЕЛЕНОГО» БУДІВНИЦТВА

У статті розглянуто зарубіжний досвід сертифікації в області «зеленого» будівництва, виділені головні переваги найбільш відомих в світі «зелених» стандартів. Проведений аналіз критеріїв рейтингової оцінки об'єктів, що підлягають сертифікації. Визначено необхідність запровадження офіційної методики сертифікації будівель та споруд за «зеленими» стандартами в Україні.

***Ключові слова:** зелені стандарти, енергетична ефективність, зелене будівництво.*

Вступ. Глобальні зміни клімату, виснаження природних ресурсів і колапс світової екосистеми пов'язані в тому числі і з будівельним комплексом. Будівлі світу використовують близько 40% всієї споживаної первинної енергії, 67% всієї електрики, 40% всієї сировини і 14% всіх запасів питної води, а також виробляють понад 35% всіх викидів вуглекислого газу і мало не половину всіх твердих міських відходів [1].

За свою історію людство вже використало близько половини запасів традиційного викопного палива. За даними Світового енергетичного агентства, споживання енергоресурсів у 2013 році склало 12,5 млрд т н. е., а приріст за рік склав – 639 млн т н.е. або 5,6% - найвищі темпи зростання з 1973 року. При цьому слід зауважити, що темпи середньорічного зростання обсягів споживання енергоресурсів за останні 45 років складають 2,6% [2].

«Зелене» будівництво, «зелені» будівлі - це передова практика будівництва і експлуатації будівель, метою якої є зниження рівня споживання енергетичних і матеріальних ресурсів протягом всього

АННОТАЦИЯ

Рассмотрена проблема уменьшения угла наклона верхнего ребра пологого купола по отношению к горизонту при выборе формы купола. Соответственно уменьшению коэффициента пологости угол уменьшается, поэтому при попытке получить более пологий купол может возникнуть проблема с устойчивостью верхнего яруса купола, связаная с негативным эффектом "прощелкивания". Наступление аварийной ситуации "прощелкивания" в верхнем ярусе купола может происходить по нескольким схемам деформаций. Смоделированы схемы деформаций верхнего яруса пологих стальных куполов при идеальных условиях работы элементов, что дает возможность разработать модель поведения купола по комплексной схеме деформаций для создания методики испытаний и изготовления образца для проведения натурного эксперимента.

Ключевые слова: купол, форма, верхний ярус, ребро, кольцо, усилие, деформация, устойчивость, прощелкивание.

ANNOTATION

The problem of inclination angle decreasing of the upper tier of the hollow dome with respect to the horizon is considered when choosing the shape of the dome. Accordingly, the decrease in the coefficient of flatness reduces the angle, so when trying to get a flatter dome, there may be a problem with the stability of the upper tier of the dome, associated with the negative "snap-through motion" effect. The start of an emergency situation of "snap-through motion" in the upper tier of the dome can occur through several deformational schemes. Schemes of deformations of the upper tier of gently sloping steel domes are modeled under ideal conditions for the operation of the elements, which makes it possible to develop a model of the dome behavior by a complex deformation scheme to create a test model and fabricate a sample for a full-scale experiment.

Keywords: dome, shape, upper tier, rib, ring, effort, deformation, buckling, snap-through motion.

УДК 338.23:69

Сердюк В.Р., д.т.н, проф., ВНТУ, м. Вінниця
Франишина С.Ю., асп., ВНТУ, м. Вінниця

СВІТОВИЙ ДОСВІД РЕАЛІЗАЦІЇ СТАНДАРТІВ «ЗЕЛЕНОГО» БУДІВНИЦТВА

У статті розглянуто зарубіжний досвід сертифікації в області «зеленого» будівництва, виділені головні переваги найбільш відомих в світі «зелених» стандартів. Проведений аналіз критеріїв рейтингової оцінки об'єктів, що підлягають сертифікації. Визначено необхідність запровадження офіційної методики сертифікації будівель та споруд за «зеленими» стандартами в Україні.

***Ключові слова:** зелені стандарти, енергетична ефективність, зелене будівництво.*

Вступ. Глобальні зміни клімату, виснаження природних ресурсів і колапс світової екосистеми пов'язані в тому числі і з будівельним комплексом. Будівлі світу використовують близько 40% всієї споживаної первинної енергії, 67% всієї електрики, 40% всієї сировини і 14% всіх запасів питної води, а також виробляють понад 35% всіх викидів вуглекислого газу і мало не половину всіх твердих міських відходів [1].

За свою історію людство вже використало близько половини запасів традиційного викопного палива. За даними Світового енергетичного агентства, споживання енергоресурсів у 2013 році склало 12,5 млрд т н. е., а приріст за рік склав – 639 млн т н.е. або 5,6% - найвищі темпи зростання з 1973 року. При цьому слід зауважити, що темпи середньорічного зростання обсягів споживання енергоресурсів за останні 45 років складають 2,6% [2].

«Зелене» будівництво, «зелені» будівлі - це передова практика будівництва і експлуатації будівель, метою якої є зниження рівня споживання енергетичних і матеріальних ресурсів протягом всього

життєвого циклу існування будівлі від вибору ділянки до проектування, будівництва, експлуатації, ремонту і руйнування, з послідуючим використанням відходів, які утворюються.

Метою роботи є узагальнення досвіду реалізації «зелених» стандартів будівництва в розвинених країнах світу, обґрунтування пропозицій щодо реалізації зеленого будівництва в Україні з урахуванням необхідності активізації державної політики енергетичної ефективності.

Поштовх до «зеленого» будівництва відбувся більше 40 років тому, коли в результаті енергетичної кризи 70-х років минулого століття, країни ОПЕК у листопаді 1973 року обмежили видобуток нафти і ціна на неї зросла в 4 рази. Саме тоді стали з'являтись приватні будинки, в яких були реалізовані екологічні підходи та використані джерела альтернативної енергії, а на державному рівні багатьох країн сформувалося розуміння важливості енергоефективності, виникла офіційна державна підтримка приватних ініціатив, які були спрямовані на енергозбереження.

Зростання вартості енергетичних ресурсів стало каталізатором для наукових, інженерно-технічних і конструкторських розробок в самих різних галузях, зокрема, і в будівництві. В розвинених країнах стали з'являтись перші «екологічні» будинки, де використовувалися «чисті» будівельні, оздоблювальні матеріали та альтернативні джерела енергії.

Багатий на вуглеводи Радянський Союз, на відміну від інших країн світу, практично ніяк не відреагував на зростання цін і навіть навпаки – країна почала отримувати більші прибутки від реалізації нафти і природного газу. У цей час почали стрімко зростати показники нормативних вимог до термічного опору огороджуючих конструкцій.

У період становлення незалежності України Мінрегіонбуд запровадив комплекс заходів з енергозбереження в будівництві. Вперше були підвищені нормативні вимоги до термічного опору огороджувальних конструкцій, які зросли в 2,5 рази, а також передбачені заходи щодо обліку тепло-, газо- та водопостачання. Прийняті заходи мали забезпечити економію енергії до 30% у новому будівництві та при реконструкції існуючих будинків.

Проте ефективність прийнятих рішень виявилась украй низькою, оскільки урядом країни у 1993 році був допущений рекордний за світовими масштабами рівень гіперінфляції, що склав 10256%. В наслідок цього, було «спалено» обігові кошти підприємств та заощадження цілого покоління населення, річний обсяг будівництва житла скоротився більше ніж в 4 рази, падіння ВВП в 1994 році склало майже 23%. В умовах «паралічу» банківської системи, гіперінфляції українські забудовники були вимушені змінювати документи щодо початку термінів будівництва, щоб «добудовувати» розпочаті об'єкти за старими нормами термічного опору і не змінювати проектних рішень та не вносити додаткових затрат на їх утеплення.

«Зелені» будинки та стандарти. Під терміном «Зелене» будівництво розуміється практика будівництва і експлуатації будівель, метою якої є зниження рівня споживання енергетичних і матеріальних ресурсів при одночасному збереженні або підвищенні якості будівель та комфорту їх внутрішнього середовища [3].

Серед найбільш досконалих національних рейтингових систем виділяють американську LEED (The Leadershipin Energy and Environmental Design), англійську BREEAM (Building Research Establishment Environmental Assessment Method), німецьку DGNB (Deutsche Gesellschaftfur Nachhaltiges Bauen).

Перші «зелені» стандарти з'явилися в 1990 році, коли у Великобританії компанією BRE Global була введена система стандартизації BREEAM. В даний час розроблені версії цього стандарту для країн Перської затоки, Нідерландів, Іспанії, Норвегії, Швеції та Німеччини. Існує кілька стандартних схем оцінки BREEAM - для торгової, промислової та комерційної нерухомості. Для оцінки різних будівель в будь-якій країні світу використовуються свої національні

специфічні критерії. Незалежна сертифікація спрямована на досягнення високих показників з енергоефективності, що в свою чергу збільшує прибутковість проектів, сприяє зниженню витрат на утримання будівлі, що високо оцінюється потенційними інвесторами [4].

Стандарт передбачає рейтингову оцінку по основним підрозділам: комфорт, енергія, транспорт, вода, матеріали, відходи, використання землі, екологія, забруднення, інновації та інші. Нараховані бали множаться на спеціальні коефіцієнти, що відображають вагомість окремого показника. Отримана сума балів – загальна оцінка, визначає місце в рейтингу та позначається: Pass - сертифіковане; Good - сертифіковане з оцінкою «добре»; Very Good, - сертифіковане з оцінкою «дуже добре»; Excellent - сертифіковане з оцінкою «відмінно»; Outstanding - сертифіковане з оцінкою «найвищий».

BREEAM - один з найвідоміших і поширених методів оцінки екологічної оцінки будівель, визначає стандарти сталого проектування і будівництва, дає можливість порівнювати різні будівлі за рівнем їх впливу на навколишнє середовище.

Не менш відомою в світі є американська система LEED (Leadershipin Energy and Environmental Design - «Керівництво з енергоефективності та екологічного проектування», яка була розроблена дещо пізніше в США. Система передбачає сертифікацію проектної документації і об'єктів будівництва. За цією системою, існує 4 типи сертифікатів за кількістю балів: «зелений» (40-49), «срібний» (50-59), «золотий» (60-79), «платиновий» (80+).

Стандарт LEED знайшов використання більше ніж в 117 країнах світу [5,6]. Вибір критеріїв оцінки проводиться з урахуванням національних особливостей, але найбільш відомі групи критеріїв спрямовані на:

- мінімізацію забруднення навколишнього середовища;
- раціональне використання природних ресурсів, енергоефективність;
- впровадження інновацій і менеджмент;
- екологічний комфорт.

Наявність у новобудові (або капітально відремонтованій будівлі) сертифікату LEED вказує на те, що вона завдає мінімальну шкоду екологічній системі, сприяє збереженню енергії та ресурсів, характеризується комфортними та здоровими умови для проживання.

Увага до економічних і соціальних аспектів відрізняє німецьку систему сертифікації наступного покоління – DGNB, яка була розроблена всередині 2000 років Німецькою Радою з екологічного будівництва (DGNB). Це єдина в світі система, яка при оцінці життєвого циклу та проведенні аналізу вартості об'єкта, орієнтується на специфіку функціонування будівлі протягом 50 років. При сертифікації будівель обов'язково передбачається оцінка таких заходів і технологій як: освітлення, механічна вентиляція з утилізацією теплоти, покрівля, повітряні і підземні теплові насоси, водозберігаюче сантехнічне обладнання та інші види енергозберігаючих технологій.

У Німеччині визначено, що вартість пасивного будинку на 40% більше за традиційний. Проте згодом, у 2008 році в Нюрнберзі, на щорічній конференції, яку проводить Інститут пасивних будинків в Дармштадті, зазначено, що згідно з даними, отриманими з багатьох джерел, пасивний будинок в Німеччині дорожче традиційного лише на 10%.

Серед країн СНД, лише в Росії, у 2011 році розроблена аналогічна рейтингова система оцінки СТО НОСТРОЙ 2.35.4-2011 «Зелене будівництво. Будівлі житлові і суспільні. Рейтингова система оцінки стійкості довкілля» [7]. В цій системі стійкість середовища проживання оцінюється сукупністю 10 базових категорій: станом зовнішнього середовища; якістю архітектури та планування об'єкта; комфортом і екологією внутрішнього середовища; якістю санітарних умов та утилізації відходів; раціональним водокористуванням; енергозбереженням та енергоефективністю; застосуванням альтернативної та відновлюваної енергії; екологією створення, експлуатації та утилізації об'єкта; економічною ефективністю; якістю підготовки та управління проектом. Кожна категорія представлена окремою групою критеріїв.

Отримані значення бальних оцінок за певною групою критеріїв сумують, в результаті чого отримують загальну величину балів. Зокрема передбачається видача наступних чотирьох видів сертифікатів: сертифікат класу А - при наборі від 520 до 650 балів; класу В - від 420 до 519 балів; класу С - при наборі від 340 до 419 балів; класу D - при наборі від 260 до 339 балів.

Згідно з останніми міжнародними дослідженнями, екологічно «зелена» будівля дозволяє підвищити загальну продуктивність персоналу на 18%, скоротити кількість лікарняних на 8,5 %, знизити споживання енергоресурсів до 40 %, а також суттєво підвищити вартість активів. Власник будівлі може дозволити собі підвищувати орендну плату до 25%, а рівень заповнюваності будівлі, як правило, збільшується на 23% [8].

«Зелені» стандарти: досвід України.

В Україні зелений сертифікат мають Посольство США (за сертифікацією LEED) та декілька приватних будинків, які максимально наближені до вимог зелених стандартів, проте офіційної методики добровільної сертифікації будівлі за зеленими стандартами не затверджено і офіційних документів щодо показників визначальних критеріїв, які мають бути закладені в проект зеленої будівлі, немає.

У 2011 році в Україні створена Рада з зеленого будівництва (Ukrainian Green Building Council – UAGBC), що є професійною громадською організацією, діяльність якої спрямована на розвиток та впровадження сучасних технологій у сфері екологічного будівництва в Україні, що є невід'ємною частиною сталого розвитку галузі та економіка в цілому.

Не менш важливою проблемою, крім ресурсозбереження, в зелених стандартах має реалізуватись екологічна проблема. Для підтвердження відповідності нормативним вимогам державними підприємствами «Укрметртестстандарт» проводить сертифікацію будівельних матеріалів конструкцій, теплоізоляційних матеріалів, лакофарбових виробів за низкою санітарно-гігієнічних, радіаційних та інших параметрів.

В Україні постійно, хоча з великим відставанням в порівнянні з країнами ЄС, реалізується державна політика в сфері вдосконалення та розвитку вітчизняної нормативної бази у сфері енергоефективності будівель:

- 1994-1996 р.р. - Підвищені вимоги до опору теплопередачі огороджуючих конструкцій (в 2,0-2,5 рази) житлових і цивільних будівель;
- 2006-2007 р.р. - Введено в дію нове покоління державних будівельних норм з енергоефективності будівель;
- 2008-2010 р.р. - Створена система норм і стандартів щодо регламентації вимог і методів контролю показників енергоефективності;
- 2012-2016 р.р. - Гармонізація з європейськими нормами, імплементація європейських стандартів, розвиток системи норм і стандартів.

Висновок. Актуальність впровадження сертифікатів зеленого будівництва підтверджується світовою практикою. «Зелені» будівлі сприяють зменшенню енергетичних витрат на їхнє утримання, що веде до зменшення викидів парникових газів. Саме тому, в Україні не існує альтернативи енергозберігаючому екологічно чистому «зеленому» будівництву, яке пропонує сучасний підхід до проектування, облаштування та утримання будівель, основними завданнями якого є скорочення витрат енергії, мінімізація викидів парникових газів, покращення умов проживання. Дані досліджень свідчать, що за рахунок підвищення енергоефективності можна економити до 45% ресурсів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Гаевская З. А. Проблемы внедрения системы «зеленых» стандартов [Електронний ресурс] / З. А. Гаевская, Ю. С. Лазарева, А. Н. Лазарев // Молодой ученый. – 2015. – Режим доступу до ресурсу: http://old.moluch.ru/archive/96/21620/.

2. Прогноз глобального розвитку світової енергетики [Електронний ресурс] // Портал інформаційних проектів з енергозбереження – Режим доступу до ресурсу: http://esco.co.ua

3. Зелене будівництво — міжнародний досвід і перспективи розвитку в Росії [Електронний ресурс] – Режим доступу: http://www.cre8tivez.org/nedvijimost/zelene-budivnitstvo-mizhnarodnij-dosvid-i-perspektivi-rozvitku-v-rosiyi/

4. Сертифікація «зеленого» будівництва по стандарту BREEAM [Електронний ресурс] // Сайт компанії Management, Consulting and Legal – Режим доступу до ресурсу: http://www.mcl.kiev.ua/en/services/#service-1

5. LEED Interior Design and Construction credits, prerequisites and points. [Електронний ресурс] // U.S. Green Building Council – Режим доступу до ресурсу: http://www.usgbc.org/articles/leed-idc-credits-and-points

6. «Зелене будівництво» та сертифікат LEED [Електронний ресурс] // Сайт Екологія та соціальний захист – Режим доступу до ресурсу: http://www.esz.org.ua/?p=10096

7. Стандарт организации «Зеленое строительство». Здания жилые и общественные. Рейтинговая система оценки устойчивости среды обитания. СТО НОСТРОЙ 2.35.4 – Москва. – 2011. – 57с.

8. To accelerate Energy Efficiency in Poland's Building Market [Електронний ресурс] // World business Council for Sustainable Development – Режим доступу до ресурсу: http:// www.wbcsd.org/home.aspx.

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрен зарубежный опыт сертификации в области «зеленого» строительства, выделены главные преимущества наиболее известных в мире «зеленых» стандартов. Проведен анализ критериев рейтинговой оценки объектов, подлежащих сертификации. Определена необходимость введения официальной методики сертификации зданий и сооружений по «зеленым» стандартам в Украине.

Ключевые слова: зеленые стандарты, энергетическая эффективность, зеленое строительство.

ANNOTATION

The work presents foreign experience of certification in the field of "green building". The main advantage of the most famous of «green» standards in the world is analyzed. The main criteria rating of facilities subject to certification is defined. Also the necessity of introduction of official methodology for the certification of buildings according to "green" standards in Ukraine is investigated.

Keywords: green standards, energy efficiency, green building.

УДК 666.972.12

Толмачов С.М., д.т.н., проф., ХНАДУ, м. Харків
Бєліченко О.А., к.т.н, с.н.с., ХНАДУ, м. Харків
Захаров Д.С., асп., ХНАДУ, м. Харків
Чорногал Р.Ю., студ., ХНАДУ, м. Харків

ВПЛИВ ЛЕЩАДНИХ ЧАСТИНОК НА МІЦНІСТЬ ПРИ ЗГИНІ ДОРОЖНІХ ЦЕМЕНТНИХ БЕТОНІВ

У статті розглянуто вплив кількості лещадних частинок в щебені на властивості дорожніх цементних бетонів. Показано, що при збільшенні кількості лещадних частинок в щебені до 15 % спостерігається незначне зниження міцності бетонів при стисканні. Проведено оптико-мікроскопічні дослідження структури бетону з різною кількістю лещадних частинок у щебені. Показано, що структура бетону з 5 % лещадних частинок має більш щільну зону контакту та меншу пористість у порівнянні зі структурою бетону, який містить 15 % і 25 % лещадних частинок у щебені.

***Ключові слова:** дорожній цементний бетон, міцність, структура бетону, лещадні частинки, водопоглинання бетону, коефіцієнт дефектності структури.*

Актуальність. Основною причиною руйнування дорожніх цементних бетонів при дії різних агресивних чинників є їх низька міцність на розтяг. Руйнування, викликані статичними і динамічними навантаженнями, тиском води або льодом, що кристалізується, осмосом або дифузією, зносом покриття, міграційними явищами, термічними явищами та ін. – всі вони обумовлені виникненням значних розтягуючи напруг, що призводять до утворення тріщин і подальшого руйнування бетону. На сьогодні дослідження, пов'язані з цілеспрямованим підвищенням міцності на розтяг, а точніше, розтяг при згині, уривчасті. Відсутнє систематичне дослідження причин низької міцності на розтяг, не виділені фактори, які можуть впливати на цей показник. Не виявлені основні фактори, що впливають на

4. Сертифікація «зеленого» будівництва по стандарту BREEAM [Електронний ресурс] // Сайт компанії Management, Consulting and Legal – Режим доступу до ресурсу: http://www.mcl.kiev.ua/en/services/#service-1

5. LEED Interior Design and Construction credits, prerequisites and points. [Електронний ресурс] // U.S. Green Building Council – Режим доступу до ресурсу: http://www.usgbc.org/articles/leed-idc-credits-and-points

6. «Зелене будівництво» та сертифікат LEED [Електронний ресурс] // Сайт Екологія та соціальний захист – Режим доступу до ресурсу: http://www.esz.org.ua/?p=10096

7. Стандарт организации «Зеленое строительство». Здания жилые и общественные. Рейтинговая система оценки устойчивости среды обитания. СТО НОСТРОЙ 2.35.4 – Москва. – 2011. – 57с.

8. To accelerate Energy Efficiency in Poland's Building Market [Електронний ресурс] // World business Council for Sustainable Development – Режим доступу до ресурсу: http:// www.wbcsd.org/home.aspx.

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрен зарубежный опыт сертификации в области «зеленого» строительства, выделены главные преимущества наиболее известных в мире «зеленых» стандартов. Проведен анализ критериев рейтинговой оценки объектов, подлежащих сертификации. Определена необходимость введения официальной методики сертификации зданий и сооружений по «зеленым» стандартам в Украине.

Ключевые слова: зеленые стандарты, энергетическая эффективность, зеленое строительство.

ANNOTATION

The work presents foreign experience of certification in the field of "green building". The main advantage of the most famous of «green» standards in the world is analyzed. The main criteria rating of facilities subject to certification is defined. Also the necessity of introduction of official methodology for the certification of buildings according to "green" standards in Ukraine is investigated.

Keywords: green standards, energy efficiency, green building.

УДК 666.972.12

Толмачов С.М., д.т.н., проф., ХНАДУ, м. Харків
Бєліченко О.А., к.т.н, с.н.с., ХНАДУ, м. Харків
Захаров Д.С., асп., ХНАДУ, м. Харків
Чорногал Р.Ю., студ., ХНАДУ, м. Харків

ВПЛИВ ЛЕЩАДНИХ ЧАСТИНОК НА МІЦНІСТЬ ПРИ ЗГИНІ ДОРОЖНІХ ЦЕМЕНТНИХ БЕТОНІВ

У статті розглянуто вплив кількості лещадних частинок в щебені на властивості дорожніх цементних бетонів. Показано, що при збільшенні кількості лещадних частинок в щебені до 15 % спостерігається незначне зниження міцності бетонів при стисканні. Проведено оптико-мікроскопічні дослідження структури бетону з різною кількістю лещадних частинок у щебені. Показано, що структура бетону з 5 % лещадних частинок має більш щільну зону контакту та меншу пористість у порівнянні зі структурою бетону, який містить 15 % і 25 % лещадних частинок у щебені.

***Ключові слова:** дорожній цементний бетон, міцність, структура бетону, лещадні частинки, водопоглинання бетону, коефіцієнт дефектності структури.*

Актуальність. Основною причиною руйнування дорожніх цементних бетонів при дії різних агресивних чинників є їх низька міцність на розтяг. Руйнування, викликані статичними і динамічними навантаженнями, тиском води або льодом, що кристалізується, осмосом або дифузією, зносом покриття, міграційними явищами, термічними явищами та ін. – всі вони обумовлені виникненням значних розтягуючи напруг, що призводять до утворення тріщин і подальшого руйнування бетону. На сьогодні дослідження, пов'язані з цілеспрямованим підвищенням міцності на розтяг, а точніше, розтяг при згині, уривчасті. Відсутнє систематичне дослідження причин низької міцності на розтяг, не виділені фактори, які можуть впливати на цей показник. Не виявлені основні фактори, що впливають на

міцність бетонів при згині. Це призвело до того, що у вітчизняній літературі не відображені способи підвищення міцності дорожніх бетонів на розтяг при згині.

Тому **актуальними** є дослідження, спрямовані на аналіз факторів, що впливають на підвищення міцності бетонів при згині, оцінку причин зниження цього показника і розробку способів його підвищення.

Стан питання. У дослідженнях багатьох авторів показано, що покращувати якість структури бетону, а, значить, підвищувати міцність і інші його характеристики можна за рахунок регулювання характеристик порової структури [1-5]. В першу чергу це стосується відкритої і капілярної пористості. Як показав І.М. Грушко, регулюючи цей вид пористості можна отримувати бетони не тільки високої щільності, водонепроникності, зносостійкості, а й високої міцності на розтяг. Основним при цьому вважається застосування якісних заповнювачів.

В.П. Сичов відзначав, що підвищення морозостійкості бетону залежить від якості щебеню і його кількості в складі бетонної суміші. Обов'язковою умовою цього є зменшення крупності зерен щебеню (крупність щебеню не повинна перевищувати 20 мм) і збільшення міцності його зчеплення з розчином, тобто поліпшення якості (міцності) зони контакту. Необхідність поліпшення якості зони контакту також зазначалася в дослідженнях О.Г. Ольгінського [6].

Необхідність поліпшення якості крупних заповнювачів, що застосовуються, зазначалося в роботах Б.Н. Віноградова [7], С.С. Гордона [8], С.М. Іцковича [9]. У цих та інших роботах під якістю щебеню розумівся ряд фізико-механічних показників, однак, впливу зерен голчастої (лещадної) форми не було приділено належної уваги.

Якщо виходити з припущення про те, що поліпшення властивостей бетону, в тому числі підвищення його міцності при згині, залежить також від підвищення щільності упаковки наповнювачів [10], то особливу роль набуває форма частинок. У цьому випадку очевидно, що наявність у щебені зерен голчастої (лещадної) форми буде призводити до зміни щільності упаковки. Не менш важливим стає облік тих особливостей, які притаманні лещадним частинкам. До них відноситься, наприклад, здатність зерен голчастої (лещадної) форми розташовуватися в бетоні, як балка на двох опорах (при тому, що вона спирається на дві сусідні частинки).

По-перше, в разі застосування зовнішнього навантаження посередині прольоту, що утворився, таке розташування зерен голчастої (лещадної) форми призведе до їх руйнування. При цьому оголюються нові поверхні частинок щебеню, не покриті цементним тістом, що призведе до виникнення вогнищ руйнування саме в цих місцях. По-друге, при такому розташуванні зерен голчастої (лещадної) форми під ними можуть утворюватися повітряні порожнини. Вони також будуть небезпечними зонами, в яких, при попаданні в них води або розчинів солей, може виникати небезпека морозного або корозійного руйнування. Важливо й те, що будь-які порожнечі знижують щільність і міцність бетону. Особливо це стосується зони контакту «затверділе цементне тісто - заповнювач», яка визначає міцність при згині. Іншими словами, наявність лещадних частинок в будь-якій кількості повинна призводити до погіршення міцності бетону на розтяг при згині. Але, з іншого боку, лещадні частки можуть грати і позитивну роль, якщо розглядати їх як армуючі елементи структури.

Нормативні документи України визначають вміст лещадних частинок в бетонах для верхніх шарів покриттів - не більше 25 %, для нижніх шарів - не більше 35 %. Вважається, що більша їх кількість призводить до різкого погіршення показників бетонів. Однак, дані щодо впливу лещадних частинок в зазначеному кількісному інтервалі на міцність бетону при згині відсутні. Слід врахувати, що вміст лещадних частинок в Європейських нормативах не вказано, оскільки там апріорі вважається, що каменедробильні заводи виробляють щебінь з вмістом таких

частинок не більше 5 %.

З огляду на вищевикладене, представляє інтерес оцінити характер впливу лещадних частинок, в першу чергу, на міцність бетонів при їх вмісті від 5 до 25 %. Тому **метою цієї роботи** є дослідження впливу зерен голчастої (лещадної) форми на міцність бетонів при стиску та згині.

Матеріали. У дослідженнях застосовували портландцемент Івано-Франківського заводу ПЦ І – 500 Н, щебінь гранітний фракції 5-10 мм Кіровоградського кар'єру, пісок кварцовий з Мкр = 1,3. Хімічні та мінеральні добавки до складу бетону не вводили. Для контрольного складу використовували щебінь, що містить 5 % лещадних частинок. У склади бетону, що досліджували в щебінь, який не містить лещадних частинок, додавали необхідну їх кількість. Бетони з різною кількістю лещадних частинок тверділи в нормальних умовах протягом 28 діб, після чого зразки випробовували на стиск і розтяг при згині. Виготовляли зразки-балочки розміром 4х4х16 см, а також зразки-куби розміром 7х7х7 см.

Експериментальні дослідження. Дослідження показали (рис. 1), що міцність при стиску зразків-балочок незначно знижується (на 5 %), в подальшому при збільшенні вмісту лещадних частинок в щебені від 5 до 15 % міцність не змінюється. Аналогічні дані отримані при випробуванні на стиск зразків-кубів (рис. 2). Незначне (до 6 %) зниження міцності спостерігається у зразків бетону, в яких вміст лещадних частинок становить 15 і 24 %. Можливо, це обумовлено деяким розущільненням макроструктури бетону при збільшенні кількості лещадних частинок. Однак, на щільності зразків бетону це не відбивається.

Дослідження впливу лещадних частинок на міцність бетону при згині показали, що зі збільшенням їх кількості у щебені відбувається зниження цього показника (рис. 3). В даному випадку залежність також криволінійна, однак при збільшенні кількості зерен голчастої (лещадної) форми до 15 % міцність при згині знижується на 14 %, а при вмісті таких частинок 24 % – на 20 %. Таке значне зниження міцності при згині може свідчити не тільки про розущільнення структури бетону, але і про погіршення якості зони контакту «цементний розчин - щебінь».

