

ISSN 2523-4021



Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В. М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського інституту сталевих конструкцій
імені В. М. Шимановського



Під загальною редакцією
члена-кореспондента НАН України,
лауреата Державної премії України в галузі науки і техніки,
заслуженого діяча науки і техніки України,
доктора технічних наук,
професора О. В. Шимановського

Науковий збірник

Випуск 33-34

Видавництво «Сталь»
Київ – 2024

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:

Шимановський О. В., чл.-кор. НАНУ, д-р техн. наук, проф. (відп. редактор);
 Адріанов В. П.; Білик С. І., д-р техн. наук, проф.; Бліхарський З. Я., д-р техн. наук, проф.;
 Гайдайчук В. В., д-р техн. наук, проф.; Голоднов О. І., д-р техн. наук, проф. (відп. секретар);
 Гордесв В. М., д-р техн. наук, проф. (заст. відп. редактора);
 Кваша В. Г., д-р техн. наук, проф.; Клименко Є. В., д-р техн. наук, проф.; Кордун О. І.;
 Лапенко О. І., д-р техн. наук, проф.; Махінько А. В., д-р техн. наук, проф.;
 Оглобля О. І., д-р техн. наук, проф.; Семко О. В., д-р техн. наук, проф.; Харченко В. В.,
 академік НАНУ, д-р техн. наук, проф.; Шалінський В. В., канд. техн. наук, с.н.с.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:

Агош З., д-р техн. наук, проф. (Словаччина); Баран В., д-р техн. наук, проф. (Польща);
 Белоев М., канд. техн. наук (Болгарія); Бігус А., д-р техн. наук, проф. (Польща);
 Бредфорд М., д-р техн. наук, проф. (Австралія); Івіцкі П., д-р техн. наук, проф. (Польща);
 Козловскі А., д-р техн. наук, проф. (Польща); Махачек Й., д-р техн. наук, проф. (Чехія);
 Пастернак Г., д-р техн. наук, проф. (Німеччина); Русев С., д-р техн. наук, проф. (Болгарія);
 Спарлінг Б., д-р техн. наук, проф. (Канада); Тулебасв К. Р., д-р техн. наук, проф. (Казахстан);
 Урбанська-Галевська Е., д-р техн. наук, проф. (Польща);
 Янковяк Р., д-р техн. наук, проф. (Польща)

Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського / [Під загальною редакцією члена-кореспондента НАН України, лауреата Державної премії України в галузі науки і техніки, заслуженого діяча науки і техніки України, д-ра техн. наук, проф. О. В. Шимановського]. – К. : Вид-во «Сталь», 2024. – Вип. 33-34. – 132 с.

У збірнику наведено статті з результатами досліджень у галузі розрахунку та проектування конструкцій, теоретичної та будівельної механіки, теорії пружності та пластичності. Особливу увагу приділено розвитку методів розрахунку та проектування конструкцій, будівель і споруд, розробленню раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичним дослідженням роботи елементів і з'єднань, удосконаленню матеріалів, технології виготовлення і монтажу, ремонту та реконструкцій будівель і споруд, розвитку й удосконаленню нормативної бази в цих галузях будівництва, а також дослідженням напружено-деформованого стану тіл складної структури за постійних і змінних у часі навантажень, включно з випадковими впливами. Для наукових працівників, аспірантів та інженерів, зайнятих у різних галузях науки і техніки.

АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:

вул. В. Шимановського, 2/1,
 Київ 02125,
 ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського»,
 тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

© ТОВ «Укрінсталькон
 ім. В. М. Шимановського», 2024
 © ТОВ «Видавництво «Сталь», 2024

ЗМІСТ

Шимановський О. В., Гордєєв В. М., Кордун О. І. Новий безпечний конфайнмент. Особливості механіки великогабаритних споруд.....	4
Гордєєв В. М. Фрагментація імпульсу	52
Шимановський О. В. Деякі питання проєктування Багатофункціонального комплексу «Gulliver».....	75
Гордєєв В. М. Особливості рухомого навантаження колон.....	114
Вимоги до оформлення статей.....	129

УДК 624.014:624.074:621.039.7

Новий безпечний конфайнмент. Особливості механіки великогабаритних споруд

Шимановський О. В., член-кореспондент НАН України,
лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки,
заслужений діяч науки і техніки України, д-р техн. наук, професор,
Гордєєв В. М., заслужений діяч науки і техніки України,
д-р техн. наук, професор, **Кордун О. І.**

Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського, Україна

Анотація. Стаття пов'язана з сороковою річницею Чорнобильської катастрофи і присвячена обговоренню унікального захисного пристрою – Нового безпечного конфайнмента (НБК), спорудженого в десятих роках поточного сторіччя, на основі даних науково-технічного супроводу, виконаного Українським інститутом сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. У статті розглянуто особливості механіки цієї великогабаритної споруди й нестандартні задачі, які виникли і були розв'язані під час її проектування, монтажу та експлуатації.

У статті згадано передісторію створення Нового безпечного конфайнмента та відпрацювання основних функцій і вимог до цієї конструкції. Розглянуто вимоги щодо фільтровентиляційних установок, герметичності оболонки й специфіки поділу об'єму НБК на відокремлені кільцевий і внутрішній простори.

Зауважено, що під час наукового супроводу проектування НБК виникли нестандартні задачі: сходження снігової лавини; дослідження вітрового навантаження на велику споруду; вивчення концентрації напружень на кінцях трубчастих елементів; розподіл фрикційних зусиль між болтами з'єднання; аеростатичне навантаження за рахунок різниці в густині зовнішнього і внутрішнього повітря; збіжність процесу підбирання перерізів; відрив покрівлі за умов дії смерчу; удар твердого тіла об покрівлю конфайнмента; обтікання труби, розташованої поблизу екрана; нагрівання металевих конструкцій сонячною радіацією. Дослідження було виконано теоретичним та експериментальним методом. Особливої уваги приділено експериментальним дослідженням. Крім того, використовували натурне моделювання з урахуванням масштабного фактору, а також математичне моделювання. Результати досліджень було використано для прийняття конструктивних рішень НБК.

Описано спеціальні дослідження, виконані для обґрунтування проекту вентиляційної труби західної стіни НБК, виконаного Українським інститутом сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського: обтікання вітровим потоком циліндра, розміщеного близько до екрана, нерівномірне нагрівання конструкції труби сонячною радіацією. Окремо висвітлено монтаж вентиляційної труби, виконуваний одночасно трьома гусеничними кранами з горизонтального положення у вертикальне.