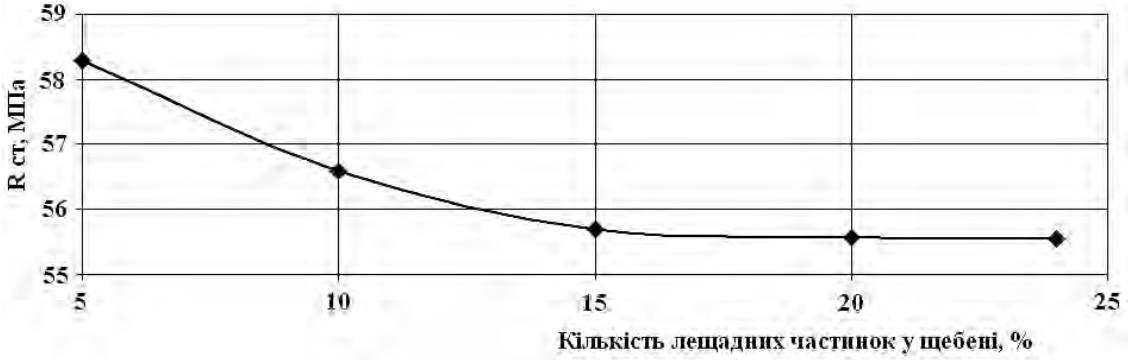


Рис. 1. Міцність при стиску зразків-балочок з різним вмістом лещадних частинок

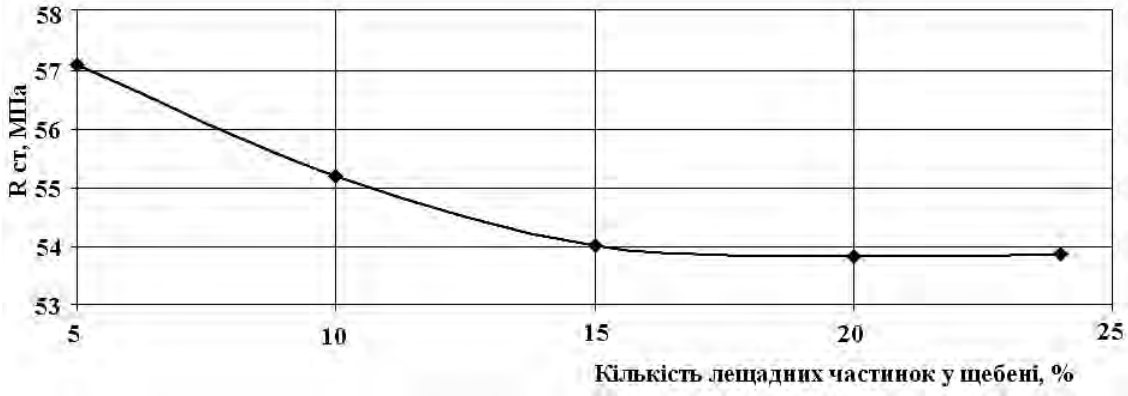


Рис. 2. Міцність при стиску зразків-кубів з різним вмістом лещадних частинок

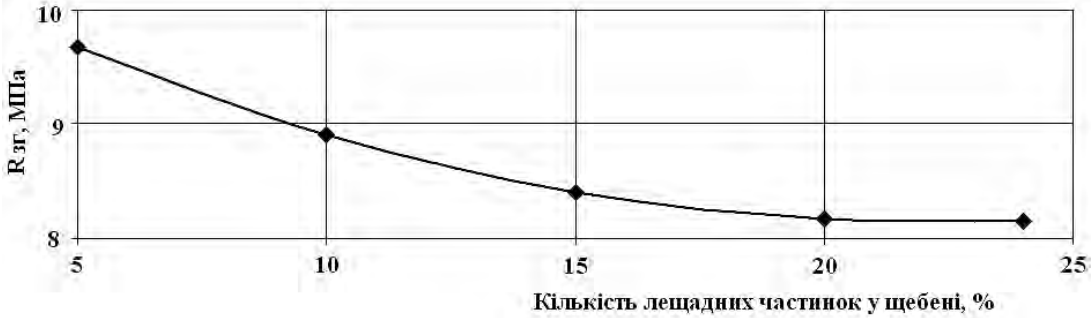


Рис. 3. Міцність при згині зразків-балочок з різним вмістом лещадних частинок

Дослідження водопоглинання бетонів показали, що для зразків з різним вмістом зерен голчастої (лещадної) форми ці показники приблизно однакові (табл. 1). Це свідчить про те, що відкрита пористість бетонів в діапазоні вмісту лещадних частинок 5...24 % практично не змінюється.

Таблиця 1

Водопоглинання бетону з різним вмістом зерен голчастої (лещадної) форми

Зразки	*Водопоглинання бетону, W, %, при різному вмісті лещадних частинок*		
	при 5 % лещадних частинок	*при 15 % лещадних частинок*	*при 24 % лещадних частинок*
кубики	1,76	1,71	1,74
балочки	2,00	1,98	2,10

Для оцінки впливу активності і марки цементу на другому етапі досліджень використовували цемент іншого типу і меншої активності. Застосовували цемент - ПЦ І А / Ш - 400 Балаклійського заводу. Щебінь і пісок в цих дослідженнях залишалися ті ж самі.

Експеримент показав, що для зразків-кубів зниження міцності бетону при стиску більш істотніше, ніж в першому випадку (рис. 4). При збільшенні кількості лещадних частинок з 5 % до 15 % міцність при стиску у віці 28 діб знижується на 13 %. При подальшому збільшенні лещадних частинок міцність, також, як і в першому випадку, не змінюється. Такий характер зниження міцності спостерігається і в віці 7 діб.

Ще більше зменшення міцності при стиску можна спостерігати для зразків-балочок (рис. 5). Для них зниження міцності при збільшенні кількості лещадних частинок з 5 % до 15 % становить 20 %. Надалі зміни цього показника також не відбувається.

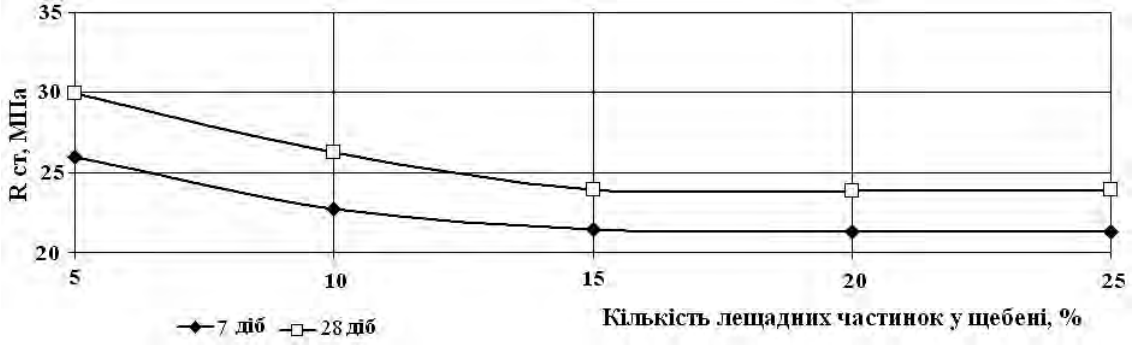


Рис. 4. Міцність зразків-кубів при стиску з різним вмістом лещадних частинок

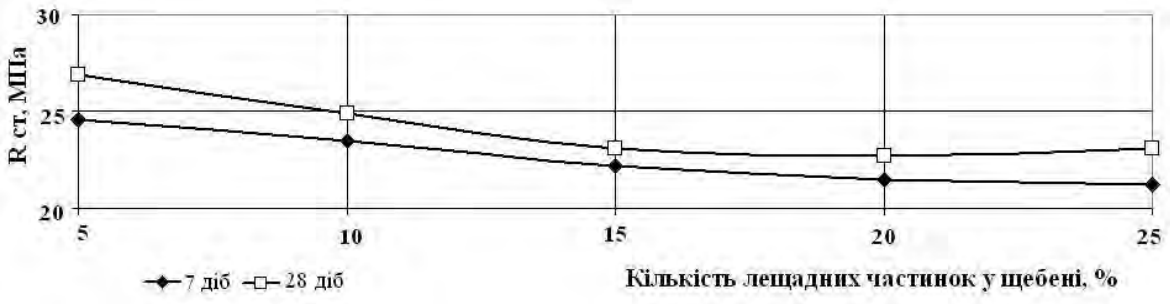


Рис. 5. Міцність зразків-балочок при стиску з різним вмістом лещадних частинок

Аналогічні дані отримані для міцності бетонів при згині (рис. 6). Зміна кількості лещадних частинок з 5 % до 15 % призводить до зниження міцності бетонів на 20 %.

Посередньо оцінити якість структури можна за зміною коефіцієнта дефектності структури, запропонованого І.М. Грушко, який є відношенням міцності бетону при стиску до міцності бетону на розтяг при згині: $К_{деф} = R_{ст}/R_{зг}$. Чим менше буде цей показник, тим більш однорідна структура бетону.

Аналіз коефіцієнта дефектності структури показав, що найменше його значення, як у віці 7 діб, так і в марочному віці відповідає бетонам з вмістом лещадних частинок 5 % (табл. 2).

Таблиця 2

Коефіцієнт дефектності структури бетонів з різним вмістом лещадних частинок

Кількість лещадних частинок, %	*Коефіцієнт дефектності структури бетонів, $К_{деф}$, у віці, діб*	
	7	**28**
5	5,57	7,73
15	5,77	5,88
25	5,65	5,88

Цікаво, що зі збільшенням віку зразків $К_{деф}$ зростає, тобто міцність бетону при стиску збільшується в більшому ступені, ніж міцність при згині. Це може свідчити про те, що бетони з віком краще сприймають стискаючи напруги, ніж розтягуючи.

Проведені нами оптико-мікроскопічні дослідження показали, що мезоструктура розчинної частини бетонів з різним вмістом лещадних частинок різна (рис. 7 – 8). Найбільш щільною, з відсутністю макродефектів, є структура бетонів, що містять 5 % лещадних зерен (рис. 7, а). У ній переважають пори і порожнечі різного діаметру, але не перевищують 10^{-4} м. Зі збільшенням вмісту лещадних частинок до 15 % кількість пор і пустот зростає, з'являються дефекти розміром до $5 \cdot 10^{-4}$ м. Збільшується середній радіус пор (рис. 7, б). Ще більш крихкою є мезоструктура бетону, в якому міститься 25 % лещадних частинок (рис. 8). На сколах зразків-кубів і зразків-балочок можна спостерігати дефекти розміром більше 10^{-3} м, що особливо видно на фото зразка балочки (рис. 8, б). Кількість пор і пустот також збільшено у порівнянні із зразками, в яких міститься 5 % лещадних частинок (рис. 8, а). Однак, за винятком великих порожнеч, загальна і середня пористість цих зразків порівнянна з пористістю зразків з 15 % лещадних частинок.

Аналіз макроструктури бетонів показав, що зона контакту «лещадна частинка-розчин» в зразках з 5 % лещадних зерен найбільш щільна (рис. 9, а).

Пористість розчинної частини незначна. Під лещадною частинкою відсутні порожнечі і порожнини. У той же час в зразку з 15 % лещадних частинок розчинна частина більш рихла, є несплошності в зоні контакту «лещадна частинка-розчин», у розчинній частині можна бачити порожнечі (рис. 9, б).

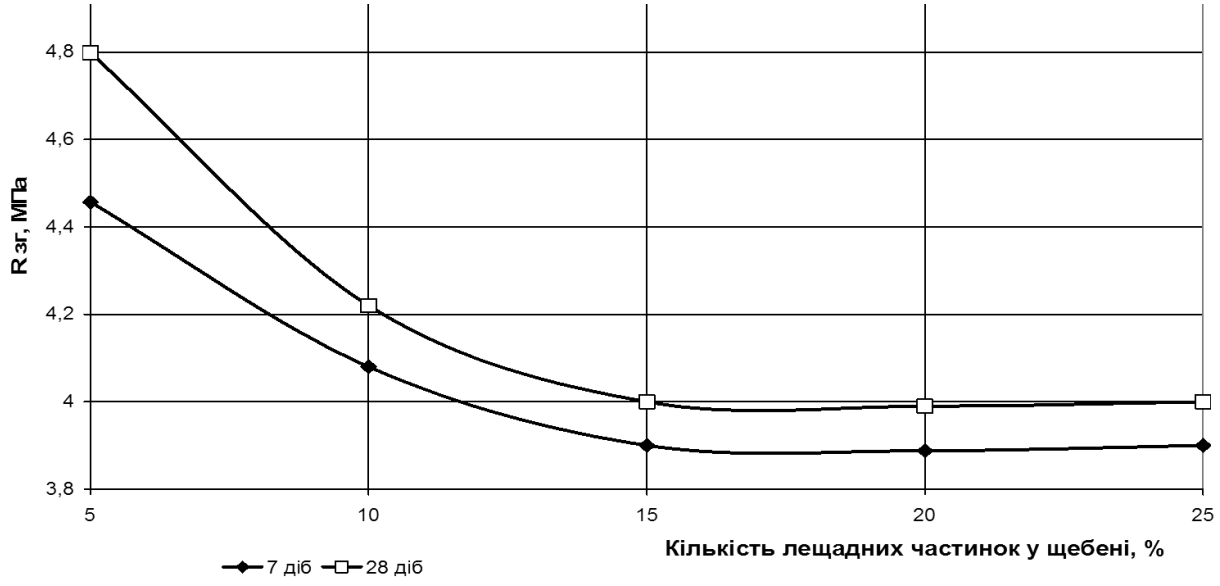
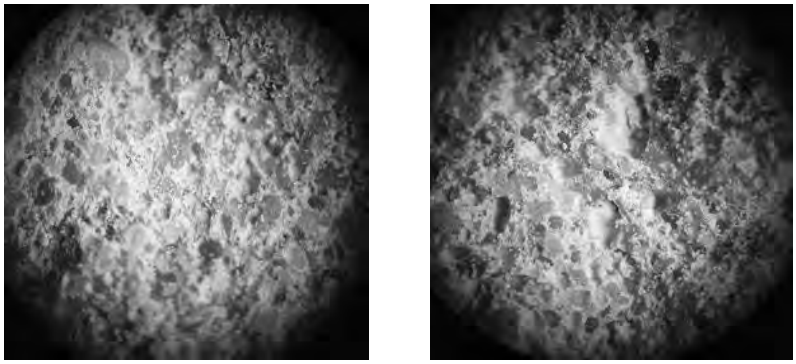
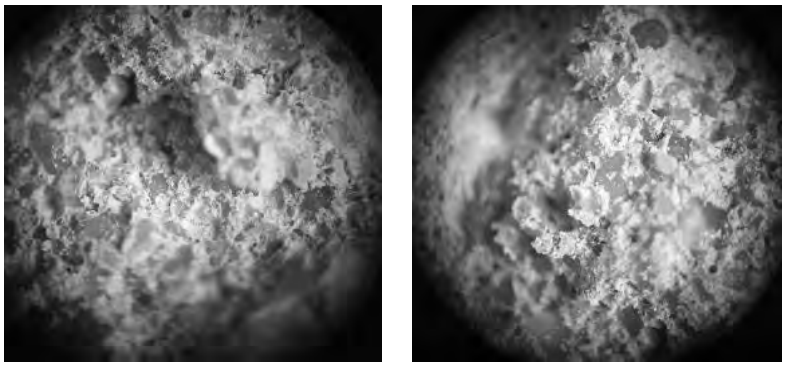


Рис. 6. Міцність зразків-балочок при згині з різним вмістом лещадних частинок



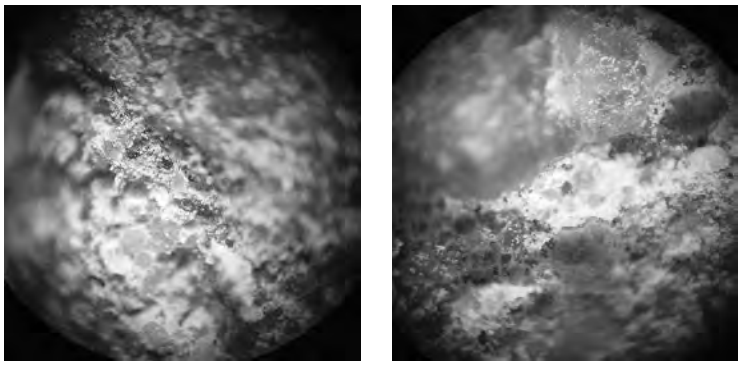
а) *б)*

Рис. 7. Структура розчинної частини бетону з різною кількістю лещадних частинок: а) з 5 % лещадних частинок; б) з 15 % лещадних частинок



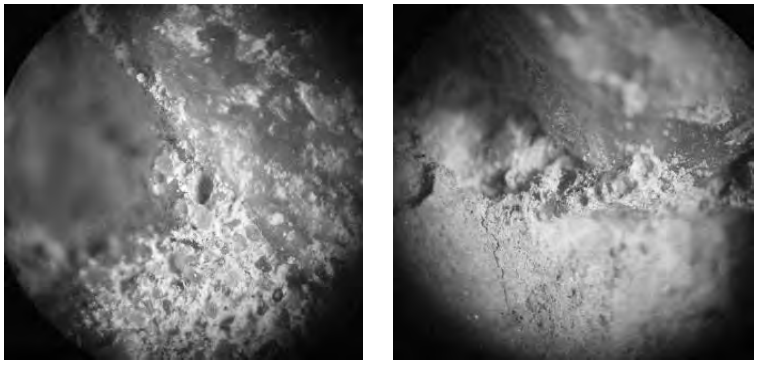
а) *б)*

Рис. 8. Структура розчинної частини бетону з 25 % лещадних частинок: а) зразок-куб; б) зразок-балочка



а) *б)*

Рис. 9. Структура зразків-кубів бетону з різним вмістом лещадних частинок: а) з 5 % лещадних частинок; б) з 15 % лещадних частинок



а) *б)*

Рис. 10. Структура зразків бетону з 25 % лещадних частинок: а) зразок-куб; б) зразок-балочка

Найбільшою мірою пошкодженою є макроструктура зразків бетону, що містять 25 % лещадних частинок (рис. 10). Очевидно, що і в зразках-кубах і в зразках-балочках зона контакту «лещадна частинка-розчин» порушена практично наполовину. В самій зоні контакту є пори розміром до 10^{-4} м. У той же час, мезоструктура бетону під зоною контакту досить щільна і порівняна зі структурою зразків бетонів з 5 % лещадних частинок.

Висновки.

1. Встановлено, що при збільшенні кількості лещадних частинок в щебені з 5 до 15 % відбувається зниження міцності бетонів при стиску. При цьому для високомарочних цементів це зниження не перевищує 6 %, а з пониженням активності цементів різниця в міцності бетонів з різною кількістю лещадних частинок зростає до 20 %. Подальше збільшення кількості лещадних частинок в щебені до 25 % не впливає на міцність бетонів при стиску.

2. Показано, що збільшення вмісту лещадних частинок з 5 % до 15 % і, далі, 25 % призводить до зниження міцності бетонів при стиску на 20 % незалежно від активності цементу.

3. Встановлено, що структура бетонів з 5 % лещадних частинок відрізняється мінімальним коефіцієнтом дефектності (по І.М. Грушко), має більш щільну зону контакту, меншу загальну і диференціальну пористість в порівнянні зі структурою бетонів, що містять 15 % і 25 % лещадних частинок в щебені.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Usherov-Marshak A.V. DSK investigation and analysis of ice formation in capillary-porous materials / A.V. Usherov-Marshak, V.P. Sopov, O.A. Zlatkovski // Proc. ESTAC-7. - Balatonfurd. Hungary. - 1998. - P. 158.

2. Грушко І.М. Довговічність бетону при спільній дії середовища та механічного навантаження / І.М. Грушко, Е.Б. Кирєєва // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 1978. – № 23. - С. 64 – 68.

3. Грушко И.М. Прочность бетонов на растяжение / И.М. Грушко, А.Г. Ильин, С.Т. Рашевский. - Х.: изд-во ХГУ, 1973. - 156 с.

4. Мощанский Н.А. Плотность и стойкость бетонов / Н.А. Мощанский. - М.: Госстройиздат, 1951. – 210 с.

5. Сычов В.П. Исследование морозостойкости цементобетона применительно к суровым климатическим условиям Якутии: дисс. канд. техн. наук: 05.23.05 / Сычов Виктор Петрович. – Харьков, 1977. – 189 с.

6. Ольгинский А.Г. Оценка и регулирование структуры зоны контакта цементного камня с минералами заполнителя: автореф. дисс. на соиск. ученой степени доктора техн. наук: спец. 05.23.05 «Строительные материалы и изделия» / Александр Георгиевич Ольгинский. – Харьков, 1994. – 398 с.

7. Виноградов Б.Н. Влияние заполнителей на свойства бетона / Б.Н. Виноградов. – М.: Стройиздат, 1979. – 224 с.

8. Гордон С.С. Структура и свойства тяжелых бетонов на различных заполнителях / С.С. Гордон. – М.: Стройиздат, 1969. – 151 с.

9. Ицкович С.М. Заполнители для бетона / С.М. Ицкович. – Минск: Высш. школа, 1983. – 214 с.

10. Толмачев С.Н. Некоторые особенности подбора состава бетонов по методу прерывистой гранулометрии / [С.Н. Толмачев, И.Г. Кондратьева, Ю.А. Костенко и др.] // Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель і споруд: матеріали міжнародної конференції, Харків, ХДТУБА / Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА. – 2003. – № 23. – С. 251 – 254.

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрено влияния количества лещадных частиц в щебне на свойства дорожных цементных бетонов. Показано, что при увеличении количества лещадных частиц в щебне до 15 % наблюдается незначительное снижение прочности бетонов при сжатии. Проведены оптико-микроскопические исследования структуры бетона с разным количеством лещадных частиц в щебне. Показано, что структура бетона с 5 % лещадных частиц имеет более плотную зону контакта и меньшую пористость по сравнению со структурой бетона, который содержит 15 % и 25 % лещадных частиц в щебне.

Ключевые слова: дорожный цементный бетон, прочность, структура бетона, лещадные частицы, водопоглощение бетона, коэффициент дефектности структуры

ANNOTATION

The article discusses the influence of the number of bream particles in gravel on the properties of road cement concretes. It is shown that when the amount of bream particles in the gravel is increased to 15 %, a slight decrease in the strength of concrete during compression is observed. Optical-microscopic studies of the structure of concrete with a different number of bream particles in the gravel have been carried out. It is shown that the structure of concrete with 5 % bush particles has a denser contact zone and a lower porosity than the concrete structure, which contains 15 % and 25 % of the crustal particles in the crushed stone.

Keywords: road cement concrete, strength, concrete structure, flaky particles, water absorption of concrete, structural defect factor

УДК 628.511

Довгалюк В.Б., к.т.н., проф., КНУБА, м. Київ
Пефтєва І.О., асп., КНУБА, м. Київ

ПІДВИЩЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ УЛОВЛЕННЯ РІДИННО-ПИЛОВИХ УТВОРЕНЬ З ГАЗОВОГО ПОТОКУ СКРУБЕРАМИ ВЕНТУРІ

Ступінь очищення газів від пилу залежить не тільки від уловлювання пилинок краплями в трубі Вентурі, а й від ефективності сепарації рідинно-пилових утворень з газового потоку. Для сепарації крапель застосовують різні, як за принципом дії, так і по конструкції краплевловлювачі. Їх ефективність може бути визначена з використанням ймовірнісного методу моделювання. Процес краплевловлення розділяється на елементарні події, описується відомими фізичними закономірностями та входить у загальну формулу ефективності пило очищення газів в скруберах Вентурі.

Ключові слова: *очистка газів, скрубер Вентурі, крапля, пилинка, газоріднний потік, краплевловлювач, ефективність пиловловлення.*

Вступ. Для очищення газів, що відходять від пилу в металургії, теплоенергетиці, хімії та інших галузях набули широкого поширення і підтвердили високу ефективність скруберні установки мокрого очищення з трубами Вентурі. Процес пиловловлювання в них заснований на поглинанні пилинок краплями розпорошеної рідини і утворенні більших за розміром і масою конгломератів. Уловлювання нових утворень «крапля-пилинка» і, можливо вільних крапель та пилинок, що не зустрілися після їх виходу з труби Вентурі є обов'язковою умовою завершення процесу пилоочищення. На якісні та економічні показники процесу впливає не тільки ефективна робота труби Вентурі, але й робота краплевловлювача. Від його ефективності залежить загальний ступінь очищення в скрубберах Вентурі, який

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрено влияния количества лещадных частиц в щебне на свойства дорожных цементных бетонов. Показано, что при увеличении количества лещадных частиц в щебне до 15 % наблюдается незначительное снижение прочности бетонов при сжатии. Проведены оптико-микроскопические исследования структуры бетона с разным количеством лещадных частиц в щебне. Показано, что структура бетона с 5 % лещадных частиц имеет более плотную зону контакта и меньшую пористость по сравнению со структурой бетона, который содержит 15 % и 25 % лещадных частиц в щебне.

Ключевые слова: дорожный цементный бетон, прочность, структура бетона, лещадные частицы, водопоглощение бетона, коэффициент дефектности структуры

ANNOTATION

The article discusses the influence of the number of bream particles in gravel on the properties of road cement concretes. It is shown that when the amount of bream particles in the gravel is increased to 15 %, a slight decrease in the strength of concrete during compression is observed. Optical-microscopic studies of the structure of concrete with a different number of bream particles in the gravel have been carried out. It is shown that the structure of concrete with 5 % bush particles has a denser contact zone and a lower porosity than the concrete structure, which contains 15 % and 25 % of the crustal particles in the crushed stone.

Keywords: road cement concrete, strength, concrete structure, flaky particles, water absorption of concrete, structural defect factor

УДК 628.511

Довгалюк В.Б., к.т.н., проф., КНУБА, м. Київ
Пефтєва І.О., асп., КНУБА, м. Київ

ПІДВИЩЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ УЛОВЛЕННЯ РІДИННО-ПИЛОВИХ УТВОРЕНЬ З ГАЗОВОГО ПОТОКУ СКРУБЕРАМИ ВЕНТУРІ

Ступінь очищення газів від пилу залежить не тільки від уловлювання пилинок краплями в трубі Вентурі, а й від ефективності сепарації рідинно-пилових утворень з газового потоку. Для сепарації крапель застосовують різні, як за принципом дії, так і по конструкції краплевловлювачі. Їх ефективність може бути визначена з використанням ймовірнісного методу моделювання. Процес краплевловлення розділяється на елементарні події, описується відомими фізичними закономірностями та входить у загальну формулу ефективності пило очищення газів в скруберах Вентурі.

Ключові слова: *очистка газів, скрубер Вентурі, крапля, пилинка, газоріднний потік, краплевловлювач, ефективність пиловловлення.*

Вступ. Для очищення газів, що відходять від пилу в металургії, теплоенергетиці, хімії та інших галузях набули широкого поширення і підтвердили високу ефективність скруберні установки мокрого очищення з трубами Вентурі. Процес пиловловлювання в них заснований на поглинанні пилинок краплями розпорошеної рідини і утворенні більших за розміром і масою конгломератів. Уловлювання нових утворень «крапля-пилинка» і, можливо вільних крапель та пилинок, що не зустрілися після їх виходу з труби Вентурі є обов'язковою умовою завершення процесу пилоочищення. На якісні та економічні показники процесу впливає не тільки ефективна робота труби Вентурі, але й робота краплевловлювача. Від його ефективності залежить загальний ступінь очищення в скрубберах Вентурі, який

запропоновано визначати на основі імовірнісного методу моделювання [1,2].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У більшості літературних джерел, у працях А.І.Абрамова [3], В.П. Яценка [4], запропоновано визначати як загальну ефективність пилоочищення в скруберах Вентурі, так і ефективність роботи краплевловлювачів на основі емпіричних формул. Також у роботі С.І.Прийомова [5] представлений так званий «енергетичний» метод. Він базується на припущенні, що ступінь очищення викидів пропорційний кількості енергії, витраченої на уловлення частинок.

Мета. Оцінити можливість встановлення після труб Вентурі різноманітних типів краплевловлювачів та визначити їх ефективність із використанням ймовірнісного методу.

Постановка проблеми. Мокрий спосіб очищення газів від пилу характеризується, з одного боку, високою ефективністю пиловловлення, а з іншого, появою додаткового компонента в процесі - рідини (в більшості випадків - води), що служить для змочування, поглинання і коагуляції окремих пилинок або забруднюючих речовин. Застосування води в процесі пиловловлення дозволяє підвищити ступінь очищення, особливо від дрібнодисперсної фракції пилу, знизити температуру газів, що відходять.

Труби Вентурі, використовувані в газоочисних установках, є малогабаритними, простими за конструкцією, швидкісними і високоефективними пристроями для контакту рідини, розпорошеної у вигляді крапель, і пилинок очищуваного газу. Розмір крапель рідини, що утворюються в трубі Вентурі, залежить від способу розпилення і режимних параметрів її роботи. Розміри крапель і пилинок мають імовірнісний характер і можуть бути представлені кривими логарифмічно нормального розподілу. Полідисперсний потік крапель в горловині труби і ступінь її перекриття розпиленою рідиною створює необхідні умови для виконання всіх елементарних складових процесу уловлювання пилинок різного розміру [1]. Незалежно від ефективності поглинання пилинок краплями процес пилоочищення в трубі Вентурі не закінчується.

Для відділення і збору, зважених в потоці газу рідинно-пилових частинок, необхідна установка краплевловлювачів, а так само обладнання очищення води від шламу і повернення її на повторне використання (рис.1).

Викладення основного матеріалу. В роботі [6] показано, що для кожного діаметра пилинок, що вловлюються, існує оптимальний діаметр крапель, що уловлюють. Передбачається, що для пилинок $d_п$ **<1мкм** співвідношеня $d_п/d_к$ змінюється від 1:3 - 1:10, а для $d_п$ >5мкм - 1:10-1:200. Для вловлювання дрібних пилинок потрібні дрібні краплі, а для великих - великі. Можливість підтримувати такі співвідношення розмірів дозволяє зменшити число пилинок, що не зустрілися з краплею, або обійшли їх по лініях струму, число пилинок, що відскочили при жорсткому зіткненні з краплею, число пилинок, що відірвалися з поверхні краплі пилинок і число великих пилинок, непоглинених дрібними краплями. Підвищення ефективності пиловловлювання за рахунок зменшення діаметра крапель можливо тільки до певної межі. Розпилення рідини до розмірів крапель ідентичних розміром вловлюваних частинок, виявляється малоефективним, тому що дрібні краплі захоплюються газовим потоком на короткій ділянці, а при контакті з високотемпературними газами можуть випаровуватися. При швидкості газів в горловині труби 120 м/с утворюються краплі з середнім розміром ~ 50 мкм.

Різні виробництва, процеси та установки в металургійній галузі, теплоенергетиці [7,9], де застосовуються очисні установки з трубами Вентурі, характеризуються такими параметрами:

- концентрація пилу в очищуваних газах - 5 - 100 г/м^3;
- витрата очищуваних газів – від декількох тисяч до декількох сотень тисяч м^3/час;
- питоме зрошування в трубі Вентурі- 0,1 - 1,7 л/м^3 очищуваного газу;
- розмір уловлюваного пилу - від 0,1мкм до 70мкм.

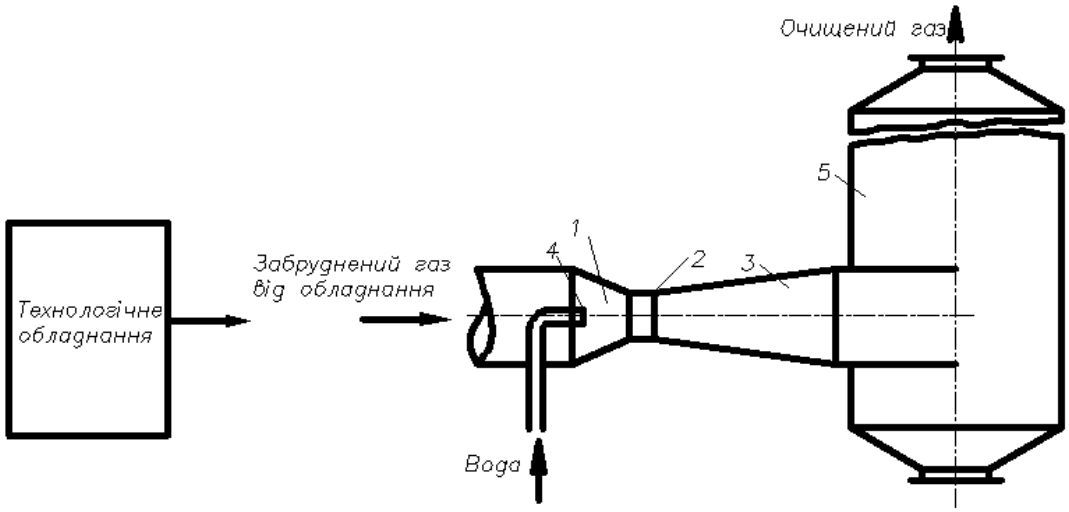


Рис. 1. Конструктивна схема скрубера Вентурі: конфузор; 2- горловина; 3- дифузор, 4 - форсунка, 5- краплевловлювач

Виходячи з цих даних, через газоочищувальні установки проходить 500 – 10000 кг/ч пилу і 10 – 170 м^3/ч води.

Створений газорідинний потік після виходу з дифузора труби Вентурі вимагає поділу на газову і рідинно-пилову фракції у встановлених після труб Вентурі пристроях.

Процеси мокрого пиловловлення щільності води і пилу можна вважати порівнянними. Тому, результат дії сил однакової природи на зважені в потоці газу краплі і тверді частинки практично не відрізняється. Ця подібність дозволяє використовувати для сепарації крапель з газорідинного потоку те ж обладнання, що і при уловлюванні твердих частинок. Відсепаровані утворення «крапля-пилинка» відводяться з уловлювача у вигляді потоку рідини, що дозволяє змивати і видаляти пил без пристрою вузлів вивантаження.

У зв'язку з тим, що в краплевловлювачі відбувається кінцева стадія очищення газу, то вимоги до нього повинні задовольняти заданим загальним показникам ефективності пиловловлювання в скрубберах з трубами Вентурі. Основні вимоги до краплевловлювача наступні:

- високий ступінь відділення утворень «крапля-пилинка» від потоку газу;

- відсутність вторинного виносу крапель і пилу в робочих умовах і низька ймовірність виникнення критичних режимів;

- невелике значення газодинамічного опору, бажано з деякою часткою запасу, який можна буде використовувати для зміни режимів роботи труби Вентурі;

- надійність роботи при температурах до 500°С;

- простота регулювання і можливість перенастроювання на змінені режими без зниження ефективності;

- простота конструкції, максимальна відсутність рухомих частин і деталей з низьким напрацюванням на відмову;

- мінімально-можливі габаритні розміри, що дозволяють розміщувати їх в обмеженому просторі діючих виробництв.

Вибір типу і конструкції краплевловлювача в основному залежить від розміру вловлюваних крапель. Чим вище швидкість газу в горловині, тим інтенсивніше здійснюється процес подріблення і тим менше розмір винесених з труби Вентурі крапель. Особливості технологічних компонувальних і експлуатаційних вимог до установок з трубами Вентурі зумовлюють використання різних конструкцій краплевловлювачів. Найбільшого поширення набули розділові ємності, колінні сепаратори, сепаратори з закручуваними елементами, циклони. Деякі їх характеристики наведені в таблиці 1.

Серед низьконапірних скрубберів Вентурі широке поширення отримав коагуляційний мокрий пиловловлювач (КМП), який представляє собою трубу Вентурі-коагулятор, поєднану з краплевловлювачем - циклоном ЦВП (циклон з водяною плівкою) [6, 8].

Таблиця 1

Характеристики краплевловлювачів, що використовуються в скруберах Вентурі

Вид пиловловлю-вача	Тип пиловловлювача (крапле-вловлювача)	Швидкість газу у перерізі, м/с	Розмір уловлю-ваних крапель, мкм	Коефіцієнт місцевого опору	Опір, Па	Розрахункова ефективність, %				
						Розміри вловлених пилинок, мкм				
						>50	50-10	10-5	5-2	<2
Турбулентні промивачі	Скрубери Вентурі	120-150	-	3,5-5	>5000	99,99	99,9-99,5	99,5-99,0	99,0-98,0	95,0
		60-90	-	1,5-1,8	2000-5000	99,9	99,9-99,0	99,0-95,0	95,0-80,0	70,0
		30-60	-	1,2- 1,5	1000-2000	99,9	99,9-99,0	99,0-80,0	80,0-60,0	20,0
Гравітаційні	Пилоосадочні камери	0,3-2,5	>100		50-250	99,0	99-30	30-10	5	0
Інерційні	Жалюзійні ударної дії	3-4	>50		400	99,0	99-80	80-30	10	0
	Колінний сепаратор	12-18	>40	5	100-600	99,0	98,0	-	-	-
	Відцентровий сепаратор с циліндричним завихрювачем	3-15	>200	4-5	300-500	99,5	99,0	-	-	-
	Відцентровий сепаратор с конічним завихрювачем	10-15	>100	5-6	300-400	99,5	99,0	-	-	-
	Циклони великої продуктивності	2,5-6,0	>50	40	600-1500	99,0	99-80	80-45	10	0
	Циклони високої ефективності	2,5-6,0	>20	70	до 2000	99,9	99-95	95-45	45-30	10

При великих питомих витратах зрошувальної рідини та при очищенні в скрубберах Вентурі змінних об'ємів газів, виконують двох-ступінчасту сепарацію вологи: грубу і тонку. В якості першого ступеня для уловлювання основної кількості рідини зазвичай використовують розподільні ємності, колінні або відцентрові сепаратори.

У колінному сепараторі використовуються відцентрові і інерційні сили, що виникають при повороті газового потоку на 90°. Відцентрові сепаратори, виконані у вигляді циліндричної або конічної відцентрової пастки, так само можуть встановлюватися в якості краплевловлювача за трубою Вентурі. Вони працюють при швидкостях газового потоку 3-15 м/с, забезпечуючи уловлювання крапель крупніше 10мкм на 99% при гідравлічному опорі до 500 Па. Відведення рідини, уловленої відцентровою пасткою, здійснюється через зливні патрубки, розташовані в нижній частині сепаратора тангенційно і назустріч потоку рідини, що обертається.

Такі завихрювачі потоку газу разом зі збіркою рідини і пристроєм для її відведення можуть монтуватися в окремому корпусі і встановлюватися за трубою Вентурі як самостійний апарат [6, 8].

В якості другого ступеня краплевловлювачів за трубою Вентурі найбільшого поширення набули циклонні сепаратори. Вони забезпечують високу ефективність уловлювання крапель і частинок пилу в широкому діапазоні зміни продуктивності по газу і питомому зрошенню.

Ефективність циклонів визначається відцентровою силою і прямо пропорційна

швидкості газового потоку у вхідному патрубку і обернено пропорційна діаметру циклону. Максимально дослідженим і випробуваним, як краплевловлювач за трубою Вентурі, можна вважати циклон ЦН-24 (рис. 2).

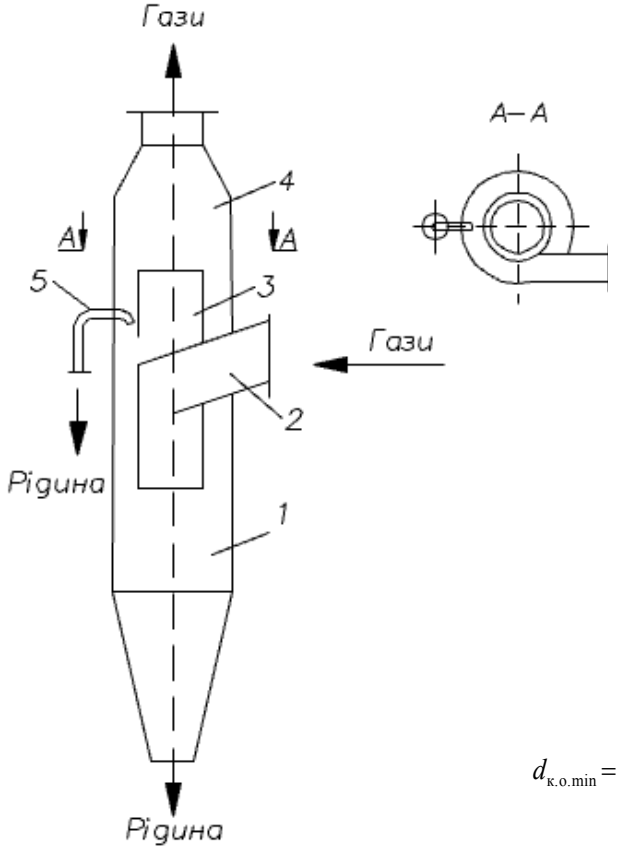


Рис. 2. Циклон ЦН-24 з розривом у вихлопній трубі.
1 - корпус; 2 – пристрій для введення газів; 3 - вихлопна труба; 4 - верхня камера циклону; 5 – пристрій для відведення рідини у верхній камері циклону

Швидкість газу у вільному перерізі циклону приймається рівною 2,5– 5,0 м/с, а швидкість виходу газового потоку у вихлопній трубі циклонів 16-18 м/с. Для запобігання зворотного виносу рідини з циклонів при збільшенні швидкості газового потоку передбачається розрив у вихлопній трубі і додаткові пристрої для відведення рідини в місці розриву.

Облік можливих втрат тиску і допустимих діапазонів їх змін дозволяє більш точно розрахувати гідравлічні режими роботи устаткування, отримати максимальну ефективність пиловловлення, знизити економічні витрати, особливо при модернізації обладнання на діючих виробництвах.

Згідно з ймовірнісним методом [1], ймовірність або ефективність уловлювання скоагульованого утворення «крапля-пилинка» за рахунок відцентрових і гравітаційних сил буде визначатися відношенням маси крапель осаджених в краплевловлювачі до загальної маси крапель.

Імовірність осадження крапель з уловленими пилинками визначається за формулою:

$$r_o = \frac{M_{к.о}}{M_к} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{i=n_{d_{к.о.min}}} m_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i}, \qquad (1)$$

де $d_{к.о.min}$- мінімальний розмір крапель з пилинками, які уловлюються в крапле вловлювачі;
m_i – масова доля крапель і-ої фракції;
n- число фракцій пилу.

Мінімальний діаметр крапель, повністю осаджених у циклоні, може бути визначеним за формулою [10]:

$$d_{к.о.min} = 3 \cdot \sqrt{\frac{V_г \cdot \mu_г}{2\pi \cdot v_г^2 \cdot (\rho_ж - \rho_г)} \cdot \left[\frac{1 - \left(\frac{2D_{тр}}{3D_ц}\right)^4}{\frac{H - H_ц}{D_ц - D_в} \cdot \frac{D_ц^3 - D_в^3}{D_ц^2} + H_ц - h_{тр} \cdot \left(\frac{D_{тр}}{D_ц}\right)^2} \right]} \qquad (2)$$

Наведені у формулі величини враховують різні параметри газорідинного потоку і розміри циклону.

При використанні в якості краплевловлювачів інших апаратів, формула (1) зберігає свій вигляд, а формула визначення мінімального діаметра вловлювання крапель з пилинками буде змінюватися.

Висновки. Краплевловлювачі – це завершальна стадія процесу пилеочищення із застосуванням труб Вентурі. Ефективність краплевловлювача враховується в загальній ймовірнісній формулі.

Для скрубберів Вентурі найбільше підходять циклони великої продуктивності, наприклад ЦН-24, і циклони високої ефективності. Для великих крапель з малими пилинками їх ефективність може досягати 0,999.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Довгалюк В.Б., Качан И.А./ Вероятностная блок-схема моделирования процесса пылеочистки газов в скрубберах Вентури. Киев; КНУСА- 2016.- 5с.
2. Качан В.Н., Акинина А.Г. Теоретичекие основы очистки воздуха. - Макеевка: ДонГАСА, 2001.-130 с.
3. Абрамов А.И Повышение экологической безопасности ТЭС / А.И.Абрамов, Д.П.Елизаров, А.Н.Ремезов и др.; Под ред. А.С. Седлова. – Учебное пособие – М.: Издательсьво МЭИ, 2001. – 378 с.
4. Яценко В.П. Осадження золових частинок на сферичні колектори у пристроях для мокрої очистки димових газів / В.П. Яценко // Проблеми загальної енергетики, 2012, вип. 1 (28) . – С. 48–54.
5. Приемов С.И. Новый метод расчета эффективности улавливания пыли в скрубберах Вентури / С.И.Приемов // Промышленная теплотехника. – 2011. – т.33. – №1. – С. 82–87.
6. Вальдберг А.Ю., Дубинская Ф. Е., Исямов Л.М. Очистка промышленных газов в скрубберах Вентури. Обзор. Серия «Промышленная и санитарная очистка газов». - М. ЦИНТИхимнефтехим, 1972.- 86с.
7. Алиев Г.М.-А. Техника пылеулавливания и очистки промышленных газов. Справочник. - М.: Металлургия, 1986.-544с.
8. Ужов В.Н., Вальдберг А.Ю. Очистка газов мокрыми фильтрами. - М.: Химия, 1972.- 248с.
9. Теверовский Б.З. Очистка промышленных газов в чёрной металлургии. Справочное пособие.- Киев: Техника,1993.-151с.
10 Страус В. Промышленная очистка газов: Пер. с англ. – М.: Химия,1981.-616с.

АННОТАЦИЯ

Степень очистки газов от пыли зависит не только от улавливания пылинок каплями в трубе Вентури, но и от эффективности сепарации жидкостно-пылевых образований из газового потока. Для сепарации капель применяют различные, как по принципу действия, так и по конструкции, каплеуловители. Их эффективность может быть определена с использованием вероятностного метода моделирования. Процесс каплеулавливания разделяется на елементарные события , описывается известными физическими закономерностями и включается в общую формулу эффективности пылеочистки газов в скруберах Вентури.

Ключевые слова: очистка газов, скруббер Вентури, капля, пылинка, газожидкостный поток, каплеуловитель, эффективность пылеулавливания.

ANNOTATION

The gas cleaning from dust degree depends not only on the trapping of dust particles by drops in the Venturi pipe, but also on the efficiency of separation of the liquid-dust formations from the gas stream. For the separation of drops, various drip catchers are used, both in principle and in design. Their effectiveness can be determined using the probabilistic method of modeling mass-exchange processes. The process of dropping is divided into elementary events, described by known physical laws, and is included in the general formula for the dust purification of gases in Venturi scrubbers.

Keywords: gas purification, Venturi scrubber, drop, dust, gas-liquid flow, drop catcher, dust collection efficiency.

УДК 692.231.3:691.328.1

Ахмеднабієв Р.М., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Ахмеднабієв Р.Р., асп., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава

ТЕХНОЛОГІЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОЇ СТІНОВОЇ ПАНЕЛІ З БЕТОНУ З ВИКОРИСТАННЯМ ЗОЛОШЛАКІВ КОТЛІВ ІЗ ЦИРКУЛЯЦІЙНИМ КИПЛЯЧИМ ШАРОМ

Основним паливом українських теплових електростанцій є кам'яне вугілля. Після спалювання його у котлах ТЕС залишаються зола та золошлакові суміші, які складаються біля ТЕС. За хімічним і мінералогічним складом вони багато в чому ідентичні з природною мінеральною сировиною. Використання їх у промисловості будівельної індустрії – один із стратегічних шляхів розв'язання екологічної проблеми в зоні роботи ТЕС. На сьогоднішній день уже зрозуміло, що золошлаки, котрі завжди вважали відходами – це цінний матеріальний ресурс.

Розроблено склади важких бетонів з використанням золошлакової суміші як дрібного заповнювача. Пропоновано технологію виробництва енергоефективної бетонної стінової панелі з бетону з використанням зололшлаків котлів із циркуляційним киплячим шаром.

Ключові слова: *золошлакові суміші, важкі бетони, енергоефективна стінова панель, технологія виробництва.*

Вступ. Електроенергетика є базовою галуззю економіки України. ТЕС, що входять до складу об'єднаної енергетичної системи країни, виробляють приблизно половину електричної енергії. В Україні налічується 42 станції з потужністю понад 20 МВт. Основним паливом українських теплових електростанцій є кам'яне вугілля. Відомо, що навіть при нормальній експлуатації золошлаковідвалів мають місце прояви несприятливих геоекологічних процесів і явищ, котрі порушують екологічну рівновагу в районах їх розміщення. Разом з тим золошлакові матеріали за хімічним і мінералогічним складом багато в чому ідентичні з природною мінеральною сировиною. Використання їх в промисловості будівельної індустрії – один із стратегічних шляхів розв'язання екологічної проблеми в зоні роботи ТЕС. На сьогоднішній день уже зрозуміло, що золошлаки, котрі завжди вважали відходами, - це цінний матеріальний ресурс. В останні роки наукові дослідження, особливо вітчизняних учених, показали нові напрямки ефективного застосування золошлакових сумішей при створенні шлаколужних в'яжучих, розроблені і впроваджуються на практиці відповідні нормативні документи. З розвитком науково-технічного прогресу з'являються нові технології, вдосконалюються обладнання ТЕС. У кінці минулого століття з'явилися нові котли з циркуляційним киплячим шаром, у яких вугілля спалюється довго, тому шлаки та золи не мають у своєму складі незгорілих частин вугілля. Подібні котли почали експлуатувати на деяких ТЕС нашої країни. Золошлаки цих котлів ще досконало не досліджені.

Аналіз останніх досліджень. За даними роботи [1], рівень утилізації відходів ТЕС в Україні не перевішує 10 ─ 13%, у той час як у країнах Європи: Німеччині і Данії ─ досяг практично 100%, у Великобританії і Польщі ─ 50 ─70%. Це пов'язано з тим, що зола-винесення в розвинених країнах є таким самим товаром, як тепло й електроенергія.

Розробка комплексних технологічних прийомів дозволяє використати відходи ТЕС у технології одержання будівельних матеріалів [2]. Як правило, відходи від спалювання кам'яного вугілля в котлах ТЕС мають сірий колір, а їх хімічний склад представлений оксидами кремнію, алюмінію, заліза і кальцію, а також домішками у вигляді оксидів магнію, сірки, натрію і калію. Фазовий склад золошлаків представлений головним чином алюмосилікатним склом, а також включає кварц, оксиди заліза.

Єдиної загальної класифікації золошлакових відходів не існує. Перша класифікація була проведена в 1953 р. при розробленні стандарту ASTM (C 350-54T).

У 1960 р. було запропоновано розглядати золу як пуцоланову добавку, а в 1968 р. натуральні пуцолани і золи були об'єднані в один стандарт ASTM З 618 під узагальненою назвою «мінеральні добавки» [3].

З метою повного використання енергетичної здатності кам'яного вугілля та зниження шкідливого впливу відходів на навколишнє середовище більшість розвинутих країн останнім часом на ТЕС використовують котли з циркуляційним киплячим шаром, у яких вугілля спалюється довше, ніж у звичайних котлах. Подібні котли експлуатуються в Україні на ТЕС ДТЕК. Відходи спалення вугілля у них відрізняються від традиційних. Нами було досліджено властивості відходів спалення кам'яного вугілля шахт Донбаського регіону у таких котлах.

Методика досліджень. Ураховуючи результати, що наведені в роботі [4], нами було досліджено вплив золошлаків котлів з циркуляційним киплячим шаром на міцність важкого бетону [5].

З використанням розроблених складів бетонів був виготовлений фрагмент стінової енергоефективної панелі, яка складається з трьох шарів: зовнішнього із декоративного бетону В30 товщиною 50 мм, армованого сіткою, внутрішнього звичайного бетону В30 товщиною 70 мм, армованого сіткою. Обидва шари з'єднані між собою спеціальним арматурним каркасом (рис.1).

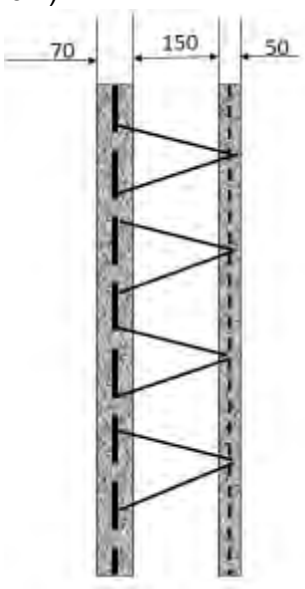


Рис. 1. Конструктивна схема стінової панелі

Випробування фрагмента стінової панелі на опір теплопередачі проводилися в камері клімату. На поверхні кожного шару панелі при випробуванні були наклеєні датчики. У камері підтримувалася температура -15 °С. За дві години після досягнення необхідної температури в камері починали записувати дані датчиків. Випробування були проведені з трьома різними теплоізоляційними матеріалами: подрібненим пінополістиролом, подрібненою та гідрофобізованою соломою, спіненим поліуретаном.

Технологія виготовлення енергоефективної стінової панелі. Для виготовлення панелі використовують форму у вигляді розкритої книги. Одна частина форми закріплена на підлозі, інша ─ рухається і закривається, як книга (рис. 2). Робочі поверхні форми мають розміри 4 х 3 м і вільні від бортів. Для формування виробів борти фіксуються на формі за допомогою магнітів. Борти являють собою гнуті профілі зі сталі. Після фіксування бортів форму змазують антиадгезивом, укладають арматурну сітку фіксуючи захисний шар та укладають бетонну суміш рухомістю більше 9 см при В/Ц=0,4. У бетоні використана комплексна добавка, яка складається з гіперпластифікатора «Fluid Premia 196» у кількості 1,2% та прискорювача твердіння «Релаксол Темп-3» у кількості 0,3% від маси цементу. Слід відмітити, що термін змішування компонентів бетону повинен бути не менше 5 хв для досягнення необхідної рухливості та гомогенізації суміші. У ході випробувань було встановлено, що комплексна добавка прискорює твердіння цементу (за 12 годин твердіння при температурі 20±2 °С цемент набирає 40% марочної міцності, що достатньо для початку розпалублення виробів з урахуванням невеликої маси). При температурах нижче ніж 18 ─20 °С бажано прискорювати тверднення бетону шляхом підігріву, для цього передбачено подачу гарячого повітря у форму від калорифера.

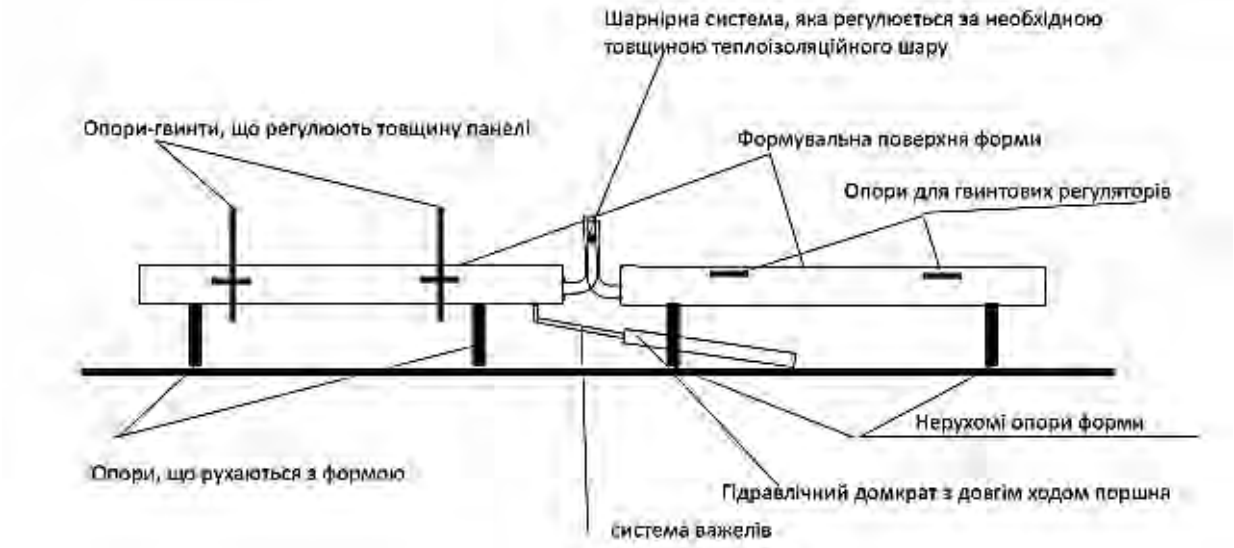


Рис. 2. Форма для формування енергоефективних стінових панелей

Формування виробів відбувається за наступною технологією: на рухомій частині форми формують внутрішню частину панелі, для цього фіксують борти за допомогою магнітів, форму обробляють антиадгезивом; укладають арматурну сітку, яка була попередньо виготовлена; укладають попередньо виготовлений арматурний каркас рис. 3 згідно з технічним проектом; укладають бетонну суміш та ущільнюють її за допомогою вібраторів, що встановлені у нижній частині форм. Висота бортів відповідає товщині панелі. Залишають бетон тверднуть. За одну годину, якщо необхідно, у камеру форми подають гаряче повітря для прискорення тверднення бетону.

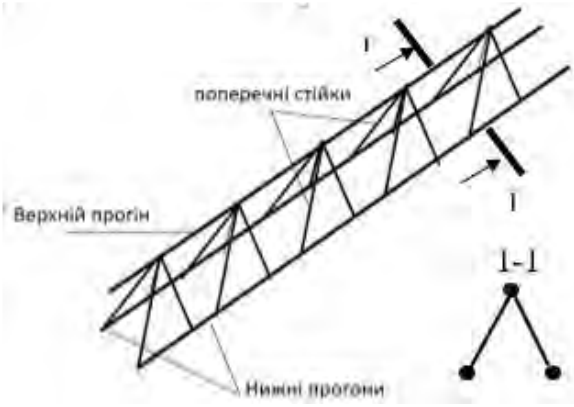


Рис. 3. Трикутний арматурний каркас

Наступного дня відформовану частину панелі фіксують на формі за допомогою струбцинів. На нерухомій частині форми формують зовнішню частину панелі за подібною технологію, але без укладання трикутних арматурних каркасів. Одразу після укладання бетонної суміші на нерухому частину форми рухому частину форми з відформованою частиною підіймають і складають на нерухому частину. При цьому відстань між частинами форми регульована таким чином, щоб вершина трикутного арматурного каркаса занурювалася у бетонну суміш зовнішньої частини панелі (рис. 4).

Після тверднення струбцини знімають та відкривають форму. Відформовану панель підіймають краном і складають вертикально. Перевагою панелі є те, що можна виробляти панелі різноманітних конфігурацій та розмірів. Відстань між частинами панелі можна регулювати залежно від сипкого теплоізоляційного матеріалу та необхідного опору теплопередачі стіни. Як теплоізоляційний матеріал можна використати подрібнений пінополістирол, подрібнену солому, пінополіуретан. Подрібнена солома повинна бути попередньо оброблена антисептиками та гідрофобізуючими рідинами. Пінополіуретан одержують на місці шляхом спінювання композиції з поліуретанової смоли та води у порожнині панелі, яку заливають після монтажу панелей.

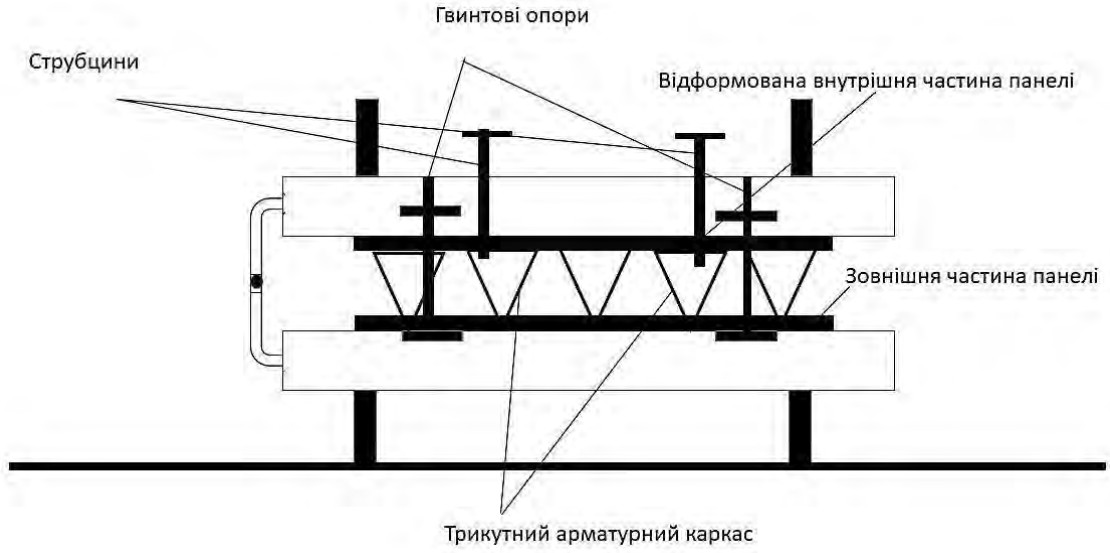


Рис. 4. Вигляд форми-книжки з відформованими частинами панелі

До укладання теплоізоляційного матеріалу шви між панелями із зовнішньої сторони повинні бути герметизовано будівельним герметиком і встановлені віконні та дверні блоки.

Панелі можуть бути використані для будівництва як малоповерхових будинків, так й як огороджуючі конструкції при багатоповерховому будівництві.

Висновки.

1. Підібрано склади бетонів з використанням золошлаків котлів з циркуляційним киплячим шаром замість традиційного дрібного заповнювача.

2. Запропоновано конструкцію енергоефективної стінової панелі з поліпшеними теплотехнічними властивостями.

3. Запропоновано принцип роботи форми та технологію виготовлення енергоефективних стінових панелей.

4. Випробування фрагмента стінової панелі в камері клімату з різними теплоізолюючими матеріалами показало, що найбільш ефективним є подрібнений пінополістирол.

5. Матеріали статті можуть бути використані при складанні технологічного проекту виробництва енергоефективної стінової панелі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Вдосконалення системи поводження з відходами теплових електростанцій [Електронний ресурс] . ─ Режим доступу : http://donntu.edu.ua/russian/strukt/kafedrs/oc/konk/Prjimer%20oformlen jija%20raboty%20na%20konkurs.pdf.

2. Цементы и бетоны на основе топливных зол и шлаков // Кривенко П. В., Пушкарева Е.К., Гоц В.И., Ковальчук Г.Ю. – К.: – КНУБА. – 225 с.

3. Antone E.I., Ross G.G., Berry E.E., Hemings R.T., Kissel R.K. Characterisation of Solid Wastes from Circulating Fluidised Bed Combustion. – March, 1995. ─ V. 18. ─ P. 180 ─190.

4. Ахмеднабиев Р.М., Ахмеднабиев Р.Р. К вопросу использования золошлаков в качестве мелкого заполнителя в фиброармированных бетонах // Сборник статей по материалам XXXVIII Международной научно-практической конференции. №9. Новосибирск, 2014. ─ 85-93 с.