Описано також пошкодження конструкцій конфайнмента безпілотним літальним апаратом під час повномасштабного вторгнення Російської Федерації на територію України, наслідки пожежі герметичної оболонки НБК і способи її відновлення.

Ключові слова: Новий безпечний конфайнмент, снігова лавина, аеронавантаження, пристосовуваність, сонячна радіація, вибухове пошкодження, вогневе пошкодження, відновлення герметизації.

Вступ

На сьогодні вже майже 40 років минуло відтоді, як на Чорнобильській атомній електростанції вибухнув ядерний реактор 4-го енергоблоку, спричинивши найбільшу в світі техногенну катастрофу [7]. Шляхом самовідданого героїзму і ціною життів працівників станції, пожежників, медиків й інших осіб, більшість із яких отримала смертельні дози радіації, цю катастрофу було приборкано. У надзвичайно стислі строки було побудовано тимчасове укриття, так званий Саркофаг (рис. 1), який ізолював залишки ядерного реактора від навколишнього середовища [4, 5, 12, 24].

Поневаж цей Саркофаг був недосконалим і потребував повсякчасного ремонту й зміцнення, то все вказане врешті-решт призвело до згуртування кращих світових спеціалістів і відпрацювання ними концепції перетворення Саркофага в екологічно безпечну систему за допомогою Нового безпечного конфайнмента* (НБК) (рис. 2) – унікальної споруди, під захистом якої з часом планувалось не тільки виконати демонтаж самого Саркофага, а й добути і видалити залишки радіоактивних речовин [5, 11, 12, 15, 18, 25].



Рис. 1.

Відомо, що оскільки будівельний майданчик цієї споруди був поряд із Саркофагом (на відстані приблизно 300 м), то після зведення її було насунуто на місце розташування 4-го енергоблоку Чорнобильської атомної електростанції

* Просимо шановного читача не плутати конфайнмент із контейнментом. Конфайнмент – технічна система або конструкція, яка утримує радіоактивні речовини всередині реактора або сховища, запобігаючи їхньому витоку в навколишнє середовище. А контейнмент – герметична оболонка реактора, яка є останнім фізичним бар'єром для стримування радіоактивних речовин у разі аварії. Вона витримує механічні, теплові та хімічні навантаги, зокрема, за втрати теплоносія чи розплавлення активної зони.

у 2017 році. Після чого, здавалося б, можна хоч тимчасово дозволити собі заспокоїтись.



Рис. 2.

Однак не так сталося, як гадалося. А саме: нещодавно увагу людей у всьому світі знову було прикуто до Чорнобильської катастрофи. А причиною цього стало вибухове пошкодження НБК московитським безпілотним літальним апаратом. Як вбачається з рис. 2, НБК зовні виглядає як масивна металева споруда, що з погляду обивателя мала б витримати атаку безпілотного літального апарата. Але дійсність виявилася іншою. Це відбулося тому, що проєктувальники НБК, розраховували його на безліч різноманітних факторів, зокрема, дію високого шару снігу, снігової лавини, ураганного вітру, небувалого землетрусу, впливу потужного торнадо, не передбачили, що він може зазнати бомбардування.

У цій статті автори повертаються до часів створення НБК, його концептуальних основ, особливостей конструктивного рішення, до незвичних задач механіки, які виникли в процесі проєктування та будівництва, і до методів, за допомогою яких ці задачі було розв'язано. Приділено також увагу нещодавньому вибуховому пошкодженню НБК і можливості його ремонту та відновлення.

1 Передісторія

1.1 Призначення і функції конфайнмента

Завдання НБК визначено так:

- створення додаткових захисних бар'єрів проти поширення радіоактивних речовин;
- створення умов для демонтажу чи посилення нестабільних конструкцій існуючого укриття;

— забезпечення відкладеного вилучення радіоактивних матеріалів та перетворення об'єкта на екологічно безпечну систему.

1.2 Створення конфайнмента

Фінансував проєкт European Bank for Reconstruction and Development (Сполучене Королівство Великої Британії і Північної Ірландії), який оголосив тендер на проєктування, будівництво та введення в експлуатацію НБК для Чорнобильської атомної електростанції у березні 2004 року. Його переможцем у серпні 2007 року було визнано консорціум «Novarka Construction Company», спільне підприємство компаній «VINCI Construction Grands Projets S.A.S.» і «Bouygues Travaux Publics S.A.S.» (обидві – з Французької Республіки). Консорціум розробив загальний проєкт і виконав більшість підрядних робіт.

Робочий проєкт і виготовлення тримальних металоконструкцій виконав завод «Сimolai S.p.A.» у м. Порденоне (Італійська Республіка). Кранове устаткування запроєктувала й виготовила фірма «PAR Technology Corporation» (Сполучені Штати Америки).

Оболонки укомплектувала й змонтувала фірма «Okyanus Grup» (Турецька Республіка). Пересування НБК із монтажної зони в проєктне положення (в сервісну зону) виконала фірма «Mammoet Ferry Transport (UK) B.V.» (Королівство Нідерланди). Усі механічні розрахунки виконало бюро конструкційних проєктів «Jaillet Roubu» (Французька Республіка) за допомогою комп'ютерної програми HERCULES.

Проєкт металевих конструкцій вентиляційної труби НБК і науково-технічний супровід здійснив Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського.

Маса сталевих конструкцій НБК склала 25 тис. т, а його загальна маса разом із устаткуванням сягає 36,2 тис. т.

НБК був пересунутий у проєктне положення у 2017 році й уведений в експлуатацію у 2019 році.

Загальна вартість НБК перевершила 2 млрд. євро.

1.3 Науково-технічний супровід

Згідно з законодавством України проєктування, виготовлення і монтаж конструкцій НБК мали відповідати вимогам Державних будівельних норм (ДБН) та Державним стандартам (ДСТУ) України. Оскільки спеціалісти консорціуму «Novarka Construction Company» у своїй роботі використовували Єврокоди, у практичній діяльності було застосовано консервативне правило: конструкції конфайнмента одночасно мають відповідати і українським нормативним документам, і Єврокодам.

Контроль за дотриманням відповідності сталевих конструкцій конфайнмента ДБН України виконував Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського [4]. Першою роботою в цьому напрямку було зіставлення ДБН України та Єврокодів, а другою – моніторинг ДБН і ДСТУ.

На ранніх етапах проектування французька сторона практикувала регулярні спільні технічні наради, на яких українські та французькі спеціалісти обговорювали принципові технічні рішення, охоплюючи вимоги щодо них із боку ДБН України. Ця діяльність була корисною як французькій стороні (бо полегшувала їй вивчення і дотримання ДБН), так і українській стороні, оскільки поглиблювала її обізнаність із західною практикою проектування будівельних металевих конструкцій.