5. Bondar V.O./ Influence of fly ash and slags of boiler with circulating fluidized bed on properties of concrete / Bondar V.O., Akhmednabiev R.M., Akhmednabiev R.R. // ACADEMIC JOURNAL: series: industrial machine building, civil engineering. Issue 2 (47). ─ Poltava. ─ P. 148 ─ 154.

АННОТАЦИЯ

Основным топливом украинских тепловых электростанций является каменный уголь. После его сгорания в котлах ТЭС остаются золы и золошлаковые смеси, которые складируются около ТЭС. По химикоминералогическому составу они идентичны с природным минеральным сырьем. Использование их в промышлености строительных материалов – один их стратегических путей решения экологической проблемы в зоне работы ТЭС. Сегодня уже стало понятно, что золошлаки, которые всегда относились к отходам - это ценный минеральный ресурс.

Разработаны составы тяжелых бетонов с использованием золошлаковой смеси в качестве мелкого заполнителя. Предложена технология изготовления энергоэффективной стеновой панели из бетона с использованием золошлаковой смеси котлов с циркуляционным кипящим слоем.

Ключевые слова: золошлаковые смеси, тяжелые бетоны, энергоэффективная стеновая панель, технология изготовления.

ANNOTATION

The main fuel of Ukrainian thermal power plants are coal. After their combustion in thermal power plant boilers formed, as waste the ashes and slag mixtures, which had been stockpiled near the power station. According chemical and mineral composition are identical to natural mineral raw materials. Their use in the building materials industry — one of their strategic solutions to environmental problems in the area of thermal power plant operation. Today, ash and slag are waste, but in our country have reached an understanding that this product is a valuable mineral resource.

The compositions of heavy concrete with ash and slag mixture as fine aggregate. A technology for manufacturing energy-efficient wall panels made of concrete with the use of ash and slag mixture of boilers with circulating fluidized bed.

Keywords: ash and slag mixture, heavy concrete, energy-efficient wall panel manufacturing technology.

УДК 69.05

Мудрий І.Б., к.т.н., ст. викл.,
НУ "Львівська політехніка", м. Львів

НЕОБХІДНА ВАНТАЖОПІДЙОМНІСТЬ МІНІ-КРАНІВ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД ОБСЯГУ ТА РІВНЯ СКЛАДНОСТІ РОБІТ

В статті розглянуто задачу формування конструктивних рішень (вибір типорозмірів елементів) у взаємозв'язку з обсягами робіт, їх тривалістю, рівнем складності, дальністю постачання машин на об'єкт, та вантажними характеристиками міні-кранів. Визначено вплив обсягу та рівня складності виконуваних монтажних робіт на необхідну вантажопідйомність міні-крана. Встановлено, як змінюється необхідний типорозмір міні-крана при зміні обсягу робіт. При фіксованій масі конструктивних елементів область застосування міні-кранів в залежності від їх вантажопідйомності не виникає, а використання вантажних характеристик знижується. Показано, що зміна продуктивності роботи міні-крана пропорційно зменшує область ефективного його використання у порівнянні з базовим варіантом при нормативній продуктивності.

Ключові слова: *вантажопідйомність, коефіцієнт вантажопідйомності, обсяг робіт, продуктивність, міні-крани.*

Постановка завдання. Аналіз ринку вантажопідйомної техніки у сегменті стрілових автокранів показує відсутність моделей нових машин 1 та 2-ї розмірної групи за вантажопідйомністю. Проведений аналіз малооб'ємності робіт за обсягами [1] для таких типорозмірів стрілових кранів дозволив визначити шляхи їх механізації, одним з яких є залучення на процеси зведення міні-кранів.

Вивчення вантажопідйомних характеристик стрілових кранів 1-2 типорозмірної групи та міні-кранів показало, що останні мають вищі технічні можливості за вильотом стріли [2] та можуть повністю замінити самохідні крани на процесах зведення.

АННОТАЦИЯ

Основным топливом украинских тепловых электростанций является каменный уголь. После его сгорания в котлах ТЭС остаются золы и золошлаковые смеси, которые складируются около ТЭС. По химикоминералогическому составу они идентичны с природным минеральным сырьем. Использование их в промышлености строительных материалов – один их стратегических путей решения экологической проблемы в зоне работы ТЭС. Сегодня уже стало понятно, что золошлаки, которые всегда относились к отходам - это ценный минеральный ресурс.

Разработаны составы тяжелых бетонов с использованием золошлаковой смеси в качестве мелкого заполнителя. Предложена технология изготовления энергоэффективной стеновой панели из бетона с использованием золошлаковой смеси котлов с циркуляционным кипящим слоем.

Ключевые слова: золошлаковые смеси, тяжелые бетоны, энергоэффективная стеновая панель, технология изготовления.

ANNOTATION

The main fuel of Ukrainian thermal power plants are coal. After their combustion in thermal power plant boilers formed, as waste the ashes and slag mixtures, which had been stockpiled near the power station. According chemical and mineral composition are identical to natural mineral raw materials. Their use in the building materials industry — one of their strategic solutions to environmental problems in the area of thermal power plant operation. Today, ash and slag are waste, but in our country have reached an understanding that this product is a valuable mineral resource.

The compositions of heavy concrete with ash and slag mixture as fine aggregate. A technology for manufacturing energy-efficient wall panels made of concrete with the use of ash and slag mixture of boilers with circulating fluidized bed.

Keywords: ash and slag mixture, heavy concrete, energy-efficient wall panel manufacturing technology.

УДК 69.05

Мудрий І.Б., к.т.н., ст. викл.,
НУ "Львівська політехніка", м. Львів

НЕОБХІДНА ВАНТАЖОПІДЙОМНІСТЬ МІНІ-КРАНІВ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД ОБСЯГУ ТА РІВНЯ СКЛАДНОСТІ РОБІТ

В статті розглянуто задачу формування конструктивних рішень (вибір типорозмірів елементів) у взаємозв'язку з обсягами робіт, їх тривалістю, рівнем складності, дальністю постачання машин на об'єкт, та вантажними характеристиками міні-кранів. Визначено вплив обсягу та рівня складності виконуваних монтажних робіт на необхідну вантажопідйомність міні-крана. Встановлено, як змінюється необхідний типорозмір міні-крана при зміні обсягу робіт. При фіксованій масі конструктивних елементів область застосування міні-кранів в залежності від їх вантажопідйомності не виникає, а використання вантажних характеристик знижується. Показано, що зміна продуктивності роботи міні-крана пропорційно зменшує область ефективного його використання у порівнянні з базовим варіантом при нормативній продуктивності.

Ключові слова: *вантажопідйомність, коефіцієнт вантажопідйомності, обсяг робіт, продуктивність, міні-крани.*

Постановка завдання. Аналіз ринку вантажопідйомної техніки у сегменті стрілових автокранів показує відсутність моделей нових машин 1 та 2-ї розмірної групи за вантажопідйомністю. Проведений аналіз малооб'ємності робіт за обсягами [1] для таких типорозмірів стрілових кранів дозволив визначити шляхи їх механізації, одним з яких є залучення на процеси зведення міні-кранів.

Вивчення вантажопідйомних характеристик стрілових кранів 1-2 типорозмірної групи та міні-кранів показало, що останні мають вищі технічні можливості за вильотом стріли [2] та можуть повністю замінити самохідні крани на процесах зведення.

Однак задача попереднього вибору такого вантажопідйомного механізму для монтажних робіт залишається достатньо складною, а методи рішень трудомісткими [3]. Вибір засобів для механізованого виконання робіт, як правило, виконується на основі методів наведених у роботі [4], за мінімальною величиною приведених витрат.

При застосуванні монтажного механізму максимальний вплив на величину критерію ефективності його використання, при механізованому виконанні робіт, здійснює обсяг робіт, після чого за спаданням – тривалість, рівень складності виконання робіт та відстань до об'єкта будівництва [5]. Для стрілових вантажопідйомних механізмів рівень складності робіт характеризується коефіцієнтом використання його вантажопідйомності ($К_{ван}$).

При нормативній продуктивності роботи стрілового механізму, його типорозмір залежить від обсягу робіт на об'єкті, відповідно на таких об'єктах обсяг робіт буде визначати вагу конструктивного елемента. Але для об'єктів з глибиною подачі елементів більше мінімального вильоту стріли, вибір механізму починає визначати вантажний момент та відповідно знижуватися використання його вантажних характеристик. Для таких рішень не відомо як впливає рівень складності робіт на необхідну вантажопідйомність міні-крана і відповідно на вагу окремого конструктивного елемента.

Тому, актуальною задачею є формування конструктивного рішення (вибір типорозмірів елементів) у взаємозв'язку з обсягами робіт, їх тривалістю, рівнем складності та дальністю постачання машин на об'єкт, є відповідність монтажних параметрів елементів – вантажним характеристикам міні-кранів.

Мета роботи. Полягає у встановлені взаємозв'язку між обсягом та складністю монтажних робіт на об'єкті з необхідною вантажопідйомністю міні-крана, при використанні останніх для заміни стрілових кранів 1-2 розмірної групи.

Виклад основного матеріалу. Аналіз взаємозв'язку між обсягами та складністю робіт при застосуванні міні-кранів проводився для трьох типорозмірних груп [2], вантажопідйомністю до:

- 4-х т, з вантажним моментом М=0,6-10 т·м (1-а розмірна група);
- 6,3-ри т, (М=10-16,2 т·м) (2-а розмірна група);
- 10-ти т, (М=7,5-11 т·м) (3-а розмірна група).

У загальному вигляді вираз для розрахунку приведених витрат на влаштування конструкцій одним міні-краном визначається як [4]:

$$C = E + C_к + C_р, \qquad (1)$$

де С - приведені витрати, грн.;

Е – одноразові витрати з постачання міні-крана на будівельний майданчик та створення умов для його роботи, грн.;

$С_К$ – приведені витрати з експлуатації міні-крана, грн.;

$С_р$- загальні витрати заробітної плати робітників зайнятих на монтажі конструкцій, грн.

Одноразові витрати визначають як:

$$E = E_{од} \cdot L_{тр}, \qquad (2)$$

де $Е_{од}$ – одноразові витрати з перебазування машини на одиницю відстані, грн./км;

$L_{тр}$ – відстань перебазування машини, км.

Приведені витрати на експлуатацію крана:

$$C_К = \sum_{s=1}^{m} C_{ЕК} \frac{V_S}{П_S}, \qquad (3)$$

де $С_{ЕК}$ – погодинні витрати з експлуатації міні-крана, грн./год.;

V_S – обсяг робіт, який виконується міні-краном при монтажі конструкцій s-го виду (s=1, 2, …, m);

$П_S$ – середньогодинна продуктивність міні-крана при монтажі конструкцій s-го виду.

$$П_S = 6{,}82 Q_{КР} \cdot n \cdot К_{ван} \cdot К_ч, \qquad (4)$$

$К_{ван.}$ – коефіцієнт використання міні-крана за вантажопідйомністю;

$К_ч$ – коефіцієнт використання міні-крана за часом;

n – кількість циклів роботи машини за годину.

Загальні витрати заробітної плати робітників зайнятих на монтажі конструкцій:

$$C_Р = Т \cdot C_{ГОД}, \qquad (5)$$

де Т – трудомісткість монтажних робіт люд.-год.;

$С_{год}$ – середня погодинна заробітна плата одного робітника, грн.

Трудомісткість монтажних робіт визначиться виходячи з обсягів монтажу, продуктивності міні-крану та числа робітників зайнятих на монтажі:

$$T = \sum_{s=1}^{m} \frac{V_S}{\Pi_S} n_S , \qquad (6)$$

де n_s – число робітників у ланці, які працюють на монтажі конструкцій s-го виду.

У загальному вигляді приведені витрати на експлуатацію машин запишуться:

$$C = E + \sum_{s=1}^{m} [\frac{V_S}{\Pi_S} (C_{ЕК} + n_S \cdot C_{ГОД})], \qquad (7)$$

Аналіз використання міні-крана у процесі подачі бетону баддями для об'єктів з експлуатаційною продуктивністю показав, що ефективна вантажопідйомність, типорозмір мінікрана та маса конструктивних елементів повинні відповідати обсягу робіт на об'єкті з урахуванням одноразових витрат на його залучення і оренду [6]. Порівняння застосовуваних механізмів на процесі подачі бетону, для об'єктів з продуктивністю мінікранів рівною нормативній показує, що при пропорційному її зниженні, обсяг робіт для застосування крана певної вантажопідйомності знижується пропорційно $К_{ван}$.

Проведені розрахунки зміни приведених витрат на зведення монолітних конструкцій (рис.1 а, б, в), при різній степені використання вантажних характеристик міні-кранів (різній продуктивності) показали, що:

- прямі витрати (для міні-кранів фіксованої вантажопідйомності) незалежно від $К_{ван}$ перетинаються при певній однаковій величині;

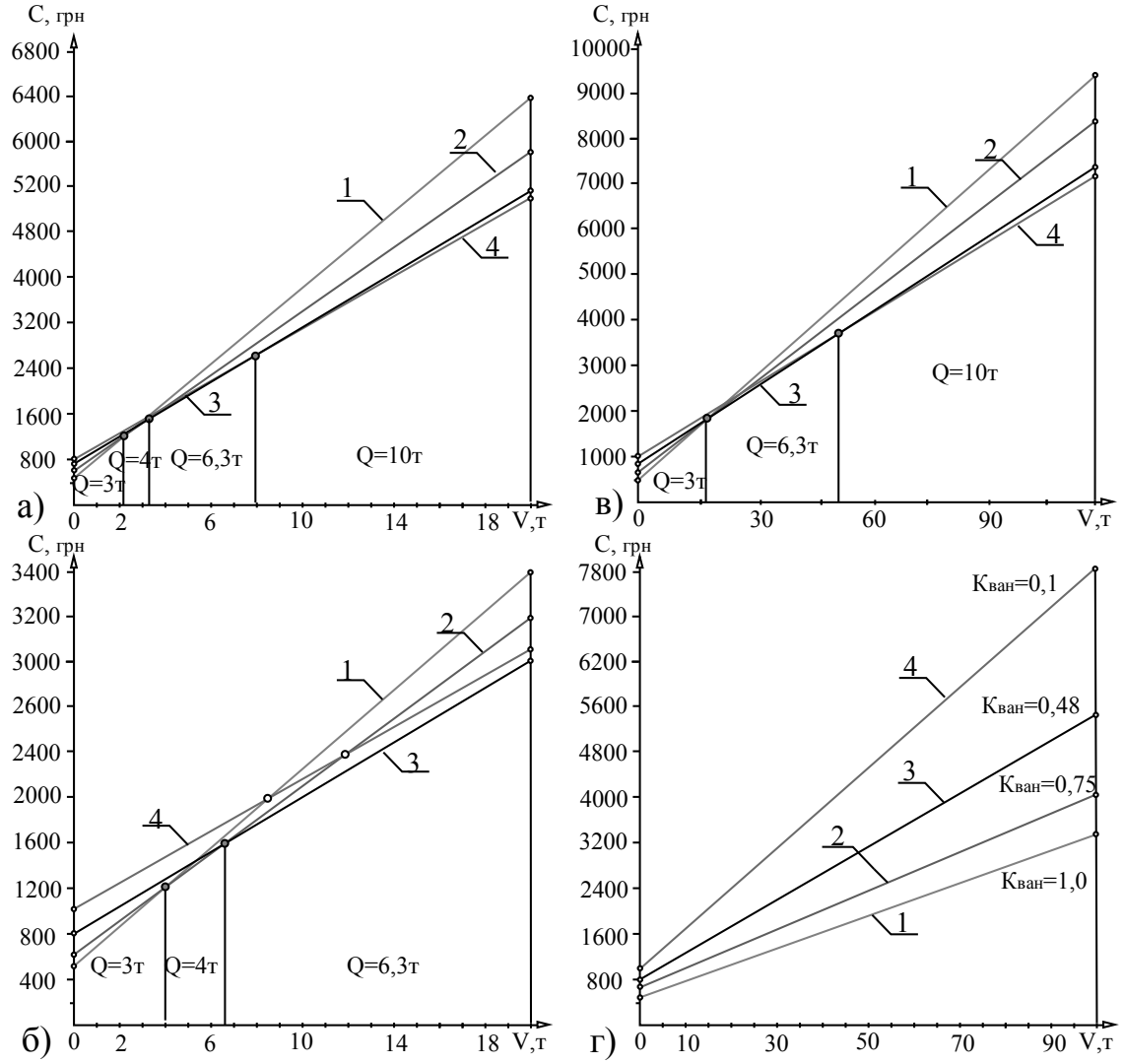


Рис. 1. Собівартість виконання робіт міні-кранами залежно від обсягу робіт та коефіцієнта вантажопідйомності ($К_{ван}$), відповідно: а) - 0,1; б) - 0,2; в) - 0,3; г) для елементів фіксованої ваги, при (дальність транспортування на об'єкт 5 км, $К_ч$=0,8); для міні-кранів вантажопідйомністю: 1) $Q_{ван}$= 3,0т; 2) $Q_{ван}$=4,0т; 3) $Q_{ван}$=6,3т; 4) $Q_{ван}$=10,0т.

- при зменшені використання міні-крана за вантажними характеристиками ($К_{ван}$) перехід на більший типорозмір відбувається при меншому обсягу робіт;
- зниження продуктивності роботи міні-крана пропорційно зменшує область ефективного його використання у порівнянні з базовим варіантом при нормативній продуктивності;
- при фіксованій масі конструктивних елементів область застосування міні-кранів в залежності від їх вантажопідйомності не виникає, а використання вантажних характеристик знижується (рис. 1, г).

Висновки. В результаті аналізу впливу основних чинників - обсягу робіт і продуктивності міні-крана на ефективність виконання робіт, вдалося встановити, що:

- при пропорційному знижені продуктивності роботи міні-кранів, необхідний типорозмір машини для об'єкта зростає;
- для конструктивних рішень сформованих з елементів фіксованої ваги доцільно розглядати застосування технології зведення з комплектом елементів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Іванейко, І.Д. : Малооб'ємність робіт при застосуванні стрілових кранів / І.Д. Іванейко, І.Б. Мудрий /Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин/ Випуск 24. Київ, 2011. - С. 133-138.

2. Мудрий І.Б. Технологічні особливості застосування міні-кранів у практиці будівництва // Теорія і практика будівництва. – Львів, 2016.- № 844.- С.152-157.

3. Технологія монтажу будівельних конструкцій: Навчальний посібник/ В.К. Черненко, М.Г.Тонкачеєв, Осипов О.Ф., Є. Г. Романушко та інш.; За ред. В.К. Черненко – К.: Горобець Г. С., 2010. – 372 с.

4. Кузнецов С.М. Теория и практика формирования комплектов и систем машин в строительстве / С.М. Кузнецов. - Москва: Директ-Медиа, 2015.-271 с.

5. Спектор М.Д. Выбор оптимальных вариантов организации и технологии строительства. - М.: Стройиздат., 1980. – 159 с.

6. Матеріали XLIX Міжнародної науково-практичної конференції соціально-економічний розвиток в умовах глобалізації/ Мудрий І.Б., Петришин С.І. /Оцінка ефективності застосування стрілової техніки малої вантажопідйомності/ Том 1. Чернівці, 29-30 листопада 2016 р. с. 12.

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрена задача формирования конструктивных решений (выбор типоразмеров элементов) во взаимосвязи с объемами работ, их продолжительностью, уровнем сложности, дальностью поставки машин на объект, и грузовыми характеристиками мини кранов. Определено влияние объема и уровня сложности выполняемых монтажных работ на необходимую грузоподъемность мини крана. Установлено, как меняется необходимой типоразмер мини крана при изменении объема работ. При фиксированной массе конструктивных элементов область применения мини кранов в зависимости от их грузоподъемности не возникает, а использование грузовых характеристик снижается. Показано, что изменение производительности работы мини крана пропорционально уменьшает область эффективного его использования по сравнению с базовым вариантом при нормативной производительности.

Ключевые слова: грузоподъемность, коэффициент грузоподъемности, объем работ, производительность, мини краны.

ANNOTATION

In the article we considered the problem of forming constructive solutions (choice of sizes of elements) in conjunction with the volume of work, their duration, difficulty levels and a range of supply machines to the object and cargo characteristics of mini cranes. Identified volume influence and difficulty level of assembly works on the necessary cargo characteristics of mini cranes. Established how changes the required standard size of mini crane by changing the amount of work. For a fixed mass of structural elements, the scope of mini cranes, according to their capacity, do not occur, and the use of cargo characteristics decreases. Shown that productivity change of mini crane proportionally reduces the effective area of it's use compared to the baseline option with regulatory performance.

Keywords: lifting ability, lifting ability coefficient, scope, productivity, mini cranes."

УДК 624.012.25: 539.319.00.24

Клюка О. М., к. т. н., доц., Кременчуцький національний університет імені Михайла Остроградського

СКОРЕГОВАНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ПРОСТОРОВИХ ПЕРЕРІЗІВ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРЯМОКУТНОГО ПРОФІЛЮ З ОДИНОЧНОЮ АРМАТУРОЮ ПРИ ЗГИНІ З КРУЧЕННЯМ НА ОСНОВІ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ

Особливістю нових українських нормативних документів щодо розрахунку залізобетонних елементів при згині з крученням є заміна форми епюри напружень в стиснутій зоні бетону з прямокутної на криволінійну. Це відповідає фактичному напруженому стану поперечного перерізу. В попередніх роботах автора запропонована методика розрахунку вищезазначених елементів з урахуванням поздовжньої арматури і трьох стрижнів поперечної. В даній роботі запропоновано скорегований метод розрахунку міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням при сумісній дії крутного та згинаючого моментів на основі нелінійної деформаційної моделі розрахунку.

Ключові слова: *згин з крученням, прямокутний профіль, одиночне армування, деформаційна модель.*

Постановка проблеми. Як правило, в несучих згинальних залізобетонних елементах у процесі довготривалої експлуатації з часом виникають додаткові зусилля крутного характеру, викликані неспівпадінням вертикальної площини симетрії поперечного перерізу елемента з вертикальною площиною дії зовнішнього навантаження або зміною умов експлуатації конструкції. Внаслідок цього в конструкції, розрахованій на сприйняття згинаючого моменту, виникає більш складний напружений стан – згин з крученням. До недавнього часу розрахунок таких елементів здійснювався за скорегованим в свій час радянським нормативним документом і зводився до перевірки їх несучої здатності при відомих розмірах поперечного перерізу, класі бетону і армуванні.

Аналіз останніх досліджень. В національних нормативних документах, що з'явилися з часом в Білорусії, Росії та Україні, була автоматично збережена схема розташування стиснутої зони бетону по лінії, що з'єднує кінці похилої тріщини руйнування на протилежних гранях. У той же час в національних нормах була прийнята деформаційна модель розрахунку, коли напруження за висотою стиснутої зони бетону розподіляються не за прямокутною формою, а за криволінійною, що відповідає фактичному напруженому стану поперечного перерізу [1].

Автор роботи [2], що займався дослідженням роботи попередньо напружених залізобетонних балок прямокутного перерізу при косому згині з крученням, доказав, що стиснута зона бетону розташовується не по лінії, що з'єднує кінці похилої тріщини руйнування на протилежних гранях елемента (пряма залежність від форми і розмірів поперечного перерізу), а під певним кутом до поздовжньої вісі елемента і не залежить від форми і розмірів поперечного перерізу, а залежить тільки від співвідношення діючих крутного і згинаючого моментів. Величина цього кута не може бути меншою 45º, що відповідає «чистому» крученню, і не може бути більшою 90º, що відповідає «чистому» згину. Для визначення кута нахилу α стиснутої зони бетону до поздовжньої вісі елементів прямокутного поперечного перерізу він запропонував залежність у вигляді

$$\alpha = arc\ tg(1+1/5\psi), \qquad (1)$$

де $\psi = T : M_d$ – співвідношення між діючими крутним T та згинаючим M_d моментами. Автор роботи [3] експериментально підтвердив придатність залежності (1) і для елементів таврового та двотаврового поперечних перерізів.

У роботі [4] запропонована методика визначення несучої здатності звичайно армованих елементів прямокутного профілю

з одиночним та подвійним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі. В основу розрахунку покладена власна методика визначення критичної деформації бетону ε_{cl} в граничній стадії, розроблена на основі виконаних експериментально-теоретичних досліджень.

У роботі [5] запропонована власна методика розрахунку несучої здатності попередньо напружених залізобетонних елементів прямокутного поперечного перерізу з урахуванням тільки трьох стрижнів поперечної арматури, перетнутих похилою тріщиною руйнування, а в роботі [6] – те ж саме, але з урахуванням усіх чотирьох стрижнів поперечної арматури при сумісній дії крутного та згинаючого моментів. У роботі [7] запропонована методика розрахунку несучої здатності тих же елементів з урахуванням тільки трьох стрижнів поперечної арматури, перетнутих похилою тріщиною руйнування, але з урахуванням визначення величини напружень за висотою стиснутої зони бетону поліномом п'ятого ступеню у вигляді:

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{i=1}^{5} \alpha_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^k \qquad (2)$$

Постановка завдання. Скорегувати методику розрахунку міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури та визначенням величини напружень за висотою стиснутої зони бетону поліномом п'ятого ступеня у вигляді (2).

Виклад основного матеріалу досліджень. Слід зазначити, що в згинальних елементах, при наявності крутних моментів, обов'язково необхідно влаштовувати закриті хомути для утворення внутрішнього крутного моменту для сприйняття розтягуючих напружень від крутного моменту, викликаного зовнішнім навантаженням. Внутрішній крутний момент повинен складатися із двох пар зусиль у стрижнях як вертикальних, так і горизонтальних гілок поперечної арматури, симетрично розташованих відносно центра кручення, який у прямокутному перерізі співпадає з його геометричним центром. Виходячи з цих міркувань, метою даної роботи є корекція розрахункових формул, запропонованих у роботі [7] для визначення несучої здатності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням, що зазнають згину з крученням, на основі деформаційної моделі з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури. Ця методика розрахунку базується на розрахунковій схемі (рис. 1, 2), в якій криволінійна епюра напружень в стиснутій зоні бетону висотою z_f замінюється прямокутною епюрою з умовною висотою $z \le z_f \le z_{fl}$, де z_{fl} – гранична висота стиснутої частини перерізу з рівномірно розподіленим напруженням в бетоні f_{cd}.

Для прямокутного перерізу з одиночною попередньо напруженою арматурою, розташованою тільки в розтягнутій зоні бетону (рис. 1), умови рівноваги зусиль в просторовому, нормальному до площини стиснутої зони бетону, перерізі запишуться таким чином:

$$\Sigma M_{O\text{-}O} = 0; \qquad (3)$$

$$\Sigma X = 0, \qquad (4)$$

де $\Sigma M_{O\text{-}O}$ – сума моментів усіх внутрішніх і зовнішніх зусиль відносно нейтральної лінії *O-O*, що проходить через нижню межу стиснутої зони бетону і лежить в її площині:

$$M_d \sin\alpha + T \cos\alpha = N_{sp} \sin\alpha\,(d - z) + N_{s\omega b} + \cos\alpha\,(h - a_z - z) + N_{s\omega h}\, h\, \mathrm{ctg}\varphi \sin\alpha + 0{,}5 N_b z \qquad (5)$$

У цій формулі:

$$N_{s\omega b} = \overline{q}_{y\omega d}\, b\, \mathrm{ctg}\varphi; \qquad (6)$$

$$N_{s\omega h} = \overline{q}_{y\omega d}\, h\, \mathrm{ctg}\varphi; \qquad (7)$$

де: $\overline{q}_{y\omega d} = f_{y\omega d} A_{s\omega} / s$ – погонне зусилля в поперечних стрижнях (рис. 2), віднесене до одиниці довжини елемента; на початковому етапі розрахунку крок поперечної арматури s та її діаметр d приймаються конструктивно залежно від розмірів поперечного перерізу згинального елемента при поки що невідомому діаметрі поздовжньої робочої арматури, які потім уточнюються при перевірці несучої здатності елемента на дію крутного моменту;

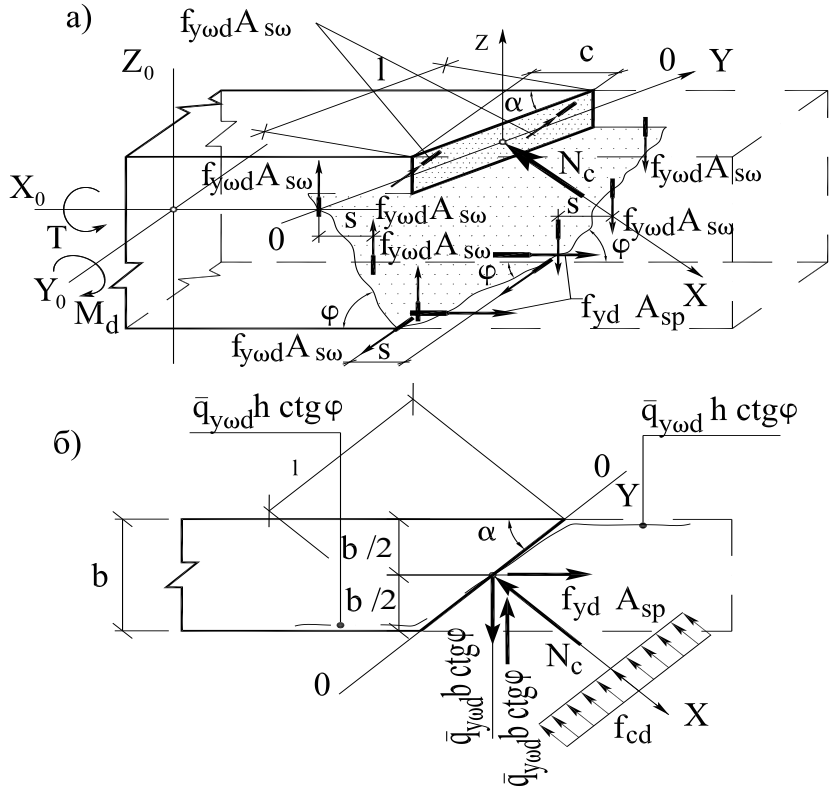


Рис. 1. Розрахункова схема для визначення несучої здатності попередньо напруженого залізобетонного елемента прямокутного перерізу з одиночною арматурою при згині з крученням з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури на основі деформаційної моделі: а – аксонометричний вигляд розрахункової схеми; б – горизонтальна проекція залізобетонного елемента.