Робоче проектування тримальних конструкцій відбувалося на заводі металевих конструкцій «Сіmolai S.p.A.». Там постійно перебували два українські інженери, які перевіряли кресленики конструкцій до того, як їх передавали у виробництво. Одночасно інститут отримував досвід виготовлення металевих конструкцій, зокрема, важких трубчастих конструкцій, які в Україні виготовити неможливо через брак механічного устаткування.

Проте цим науково-технічний супровід проектування НБК не обмежувався. Важливою складовою частиною супроводу було виконання дублювальних механічних розрахунків. Як уже зазначалося вище, первинні механічні розрахунки виконувало бюро конструкційних проектів «Jaillet Rouby» за допомогою комп'ютерної програми HERCULES. А з українського боку для виконання розрахунків було обрано обчислювальний комплекс SCAD [1, 23].

Скінченно-елементна модель НБК складалась із 14 027 вузлів і 36 570 елементів. Дублювальні розрахунки охоплювали статичні розрахунки для таких розрахункових навантаж:

- власна вага конструкцій;
- сніг (характеристичне значення 1,59 кПа, граничне – 1,813 кПа);
- вітер (характеристичне значення 0,540 кПа, граничне – 0,620 кПа);
- кранове устаткування (4 крани з вантажопідйомністю 50 тонн);
- торнадо класу 1.5 і торнадо класу 3.0 [10, 22] (запроєктна дія: максимальна колова швидкість – 81 м/с, максимальний перепад тиску – 810 кгс/м²).

Було виконано динамічні розрахунки на сейсмічний вплив: сейсміка 6 балів за макросейсмічною шкалою MSK-64 і сейсміка за акселерограмою. Було виконано перевірку поперечних перерізів елементів від розрахункових навантаж за нормами України.

Було виконано перевірку поперечних перерізів на міцність і стійкість під дією навантаг від власної ваги та торнадо класу 3.0. Виявилось, що в цьому випадку велика кількість елементів не відповідала вимогам ДБН, і їх підібрали заново. Перепідбирання перерізів елементів викликало ітераційний процес, який спинився після 17 ітерацій.

Крім того, було поставлено й розв'язано задачу про сходження снігової лавини.

Було виконано детальне нелінійне дослідження вузлових з'єднань трубчастих елементів методом скінченних елементів і внесено, в окремих випадках, корективи.

Українські спеціалісти ознайомились із профільованими конструкціями фірми «Kalzip GmbH» у м. Кобленц (Федеративна Республіка Німеччина), які згодом були використані для зовнішньої і внутрішньої оболонки НБК.

Українські спеціалісти брали участь у розробленні програми випробувань обшивки конфайнмента на впливи вітрових і снігових навантаг і на сковзання снігової лавини та падіння льодової брили в науково-дослідному центрі «CERAM» у м. Сток-он-Трент (Сполучене Королівство Великої Британії і Північної Ірландії), а також у випробуванні елементів кріплення в Технологічному інституті у м. Карлсруе (Федеративна Республіка Німеччина).

Згадаємо також, що під час виготовлення конструкцій на заводі «Cimolai S.p.A.» представники інституту, постійно перебуваючи там, перевіряли деталювальні кресленики на відповідність українським нормам і здійснювали нагляд за виготовленням і відвантаженням металевих конструкцій. А в разі виявлення неминучих транспортних пошкоджень конструкцій на майданчику будівництва інститут надавав рекомендації щодо їх усунення.

2 Особливості конструкції Нового безпечного конфайнмента

Конфайнмент має форму частини циліндра з діаметром 280 м і прогоном 257,4 м, 108,9 м заввишки та 165 м завдовжки (див. рис. 2), який має дві умовно герметичні оболонки – зовнішню і внутрішню. Величезні габарити споруди, особливо її прогін 257,4 м, схиляють інженера до думки, що її основою є тримальні конструкції. Проте ознайомлення з технологією перетворення залишку 4-го енергоблоку Чорнобильської атомної електростанції та забруднених конструкцій Саркофага в екологічно безпечну систему свідчить про те, що важливішими в складі конфайнмента є огорожувальні конструкції.

2.1 Конфайнмент як фільтровентиляційний пристрій

Доречно звернути увагу читача на те, що конфайнмент тільки на перший погляд має монументально-монолітний вигляд. Насправді ж – це напрочуд тендітна споруда постійно працюючого фільтровентиляційного агрегату, яка перешкоджає викиду небезпечних речовин у навколишнє середовище. Заради

здійснення цього задуму конфайнмент поділено на два умовно герметичні відсіки: внутрішній і кільцевий. Внутрішній – це той, де розміщено зруйнований реактор і Саркофаг, а кільцевий – це той, у якому містяться конструкції арок між зовнішньою і внутрішньою оболонками (рис. 3, на якому будівлю Саркофага виділено затемненням).

У внутрішньому відсіку підтримується невелике розрідження $p = -(5 - 25)$ Па завдяки тому, що спеціальний компресор видаляє з нього надлишки повітря крізь систему фільтрів у вентиляційну трубу. У кільцевому відсіку, навпаки, підтримується надлишковий тиск $p = (50 - 75)$ Па задля того, щоб шкідливий вміст внутрішнього відсіку не міг вийти назовні крізь нещільності внутрішньої оболонки. З цією метою компресори використовують зовнішнє повітря, яке додатково проходить стадію кондиціонування: воно зневоложується і підігрівається на декілька градусів до температури, вищої ніж точка роси. Відтак, тримальні конструкції у кільцевому відсіку будуть у такий спосіб захищені від корозії і слугуватимуть необхідні 100 років.

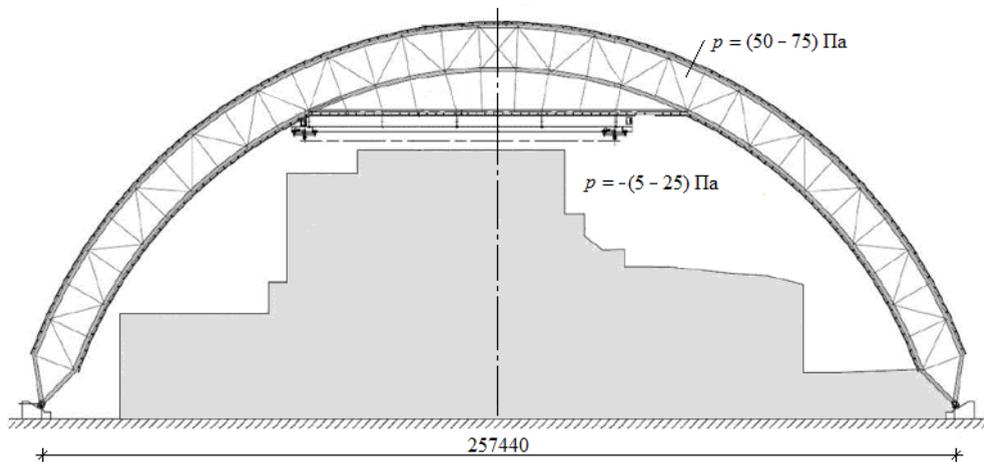


Рис. 3.

2.2 Огороджувальні конструкції

Огляд особливостей улаштування конфайнмента, звісно, почнемо з його огороджувальних конструкцій. Зауважимо, що найбільш складною є зовнішня оболонка конфайнмента, схему якої наведено на рис. 4, де числами позначено: 1 – елемент арки; 2 – прогін; 3 – оцинкований профнастил; 4 – Ω -подібний профіль; 5 – нержавка сталь; 6 – кляммер; 7 – утеплювач завтовшки 50 мм; 8 – мембранна термооболонка з еластичного гідроізоляційного матеріалу на основі синтетичного етилен-пропілен-діен-мономера (EPDM) каучуку; 9 – термоізоляція; 10 – м'який утеплювач; 11 – мастика; 12 – силіконова мастика; 13 – закатаний стик; 14 – напусковий стик. Зовнішня оболонка об'єднує в собі й огороджувальні функції, і тримальні – щодо місцевих навантаж.

Її водонепроникність забезпечує облицювання з нержавкої сталі, а теплозахисні функції – три шари утеплювача, волого- і повітронепроникність – шар із EPDM-мембрани.

Тримальні функції виконує оцинкований профнастил, Ω -подібний профіль, а також клямери та зовнішнє облицювання з нержавкої сталі, особливо важливі для сприйняття від’ємного тиску вітру та торнадо.

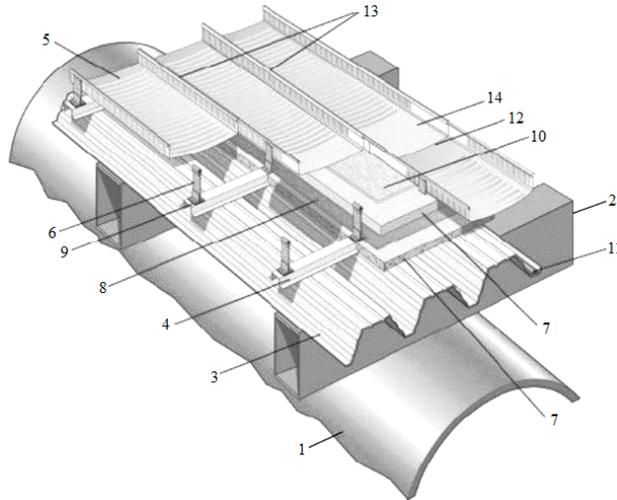


Рис. 4.

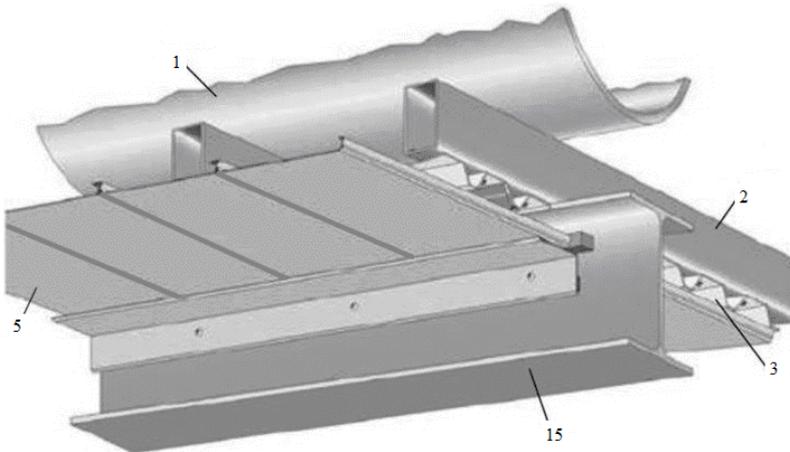


Рис. 5.

Простіше виглядає внутрішня оболонка, структуру якої подано на рис. 5, де числа означають те саме, що й на попередньому рисунку, і лише числом 15 позначено колію інспекційного візка. Внутрішня оболонка значно простіша за

зовнішню. Вона не має EPDM-мембрани. А її герметичність забезпечують пластини з нержавкої сталі, ущільнені мастикою. Власну вагу і надлишковий тиск сприймає легкий оцинкований профнастил.



Рис. 6.



Рис. 7.

Герметизації оболонок консорціум «Novarka Construction Company» приділяв значної уваги. Внаслідок цього технічні рішення експериментально перевіряли двічі в різні періоди часу в лабораторіях науково-дослідного центру «СERAМ». На рис. 6 зображено загальний вигляд експериментальної установки для перевіряння герметичності зовнішньої оболонки з клямерами, пригвинченими крізь EPDM-мембрану, а на рис. 7 – експериментальної установки для

перевіряння герметичності внутрішньої оболонки. Забігаючи трохи наперед, варто зазначити, що EPDM-мембрана, через свою горючість, проявила себе з гіршого боку після пошкодження конфайнмента безпілотним літальним апаратом.

2.3 Тримальні конструкції

Передусім укажемо на те, що тримальні конструкції конфайнмента виготовлені з європейської сталі класу S355, а загальна витрата металу склала близько 15 000 т. Поза тим, було прийнято рішення повністю відмовитися від зварювання на складальному майданчику й перейти до фрикційних з'єднань на болтах із попереднім натягом.

Тримальні конструкції захищено від корозії багат шаровим лакофарбовим покриттям, розрахованим на довгострокову службу. Вони повністю занурені в кільцевий простір. Цей простір вентилюється, а його температурний режим унеможливає утворення конденсату. За цих умов загальний термін експлуатації НБК становитиме щонайменше 100 років.

Схему металевого каркасу споруди (в одну лінію) показано на рис. 8, фрагмент верхньої частини споруди (в тілі) під час контрольного складання – на рис. 9.