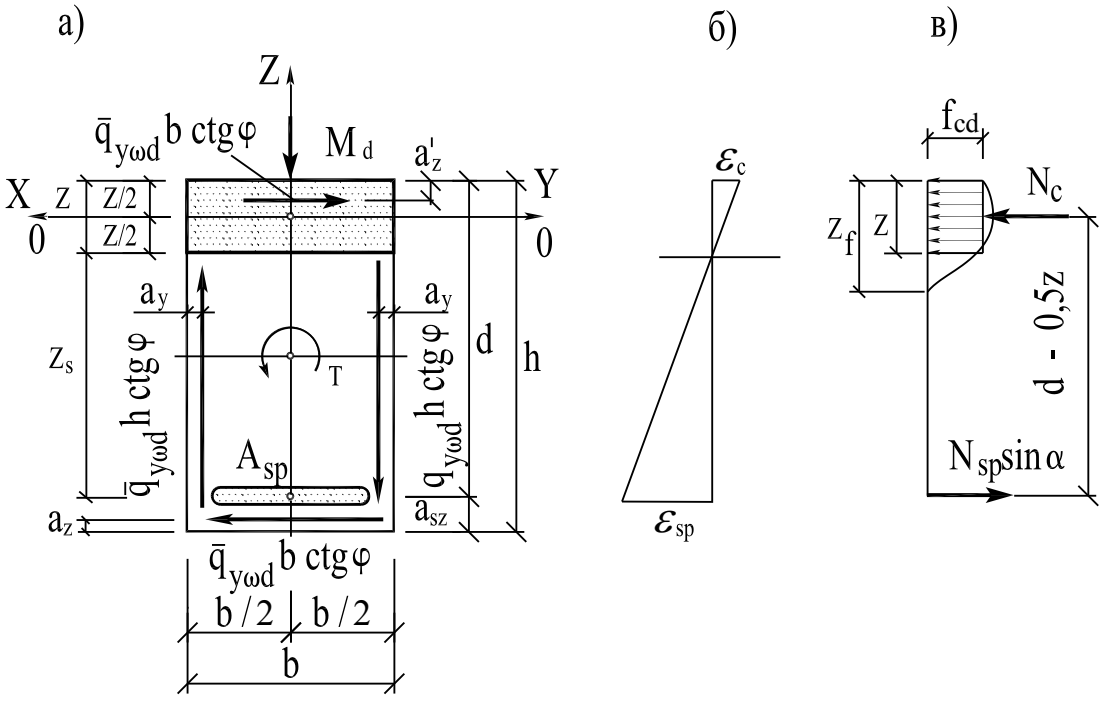


Рис. 2. До розрахункової схеми для визначення несучої здатності попередньо напруженого залізобетонного елемента прямокутного перерізу з одиночною арматурою при згині з крученням з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури на основі деформаційної моделі: а – поперечний переріз залізобетонного елемента; б – епюра деформацій; в – епюра внутрішніх зусиль в поперечному перерізі

N_b – нормальне до площини стиснутої зони бетону зусилля, що сприймається бетоном стиснутої зони просторового перерізу. Величина цього зусилля (рис. 2) визначається за формулою:

$$N_c = \int_0^z \sigma_c dA = b\int_0^z \sigma_c dz = b\int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon_c \ , \quad (8)$$

де ε_c – відносна деформація крайнього верхнього стиснутого волокна бетону;

ΣX – сума проекцій усіх внутрішніх зусиль на вісь, що проходить через точку перетину вертикальної осьової лінії Z із нейтральною лінією O-O перпендикулярно площині стиснутої зони бетону:

$$\Sigma X = N_{sp}\sin\alpha + N_{s\omega b}\cos\alpha - N_c = 0, \quad (9)$$

де

$$N_{sp} = \sigma_{sp} A_{sp} = E_s \varepsilon_{sp} A_{sp} \ ; \quad (10)$$

ε_{sp} – відносна деформація крайнього волокна поздовжньої напруженої арматури.

З використанням залежності «$\sigma_c - \varepsilon_c$» у вигляді (2) формула (8) набуває вигляду:

$$N_c = f_{cd}\, b\, z \times \left(\alpha_1 \frac{\varepsilon_c}{2\varepsilon_{cl}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_{cl}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_c^3}{4\varepsilon_{cl}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_c^4}{5\varepsilon_{cl}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_c^5}{6\varepsilon_{cl}^5}\right), \quad (11)$$

де α_i – коефіцієнти, що визначаються згідно з рекомендаціями [7].

З урахуванням (10) і (11) складові рівняння (9) набувають вигляду:

$$N_{sp} = E_s A_{sp} \times \frac{\varepsilon_c}{z}(d - z); \quad (12)$$

$$N_c = f_{cd}\ b\ z \sum_{k=1}^{5} \frac{\alpha_k}{k+1}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}\right)^k \quad (13)$$

Моменти, які сприймаються поздовжньою напруженою (M_{sp}) і поперечною (M_{swb} і M_{swh}) арматурою та стиснутою зоною бетону M_c відносно нейтральної осі O – O просторового перерізу, визначаються за формулами:

$$M_{sp} = \sigma_{sp} A_{sp} z_{sp} = E_s \varepsilon_{sp} A_{sp} z_{sp} = E_s A_{sp} \frac{\varepsilon_c}{z}(d - z)^2; \quad (14)$$

$$M_{s\omega b} = N_{s\omega b}\cos\alpha\,(h - a_z - z); \quad (15)$$

$$M_{s\omega h} = N_{s\omega h}\, h\, ctg\varphi\, \sin\alpha; \quad (16)$$

$$M_c = \int_o^z \sigma_c z dA_c = b\int_o^z \sigma_c dz = b\int_o^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon \quad (17)$$

З урахуванням виразу (2) формула (17), за якою визначається згинаючий момент, що сприймає стиснута зона бетону, набуває вигляду:

$$M_c = f_{cd}\, bz^2 \sum_{k=1}^{5} \frac{\alpha_k}{k+2}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}\right)^k . \quad (18)$$

Сумарний згинаючий момент, що сприймається поздовжньою напруженою і поперечною арматурою, визначається за формулою:

$$M_{sp} + M_{s\omega b} - M_{s\omega h} = E_s A_{sp} \frac{\varepsilon_c}{z}\ (d - z)^2 + N_{s\omega b}\cos\alpha\,(h - a_z - z) - N_{s\omega h}\, hctg\varphi\, \sin\alpha. \quad (19)$$

Підставляючи вирази (18) і (19) у (5), отримаємо

$$M_d \sin\alpha + T\cos\alpha = E_s A_{sp} \frac{\varepsilon_c}{z}\ (d - z)^2 + N_{s\omega b}\cos\alpha\,(h - a_z - z) - N_{s\omega h}\, h\, ctg\varphi\, \sin\alpha + f_{cd}\, bz^2 \sum_{k=1}^{5} \frac{\alpha_k}{k+2}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}\right)^k . \quad (20)$$

Розв'язуючи це рівняння відносно M_d з урахуванням того, що $\psi = T : M_d$, отримуємо розрахункову формулу для визначення міцності просторових перерізів попередньо напружених елементів прямокутного профілю з одиночною арматурою з урахуванням усіх чотирьох стрижнів поперечної арматури при згині з крученням

$$M_d = \frac{1}{\sin\alpha + \psi\cos\alpha} \times \left\{ E_s A_{sp} \frac{\varepsilon_c}{z}(d - z)^2 + N_{s\omega b}\cos\alpha\,(h - a_z - z) - N_{s\omega h}\, h\, ctg\varphi\, \sin\alpha + f_{cd}\, b\, z^2 \sum_{k=1}^{5} \frac{\alpha_л}{k+2}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}\right)^k \right\} \quad (21)$$

в якій критична деформація бетону ε_{cl} визначається за запропонованою в роботі [5] формулою:

$$\varepsilon_{cl} = 0{,}00074\ f_{cd}^{\,0{,}31}, \quad (22)$$

отриманою на підставі виконаних власних експериментально-теоретичних досліджень.

У формулі (21) параметр z визначається методом поступового наближення до досягнення достатньої точності не нижче 5 %.

Після цього за формулою:

$$T = \psi\, M_d \quad (23)$$

визначають величину крутного моменту *T*, що сприймається просторовим перерізом елемента прямокутного перерізу з одиночною поздовжньою напруженою арматурою з урахуванням усіх чотирьох стрижнів поперечної арматури при згині з крученням.

Висновки: 1. В роботі аргументована необхідність влаштування закритих хомутів в поперечному перерізі попередньо напружених залізобетонних елементів прямокутного поперечного перерізу з одиночним армуванням, що працюють в умовах сумісної дії крутного та згинаючого моментів.

2. Запропонована методика дозволяє виконувати розрахунок міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів прямокутного перерізу з одиночним армуванням при сумісній дії згинаючого та крутного моментів на основі деформаційної моделі з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури та визначенням величини напружень за висотою стиснутої зони бетону поліномом п'ятого ступеню у вигляді (2).

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. // К.: Держбуд України, – 2009. – 71 с.

2. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов прямоугольного сечения при косом изгибе с кручением: дис. ... канд. техн. наук. : 05.23.01 / Кузьменко А. М. – Полтава, 1972. – 230 стр.

3. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов таврового и двутаврового поперечных сечений на косой изгиб с кручением: дис. ... канд. техн. наук.: 05.23.01 / Жорняк Н. С. – Полтава, 1973. – 170 стр.

4. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів при згині з крученням на основі нелінійної деформаційної моделі.: дис. ... канд. техн. наук за спец. 05.23.01 / Клюка О.М. – Полтава: Полтавський НТУ ім. Ю. Кондратюка, 2010. – 163 с.

5. Жорняк Н. С., Клюка Е. Н. Расчет несущей способности преднапряженных железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой при изгибе с крученим на основе деформационной модели //Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць, Випуск 17 – Рівне, 2008. – С. 156-162.

6. Клюка О. М., Жорняк М. С. Уточнений метод розрахунку міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі // Науково-технічний збірник «Містобудування та територіальне планування». Київ – КНУБА, 2014. – Вип. 54. – С. 193 – 200.

7. Клюка О. М., Жорняк М. С. До визначення міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночною арматурою при згині з крученням на основі деформаційної моделі // Матеріали VI Міжнародної науково-практичної конференції. К., 14-15 червня 2012 р. У семи томах. Том 5 «Точні науки» С. 68 – 73.

АННОТАЦИЯ

Особенностью новых украинских нормативных документов по расчету железобетонных элементов при изгибе с кручением является замена формы эпюры напряжений в сжатой зоне бетона с прямоугольной на криволинейную. Это соответствует фактическому напряженному состоянию поперечного сечения. В предыдущих работах автором была предложена методика расчета вышеуказанных элементов с учетом продольной арматуры и трех стержней поперечной. В данной работе предложен скорректированный метод расчета прочности пространственных сечений предварительно напряженных железобетонных элементов прямоугольного профиля с одиночным армированием при совместном действии крутящего и изгибающего моментов на основе нелинейной деформационной модели расчета.

Ключевые слова: изгиб с кручением, прямоугольное сечение, одиночное армирование, деформационная модель.

ANNOTATION

In accordance with the regulations of Belarus, Russia and Ukraine in the calculation of concrete elements in bending with twisting layout of the concreted compressed zone is proposed according with recomends of Soviet standards. A speciality of these standards is a replace of the rectangular diagrams of stresses in the compressed area of concrete on curved, corresponding to the actual state of intense cross-section. In previous works the author proposed method of calculating the above mentioned items in view of the longitudinal and three transverse reinforcement rods. In this paper the method for calculating the adjusted strength spatial sections of prestressed concrete elements of rectangular profile with a single reinforcement in the joint action of twisting and bending moments based on nonlinear deformation model calculation.

Keywords: bend with twisting, rectangular profile, single re-enforcement, deformation model

УДК 624.012.3/.4:693.955

Довженко О.О., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Погрібний В.В., к.т.н., с.н.с., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Шостак І.В., асп., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава

ПЕРСПЕКТИВИ ЗАСТОСУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ЗБІРНО-МОНОЛІТНОГО КАРКАСУ В БАГАТОПОВЕРХОВОМУ БУДІВНИЦТВІ УКРАЇНИ

Обґрунтовано вибір каркасної збірно-монолітної конструктивної системи для широкого застосування в Україні. Розглянуті з'єднання несучих збірно-монолітних елементів каркасу з підвищеним опором зрізу. Розроблені пропозиції щодо розрахунку несучої здатності шпонкових стиків на основі варіаційного методу в теорії пластичності бетону. Достовірність методики розрахунку підтверджена експериментальними дослідженнями зразків із важкого бетону, керамзитобетону та фібробетону. Оцінена несуча здатність вузла з'єднання ригеля з колоною системи CAPET із врахуванням специфіки його конструктивного рішення.

Ключові слова: *елементи каркасу, шпонкові з'єднання, несуча здатність, варіаційний метод, енергозберігаюча технологія.*

Вступ. Загальновідомо, що ступінь розвитку будівельної галузі визначається рівнем енергетичних витрат на реалізацію будівельних об'єктів. Найбільш ефективний спосіб їх зниження – застосування виробів, виготовлених із використанням сучасних заводських технологій. При цьому менш енергоємною, а отже, більш економічною та прогресивною для багатоповерхових будівель є каркасна конструктивна система.

Постановка проблеми. У масовій забудові пріоритетним та стратегічно правильним вважається розвиток і вдосконалення каркасних систем із підвищеною надійністю та безпекою для

ANNOTATION

In accordance with the regulations of Belarus, Russia and Ukraine in the calculation of concrete elements in bending with twisting layout of the concreted compressed zone is proposed according with recomends of Soviet standards. A speciality of these standards is a replace of the rectangular diagrams of stresses in the compressed area of concrete on curved, corresponding to the actual state of intense cross-section. In previous works the author proposed method of calculating the above mentioned items in view of the longitudinal and three transverse reinforcement rods. In this paper the method for calculating the adjusted strength spatial sections of prestressed concrete elements of rectangular profile with a single reinforcement in the joint action of twisting and bending moments based on nonlinear deformation model calculation.

Keywords: bend with twisting, rectangular profile, single re-enforcement, deformation model

УДК 624.012.3/.4:693.955

Довженко О.О., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Погрібний В.В., к.т.н., с.н.с., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Шостак І.В., асп., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава

ПЕРСПЕКТИВИ ЗАСТОСУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ЗБІРНО-МОНОЛІТНОГО КАРКАСУ В БАГАТОПОВЕРХОВОМУ БУДІВНИЦТВІ УКРАЇНИ

Обґрунтовано вибір каркасної збірно-монолітної конструктивної системи для широкого застосування в Україні. Розглянуті з'єднання несучих збірно-монолітних елементів каркасу з підвищеним опором зрізу. Розроблені пропозиції щодо розрахунку несучої здатності шпонкових стиків на основі варіаційного методу в теорії пластичності бетону. Достовірність методики розрахунку підтверджена експериментальними дослідженнями зразків із важкого бетону, керамзитобетону та фібробетону. Оцінена несуча здатність вузла з'єднання ригеля з колоною системи CAPET із врахуванням специфіки його конструктивного рішення.

Ключові слова: *елементи каркасу, шпонкові з'єднання, несуча здатність, варіаційний метод, енергозберігаюча технологія.*

Вступ. Загальновідомо, що ступінь розвитку будівельної галузі визначається рівнем енергетичних витрат на реалізацію будівельних об'єктів. Найбільш ефективний спосіб їх зниження – застосування виробів, виготовлених із використанням сучасних заводських технологій. При цьому менш енергоємною, а отже, більш економічною та прогресивною для багатоповерхових будівель є каркасна конструктивна система.

Постановка проблеми. У масовій забудові пріоритетним та стратегічно правильним вважається розвиток і вдосконалення каркасних систем із підвищеною надійністю та безпекою для

користувачів і зниженням матеріало-місткості та трудовитрат на їх будівництво. Представлені в рамно-в'язевому варіанті вони забезпечують можливість вільної трансформації внутрішнього простору на будь-якому етапі функціонування будівель, що обумовлює їх моральне довголіття. Вибір для широкого застосування в Україні найбільш ефективної енергозберігаючої конструктивної системи багатоповерхових будівель є актуальним завданням.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Поставлену задачу здатна розв'язати сучасна технологія збірно-монолітного каркасу (ЗМК) [1], який складається із звичайних і попередньо напружених залізобетонних елементів заводського виготовлення, таких як колони та ригелі, у якості елементів перекриття застосовуються багатопустотні плити чи плити незнімної опалубки. Просторова стійкість каркасу забезпечується жорсткістю вузлів сполучення несучих залізобетонних елементів і діафрагмами жорсткості. Бетонування з'єднань ригелів із плитами та заповнення бетоном швів між останніми створює суцільний диск перекриття. Специфічною вимогою до ЗМК є забезпечення міцності контактного стику збірного елементу й монолітного бетону, що потребує виконання розрахунку його за несучою здатністю. Варіанти облаштування такого стику можуть бути різними та залежать від виду поверхні збірного елементу (гладка, шорстка, шпонкова).

Отже суттєву роль у сумісній роботі залізобетонних конструкцій ЗМК відіграють з'єднання, для яких розрахунок на зсув є одним із визначальних. Найбільший опір дії зрізуючих сил чинять шпонкові з'єднання, котрі суттєво відрізняються для відомих конструктивних систем [2, 3] за характером і випадком руйнування, формами поперечного перерізу шпонки та шпонкового профілю, видом і класом бетону, наявністю та величиною обтиснення й армування, розташуванням арматури за висотою перерізу, наявністю шва та кількістю шпонок. Але незважаючи на широке розповсюдження шпонкових з'єднань у сучасних багатоповерхових будівлях, у проектувальників та споживачів залишається обережне до них відношення [4], котре перешкоджає вдосконаленню конструктивних рішень. Це на нашу думку пов'язано із недоліками існуючих нормативних методик розрахунку шпонок, котрі суттєво занижують їх несучу здатність через неврахування цілого ряду факторів, які визначають міцність. Оцінювання несучої здатності шпонкових з'єднань необхідно виконувати на достатньо загальній теоретичній основі з урахуванням специфіки конструктивного рішення.

Метою роботи є обґрунтування вибору збірно-монолітної конструктивної системи, котра може бути запропонована до широкого застосування в Україні для розв'язання проблеми доступного житла, та розроблення пропозицій щодо розрахунку несучої здатності шпонкового з'єднання її елементів.

Викладення основного матеріалу. ЗМК CAPET [5] (рис. 1) уперше використаний у Франції і складається із:

- збірних залізобетонних колон перерізами 250×250, 300×300 та 400×400 мм. У місці примикання перекриття в тілі колони передбачений отвір для пропуску опорної робочої арматури ригелів, після замонолічування котрого утворюється жорсткий стик;

– збірно-монолітних залізобетонних ригелів зі збірними попередньо напруженими елементами перерізами 250×200, 250×300, 300×200 та 400×400 мм, армованими канатами ∅12 мм К1400. На ділянках ригелів біля опор передбачені штраби для встановлення арматурних в'язей у місцях сполучення ригелів із колонами, котрі потім заповнюють дрібнозернистим бетоном одночасно із отвором колони. Верхні грані збірних елементів ригелів мають оголені замкнуті хомути;

– збірно-монолітної плити перекриття, котра, в свою чергу, складається зі збірних залізобетонних попередньо напружених суцільних плит товщиною 60 мм, які слугують незнімною опалубкою для монолітної плити розрахункової товщини. Нерозрізаність диску перекриття забезпечується шляхом встановлення верхніх арматурних сіток у монолітній плиті над ригелями.

Рис. 1. Каркас CAPET у процесі зведення

До переваг системи CAPET можна віднести: підвищення якості залізобетонних несучих конструкцій за рахунок їх заводського виготовлення; скорочення енерговитрат при виготовленні арматурних виробів і формуванні конструкцій у 3–4 рази (в заводських умовах ці процеси, на відміну від будівельного майданчика, автоматизовані на 85–90 %); економію бетону й арматури; нижчу вагу конструкцій, які монтуються, порівняно із повнозбірними будівлями; швидкість монтажу та малі затрати трудових ресурсів (монтаж поверху в межах одного під'їзду виконується бригадою із 5-ти робітників за одну зміну); можливість зменшення у декілька разів комплекту технологічного обладнання й оснащення, необхідних для виконання робіт на будівельному майданчику; зменшення невиробничих витрат на його утримання (охорона, тимчасові дороги, витрати на електроенергію) шляхом скорочення загальної тривалості будівництва; зниження в декілька разів енергоємності будівництва порівняно із монолітним за рахунок зменшення частки монолітних робіт та відмови від електропрогріву бетону при від'ємних температурах; високу міцність і сейсмостійкість будівель [6]. Каркас не є модульним і відкриває широкі можливості варіювання об'ємно-планувальних рішень приміщень.

Вдосконалення системи відбувається шляхом заміни несучих елементів із важкого бетону на рівноміцні із конструкційних легких бетонів, виготовлених на високоміцному керамзитовому гравію, котрі характеризуються наступними перевагами: меншою вагою порівняно із важким бетоном (у середньому на 25 %); більш високим рівнем нижньої межі області мікротріщиноутворення бетону, відповідно вищою межею переходу лінійної повзучості в нелінійну, а тому більшою ефективністю використання в попередньо напружених конструкціях; нижчим у 2–2,5 рази коефіцієнтом теплопровідності та вищою на 30–50% межею вогнестійкості бетону; вищими марками бетону за морозостійкістю. Крім того, в бетоні на керамзитовому гравії практично виключається можливість внутрішньої кислотної корозії, викликаної взаємодією кислотних оксидів цементу із аморфним кремнеземом крупного заповнювача, котрий у керамзиті практично відсутній [7].

Досвід застосування ЗМК CAPET набуто на об'єктах, зведених у РФ. В Україні будівництво із використанням зазначеної конструктивної системи впроваджує ТОВ «ВІКТОР-НАЙ» [8].

У НДІБК проведені випробування ЗМК CAPET [8] з метою перевірки відповідності отриманих результатів чинним будівельним нормам України, в першу чергу для визначення особливостей роботи вузлових з'єднань ригелів із колонами (рис. 2, а) й оцінювання їх експлуатаційної надійності.

Руйнування фрагменту каркасу відбулося за похилим перерізом ригеля (рис. 2, б), що свідчить про надійність шпонкового з'єднання ригеля з колоною, але не дає відповіді стосовно його несучої здатності.

У Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка запропонована методика розрахунку шпонкових з'єднань [9], котра є загальною, базується на варіаційному методі в теорії пластичності бетону, розглядає характер руйнування, враховує повну сукупність факторів впливу та добре збігається з експериментальними даними.

а)

б)

Рис. 2. Армування вузла з'єднання ригеля з середньою колоною (а) та картина руйнування ригеля при випробуванні натурного фрагменту ЗМК САРЕТ (б)

З метою оцінювання достовірності та переваг варіаційного методу порівняно із нормативними й іншими авторськими методиками проаналізована збіжність теоретичної міцності, підрахованої відповідно запропонованої методики, з дослідною та отримані наступні статистичні показники: $\overline{X}$ =0,95, ν =15,95 % (для нормативної методики $\overline{X}$ =0,61, ν =36,9 %). При цьому, використані дані 192 зразків, для яких фактори варіювання суттєво відрізнялися: співвідношення глибини шпонки до її висоти складало $l_k / h_k = 0{,}1 - 1$; рівень обтиснення $\sigma / f_{cd} = 0 - 0{,}47$; відсоток армування $\rho_w = 0 - 2{,}89\,\%$; арматура була розміщена в один і два рівні за висотою шпонки; застосовувався важкий бетон $(f_{cd} = 22{,}5 - 56{,}9\,МПа)$, керамзитобетон та фібробетон на поліпропіленових волокнах $(f_{cd} = 10 - 23{,}5\,МПа)$; ширина шва $t_j = 0 - 300\,мм$; кількість шпонок в стику – одна, три і п'ять.

Конструкція вузла з'єднання ригеля із колоною наведена на рис. 3.

Вихідними даними для розрахунку його міцності при зрізі слугують:

– геометричні параметри (розміри шпонки): висота $h_k = 320\,мм$; ширина $b_k = 200$ *мм;* глибина $l_k = 320$ *мм*: $\gamma = l_k / h_k = 1$;

– характеристики бетону класу С25/30: $f_{cd} = 15{,}3\,МПа$, $f_{ctd} = 1{,}08\,МПа$;

– характеристика арматури класу А400С $f_{yd} = 364\,МПа.$

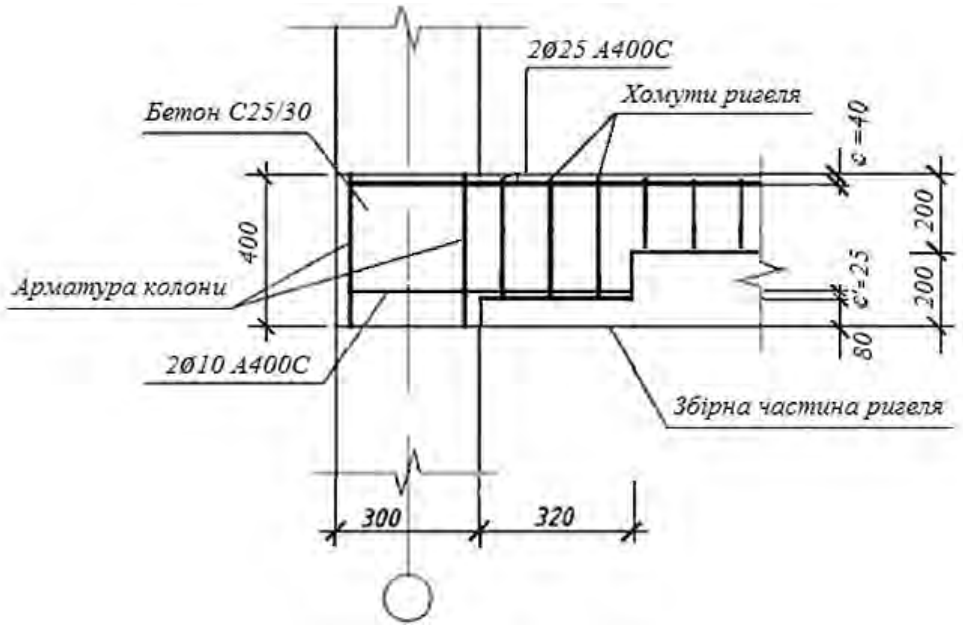


Рис. 3. До розрахунку несучої здатності з'єднання ригеля з колоною

Площа робочої арматури у площині зрізу визначається із розрахунку несучої здатності ригеля в нормальному перерізі на опорі (у розглядуваному прикладі арматура в стиснутій зоні встановлюється із конструктивних міркувань).

Кінематично можлива схема руйнування залізобетонної шпонки при зрізі, покладена в основу розрахунку варіаційним методом, представлена на рис. 4. Невідомими виступають: граничне навантаження q_u, відношення швидкостей $k = V_x / V_y$ руху жорсткого диску I відносно II і геометричні параметри поверхні руйнування ABC, котра розмежовує диски: кути – *α, β* . Напруження в арматурі досягають межі текучості.

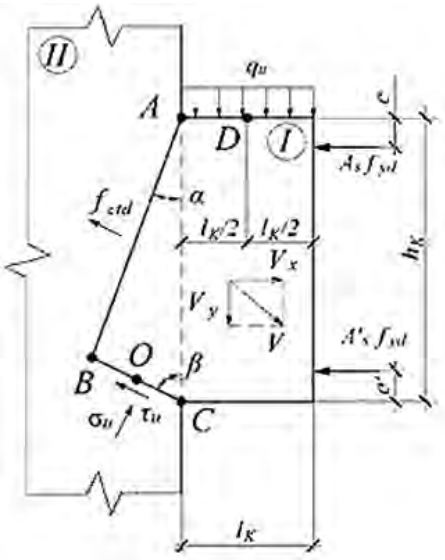


Рис. 4. Кінематично можлива схема руйнування прямокутних залізобетонних шпонок

Значення граничного навантаження знаходять шляхом пошуку мінімуму функції (1) методом Ньютона за виконання умов $\sum M_B = 0,\ \sum M_O = 0,\ \sum M_D = 0$ (точка *O* – середина ділянки *BC*).

При підрахуванні несучої здатності шпонкового стику враховується співвідношення його розмірів, обидві характеристики міцності бетону замонолічування, розташування арматури.

При заданих параметрах несуча здатність з'єднання «ригель – колонна» згідно запропонованої методики забезпечена. Значення розрахункового граничного навантаження на 25 % перевищує отримане за нормами [10].

Крім теоретичних у ПолтНТУ проводяться експериментальні дослідження в напряму вдосконалення властивостей конструкційних бетонів шляхом дисперсного армування. Введення поліпропіленової фібри до складу бетону при улаштуванні шпонкових стиків призводить до збільшення їх тріщиностійкості та міцності, зміни характеру руйнування із зовні крихкого до квазіпластичного [11].

Фібробетон має перспективи до застосування у якості матеріалу для виготовлення плит та ригелів перекриттів (покриттів). Виконані експериментальні дослідження міцності балок у нормальних та похилих перерізах. Встановлено, що тріщини утворювалися на більш пізніх стадіях навантаження порівняно з дослідними зразками із важкого бетону, кількість тріщин була обмеженою. Перед руйнуванням елементи зазнавали суттєвих деформацій.

Висновки та перспективи подальших досліджень. Для застосування в Україні пропонується конструктивна система САРЕТ, котра відрізняється енергоефективністю та характеризується високою міцністю і сейсмостійкістю, якістю виготовлення конструкцій та швидкістю зведення будівель. Сумісна робота несучих збірно-монолітних конструкцій забезпечується за рахунок з'єднань з підвищеним опору зсуву.

$$q_u = \left(\begin{array}{l} m\left[2B\sqrt{\left(k - tg\beta\right)^2 + 0{,}25\left(ktg\beta + 1\right)^2} - k + tg\beta \right] \times \dfrac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} + f_{cd}\left(k + tg\alpha\right) \times \\ \times \dfrac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} + \dfrac{f_{yd}\left(A_s + A'_s\right)k}{b_k h_k} \end{array} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (1)$$

де $m = f_{cd} - f_{ctd}$, $B = \sqrt{(1 + \chi/(1-\chi)^2)/3}$, $\chi = f_{ctd} / f_{cd}$.

Запропонована методика розрахунку шпонкових стиків, котра є загальною, базується на варіаційному методі в теорії пластичності, враховує характер руйнування та повну сукупність факторів впливу, добре збігається з експериментальними даними та дозволяє оптимізувати конструктивні рішення. Розрахунок згідно даної методики створює умови для проектування надійних стикових з'єднань елементів системи.

Застосування фібри для дисперсного армування бетону підвищує тріщиностійкість за рахунок збільшення опору розтягу та його пластичних властивостей і перешкоджає зовні крихкому характеру руйнування.

Перспективи подальших досліджень полягають у використанні для виготовлення несучих конструкцій керамзитобетону й удосконаленні конструктивних рішень елементів каркасу та вузлів з'єднань на основі точного оцінювання несучої здатності з врахуванням специфіки їх напружено-деформованого стану.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Шембаков, В.А. Сборно-монолитное каркасное домостроение. Руководство к принятию решения. – Чебоксары, 2005. – 119 с.

2. Мордич, А.И. Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий / А.И. Мордич, Р.И. Вигдорчик, В.Н. Белевич, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1999. – № 1. – С. 2 – 4.

3. Мустафин, И.И. Универсальная несущая сборно-монолитная каркасная система «КАЗАНЬ-XXI век» / И.И Мустафин. ООО «Проектно-конструкторская фирма «Каркас». – Казань, 2005. – 21 с.