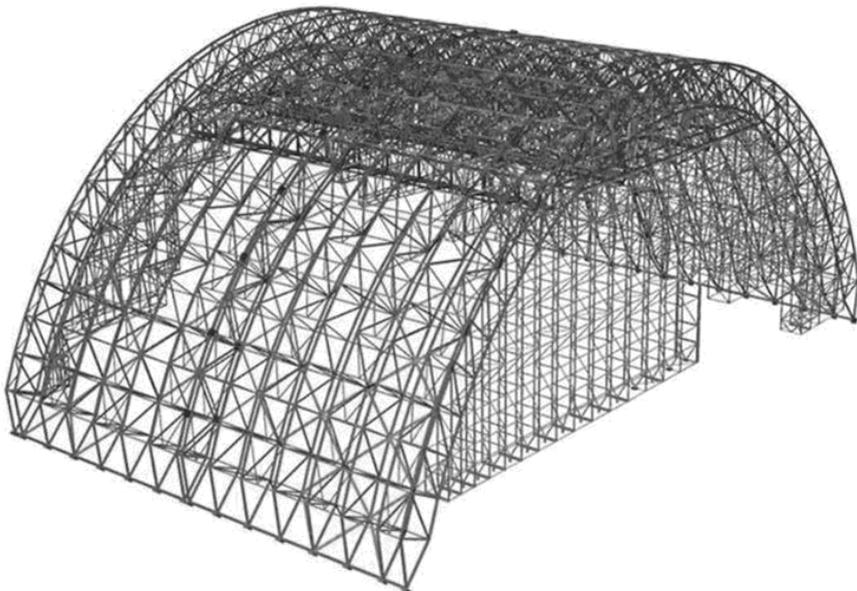


Рис. 8.



Рис. 9.

Продовжуючи, звернемо увагу на те, що всі елементи тримальних конструкцій виконано з електрозварних труб із діаметрами до 813 мм зі стінками завтовшки до 50 мм. Також варто особливо підкреслити, що готові труби не замовляли, а виготовляли; причому кожний трубчастий елемент виготовляли виключно індивідуально. З цією метою на заводі «Сimolai S.p.A.» використовували спеціальний цех, оснащений унікальним пресом із робочою шириною 15,1 м і зусиллям на ніж 6 000 тс (рис. 10). Прес згинає плоский лист, надаючи йому форму труби. Потім цю заготовку зварюють автоматичним поздовжнім швом із підварюванням кореня та подають для подальшого оброблення (рис. 11).

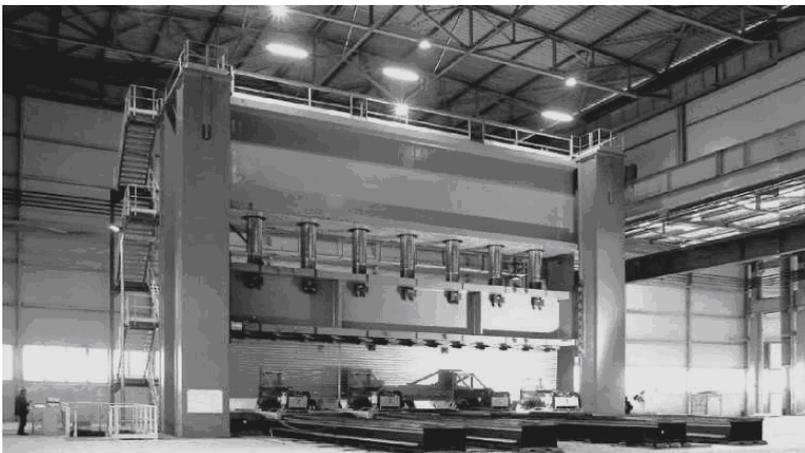


Рис. 10.

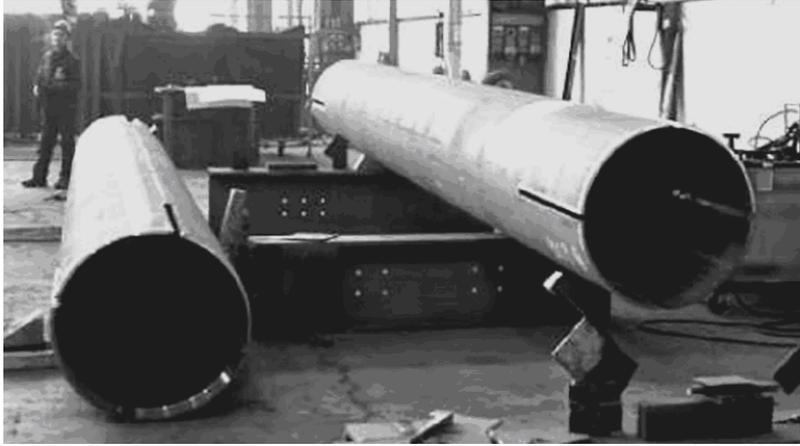


Рис. 11.

Вузли з'єднання трубчастих елементів виконані однотипно. Кінці елементів оснащують листовими вставками (рис. 12), які приєднують до вузлових фасонок (рис. 13) накладками (рис. 14) за допомогою болтів із попереднім натягом. Болти встановлюють із контролюванням натягу, завдяки чому зусилля від елемента до вузла передається завдяки тертю між накладками й листовими вставками з одного боку та вузловими фасонками – з другого.

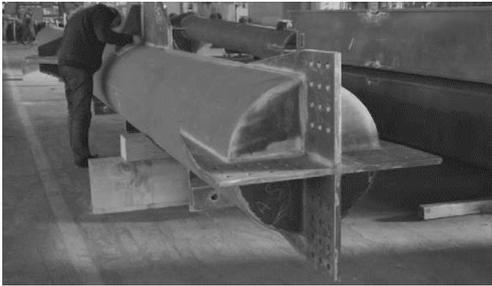


Рис. 12.

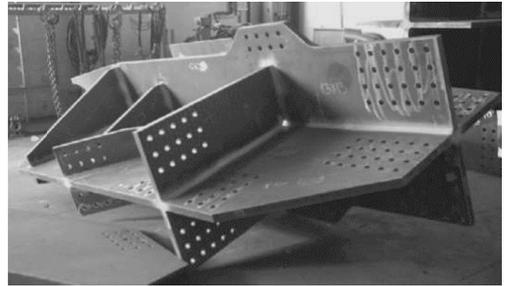


Рис. 13.

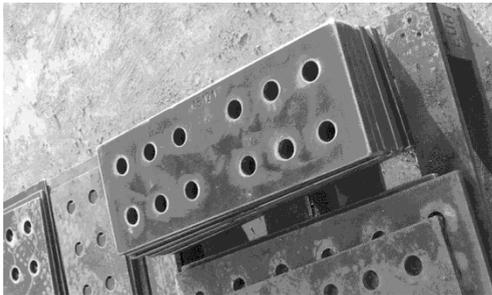


Рис. 14.



Рис. 15.



Рис. 16.



Рис. 17.

Контролювання натягу здійснюється напрочуд просто застосуванням спеціальних болтів (рис. 15) [2]. Простота ж пояснюється тим, що болт цієї конструкції має на кінці рифлений хвостовик, а гайку нагвинчують спеціальним апаратом, утримуючи болт за нього. Причому міцність хвостовика підібрано таку, що він одразу зрізується, щойно зусилля натягу болта досягає проектного значення. І ця ознака, тобто відсутність хвостовика на загвинченому болті, є свідченням того, що болт загвинчений й належним чином затягнутий. Майже всі вузли металевих конструкцій НБК виконано подібним способом, а деякі їхні приклади у складеному вигляді (під час контрольного складання) зображено на рис. 16, 17.

2.4 Особливості монтажу конструкцій

Процес монтажу НБК докорінно відрізняється від зведення будь-яких промислових і громадських споруд, навіть визначних. Пояснити ж цю відмінність можна тим, що її спричинено двома основними чинниками. По-перше, НБК має грандіозні розміри та складну конструктивну схему і, по-друге, він розміщений у зоні радіоактивного забруднення, де праця людей неприпустима. Через це було прийнято концептуальне рішення: складання та монтаж конструкцій, встановлення мостових кранів й іншого устаткування, а також налагодження всіх систем виконувати виключно на ділянці, віддаленій приблизно на 300 м від зруйнованого реактора, з подальшим насунанням готової споруди на місце її постійного розташування. Внаслідок цього територію будівництва було поділено на монтажну, транспортну та сервісну зони.

Роботи передусім почалися з розчищення та підготування монтажної зони й демонтажу існуючих споруд, що не перебували в експлуатації. Далі, для влаштування фундаментів глибокого закладення, було підготовлено дві широкі траншеї. Щоб запобігти розповсюдженню радіоактивних відходів, земляні роботи в монтажній зоні на площі близько 90 тис. м² було зведено до мінімуму.

Ба більше, для додаткового радіаційного захисту персоналу монтажну зону було засипано чистим матеріалом завтовшки в середньому 1 м і вкрито бетонними плитами, які стали монтажним майданчиком і основою для підйомних веж, за допомогою яких здійснювали складання збільшених фрагментів конструкцій.

Монтаж конструкцій НБК відбувався в такій послідовності. Перші сегменти конструкції, попередньо складені за межами монтажної зони, доставляли на майданчик на багатоколісних платформах. Кожний сегмент мав масу близько 300 т і висоту приблизно 25 м.

Зведення безпосередньо арки розпочали з її верхньої частини. Сегменти було з'єднано один з одним проміжними в'язями, щоб утворити центральну частину, на яку потім прикріпили зовнішнє облицювання. Після цього доставляли наступні елементи, які приєднували до центральної частини за допомогою системи шарнірів (рис. 18). Перший підйом було здійснено за допомогою монтажних веж, які надають змогу підіймати вантажі з масою близько 1000 тонн (рис. 19). Поступово конструкцію доповнювали іншими елементами. Відтак, підйомні вежі переміщали на нову позицію для монтажу елементів, які слугуватимуть основою арки (рис. 20), і виконували другий підйом, а після нього – монтаж супутніх конструкцій.



Рис. 18.



Рис. 19.



Рис. 20.



Рис. 21.

У такій послідовності було змонтовано східну половину арки. Після цього було встановлено спеціальні гідравлічні домкрати фірми «Mammoet Ferry Transport (UK) B.V.», один такт роботи яких забезпечував переміщення на 600 мм. Такими кроками східну половину арки було переміщено в зону очікування (рис. 21), звільнивши монтажну зону (рис. 22).



Рис. 22.

Другу (західну) половину арки було складено так само, як і східну. Відмінності полягали лише в частині монтажу східної та західної стін, конструкції яких суттєво відрізняються. Після монтажу другої половини арки першу половину було переміщено в зворотному напрямку й пристиковано до західної половини, завершивши монтаж тримальної конструкції (рис. 23).



Рис. 23.

В останню чергу було змонтовано просторові в'язі та завершено металеву обшивку. Об'єднана конструкція залишилася на монтажному майданчику, де було виконано роботи з монтажу конструкцій східної та західної стіни, вентиляційної труби, мостових кранів та іншого устаткування. НБК оснащено унікальними мостовими кранами, виготовленими за проектом компанії «PAR Technology Corporation» і призначеними для демонтажу конструкцій Саркофага та зруйнованого реакторного блоку. Їх склали на землі, а потім підняли за допомогою лебідок на висоту 85 м.

Після завершення всіх робіт і проведення попередніх випробувань конфайнмент було переміщено на 327 м у проектне положення за допомогою гідродомкратів. Причому використовували технологію насування, яку вже було апробовано під час з'єднання двох половин НБК. Насування здійснювали зі швидкістю 10 метрів на годину, проте поневаж процес робіт передбачав технологічні перерви, то воно тривало близько двох тижнів.

Важлива проблема полягала в забезпеченні щільного стику між східною стіною конфайнмента та існуючими конструкціями. Для її вирішення на східній стіні було застосовано оригінальне рішення у вигляді спеціальних відкидних панелей, яке вперше реалізували на такому великому й відповідальному об'єкті. Під час насування відкидні панелі було піднято на висоту, що забезпечувала зазор 500 мм над найвищою перешкодою (рис. 24), а їх установлення у проектне положення

виконували за допомогою монтажних лебідок і системи вертикальних та поперечних домкратів, установлених під час складання НБК.



Рис. 24.

Після насування арки та встановлення панелей у проектне положення по всій довжині контакту між існуючими спорудами та новозведеними конструкціями залишено проміжок завширшки приблизно 1 метр – достатній для компенсації максимальних взаємних переміщень між НБК і цими конструкціями. Заповнення цього проміжку здійснено за допомогою поліуретанових герметизувальних мембран.

І нарешті, на прикінцевому етапі процесу монтажу, який тривав протягом одного року, було виконано остаточні роботи: герметизацію, монтаж допоміжних приміщень та обладнання, і в грудні 2017 року НБК було введено в дослідно-промислову експлуатацію. Це – найбільша з будь-коли переміщених наземних споруд (рис. 25), загальна маса конструкцій якої становить 36 200 т.