4. Гуров Є.П. Анализ и предложения по конструктивной надежности и безопасности сборно-монолитных перекрытий в каркасе серии Б1.020.1-7 (в системе АРКОС)// Бетон и железобетон. – 2012. – №2. – С. 6 – 11.

5. Каркасная несущая система SARET [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.kgasuclan.ru/down/view download/80/242 – Назва з екрана.

6. Images of Saret [Електронний ресурс]. – Режим доступу: http://www.emporis.de/images/list/building/saret-novosibirsk-russia – Назва з екрану.

7. Юдин И.В. Инновационные технологии в индустриальном домостроении с использованием конструкционных легких бетонов / И.В. Юдин, В.Н. Ярмаковский // Строительные материалы. – 2010. – №1. – 15 –17 с.

8. Науковий супровід впровадження технології залізобетонної збірно-монолітної каркасної системи в будівництво багатоповерхових будинків цивільного призначення / Л. І. Крівєльов, О. А. Карпенко, В. Г. Пошивач, О. М. Райтаровський // Реконструкція житла. – Вип. 11. – 2009. – С. 143 – 152.

9. Довженко, О.О. Методика розрахунку шпонкових з'єднань залізобетонних елементів / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Вісник національного університету «Львівська політехніка» «Теорія і практика будівництва». – Львів. – 2013. – №755. – С. 111 – 117.

10. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.

11. Довженко О.О. Міцність шпонкових з′єднань бетонних і залізобетонних елементів: експериментальні дослідження. – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю.Кондратюка, 2015. – 181 с.

АННОТАЦИЯ

Обоснован выбор каркасной сборно-монолитной конструктивной системы для широкого применения в Украине. Рассмотрены соединения несущих сборно-монолитных элементов каркаса с повышенным сопротивлением срезу. Разработаны предложения по расчету несущей способности шпоночных стыков на основе вариационного метода в теории пластичности бетона. Достоверность методики расчета подтверждена экспериментальными исследованиями образцов из тяжелого бетона, керамзитобетона и фибро-бетона. Оценена несущая способность узла соединения ригеля с колонной системы САРЕТ с учетом специфики его конструктивного решения.

Ключевые слова: элементы каркаса, шпоночные соединения, несущая способность, вариационный метод, энергосберегающая технология.

ANNOTATION

The choice of frame prefabricated-monolithic constructive system for wide application in Ukraine is justified. Connections of load-bearing prefabricated-monolithic frame elements with increased shear resistance are considered. Proposals for calculating the bearing capacity of keyed joints based on the variational method in the theory of plasticity of concrete are developed. The reliability of the calculation procedure was confirmed by experimental studies of samples from heavy concrete, expanded clay concrete and fiber concrete. The bearing capacity of the girder joint with the column of the SARET system is estimated taking into account the specifics of its design.

Keywords frame components, keyed joints, bearing capacity, variational method, energy-saving technology.

УДК 624.075.23

Гудзь С.А., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Гасенко А.В., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава

РОЗБІЖНІСТЬ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ СТАЛЕВИХ ДВОТАВРОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ЗГИНАЛЬНО-КРУТИЛЬНОЮ ФОРМОЮ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ

У роботі проведено порівняльний аналіз нормативних методик визначення несучої здатності гнучких сталевих двотаврових елементів, що зазнають впливу стиску та згину. Виявлено їх переваги та недоліки, вказано на розбіжність і невідповідність результатів, отриманих різним чином. Висловлено спроби пояснити розходження, встановлено межі застосування вітчизняної методики розрахунку. Наголошено на необхідності перегляду будівельних норм у бік збільшення надійності. Досліджено європейський підхід та використано закордонний досвід у питаннях розрахунку на стійкість.

Ключові слова: *позацентровий стиск, втрата стійкості, двотавровий елемент.*

Постановка проблеми у загальному вигляді. Як відомо, поздовжня сила в позацентрово стиснутому елементі зміщена відносно центра ваги поперечного перерізу на величину ексцентриситету (e). В стиснуто-згинному елементі, який може виступати частиною поперечної рами каркасної будівлі, одночасно діють два незалежних силових фактори: поздовжня сила (N) і згинальний момент (M). Але при виконанні практичних розрахунків за вітчизняними нормами стиснуто-згинні стержні заміняють позацентрово стиснутими, оскільки в обох випадках елемент перебуває під дією поздовжньої сили зі згином. Замість заданого для стиснуто-згинного стержня моменту (M) і нормальної сили (N) враховують тільки цю силу, але прикладену з ексцентриситетом ($e = M / N$). У розрахунок таких елементів на

АННОТАЦИЯ

Обоснован выбор каркасной сборно-монолитной конструктивной системы для широкого применения в Украине. Рассмотрены соединения несущих сборно-монолитных элементов каркаса с повышенным сопротивлением срезу. Разработаны предложения по расчету несущей способности шпоночных стыков на основе вариационного метода в теории пластичности бетона. Достоверность методики расчета подтверждена экспериментальными исследованиями образцов из тяжелого бетона, керамзитобетона и фибро-бетона. Оценена несущая способность узла соединения ригеля с колонной системы САРЕТ с учетом специфики его конструктивного решения.

Ключевые слова: элементы каркаса, шпоночные соединения, несущая способность, вариационный метод, энергосберегающая технология.

ANNOTATION

The choice of frame prefabricated-monolithic constructive system for wide application in Ukraine is justified. Connections of load-bearing prefabricated-monolithic frame elements with increased shear resistance are considered. Proposals for calculating the bearing capacity of keyed joints based on the variational method in the theory of plasticity of concrete are developed. The reliability of the calculation procedure was confirmed by experimental studies of samples from heavy concrete, expanded clay concrete and fiber concrete. The bearing capacity of the girder joint with the column of the SARET system is estimated taking into account the specifics of its design.

Keywords frame components, keyed joints, bearing capacity, variational method, energy-saving technology.

УДК 624.075.23

Гудзь С.А., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Гасенко А.В., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава

РОЗБІЖНІСТЬ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ СТАЛЕВИХ ДВОТАВРОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ЗГИНАЛЬНО-КРУТИЛЬНОЮ ФОРМОЮ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ

У роботі проведено порівняльний аналіз нормативних методик визначення несучої здатності гнучких сталевих двотаврових елементів, що зазнають впливу стиску та згину. Виявлено їх переваги та недоліки, вказано на розбіжність і невідповідність результатів, отриманих різним чином. Висловлено спроби пояснити розходження, встановлено межі застосування вітчизняної методики розрахунку. Наголошено на необхідності перегляду будівельних норм у бік збільшення надійності. Досліджено європейський підхід та використано закордонний досвід у питаннях розрахунку на стійкість.

Ключові слова: *позацентровий стиск, втрата стійкості, двотавровий елемент.*

Постановка проблеми у загальному вигляді. Як відомо, поздовжня сила в позацентрово стиснутому елементі зміщена відносно центра ваги поперечного перерізу на величину ексцентриситету (e). В стиснуто-згинному елементі, який може виступати частиною поперечної рами каркасної будівлі, одночасно діють два незалежних силових фактори: поздовжня сила (N) і згинальний момент (M). Але при виконанні практичних розрахунків за вітчизняними нормами стиснуто-згинні стержні заміняють позацентрово стиснутими, оскільки в обох випадках елемент перебуває під дією поздовжньої сили зі згином. Замість заданого для стиснуто-згинного стержня моменту (M) і нормальної сили (N) враховують тільки цю силу, але прикладену з ексцентриситетом ($e = M / N$). У розрахунок таких елементів на

стійкість, що міститься в нормах, вводиться додатковий коефіцієнт, що враховує початкові недосконалості. Окрім знижувальних коефіцієнтів, що враховують згинальну і поперечно-крутильну форму втрати стійкості при поздовжньому та поперечному згині відповідно (в українських нормах вони відповідають коефіцієнтам стійкості при центральному стиску та при згині), в європейських нормах присутні ще і коефіцієнти взаємодії між внутрішніми зусиллями, визначення котрих досить складне. Ця особливість є їхньою характерною рисою, що дозволяє врахувати впливи другого роду. Для збільшення точності розрахунків і наближення їх до дійсних умов роботи конструкції внутрішні зусилля потрібно визначати за нелінійною теорією другого порядку. Вона враховує геометричну нелінійність і являє собою по суті розрахунок за деформованою схемою, в якому рівняння рівноваги записуються для деформованого стану системи. Цікавим видається дослідження європейського підходу та використання закордонного досвіду в питаннях розрахунку на стійкість.

Аналіз останніх досліджень. Відомі в усьому світі праці професора С.П. Тимошенка заклали теоретичну основу розрахунку металевих «балок-колон» незамкненого профілю на сумісну дію стиску та згину. Його теорія пружної стійкості [1, 2] дала передумови для визначення критичного навантаження при складному опорі. А застосування енергетичного методу до задач стійкості отримало бурхливий розвиток у теперішній час. Експериментальними і теоретичними дослідженнями стійкості позацентрово стиснутих елементів донедавна займалися С.І. Білик [3], А.І. Маневич, С.В. Ракша [4], А.М. Пащенко, Г.М. Трусов, Є.Ю. Фоменко та інші.

Виділення нерозв'язаних раніше частин загальної проблеми. Одним із найменш досліджених питань, які постають перед проектувальником при розрахунку сталевих конструкцій є розрахунок позацентрово стиснутих елементів за згинально-крутильною формою втрати стійкості, яка часто буває вирішальною при визначенні несучої здатності. Це питання залишається відкритим і потребує ґрунтовних досліджень і порівняльного аналізу різних методик розрахунку.

Постановка мети і задач досліджень. У статті поставлено за мету провести порівняльний аналіз методик визначення несучої здатності та напружено-деформованого стану сталевих двотаврових елементів за стійкістю, виявивши їх переваги та недоліки, і на основі аналізу спробувати встановити межі застосування вітчизняної методики.

Виклад основного матеріалу. Навіть при згині позацентрово стиснутих елементів лише в площині найбільшої жорсткості, що збігається з площиною симетрії, стає можливою втрата стійкості з площини дії моменту при згинально-крутильних деформаціях раніше досягнення граничної сили (N), що приймається як критерій при плоскій формі втрати стійкості.

У цьому випадку перевірку стійкості вітчизняні норми [5] рекомендують виконувати в площині найменшої жорсткості як центрально стиснутого елемента з введенням коефіцієнта (c), що враховує вплив згинального моменту (M_x) на просторову втрату стійкості стержня. При великих згинальних моментах M_x (при значеннях відносного ексцентриситету $m_x \geq 10$) вимоги норм забезпечують перехід до випадку втрати стійкості згинних елементів. При значній гнучкості втрата стійкості відбувається зазвичай у межах пружних деформацій. У цьому випадку для визначення коефіцієнта (c) використано теорію стійкості тонкостінних стержнів В.З. Власова. Але отримане значення коефіцієнта (c) не повинне перевищувати максимального значення (c_{max}), встановленого для пластичних деформацій.

Розрахункова формула при цьому принципово не відрізняється від підходу в попередніх радянських нормах [6], а також у їх актуалізованій редакції для Російської Федерації [7] (де лише дещо уточнилися коефіцієнти стійкості при центральному стиску) та у сучасних нормах [8], розроблених взамін [6]. Спочатку для визначення коефіцієнтів (c) (при значеннях

відносного ексцентриситету $m_x \leq 5$) на основі результатів теоретичних і експериментальних досліджень Г.М. Чувікіна [9] для різних типів перерізів було встановлено емпіричні допоміжні коефіцієнти (α і β), що містяться у відповідних таблицях перерахованих нормативних документів. Згодом у норми (спершу в російські [8], потім в українські [5]) поступово впровадилась відмінність, яка полягає у введенні невідомим нам автором додаткового емпіричного коефіцієнта (v), що залежить від гнучкості стержня та геометричних розмірів перерізу. Нами було вирішено дослідити вплив цього чинника на несучу здатність елемента й оцінити її достовірність, порівнявши отримані значення з даними розрахунку за європейськими нормами [10, 11], який передбачає часткові формули теорії другого порядку з урахуванням коефіцієнтів взаємодії (k_{ij}).

Щоб визначити умовну гнучкість для втрати стійкості за поперечно-крутильною формою, залежно від якої встановлюється знижувальний коефіцієнт стійкості при згині за європейськими нормами, потрібно знати критичний момент втрати стійкості плоскої форми згину в пружній стадії (M_{cr}, інша назва – умовний критичний згинально-крутильний момент). Його значення для шарнірно опертої по кінцях двотаврової балки, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням, може бути встановлене згідно з національним додатком National Application Document (NAD) до EN 1993-1-1 [10]. В інших випадках критичний момент рекомендується визначати чисельно за допомогою моделювання. Для шарнірно опертого по кінцях стержня, завантаженого рівномірно розподіленим навантаженням і опорними згинальними моментами, існує методика визначення критичного моменту (M_{cr}), яку наведено в п. 6.6 роботи [12] і розвинуто в додатку NCCI [13], де за таких умов і при різних граничних умовах і видах навантажень теж рекомендується використання спеціальної безкоштовної програми LTBeam (вона може бути вільно завантажена із сайту: http://www.cticm.com). Критичний момент (M_{cr}), котрий потрібен для розрахунку недостатньо розкріплених згинних сталевих двотаврових елементів за поперечно-крутильною формою втрати стійкості (англ. – lateral torsional buckling), для подвійно симетричних перерізів може визначатися так:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2}\left\{\sqrt{\left[\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + \left(C_2 z_g\right)^2\right]^{0.5}} - C_2 z_g\right\}, \quad (1)$$

де C_1, C_2 – коефіцієнти, що залежать від виду епюри згинального моменту й умов закріплення кінців балки; при різних опорних згинальних моментах залежать ще і від співвідношення моментів (окрема методика);

k, k_w – коефіцієнти (приведення) розрахункової довжини, які відносяться до повороту кінців балки у плані та до депланації кінців балки (можна прийняти k = k_w = 1 в запас);

E, G – модулі пружності та зсуву відповідно;

I_z – момент інерції перерізу відносно осі z;

I_w – секторіальний момент інерції перерізу балки;

I_t – момент інерції перерізу при чистому (вільному) крученні;

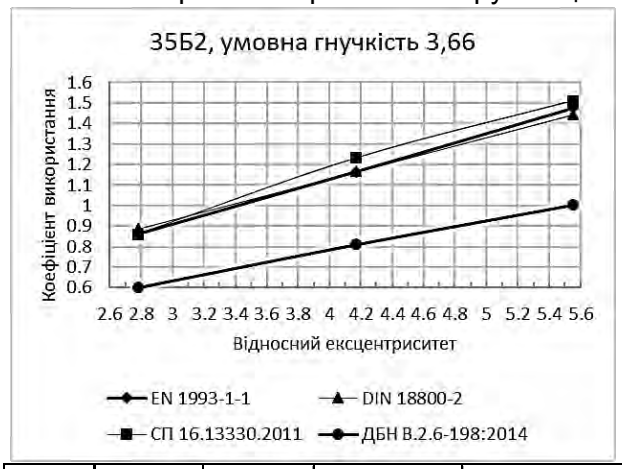
L – проліт елемента;

z_g – ордината точки прикладення навантаження відносно центра згину.

Момент інерції двотаврового перерізу при чистому крученні (I_t) в цих розрахунках визначався без сталого множника 1,3 за ДБН В.2.6-198:2014 [5], що характеризує тип перерізу, оскільки саме таке його значення рекомендує європейська методика, яка більш консервативна в цьому відношенні, на відміну від методики ДБН В.2.6-198:2014. Окрім цього, інколи необхідно врахувати крутильну і/або зсувну жорсткість конструкцій, що дискретно чи континуально розкріплюють стиснутий пояс елемента в більшості практичних випадків і зменшують деформації його зміщення (прогони, в'язі, сталевий плоский або профільований настил). Врахування заокруглень у місці примикання полички до стінки дозволяє суттєво збільшити значення моменту

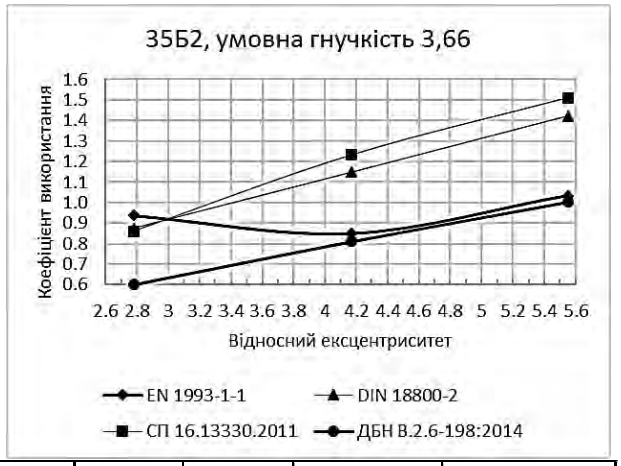
інерції. Його теж можна визначити в поширеній комп'ютерній програмі LTBeam.

Порівняння відбувалось при однаковому розподілі внутрішніх зусиль по довжині шарнірно опертого елемента, що згинається в площині стінки (розподіл поздовжньої сили приймався постійний; розподіл згинального моменту – постійний і трикутний). Значення розрахункової поздовжньої сили всюди становило 200 кН, хоча частковий коефіцієнт надійності (γ) за навантаженням у Єврокоді значно більший від українського (на 25 – 29%). При трикутному розподілі враховувались особливості різних норм по вибору місця розташування розрахункового згинального моменту для згинально-крутильної форми втрати стійкості. Значення моментів і довжин стержнів у прикладах варіювались для зміни відносного ексцентриситету та гнучкості. Міцнісні характеристики матеріалу бралися як для сталі С245. Розміри поперечних перерізів двох прокатних двотаврів бралися з ГОСТ 26020-83. Коефіцієнти взаємодії (k_{ij}) визначалися за додатком А (альтернативний метод 1) EN 1993-1-1 [10]. Підсумки порівняння наведемо у формі графіків на рис. 1 – 3.



m_x	EN 1993-1-1	DIN 18800-2	СП 16.13330.2011	ДБН В.2.6-198:2014
2,78	0,859	0,886	0,859	0,601
4,17	1,164	1,165	1,231	0,810
5,55	1,474	1,443	1,510	1,002

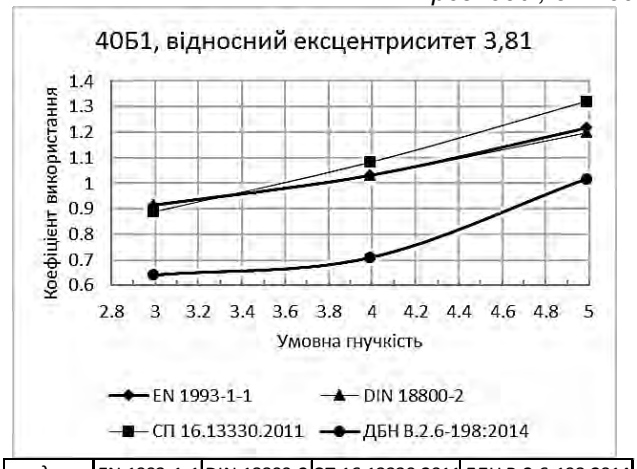
а)



m_x	EN 1993-1-1	DIN 18800-2	СП 16.13330.2011	ДБН В.2.6-198:2014
2,78	0,937	0,875	0,859	0,601
4,17	0,851	1,147	1,231	0,810
5,55	1,034	1,420	1,510	1,002

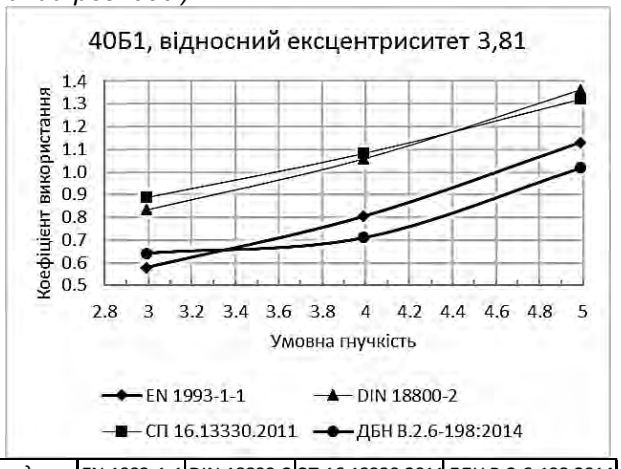
б)

Рис. 1. Залежність коефіцієнта використання від відносного ексцентриситету (а - трикутний розподіл; б - постійний розподіл)



λ_y	EN 1993-1-1	DIN 18800-2	СП 16.13330.2011	ДБН В.2.6-198:2014
2,99	0,913	0,916	0,888	0,642
3,99	1,031	1,031	1,082	0,710
4,99	1,218	1,198	1,321	1,018

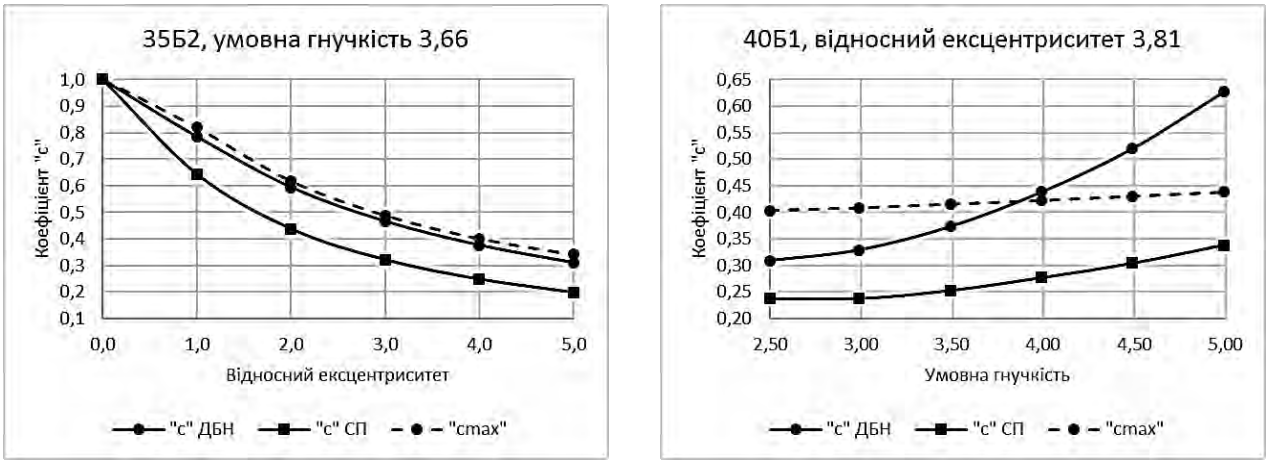
а)



λ_y	EN 1993-1-1	DIN 18800-2	СП 16.13330.2011	ДБН В.2.6-198:2014
2,99	0,578	0,833	0,888	0,642
3,99	0,803	1,058	1,082	0,710
4,99	1,129	1,362	1,321	1,018

б)

Рис. 2. Залежність коефіцієнта використання від умовної гнучкості (а - трикутний розподіл; б - постійний розподіл)



а) *б)*

Рис. 3. Залежність коефіцієнта «с» від відносного ексцентриситету (а) й умовної гнучкості (б)

Як видно з рис. 1 і 2, вітчизняна методика узгоджується задовільно тільки з методикою Єврокоду, котра є найбільш деталізованою як для елементів, що зазнають деформацій кручення, і лише при значних відносних ексцентриситетах і малих гнучкостях за умови постійного розподілу згинального моменту. Очевидно, що саме при збільшенні рівномірно розподіленого згинального моменту в площині стінки та відносно невеликій поздовжній силі в коротких стержнях відбувається ефект «розвантаження», тобто послаблюється вплив на несучу здатність втрати стійкості із площини згину і посилюється вплив втрати стійкості в площині згину. Тому поширення «вдосконаленої» методики, яка, напевно, спиралася на такі досліди, на інші випадки роботи неправомірне та не відповідає вимогам безпеки.

Аналізуючи рис. 3, де при збільшенні гнучкості спостерігається різка тенденція до зростання значень коефіцієнта (*c*) за методикою ДБН В.2.6-198:2014 порівняно з попередньою, можна дійти висновку про їх завищення, не зважаючи на обмеження максимальним значенням.

Для достеменного розрахунку позацентрово стиснутих двотаврових елементів не рекомендується застосовувати модуль «Кристалл» (програмний комплекс SCAD Office), оскільки він дає значну «похибку», тобто рахує некоректно, суттєво занижуючи несучу здатність, що йде в запас міцності. Це не важко перевірити. При цьому результати розрахунку окремо на центральний стиск і поперечний згин ідентичні результатам ручного розрахунку. Нормативний розрахунок стійки у цьому модулі дає в нашому випадку при трикутному розподілі моменту на 58 – 112% більший коефіцієнт використання за EN 1993-1-1, на 18 – 51% за СП 16.13330.2011; на 78 – 116% за ДБН В.2.6-198:2014; при постійному розподілі – відповідно на 20 – 88%, на 0 – 5%, на 23 – 59% порівняно з верифікованим машинним результатом, взятим за еталон.

Висновки. Аналіз розбіжності результатів розрахунку за різними нормами показав, що введення емпіричного коефіцієнта (*v*) в чинні українські та російські норми [5, 8] в частині розрахунків за згинально-крутильною формою втрати стійкості при трикутному розподілі згинального моменту не підтверджується порівнянням з іншими нормами [6, 7, 10, 11], суперечить проведеним попереднім теоретично-експериментальним дослідженням [9], необґрунтовано завищуючи несучу здатність позацентрово стиснутого елемента у значній мірі (до півтора разу). Це створює передумови для перегляду норм у бік збільшення надійності конструкцій шляхом повернення методики відповідно до минулої редакції радянських норм або за допомогою уточнювальних коефіцієнтів взаємодії (k_{ij}) для врахування особливостей роботи стержнів при складному опорі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЕРЕЛ:

1. Timoshenko S.P. and Gere J.: Theory of Elastic Stability (2nd ed.), McGrawHill, New York, 1961. – 541 p.
2. Тимошенко С. П. Устойчивость упругих систем, ГИТТЛ. Москва, 1955. – 569 с.
3. Білик С.І. Просторова стійкість сталевих колон зі змінною висотою перерізу. Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського, 1, 2008. – С. 120 – 126.
4. Маневич А.И. О расчете по СНиП II-23-81 тонкостенных стержней на устойчивость по изгибно-крутильной форме / А.И. Маневич, С.В. Ракша // Известия вузов. Строительство, 12, 2000. – С. 119 – 123.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування / Остаточна редакція. Видання офіційне. – Надано чинності з 1 січня 2015 р. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с.
6. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
7. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции / Минрегион России. – М.: ГУП ЦПП, 2011. – 172 с.
8. СНиП 53-100-2010. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Минрегион России. – М.: ГУП ЦПП, 2010. – 201 с.
9. Чувикин Г.М. Об устойчивости за пределом упругости внецентренно сжатых тонкостенных стержней открытого профиля. – В кн.: Исследования по стальным конструкциям. Вып. 13. – М.: Госстройиздат, 1962. - С. 70 – 159.
10. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. – К.: Мінбуд України, 2011. – 150 с.
11. DIN 18800 Teil 2: Stahlbauten – Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, 1990. – 44 s.
12. Kindmann, R.: Stahlbau, Teil 2: Stabilität und Theorie II. Ordnung. 4. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2008. – 429 s.
13. Access Steel: NCCI: Elastic critical moment for lateral torsional buckling. SN003a-EN-EU, Access Steel, 2008. – 13 p.

АННОТАЦИЯ

В работе проведен сравнительный анализ нормативных методик определения несущей способности гибких стальных двутавровых элементов, которые поддаются влиянию сжатия и изгиба. Выявлено их достоинства и недостатки, указано на расходимость и несоответствие результатов, полученных разными способами. Выражены попытки объяснить расхождения, установлены границы использования отечественной методики расчета. Сделано ударение на необходимости пересмотра строительных норм в сторону увеличения надежности. Исследовано европейский подход и использовано зарубежный опыт в вопросах расчета на устойчивость.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, потеря устойчивости, двутавровый элемент.

ANNOTATION

The article deals with the comparative analysis of normative methods for determining the carrying capacity of the flexible steel I-beams-columns, which go under compression and bending. The complex of their advantages as well as disadvantages was revealed successfully. Divergence and inconsistency of the results, which obtained in different ways, were indicated. Attempts to explain the discrepancies were made. The scope of application of national methods of calculation set. The emphasis on the need to revise construction norms in the direction of increasing reliability was made. The European approach has been studied and foreign experience in the question of stability design has been used.

Keywords: eccentric compression, flexural-torsional buckling, I-beam-column.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЕРЕЛ:

1. Timoshenko S.P. and Gere J.: Theory of Elastic Stability (2nd ed.), McGrawHill, New York, 1961. – 541 p.
2. Тимошенко С. П. Устойчивость упругих систем, ГИТТЛ. Москва, 1955. – 569 с.
3. Білик С.І. Просторова стійкість сталевих колон зі змінною висотою перерізу. Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського, 1, 2008. – С. 120 – 126.
4. Маневич А.И. О расчете по СНиП II-23-81 тонкостенных стержней на устойчивость по изгибно-крутильной форме / А.И. Маневич, С.В. Ракша // Известия вузов. Строительство, 12, 2000. – С. 119 – 123.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування / Остаточна редакція. Видання офіційне. – Надано чинності з 1 січня 2015 р. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с.
6. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
7. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции / Минрегион России. – М.: ГУП ЦПП, 2011. – 172 с.
8. СНиП 53-100-2010. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Минрегион России. – М.: ГУП ЦПП, 2010. – 201 с.
9. Чувикин Г.М. Об устойчивости за пределом упругости внецентренно сжатых тонкостенных стержней открытого профиля. – В кн.: Исследования по стальным конструкциям. Вып. 13. – М.: Госстройиздат, 1962. - С. 70 – 159.
10. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. – К.: Мінбуд України, 2011. – 150 с.
11. DIN 18800 Teil 2: Stahlbauten – Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, 1990. – 44 s.
12. Kindmann, R.: Stahlbau, Teil 2: Stabilität und Theorie II. Ordnung. 4. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2008. – 429 s.
13. Access Steel: NCCI: Elastic critical moment for lateral torsional buckling. SN003a-EN-EU, Access Steel, 2008. – 13 p.

АННОТАЦИЯ

В работе проведен сравнительный анализ нормативных методик определения несущей способности гибких стальных двутавровых элементов, которые поддаются влиянию сжатия и изгиба. Выявлено их достоинства и недостатки, указано на расходимость и несоответствие результатов, полученных разными способами. Выражены попытки объяснить расхождения, установлены границы использования отечественной методики расчета. Сделано ударение на необходимости пересмотра строительных норм в сторону увеличения надежности. Исследовано европейский подход и использовано зарубежный опыт в вопросах расчета на устойчивость.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, потеря устойчивости, двутавровый элемент.

ANNOTATION

The article deals with the comparative analysis of normative methods for determining the carrying capacity of the flexible steel I-beams-columns, which go under compression and bending. The complex of their advantages as well as disadvantages was revealed successfully. Divergence and inconsistency of the results, which obtained in different ways, were indicated. Attempts to explain the discrepancies were made. The scope of application of national methods of calculation set. The emphasis on the need to revise construction norms in the direction of increasing reliability was made. The European approach has been studied and foreign experience in the question of stability design has been used.

Keywords: eccentric compression, flexural-torsional buckling, I-beam-column.

УДК 624.154-428

Маркова М. А., к.т.н., доц., ЗГИА, г.Запорожье
Кравченко Д. В., инж., ООО «НАСТРОЙ», г.Запорожье

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ВИНТОВЫХ СВАЙ ДЛЯ МАЛОЭТАЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Рассмотрен опыт применения конструкций винтовых свай для малоэтажного строительства. Выполнен расчет несущей способности свай по двум различным методикам: действующим нормам Украины и методике используемой в компании Foundation Supportworks. Вычислены напряжения и деформации в свае и грунтовом основании при совместном моделировании при помощи программы метода конечных элементов PLAXIS. Использовалась упруго-пластическая модель грунта основания. Определена устойчивость грунтового основания с учетом сдвиговых деформаций примыкающего склона. Сделан вывод о допустимости применения винтовых свай для малоэтажного строительства в условиях Украины.

Ключевые слова: *винтовые сваи, лопасти, несущая способность свай, метод конечных элементов, усилия в сваях.*

Актуальность. В связи с большим количеством возводимых в последнее время малоэтажных зданий требуется оптимизация применяемых конструкций фундаментов. В сложных грунтовых условиях Запорожской области фундаментные конструкции выполняемые под малоэтажные частные жилые дома, как правило достаточно материалоемкие и соответственно имеют высокую стоимость. Это связано с тем, что при проектировании фундаментов даже под небольшие нагрузки учитываются мероприятия для уменьшения неравномерности осадок. Такие конструктивные мероприятия регламентированы действующими нормами по строительству в условиях просадочных грунтов [1, 2]. Конструктивные мероприятия, которые чаще всего применяются, представляют собой монолитные пояса в нескольких уровнях, соединенные между собой вертикальными элементами шпонками. Как альтернативный вариант применяются плитные фундаменты, которые имеют достаточную прочность и надежность в условиях неравномерного деформирования оснований, но этот тип фундаментов часто отклоняется заказчиком, как имеющий слишком высокую стоимость.

Цель — выяснить целесообразность применения винтовых свай в качестве фундаментов для зданий с небольшой нагрузкой в условиях неравномерных деформаций основания .

Анализ ранее выполненных публикаций. Винтовые сваи, как фундаментная конструкция применялись еще с середины XIX века и существует большое количество публикаций, посвященных исследованию свай такого типа [4]. Разработано большое количество модификаций конструкции свай и свайных ростверков. Винтовые сваи применяют в качестве конструкции усиления существующих фундаментов, в качестве фундаментов под малоэтажные здания, а также как элементы конструкции крепления откосов и склонов.

Технология выполнения винтовых свай имеет ряд преимуществ, среди которых считаем важным отметить сравнительно низкие трудозатраты на их установку, возможность завинчивания свай в грунт средствами малой механизации и даже вручную (Рис. 1), возможность производства работ в стесненных условиях с использованием наращиваемых секционных свай, низкая материалоемкость в сравнении с традиционными фундаментами мелкого заложения. Технология усиления пользуется большой популярностью в регионе ввиду минимальных трудозатрат на выполнение работ и эффективности данной конструкции.

Рис. 1. Завинчивание сваи средствами малой механизации

Известна технология выполнения винтовых свай, применяемая в США как для устройства фундаментных конструкций, так и для усиления существующих фундаментов под зданиями. Компания Foundation Supportworks [6] разработала и успешно применяет технологию выполнения винтовых свай составного сечения с несколькими рядами винтовых лопастей по высоте сваи (Рис.2).

По данной технологии сваи изготавливаются в заводских условиях из стальных труб, с приваренными к ним уширениями в виде винтовых лопастей с размерами винтовой лопасти от 200 до 355мм с толщиной листа лопасти от 9,5мм до 12,5мм. Ствол свай в зависимости от особенностей работы свай и воспринимаемых усилий сжатия либо растяжения, может быть либо круглого трубчатого сечения (Рис.3), либо квадратного сплошного сечения. Размеры поперечного сечения свай, длина и размеры лопастей принимаются на основании расчета в зависимости от усилий и грунтовых условий.

В зависимости от назначения, сваи могут иметь ствол с постоянным сечением по высоте или с уширенным оголовком в верхней части для лучшего восприятия изгибающих моментов и поперечных сил. Стыковка отдельных секций выполняется специальными муфтами с предварительно выполненными отверстиями, для установки болтов.

При выполнении свай в качестве фундаментов под новые конструкции, по ним выполняется железобетонный ростверк с армированием, подобранным в зависимости от проектируемой конструкции.

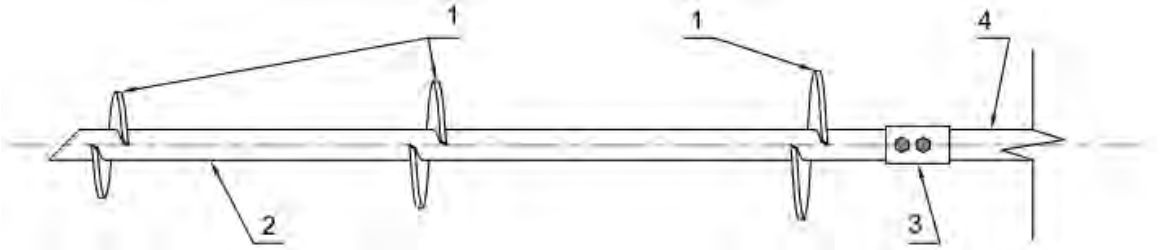


Рис. 2. Схема винтовой сваи: 1 — винтовые лопасти, с различным диаметром по высоте, 2 — ствол сваи, 3 — соединительная муфта, 4 — секция наращивания

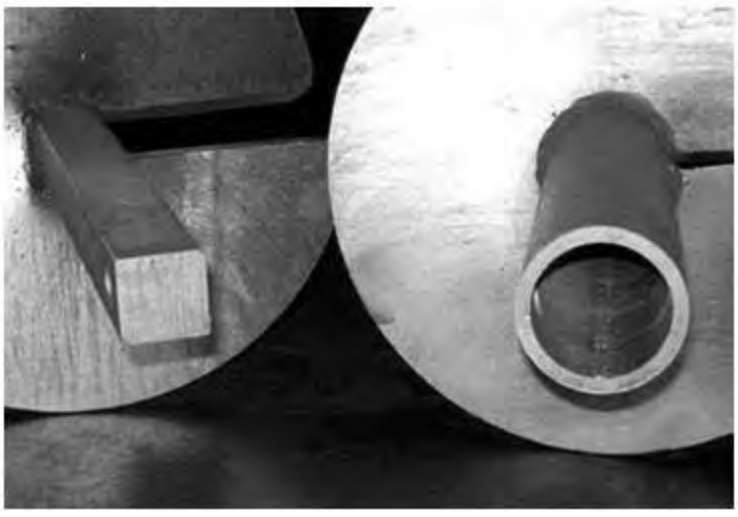


Рис. 3. Типы применяемых поперечных сечений винтовых свай

Основной материал исследования. Рассматривалась методика расчета, предлагаемая для определения несущей способности свай, выполняемых по данной технологии. Результаты полученной несущей способности сопоставлены с результатами расчетов, выполненных по формулам рекомендованным в нормативных документах Украины. В действующем ДБН [3] приведена формула для расчета несущей способности одиночной винтовой сваи на сжатие и на растяжение, по этой формуле учитывается несущая способность лопасти в зависимости от угла внутреннего трения несущего слоя грунта в который погружена лопасть, также учитывается несущая способность по боковой поверхности ствола сваи выше лопасти. Величины несущей способности, полученные в результате расчетов по методике используемой в Foundation Supportworks и по методике ДБН достаточно близкие, поэтому считаем целесообразным применение подобных конструкций в/при строительстве в Украине.

Нами применены конструкции винтовых свай при проектировании жилого дома коттеджного типа. Грунтовые условия на застраиваемом участке представляют собой слои насыпных грунтов, супесей и песков. На площадке строительства ранее выполнялась вертикальная планировка с выполнением насыпи, о чем свидетельствует слой насыпных грунтов местами достигающий 2,2м, ниже залегает слой лессовых просадочных супесей толщиной 1,5-3,3м, которые не рекомендуется использовать в качестве основания для фундаментов, поскольку его деформационные характеристики очень низкие. Модуль деформации в состоянии естественной влажности составляет 6,2МПа, а в водонасыщенном состоянии 2,4МПа. Ниже суглинков залегает слой водонасыщенных песков с модулем деформации 25МПа. В качестве опорного слоя для свай принят слой песков. Инженерно-геологические условия осложнены наличием склона, в непосредственной близости к которому располагается проектируемое здание. В связи с тем, что проектируемое здание находится в непосредственной близости к склону, применение фундаментов мелкого заложения нерационально по причине возможных сдвиговых процессов и горизонтальных смещений по склону. Таким образом свайный фундамент представляется наиболее оптимальной фундаментной конструкцией. Выбор в пользу винтовых свай был сделан в связи с удобством их выполнения без применения тяжелой техники, поскольку стесненность участка не позволяет организовать заезд механизмов для выполнения свай других конструкций.

Здание, опирающееся на сваи проектируется по каркасной схеме с железобетонными колоннами-шпонками, под которые выполняются железобетонные ростверки. Стеновое ограждение проектируется из газобетонных блоков, с опиранием на монолитные железобетонные пояса.

Выполнен расчет винтовых свай совместно с массивом грунта основания и вышележащим каркасом с применением метода конечных элементов по программе PLAXIS [5] .

При конечно-элементном моделировании в расчетной модели учтены элементы грунта с нелинейными свойствами, элементы свай, а также линейно-деформируемые элементы вышележащей конструкции. Для грунта принята упруго-пластическая расчетная модель деформирования грунта Друкера-Прагера. Расчет выполнялся с учетом стадийности приложения нагрузок.

В результате расчета вычислены вертикальные и горизонтальные смещения от воздействия нагрузок, а также усилия в элементах свай. Полученные усилия в сваях вблизи склона составляют 113кН. Максимальные горизонтальные перемещения верха свай составили 3,2мм. На Рис.4 приведена деформированная расчетная схема, которая показывает характер смещений при приложении полных величин нагрузок.

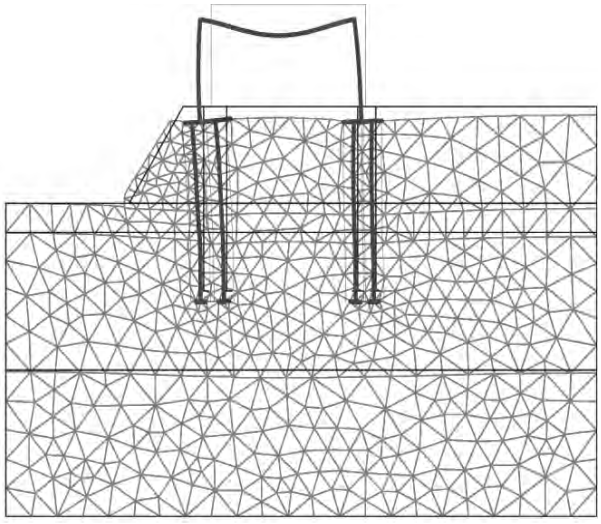


Рис. 4. Деформированная расчетная схема с коэффициентом искажения 57

Выполнен расчет устойчивости откоса вблизи здания и определен коэффициент устойчивости грунта, который составляет 1,2, что является достаточно малой величиной, но следует заметить, что поверхность скольжения проходит рядом со зданием и сваями (Рис.5), и зона максимального сдвига грунта не затрагивает конструкции свай. Таким образом, поскольку деформации свай от действующих нагрузок незначительные, считаем, что возможно применение конструкции винтовых свай в сложных грунтовых условиях и предварительным расчетным обоснованием проектного решения.

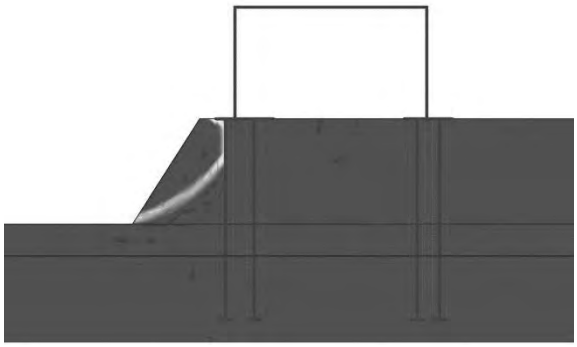


Рис. 5. Поверхность скольжения, построенная по максимальным относительным деформациям грунта

Выводы:

1. Опыт применения винтовых свай в Соединенных Штатах показывает эффективность их применения при небольших действующих нагрузках.

2. Выполненный расчет несущей способности свай по методике ДБН и по методике Foundation Supportworks показывает достаточно близкие результаты, что подтверждает допустимость применения данной методики в Украине.

3. Выполненное конечно-элементное моделирование здания совместно с грунтом и свайным фундаментом, которое показывает допустимые результаты по усилиям и перемещениям в сваях, что доказывает возможность применения винтовых свай в заданных грунтовых условиях.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ:

1. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва, Київ: Мінрегіонбуд України, 2014.-126с.

2. ДБН В.1.1.-5-2000 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Часть II. Киев: Держбуд України, 2000.-87с.

3. ДБН В.2.1-10-2009 Зміна 1 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.-55 с.

4. Пенчук В. А. Винтовые сваи и анкеры для опор. Киев: "Будівельник”, 1985.-96с.

5. Waterman D. PLAXIS 2D - Professional Version 8 / D. Waterman. – Delft, Netherlands: Plaxis bv, 2006. – 450 с.

6. Technical Manual. Helical Piles and Ancors [Електронний ресурс] // Foundation Supportworks. – 2014. – Режим доступу до ресурсу: http://commercial. foundationsupportworks.com/technical-information/ technical-manual.html.

АНОТАЦІЯ

Розглянутий досвід застосування конструкцій гвинтових паль для малоповерхового будівництва. Виконаний розрахунок тримкості паль за двома різними методиками: чинними нормами України та методиці компанії Foundation Supportworks. Розраховані напруження та деформації в палях та ґрунтовій основі при спільному моделюванні за допомогою програми метода кінцевих-елементів PLAXIS. Використана пружно-пластична модель ґрунту основи. Обчислена стійкість ґрунтової основи з урахуванням зсувних деформацій схилу. Зроблений висновок про можливість застосування гвинтових паль для малоповерхового будівництва.

Ключові слова: гвинтові палі, лопаті, тримкість паль, метод кінцевих-елементів, зусилля в палях.

ANNOTATION

Practical experience of using helical piles for low-rise buildings is considered. Calculation of bearing capacity with two different methods is made: according to building code of Ukraine and with Foundation Supportworks company method. Stresses and deformations of pile and soil base with co-modeling by means of PLAXIS software using finite element method are defined. Stability of soil base with considering of shear deformation of slope is calculated. For soil base the linear-elastic-perfectly-plastic Mohr-Coulomb model is used. Conclusion about possibility of using helical piles for low-rise buildings is made.

Keywords: helical piles; helix blades; pile bearing capacity; finite element method; piles stress.

УДК 69:624.05

Іванейко І.Д., к.т.н., доц., НУ «Львівська політехніка», м. Львів
Олексів Ю.М., асп., НУ «Львівська політехніка», м. Львів
Кушнір Я.П., магістр, НУ «Львівська політехніка», м. Львів

ТЕХНОЛОГІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ЗАСТОСУВАННЯ ДОДАТКОВИХ ТИПОРОЗМІРІВ МОНТАЖНИХ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА ПРИКЛАДІ СТРІЛОВИХ КРАНІВ

Визначено ефективність монтажу типового та технологічних конструктивних збірних фундаментів під будівлю 141 серії з використанням стрічкових подушок завдовжки більше 3 м. Фундаменти зводять стріловими кранами за схемою монтажу з поза меж котловану. Розроблені методи визначення в стрічці фундаментів середньої ваги елементів для монтажу одним краном. Наведено приклад розрахунку довжин елементів контуру для крана КС-45719-8А. За результатами дослідження наведено монтажні технологічні показники.

Ключові слова: *технологічне конструктивне рішення, монтажний момент елемента, вантажний момент крана, стрілові крани, збірні стрічкові фундаменти.*

Постановка проблеми. Одним зі способів виконання монтажу підземної частини будівлі є зведення її з поза меж котловану. Для виконання цих процесів застосовуються спеціальні, універсальні та технологічно транспортні машини (бортові кран-маніпулятори). Застосування цих машин можливе у комплектах за різною схемою виконання робіт. У той самий час для запроектованої будівлі не є обґрунтованими доцільні розміри збірних та монтажних елементів під час виконання робіт стріловими кранами.

Аналіз останніх досліджень. Залежно від умов будівництва, зведення підземної частини будівлі рекомендується виконувати стріловими та баштовими кранами [1, 2]. Для ефективного використання кранів під час проектування потрібно приймати вагу конструктивних елементів залежно від

АНОТАЦІЯ

Розглянутий досвід застосування конструкцій гвинтових паль для малоповерхового будівництва. Виконаний розрахунок тримкості паль за двома різними методиками: чинними нормами України та методиці компанії Foundation Supportworks. Розраховані напруження та деформації в палях та ґрунтовій основі при спільному моделюванні за допомогою програми метода кінцевих-елементів PLAXIS. Використана пружно-пластична модель ґрунту основи. Обчислена стійкість ґрунтової основи з урахуванням зсувних деформацій схилу. Зроблений висновок про можливість застосування гвинтових паль для малоповерхового будівництва.

Ключові слова: гвинтові палі, лопаті, тримкість паль, метод кінцевих-елементів, зусилля в палях.

ANNOTATION

Practical experience of using helical piles for low-rise buildings is considered. Calculation of bearing capacity with two different methods is made: according to building code of Ukraine and with Foundation Supportworks company method. Stresses and deformations of pile and soil base with co-modeling by means of PLAXIS software using finite element method are defined. Stability of soil base with considering of shear deformation of slope is calculated. For soil base the linear-elastic-perfectly-plastic Mohr-Coulomb model is used. Conclusion about possibility of using helical piles for low-rise buildings is made.

Keywords: helical piles; helix blades; pile bearing capacity; finite element method; piles stress.

УДК 69:624.05

Іванейко І.Д., к.т.н., доц., НУ «Львівська політехніка», м. Львів
Олексів Ю.М., асп., НУ «Львівська політехніка», м. Львів
Кушнір Я.П., магістр, НУ «Львівська політехніка», м. Львів

ТЕХНОЛОГІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ЗАСТОСУВАННЯ ДОДАТКОВИХ ТИПОРОЗМІРІВ МОНТАЖНИХ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА ПРИКЛАДІ СТРІЛОВИХ КРАНІВ

Визначено ефективність монтажу типового та технологічних конструктивних збірних фундаментів під будівлю 141 серії з використанням стрічкових подушок завдовжки більше 3 м. Фундаменти зводять стріловими кранами за схемою монтажу з поза меж котловану. Розроблені методи визначення в стрічці фундаментів середньої ваги елементів для монтажу одним краном. Наведено приклад розрахунку довжин елементів контуру для крана КС-45719-8А. За результатами дослідження наведено монтажні технологічні показники.

Ключові слова: *технологічне конструктивне рішення, монтажний момент елемента, вантажний момент крана, стрілові крани, збірні стрічкові фундаменти.*

Постановка проблеми. Одним зі способів виконання монтажу підземної частини будівлі є зведення її з поза меж котловану. Для виконання цих процесів застосовуються спеціальні, універсальні та технологічно транспортні машини (бортові кран-маніпулятори). Застосування цих машин можливе у комплектах за різною схемою виконання робіт. У той самий час для запроектованої будівлі не є обґрунтованими доцільні розміри збірних та монтажних елементів під час виконання робіт стріловими кранами.

Аналіз останніх досліджень. Залежно від умов будівництва, зведення підземної частини будівлі рекомендується виконувати стріловими та баштовими кранами [1, 2]. Для ефективного використання кранів під час проектування потрібно приймати вагу конструктивних елементів залежно від

функціонального простору крана [3]. Ефективні крани уможливлюють підвищити загальну та середню вантажопідйомність елементів, зменшити кількість елементів на об'єкті та підвищити технологічні показники з використання кранів, розмірів та відносної маси конструкцій і скоротити терміни зведення об'єкта [1, 4].

Під час виконання монтажу на різних вильотах стріли (для кранів зі змінною характеристикою вантажопідйомності із вильотом стріли), крім їхньої ваги, необхідно враховувати монтажний момент елементів під час формування конструктивних та технологічних рішень підземної частини будівлі [5 - 7]. Аналіз ефективності застосування конструктивних рішень подушок стрічкових фундаментів та плит перекриття під стрілові крани з використанням обмеженої номенклатури виробів наведено у [5, 6]. Отже, є необхідність у подальшому дослідженні ефективності застосування стрілових кранів під час зведення підземної чистини будівлі без обмеження номенклатурою конструктивних елементів.

Мета роботи. Визначити застосування різнотипних за вагою (довжиною) монтажних елементів для виконання монтажних робіт кранами зі змінною характеристикою вантажопідйомності від вильоту стріли.

На ефективність зведення насамперед впливає продуктивність виконання робіт, рівень якої у будівництві частково можна оцінювати величиною трудомісткості. На монтажних роботах зменшення трудомісткості можна досягти за рахунок зменшення кількості елементів та збільшення їхньої маси. Ефективним показником для порівняння варіантів конструктивних рішень за однакових ОТР є значення ступеня укрупнення елементів [3]:

$$k_{\text{у}} = \frac{G_{\text{к}}}{N_{\text{к}}}, \qquad (1)$$

де $G_к$ – загальна маса збірних елементів на об’єкті;

$N_к$ – кількість монтажних елементів на об'єкті.

За зміни ОТР ефективність прийнятого конструктивного рішення з укрупненими елементами відповідно до рекомендацій [1] потрібно оцінювати з урахуванням зміни трудомісткості робіт. Так, якщо укрупнення елементів веде до зміни типорозміру крана (зміни розмірної групи крана), то прийняття такого рішення ефективне лише за зменшення кількості монтажних елементів не менше ніж на 10 %.

Оцінки різних конструктивних рішень за кількістю монтажних елементів, з урахуванням досягнення максимального значення коефіцієнта рівно масовості [3] елементів, рекомендується визначати як [1]:

$$n_{\text{пр}} = \frac{Q}{\Gamma_{max}}, \qquad (2)$$

де, Q – маса конструкції, яка монтується;

Γ_{max} – найбільша вантажопідйомність крана за вильоту стріли, яка забезпечує монтаж всіх збірних елементів.

Аналіз самих кранів показав, що вибір вантажопідйомності потрібно проводити не за номером групи крана, а за реальними технічними характеристиками кранів (КС45719-1, КС45719-8А).

Для аналізу доцільності використання кранів без обмеження номенклатури виробів за вихідний матеріал взято приклад розроблених типового і технологічного конструктивного рішень у [5] (варіанти для крану 20т – КС-45719-1).

Для теоретичного обґрунтування ефективної середньої вантажопідйомності кранів розглянуто можливість монтажу монтажних елементів на просторі від 5 до 11 м з довжиною елементів від 1 до 6 м (табл. 1).

За результатами виведених значень було проведене порівняння за зміною кількості монтажних елементів до монтажу стрічки в осях 2/А-В загальною масою 13,8 т та зміною кількості елементів (табл.2). Ефективність застосування кранів на об’єкті визначалась за коефіцієнтом використання крана за найбільшою та середньою (з урахуванням моменту) вантажопідйомністю:

$$К^{Г}_{\text{в.кр}} = Q/\Gamma_{\text{max}}, \qquad (3)$$

$$К^{Q}_{\text{в.кр}} = Q/Q_{\text{Lсер}}, \qquad (4)$$

$$Е = (К^{Q}_{\text{в.кр}}/ К^{Г}_{\text{в.кр}})*100\ \%, \qquad (5)$$

де $К^{Г}_{\text{в.кр}}$ і $К^{Q}_{\text{в.кр}}$ – коефіцієнт використання кранів для контуру з найменшою вантажопідйомністю крана на найбільшому вильоті стріли та на середньому вильоті стріли;

$Q_{Lсер}$ – середня вага елементів у контурі 5 - 11 м для елементів завдовжки 1 - 6 м;

Е – середня ефективність застосування кранів з вантажопідйомністю $Q_{Lсер}$ та Γ_{max}.

Таблиця 1

Найбільша та середня вага елемента залежно від його довжини для крана КС45719-8А

Довжина стрічкової плити фундаменту ФЛ-24									
l=1, м		*l=1.5, м*		*l=2, м*		*l=3, м*		*l=6, м*	
Lц.в.ел.	Q, т	Lц.в.ел.	Q, т	Lц.в.ел.	Q, т	Lц.в.ел.	Q, т	Lц.в.ел.	Q, т
5.5	11.3	5.75	10.65	6.0	10	6.5	9	8	6.5
6.5	9	7.25	7.63	8.0	6.5	9.5	5.25		
7.5	7.25	8.75	5.83	10.0	4.9				
8.5	6.2	10.25	4.73						
9.5	5.25								
10.5	4.56								
∑Q, т	43.56	∑Q, т	28.84	∑Q, т	21.4	∑Q, т	14.25	∑Q, т	6.5
∑Q/n	7.26	∑Q/n	7.21	∑Q/n	7.13	∑Q/n	7.125	∑Q/n	6.5

Таблиця 2

Ефективність використання кранів під час зведенні стрічки стрічкових фундаментів ФЛ-24 завдовжки 5-11 м.

Марка крана	*Вантажо-підйо-мність крана Q*	$Г_в = Q_{L=8}$	$Г_{max}$	$Q_{L,сер}$	$K^{Г}_{в.кр}$	$K^{Q}_{в.кр}$	*Ефекти-вність крана,Е %*	$G_{заг}$	$n_{пр}$	$n^{М}_{пр}$	*Зміна к-сті елементів %*
КС-65719-1К	40	13.95	9,46-11,06	14,7-14,9	0,27	0,37	137%	13,8т	1	1	100%
КТА-32	32	7	4,35-5,12	8,57-8,64	0,15	0,27	180%	13,8т	3	2	150%
КС-45719-1А	20	4.25	2,42-3,00	4,71-4,79	0,14	0,24	171%	13,8т	5	3	166%
КС-45719-8А	20	6.5	4.56-5.25	7.15-7.26	0,24	0.36	147%	13,8т	5	3	166%
КС-3577-3К	16	3.77	2,16-2,50	3,89-4,07	0,15	0,25	166%	13,8т	6	3	200%
КС-3577.2	12,5	3.15	1.89-2.25	3.43-3.54	0,16	0,28	175%	13,8т	7	4	175%
КС-3575А	10	2.63	1,68-1,88	2,98-2,87	0,18	0,29	161%	13,8т	8	5	160%
КС2561К	6,3	1.15	0,62-0,90	1,48-1,41	0,12	0,23	192%	13,8т	19	10	190%

$Г_в$ і $Q_{L=8}$ – вага елементів під час монтування його на вильоті стріли в 8 м.

Визначення доцільних параметрів конструктивного рішення у заданому контурі досягається (без обмеження довжини елементів) отриманням рівності моментів на однакових вильотах стріли та глибини подачі елементів:

$$M_{кріі} = M_{елі}, \quad (6)$$

де $M_{кр}$ -момент крана з технічних характеристик при глибині ;

$M_{елі}$ -момент монтажного елементу.

Для заданого контуру елементів з відстанню від осі руху крана L_{max} та L_{min} і визначеній вазі одного метра погонного елемента $g_{ел}$, визначаємо розрахункову модель:

$$M_{кріі} = Q_i \cdot b_i \quad (7)$$

$$M_{елі} = g_{ел} \cdot l_{елі} \cdot (L_{man} - l_{елі}/2), \quad (8)$$

$$Q_i = g_{ел} \cdot l_{елі}, \quad (9)$$

при

$$b_i = L_{man} - l_{елі}/2 \ . \quad (10)$$

Згідно з аналізом функціонального простору стрілових кранів, для яких був проведений регресійний аналіз (лінійної, степеневої, квадратичної, кубічної, гіперболічної, логарифмічної, експоненціальної регресії) для запису математичної залежності. За результатами регресивного аналізу технічних характеристик стрілового крану КС-45719-8А за параметрами вантажопідйомність – виліт стріли, найкраще описує показникова функція у вигляді $y = a \cdot b^x$.

$$Q_i = 25{,}852 \cdot 0{,}8527^{X_i}, \quad (11)$$

$$X_i = L_{max} - \frac{l_{елі}}{2}, \quad (12)$$

де X_i – глибина подачі *і*-го елемента.

Розрахунок технологічних конструктивних довжин фундаментних плит ФЛ-20 по осі 4 наведено в табл. 3 та показано на рис. 1 (маса 1 м.п. конструкцій плити ФЛ 20 $q_{ел.} = 1{,}65$ т/м).

За результатами наводимо порівняння технологічних значень (табл. 4) та загальний план фундаментів (рис. 2).