Рис. 25.

2.5 Основи і фундаменти

Технологія поетапного складання і насування НБК зумовила особливості конструктивних рішень фундаментів. На рис. 26 показано схеми фундаментів у трьох умовних зонах – монтажній (1), транспортній (2) та сервісній (3). Для встановлення монтажних веж, які добре видно на рис. 18, передбачено окремі фундаменти, які на рис. 26 позначено цифрою 4.

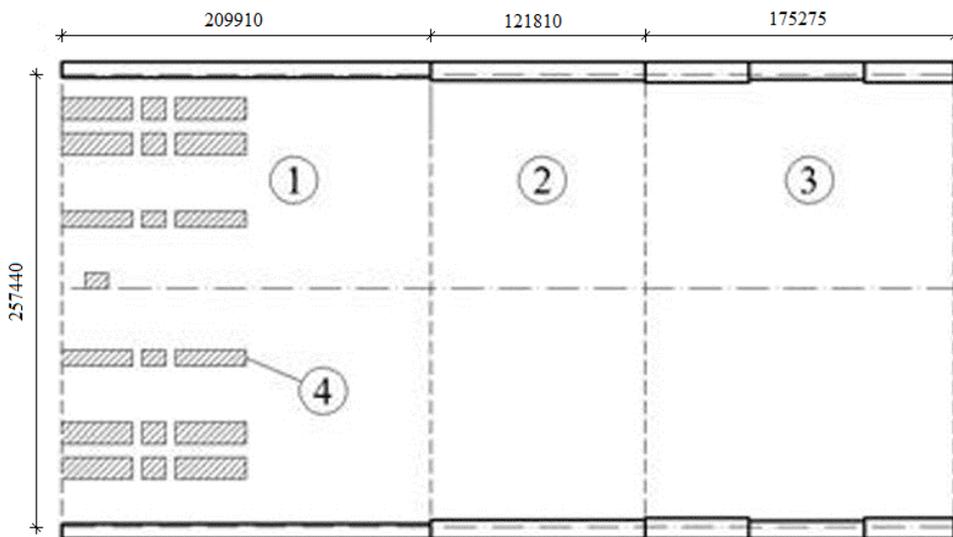


Рис. 26.

Фундамент транспортної зони симетричний відносно осі арки, має ширину 10,5 м і довжину 121,81 м без ділення на температурні блоки. Забивні палі фундаменту монтажної зони виконано зі сталевих труб діаметром 1016 мм завдовжки 24 м. Палі об'єднано бетонними ростверками завширшки 8,5 м і завдовжки 209,91 м, розділених на три температурні блоки.

Фундамент сервісної зони НБК виконано з бурин'єкційних паль діаметром 1,0 м завдовжки 19 м. Палі розміщено не симетрично відносно осі симетрії арки, що зумовлено наявністю важливих підземних мереж. Для південної смуги фундаменту використано 184 палі, а для північної – 192 палі. Палі сполучено двома ростверками завдовжки по 175,275 м, симетричними відносно осі арки. Кожний ростверк розділено на три деформаційні блоки. Зовнішні блоки завширшки по 11,5 м об'єднують 4 ряди паль, а внутрішні, 10,0 м, об'єднують 3 ряди паль. Поперечний переріз ростверка має вигляд рівносторонньої трапеції з похилою гранню під кутом 33° до горизонту, висота ростверку змінна в межах від 2 м до 4 м (рис. 27). Таке рішення надає змогу ефективно розподіляти й сприймати опорні реакції від арки. Різниця осідання фундаментів різних зон під час насування арки незначна і компенсувалася домкратами системи насування НБК.

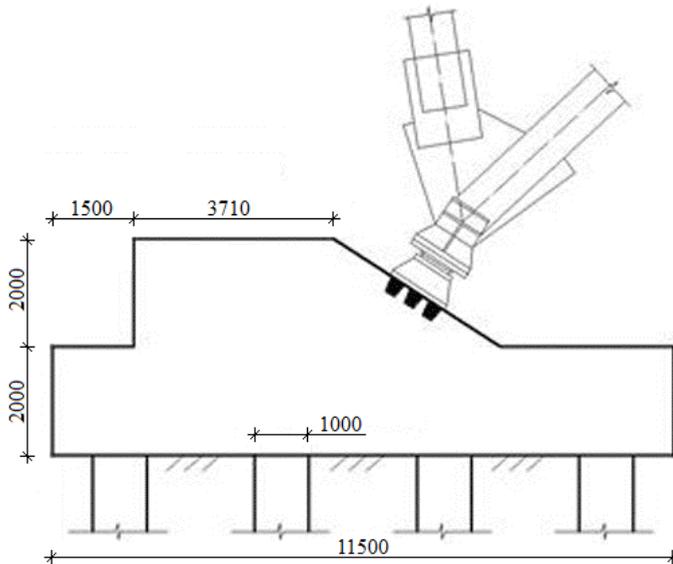


Рис. 27.

3 Задачі механіки

Створення споруди НБК було пов'язане з постановкою і розв'язанням низки важливих непересічних і часом неочікуваних механічних задач, які виникли під час проектування.

Задача 1. Сходження снігової лавини

Статична навантага від снігу на арковій покрівлі. Методику обчислення статичного розподілу снігу на аркових покриттях викладено в нормах [6], в яких на покрівлях кругового обрису прийнято враховувати симетричний розподіл снігу та несиметричний. Проте для такої унікальної та відповідальної аркової споруди як НБК для розрахунку було додатково враховано умови, за яких сніг залишався лише на одній половині арки з огляду на перенесення вітром, танення або сковзання. Унаслідок цього було розглянуто сім варіантів розподілу навантаг від снігу за характеристичного значення снігової навантаги для майданчика ЧАЕС із періодом повторюваності 50 років 1,6 кПа та з періодом повторюваності 100 років – 1,81 кПа. А динамічний ефект від сходження снігової маси з покрівлі арки НБК враховано коефіцієнтом динамічності, який дорівнює 1,1.

Небезпека від сходження снігової лавини. Для об'єктів масового будівництва проблема сходження з покрівлі маси снігу зазвичай не актуальна, зважаючи на малий ухил і наявність парапетів. Однак відомо про випадки руйнування парапетів від раптового сходження снігу, а також про падіння снігових брил на

автомобілі і навіть на людей. Отже для споруди типу конфайнмента з крутим ухилом покрівлі ця проблема значно актуальніша, поневаж гладка зовнішня поверхня покрівлі арки НБК потенційно може призвести до раптового сходження снігу. Таку раптовість можна пояснити тим, що під впливом сонця або внутрішнього тепла сніг на покрівлі буде танути і створювати водяну плівку в зоні контакту снігу і металевої покрівлі. В таких умовах брили снігу можуть почати зісковзувати, зтягуючи з собою сусідні блоки і поступово створюючи лавину. Поза тим ще одна причина виникнення лавини полягає в тому, що вертикальні поздовжні ребра покрівлі сприяють накопиченню снігу, але не можуть запобігти його сковзанню.