Таблиця 3

Розрахункові параметри для підбору ефективних довжин фундаментних плит ФЛ-20 по осі 4

ФЛ 20						
L_{max}, *м*	L_{min}, *м*	$q_{ел.}$, *т/м*	$l_{ел.}$, *м*	$Q_{ел.}$, *т*	$L_{ц.в.ел.}$, *м*	$Q_{кр.}$, *т*
11,65	4,45	1,65	3,1	5,12	10,1	5,17
8,55	4,45	1,65	4,1	8,00	6,5	9,17

Таблиця 4

Технологічні параметри зведення стрічкових фундаментів кранами КС45719-1 та КС45719-8А

№	*Назва параметра*		*З L<3 м*	*З L>3 м*
1	Максимальна вага, т	2.3	5.1	9.9
2	Максимальний момент, тхм	Типове	46.61	52.92
3	Коефіцієнт різноваговості	0.668	0.464	0.38
4	Коефіцієнт різномоментності	0.435	0.434	0.5435
5	Коефіцієнт використання крана 20т	0.0768	0.1328	0.1693
6	Коеф. використання комплекту кранів	0.1618	0.1826	0.2186
7	Кількість різнотипних кранів	5	4	3
8	Кількість монтажних елементів	201	120	86
9	Трудомісткість виконання робіт	43.8	31.77	27.85
10	Тривалість виконання робіт	20.9	16.6	18.52
11	Необхідний кран вантажопідйомністю	20 КС-45719-1		20 КС-45719-8А

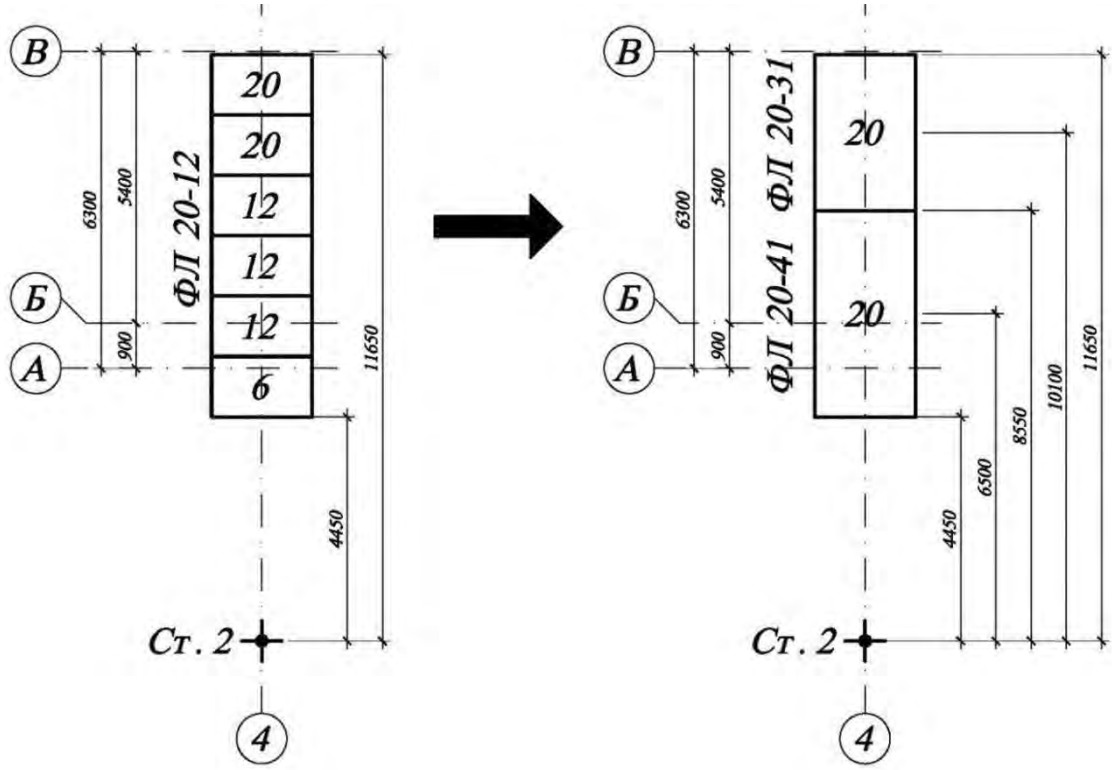


Рис. 1. Розрахункові технологічні конструктивні довжини фундаментних плит ФЛ-20м під кран КС45719-8А

Висновки

1. Наведена методика формування ефективних конструктивних рішень під час виконання монтажних робіт із-за меж котловану дає однакові результати по вибору елементів на всю довжину контуру (елемент ФЛ-24 для крана КС-65719-1К) . У той самий час вони є менші від кількох елементів з урахуванням моменту елемента (крана) відповідно на 105-107 %.

2. Під час виконання контуру у кілька елементів запропонована методика дає можливість підвищити ефективність крана.

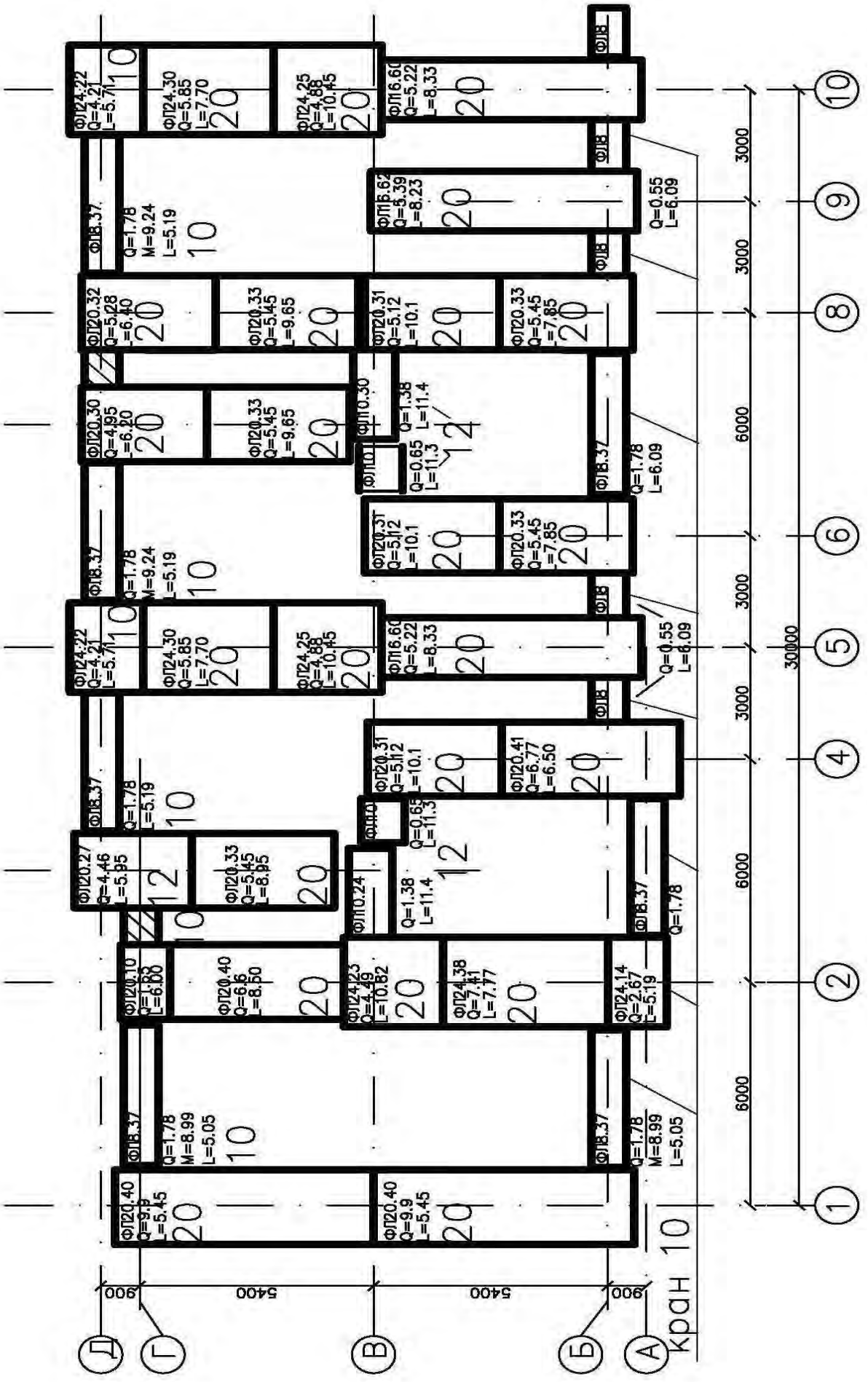


Рис. 2. Технологічне конструктивне рішення фундаментів з довільною довжиною для крана КС45719-8А

3. Застосування елементів без прив'язки до номенклатури виробів дає змогу скоротити кількість елементів. У той самий час потрібно дослідити ефективність застосування таких елементів з урахуванням виготовлення та монтажу на об'єкті.

4. Розроблені елементи з різними типорозмірами можуть бути використані для збалансування тривалості перебування різних кранів за вантажопідйомністю на об'єкті.

5. Необхідно розробити оптимізаційну модель для характеристики параметрів кранів з метою автоматизованого вибору ефективних технологічних конструктивних рішень.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Егнус М.Я. Левинзон А.Я. Оценка технологичности проектных решений жилых и общественных зданий. М.: Изд. Стандартов, 1975. -64 с.

2.Шумаков І.В. Теоретико-методологічні принципи формування організаційно-технологічних рішень зведення підземної частини цивільних будівель.: Автореферат дис. д.т.н. – Харків, ХНУБА, 2015. – 35 с.

3. Швиденко В.И. Монтаж строительных конструкций. – М.: Высш. шк.,1987. – 423 с.

4. Гусаков А.А. Системотехника строительства. – М.: Стройиздат, –1983.- 440 с.

5. Іванейко І.Д., Мудрий І.Б., Олексів Ю.М. Формування та ефективність

технологічних конструктивних рішень стрічкових фундаментів зведених із-за меж котловану// Зб. Наук. пр. «Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві». – Луцьк.-ЛНТУ – 2015. С. 79-92.

6. Іванейко І.Д., Олексів Ю.М. Формування технологічних конструктивних рішень на прикладі розкладки плит перекриття. // Эффективное строительство. Объекты, технологии, конструкции и материалы. /Научно-практическая конференция 25.02.2016. – Одесса. http://gw.expo- odessa.com / VDO2016/materialy_konf_2016n.pdf /Tezi_Ivaneyko.pdf .

7. Іванейко І.Д., Олексів Ю.М. Ефективність застосування кран-маніпуляторів на бортових машинах для монтажу фундаментів /Ефективні організаційно-технологічні рішення та енергозберігаючі технології в будівництві: матер. VI Міжнарод. наук.-практ. конф. 23 - 24 березня 2016 р. – Харків,: Видавництво «Точка», 2016. С. 52 - 54.

АННОТАЦИЯ

Определено эффективность монтажа типового и технологически конструктивных сборных фундаментов под здание 141 серии с использованием ленточных подушек длиной больше 3 м. Фундаменты возводят стреловыми кранами за схемой монтажа из-за пределов котлована. Разработаны методы определения в ленте фундаментов среднего веса элементов для монтажа одним краном. Наведен пример расчета длины элементов контура для крана КС-45719-8А. По результатам исследования приводятся монтажные технологические показатели.

Ключевые слова: технологическое конструктивное решение, монтажный момент элемента, грузовой момент крана, стреловые краны, сборные ленточные фундаменты.

ANNOTATION

The article defines the effectiveness of installing an ordinary and technological modular design foundations for 141 series building using strip pillows over 3m long. Foundations were erected by the jib cranes according to the assembling scheme from outside the pit. Developed methods of determining a tape foundations average weight of elements for installation of a crane. An example of calculating the length of the element contour for the crane brands KS-45719-8A. According to the results of the study installation technological indicators were shown.

Keywords: technological design solution, assembling characteristics of the element, handling characteristics of the crane, jib cranes, prefabricated strip foundations.

УДК 625,067; 624.131

Біда С.В., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Великодний Ю.Й., к.т.н., проф., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Ларцева І.І., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Ягольник А.М., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Пальцун О.А., магістрант, ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава

ЗАКРІПЛЕННЯ СХИЛІВ ГРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ВИГОТОВЛЕНИМИ ЗА БУРОЗМІШУВАЛЬНОЮ ТЕХНОЛОГІЄЮ

Показано, що одним з найбільш перспективних методів підвищення стійкості схилів є метод цементації з використанням бурозмішувальної технології. Перевагами цього методу є використання місцевого матеріалу при виготовленні ґрунтоцементних елементів, невисока вартість та мінімальні терміни виконання, можливість виготовлення у різних інженерно-геологічних умовах та на складному рельєфі.

Ключові слова: *цементація ґрунтів, бурозмішувальна технологія, зсувонебезпечні схили, ґрунтоцементні елементи.*

Постановка проблеми в загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими чи практичними завданнями. Майже 70 % території України складені з поверхні четвертинними відкладами, які можна віднести до лесових чи лесовидних суглинків. Такі відклади легко піддаються ерозії, розмиванню під дією постійних чи тимчасових поверхневих вод. В результаті геологічної діяльності великих річок рівнинна частина України являє собою систему декількох плато, що розділені долинами річок. В свою чергу, великі плато розділяються на менші внаслідок діяльності малих річок, джерел та тимчасових потоків води. На схилах річок, що досягають у висоту декількох десятків, а то й сотень метрів, утворюються ідеальні умови для появи зсувів. Їх поширення значною мірою пов’язане з невиконанням заходів щодо запобігання зсувним процесам і відсутністю підрозділів з інженерного захисту територій і споруд від небезпечних інженерно-геологічних явищ [1, 2]. Швидкі темпи будівництва призвели до необхідності використовувати ділянки зі складними інженерно-геологічними умовами. Однак при проектуванні та будівництві не враховувались можливі зміни властивостей основ під час експлуатації будівель на зсувонебезпечних схилах. Останнім часом накопичення вологи у ґрунті та зсувоутворення прийняло характер екологічного лиха. Зсувні процеси викликають руйнування будівель і споруд, руйнування цілих районів та промислових забудов.

Подальші дослідження, спрямовані на вивчення стійкості схилів, проводяться в межах комплексної програми протизсувних заходів, затвердженої постановою Кабінету Міністрів України від 22 вересня 2004 року №1256, інд. 33.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Існуючі методи закріплення схилів трудомісткі та мають багато недоліків. Так закріплення з використанням забивних паль неможливе внаслідок дії динамічного навантаження, а обладнання для вдавлювання паль настільки громіздке, що використання його у стиснених умовах схилу майже завжди неможливе. Влаштування буронабивних паль потребує спеціального обладнання та високої кваліфікації виконавців, адже роботи проводяться нижче рівня ґрунтових вод з використанням обсадних труб. Також часто виникають проблеми з бетонуванням стовбура паль нижче рівня ґрунтових вод. Закріплення схилів шляхом улаштування підпірних стінок неглибокого закладання не досягає потрібного результату, особливо з урахуванням довантаження схилів будівлями. Підсилення ґрунтів нагнітанням в’яжучих речовин (силікатизація, смолізація, бітумізація тощо) може призвести до екологічних проблем, обумовлених введенням токсичних сполук та до

проблем пов'язаних з отриманням однорідності закріпленого масиву. Враховуючи вищесказане необхідно звернути увагу на методи підвищення ґрунтів шляхом цементації – закріплення ґрунтів та гірських порід шляхом нагнітання в пустоти, тріщини та пори рідкого цементного розчину чи суспензії [3, 4]. Отриманий в результаті такого процесу ґрунтоцемент являє собою складну багатофазну систему, яка містить ґрунт, що має полідисперсний та полімінеральний склад, цемент, який з'єднує частинки ґрунту в моноліт, та за необхідності різні домішки. Відомі способи цементації можна класифікувати за різними ознаками, наприклад за способом подавання цементу в ґрунт, способами перемішування тощо [5].

Постановка завдання. З урахуванням рельєфу, інженерно-геологічних умов, обмеженого простору для маневру техніки та інших вказаних особливостей будівництва на схилах постало питання про розробку технології закріплення схилів ґрунтоцементом, яка б з одного боку дозволяла закріпити ґрунтовий масив зсувонебезпечного схилу з мінімальними затратами та порушенням навколишнього середовища, а з іншого – забезпечити надійність його експлуатації.

Виклад основного матеріалу. При підсиленні ґрунтів одним із найбільш ефективних є метод цементації, при якому за допомогою цементу відбувається скріплення частинок і агрегатів ґрунту. Цементом можна просочити більш-менш рівномірно увесь масив ґрунту, а можна закріпити окремі його об'єми, які разом з незакріпленим ґрунтом створять єдину конструкцію більшої жорсткості ніж незакріплений ґрунт.

Однією з найважливіших характеристик ґрунтоцементу з точки зору його конструктивної роботи є механічна міцність та її зростання з часом. Дослідження показують, що міцність ґрунтоцементу, як і бетону, зростає в часі й такий процес може тривати роками [6]. Найбільш швидке зростання міцності спостерігається у початковий період. Підвищення температури й вологості середовища значно прискорює процес тужавіння ґрунтоцементу. При зберіганні ґрунтоцементу у воді спостерігається більш інтенсивне зростання міцності. Це свідчить про те, що найбільш сприятливим для тужавіння ґрунтоцементу слід вважати його знаходження у водонасичених ґрунтах [7].

Міцність ґрунтоцементу, як і бетону, залежить від кількості цементу, фізико-механічних властивостей ґрунту (заповнювачів для бетону) та цементного каменю. Збільшення кількості цементу підвищує щільність ґрунтоцементу, у свою чергу збільшення щільності приводить до підвищення його міцності.

В залежності від способу подачі цементного розчину в ґрунт і його перемішування існують різні технології отримання ґрунтоцементного матеріалу:

– ін'єкційна цементація представляє собою заповнення порожнин та тріщин в ґрунтах цементними та цементно-глинистими розчинами, які з часом перетворюються у твердий цементний чи цементно-глинистий камінь. Ін'єкційні розчини вводяться до ґрунту через пробурені свердловини;

– струминна цементація (одно-, дво- та трикомпонентна) – метод закріплення ґрунтів, заснований на одночасному руйнуванні та перемішуванні ґрунту високонапірним струменем цементного розчину в режимі "min-in-place" (перемішування на місці). Після твердіння розчину утворюється новий матеріал – ґрунтоцемент (ґрунтобетон), який має вищі механічні характеристики порівняно з ґрунтом;

– струминно-змішувальна цементація – полягає у тому, що діаметр закріплюваної колони в ґрунті чітко забезпечується механічним шляхом, а однорідність матеріалу та кінцева міцність – напірним струменем цементного розчину. Інколи струминно-змішувальною називають таку технологію виготовлення ґрунтоцементних елементів, яка полягає у механічному перемішуванні та додатковій гідромоніторній розробці як периметру створюваного об'єкта, так і додатковому перемішуванні ґрунтоцементної суміші.

При цьому застосовується спеціальне струминно-змішувальне долото, яке дозволяє проводити заглиблення та підйом робочого інструменту без зміни напрямку обертання;

– бурозмішувальна цементація – за допомогою спеціального обладнання у певному об'ємі масиву основи виконується розпушування ґрунту без його виймання з масиву. Паралельно у розпушений ґрунт нагнітається водоцементна суспензія і виконується перемішування ґрунтоцементної суміші. Внаслідок тужавіння суміші в основі утворюється міцний циліндричний грунтоцементний елемент, який не розмокає у водному середовищі. Такі елементи досить легко створити також і нижче рівня ґрунтових вод.

Оскільки бурозмішувальний спосіб не пов'язаний з коефіцієнтом фільтрації ґрунтів, то він практично може бути використаний для закріплення всіх видів піщаних та глинистих порід. Дана технологія закріплення полягає у механічному перемішуванні ґрунту з цементним розчином без його виймання на поверхню. З допомогою бурозмішувального способу виготовляються циліндричні ґрунтоцементні елементи діаметром до 1000 мм.

Для закріплення ґрунту за бурозмішувальною технологією необхідно мати наступний комплект обладнання: бурову установку, розчинозмішувач, розчинонасосне обладнання (рис. 1). Виконання робіт по закріпленню ґрунту бурозмішувальним способом складається з двох основних операцій:

1 – приготування закріплюючого водоцементного розчину;

2 – власне закріплення шляхом нагнітання цементного розчину в ґрунт та перемішування його з останнім за допомогою бурозмішувача.

Для нагнітання у ґрунт водоцементного розчину можуть застосовуватися будівельні діафрагмові розчинонасоси, бурові (грязьові) плунжерні, які розвивають тиск не менше 0,5 – 0,7 МПа. Рівномірний розподіл розчину досягається фіксованим зануренням бурозмішувача (2-20 мм на один оберт) та його дозованою подачею.

В залежності від інженерно-геологічних умов, закріплюваності ґрунтів, їх температури та глибини закріплення може бути обраний один з трьох технологічних варіантів: нагнітання цементного розчину при зануренні бурозмішувача (1), при його підйомі (2) чи в процесі всього технологічного циклу перемішування ґрунту, тобто як при зануренні, так і при підйомі робочого органу (3).

1) Технологічний варіант нагнітання цементного розчину «зверху вниз» рекомендується:

- при виконанні робіт без проміжних стикувальних бурильних труб;
- при відносно невеликій глибині закріплення (до 10 м);
- при низькій активності ґрунту (початок тужавіння ґрунтоцементної суміші більше двох годин).

2) Нагнітання цементного розчину «знизу вгору» рекомендується:

- при значній глибині закріплення (більше 10 м) та великій кількості стикових бурильних труб;
- при високій активності ґрунту (початок тужавіння ґрунтоцементної маси менше двох годин).

3) Нагнітання цементного розчину в процесі всього технологічного циклу можна рекомендувати:

- при наявності важкопрохідних лінз та прошарків ґрунту;
- для зменшення вірогідності забруднення ґрунтом вихідних отворів бурозмішувача;
- при роботі з розчинонасосом низької потужності.

Розпушування ґрунту, подавання цементного розчину і розмішування його з ґрунтом виконується за всією довжиною ґрунтоцементного елементу (колони, палі).

У результаті проведення закріплення ґрунту цементацією за бурозмішувальною технологією в масиві утворюються окремі ґрунтоцементні елементи (колони, палі) заданого діаметру (рис. 2), які мають підвищені характеристики міцності та деформативності в порівнянні з природним ґрунтом.

Рис. 1. Комплект обладнання для влаштування грунтоцементних елементів за бурозмішувальною технологією

Рис. 2. Готовий ґрунтоцементний елемент в масиві ґрунту, влаштований за бурозмішувальною технологією

До загальних переваг бурозмішувальної технології виготовлення ґрунтоцементних паль можна віднести: низький рівень шуму та вібрації при їх влаштуванні; можливість виготовлення та ефективної експлуатації у водонасичених, просадочних ґрунтах та при обмеженому робочому просторі; легке варіювання діаметром паль шляхом збільшення діаметру ріжучих інструментів; висока мобільність комплексу необхідних машин та механізмів для виготовлення паль, що задовольнить щільні графіки сучасного будівництва; на якість виготовленого ґрунтоцементу не впливають погодні фактори; немає необхідності у регулярному постачанні заповнювачів для суміші.

Для бурозмішувального способу закріплення ґрунтів слід застосовувати портландцементи з домішками і без марки не нижче 300, а при наявності сульфатної агресії сульфатостійкі портландцементи з домішками і без марки не нижче 400.

Витрати цементу на влаштування 1 м^3 ґрунтоцементного елементу складають 200 – 300 кг. Для запобігання забруднення технологічних ліній цементний розчин повинен бути очищений від включень розмірами більше 3 мм. Вода для приготування розчину не повинна містити шкідливі домішки у кількості, яка негативно впливає на процеси твердіння ґрунтоцементної суміші.

Допускається при експериментальному та техніко-економічному обґрунтуванні застосовувати різні модифікуючі домішки, які забезпечують покращення характеристик ґрунтоцементу (підвищення міцності, морозостійкості, корозійної стійкості тощо) та домішок, які стабілізують чи пластифікують розчин цементу, що нагнітається в ґрунт.

Особливо потрібно відзначити універсальність такого методу, адже варіюючи відстань між ґрунтоцементними елементами та їх розмірами можна виконати закріплення ґрунтів практично у будь-яких інженерно-геологічних умовах [8]. Досвід закріплення ґрунтів показав його конкурентноспроможність у насипних, просадочних, слабких ґрунтах, а також у піщаних ґрунтах при різноманітному розміщенні рівня ґрунтових вод. Так, при проектуванні багатоповерхового житлового будинку у м. Полтава по Першотравневому проспекту, 15—17, для закріплення зсувонебезпечного схилу було розроблено такий варіант протизсувних заходів: дві підпірні стінки у п’ять та чотири ряди буронабивних паль. Закріплення ґрунтів за бурозмішувальною технологією з утворенням контрбанкетів дозволило зменшити кількість рядів буронабивних паль до двох (рис. 3).

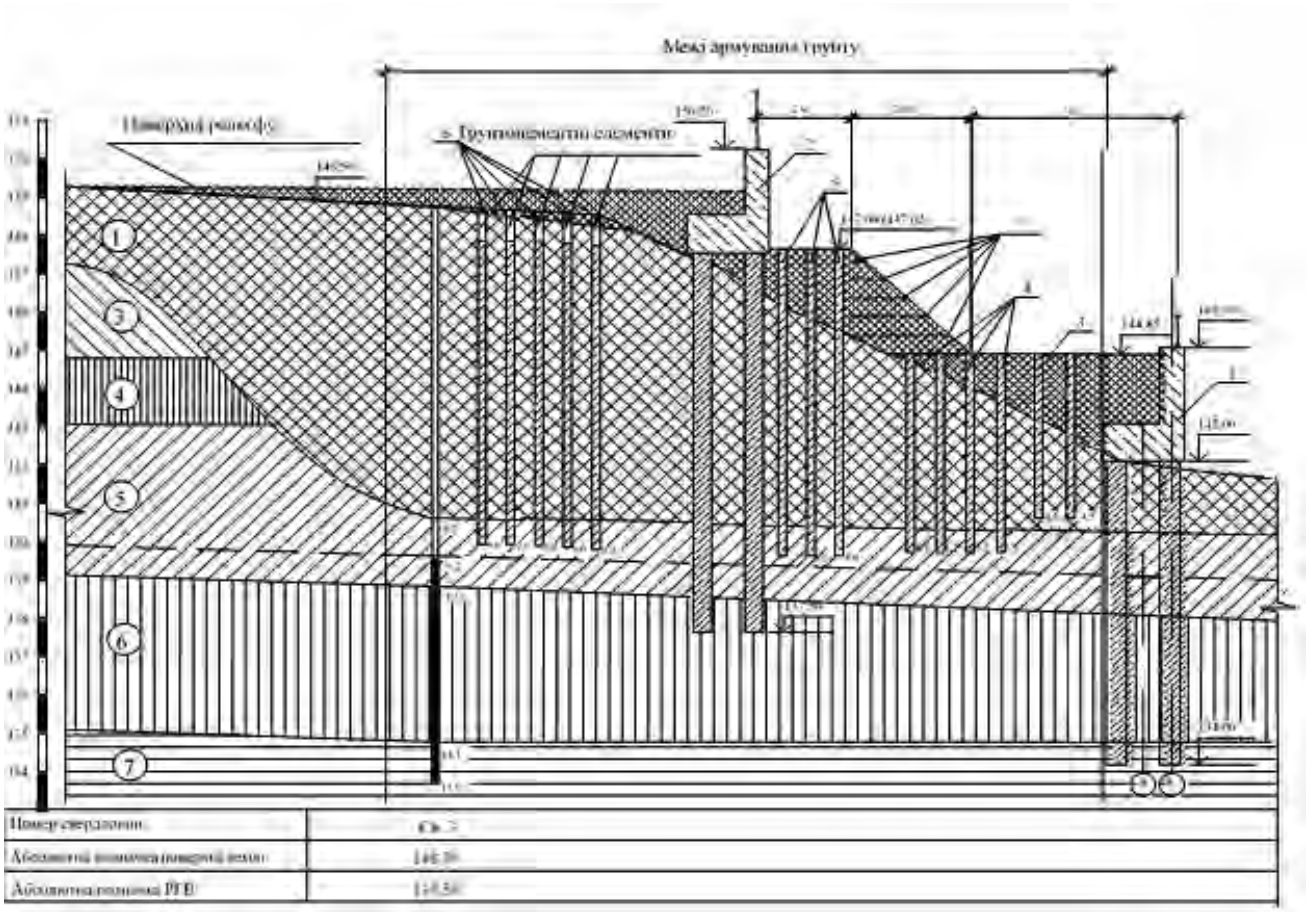


Рис. 3. Інженерно-геологічний розріз із протизсувними заходами: 1 – нижня підпірна стіна; 2 – верхня підпірна стіна; 3, 4, 5, 5 – вертикальні грунтоцементні закріплюючі елементи; 7 - геотекстиль

Таким чином, можна зробити наступні **висновки:**

1. Метод закріплення ґрунтів ґрунто-цементними елементами, влаштованими за бурозмішувальною технологією, є одним із найбільш ефективних і дозволяє виконати роботи в складних, стиснених умовах зсувонебезпечних схилів.

2. Бурозмішувальна технологія дозволяє проводити закріплення водонасичених, просадочних та інших ґрунтів з особливими властивостями, що особливо важливо при освоєнні територій зі складними інженерно-геологічними особливостями.

3. Ґрунтоцементні елементи, влаштовані за бурозмішувальною технологією, не втрачають міцності під впливом ґрунтових вод та інших факторів, а навпаки з часом міцність ґрунтоцементу зростає, що забезпечує надійність та довговічність експлуатації влаштованих конструкцій.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ:

1. Артеменко, Т. К. Оползни в сложных инженерно-геологических и техногенных условиях / Т. К. Артеменко, С. А. Бычков // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – 2003. – Вип. 12. – С. 3 – 7.

2. Біда, С. В. Особливості виникнення та розвитку зсувних процесів на схилах, складених лесовими відкладами / С. В. Біда, О. В. Куц, К. В. Підрійко // Вісник Дніпропетровського університету. Сер.: Геологія. Географія. – 2014. – Вип. 16, т. 22. – №3/2. – С. 162–167.

3. Аскалов, В. В. Классификация химических способов закрепления грунтов в основании зданий и сооружений / В. В. Аскалов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 6. – С. 24–25.

4. Токин, А. Н. Фундаменты из цементогрунта [Текст] / А. Н. Токин. – М.: Стройиздат, 1984. – 183 с.

5. Петраш Р. В. Спільна робота ґрунту та елементів армування, які виготовлені за бурозмішувальною технологією : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : 05.23.02 «Основи та фундаменти» / Р. В. Петраш. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – 20 с.

6. Ларцева, І. І. Визначення характеристик міцності ґрунтів, закріплених вертикальними ґрунтоцементними елементами [Текст] / І. І. Ларцева // Світ геотехніки. – 2012. – №1(33). – С. 21–26

7. Великодний Ю.Й. Використання грунтоцементу, виготовленого за бурозмішувальною технологією, для влаштування протифільтраційних завіс / Ю. Й. Великодний, М. Л. Зоценко, С. В. Біда, А. М. Ягольник, І. І. Ларцева // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – 2010. – Вип. 20. – С. 11–16.

8. Ларцева І. І. Будівництво об'єктів гірничо-збагачувального комбінату на ґрунтах, закріплених з використанням бурозмішувальної технології / І. І. Ларцева, Л. І. Рожковська // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – 2012.– Вип. 4 (34). – Том 1. – С. 165–170.

АННОТАЦИЯ

Показано, что одним из наиболее перспективных методов повышения устойчивости склонов является метод цементации с использованием буросмесительной технологии. Преимуществами этого метода являются использование местного материала при изготовлении грунтоцементных элементов, невысокая стоимость и минимальные сроки выполнения, возможность изготовления в разных инженерно-геологических условиях и на сложном рельефе.

Ключевые слова: цементация грунтов, буросмесительная технология, оползнеопасные склоны, грунтоцементные элементы.

ANNOTATION

In an entry, it has been testified that the cementation method based on boring and mixing technology is one of the most advanced methods of improving slope stability. Among the benefits of this method, there are the usage of loose fragments in the production of ground-cement elements, moderate and low cost, minimum period of accomplishment. The installation of ground-cement elements does not require specially designed hardware, and, by changing the distance between them and by resizing them it becomes possible to make soil densification under almost any geotechnical conditions. Another benefit of this technology is the opportunity for soil densification on composite (rugged) topography under the conditions of tight working space, the establishment of ground-cement elements on unsaturated soil samples and collapsible soils. In such a case, the amount of noise and vibration level of devices is minimum, and the necessary set of vehicles and machinery has high mobility.

Keywords: ground cementation, boring and mixing technology, ground-cement elements, a slope at the risk of landslides.