Все перелічене призвело до доцільності розгляду чотирьох груп небезпек, зокрема від:

- виникнення динамічної навантаги від удару сповзаючої маси снігу об виступні елементи даху;
- удару по людях і об'єктах, які перебувають неподалік від НБК;
- скатної (тангенціальної) складової сили від снігу на покрівлі з урахуванням нерівномірного зчеплення снігу з покрівлею;
- впливу динамічної нормальної навантаги на покрівлю від сходження рухомих мас снігу і шматків льоду.

Математичні моделі дослідження сходу снігової лавини. Під час дослідження руху снігу з покрівлі було розглянуто два випадки, перший з яких становить пухкий сніговий масив. У цьому разі шар снігу рухається впорядковано, а елементи масиву мають незначний вплив на інші елементи. З метою моделювання такого масиву використано модель ідеалізованого незв'язного сипкого середовища. А друга можлива ситуація зводиться до того, що сніг злежався і змерзнув, перетворившись на масивну льодяну брилу з непередбачуваними розмірами.

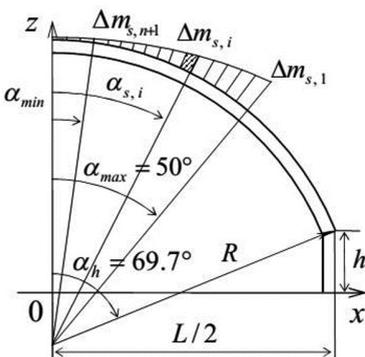


Рис. 28.

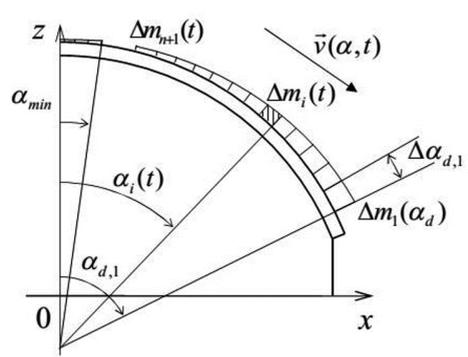


Рис. 29.

Для моделювання обох розглянутих випадків сходу снігової лавини використано модель руху твердого тіла. Геометричну схему снігового сипкого масиву на початковому етапі розрахунку наведено на рис. 28. Під час руху снігу його різні частини набирають різні швидкості. Після досягнення i -тим елементом деякої граничної швидкості відцентрова сила інерції досягає значення нормальної складової сили тяжіння, і елемент виходить із контакту з поверхнею покрівлі, вільно падаючи по балістичній траєкторії. Геометричну схему снігового масиву в момент відділення першого елемента масиву від поверхні покрівлі подано на рис. 29.

Моделювання динаміки руху злежаного суцільного масиву снігу виконували за тією самою методикою, але в цьому разі розглядали суцільний шматок снігового масиву з розмірами суттєво меншими за геометричні розміри споруди. Завдяки цьому шматок снігу можна розглядати як тверде тіло, обертальним рухом якого можна знехтувати і вважати, що рух тіла повністю задано рухом його центра мас.

Результати моделювання. Сніговий масив обох моделей було змодельовано 101 точкою. Моделювання виконано для чотирьох коефіцієнтів тертя снігу по сталевій покрівлі – від 0,0 до 0,3.

Розрахунком визначено такі дані:

1. Зміну в часі снігової навантаги на елементи арки.
2. Час досягнення кожною точкою снігового масиву поверхні землі.
3. Швидкість кожної точки масиву під час удару об землю. Максимальне значення швидкості 45 м/с для коефіцієнта тертя 0,0 і 40 м/с для коефіцієнта тертя 0,3.
4. Погонна ударна сила об поверхню (для розрахунку захисних бар'єрів).
5. Небезпечна зона розкидання снігу по поверхні – від 2 м до 16 м.

За результатами розрахунку передбачено і реалізовано окрему зону для розміщення снігової лавини з бар'єром необхідної висоти та міцності.

Задача 2. Аеростатичні навантаги

Розрахунки звичайних будівельних конструкцій на аеродинамічні дії, інтуїтивно зрозумілі й звичні для інженера-будівельника – вітер, торнадо, вибухову хвилю, що є проявами руху повітря і викликають значні навантаги на споруду – завжди враховуються проєктувальниками. Аеростатичні ж навантаги, спричинені повітрям, що перебуває у стані спокою (на зразок тих навантаг, що піднімають у повітря аеростат), для невеликих споруд є незначними, і їх до уваги не беруть. Зовсім інша справа, коли розміри повітронепроникної споруди великі, складають сотні метрів. Тоді вага великого об'єму повітря усередині споруди

може частково передаватися на споруду і помітно впливати на напружений стан конструкцій. Навантажує конструкції великих споруд і тяга, яка виникає, якщо повітря у витяжній трубі є теплішим порівняно з повітрям внутрішнього середовища споруди. Ще більш помітним є вплив тиску повітря, яке перебуває в герметичному або майже герметичному просторі. Приміром, знижений тиск повітря у закритій цистерні, що виникає внаслідок її охолодження, часто-густо призводить до втрати стійкості й руйнації цистерни.

НБК відносять до споруд, де спостерігаються майже всі ці явища. Тому корисно буде оцінити вплив кожного з них.

Аеростатика герметичних просторів. Конфайнмент має два умовні геометричні відсіки: внутрішній і кільцевий (див. рис. 3). У внутрішньому відсіку підтримується невеликий вакуум $p = -(5 - 25)$ Па. У кільцевому відсіку, навпаки, підтримується надлишковий тиск $p = (50 - 75)$ Па. Завдяки цьому найбільш навантаженою виявляється внутрішня оболонка конфайнмента, складена з профнастилу та обшивки з нержавкої сталі завтовшки 0,5 мм (рис. 5), що сприймає різницю тисків. Як впливає із даних щодо тиску у відсіках, підсумкові навантаги на внутрішню оболонку становлять $75 \text{ Па} - (-25) \text{ Па} = 100 \text{ Па}$, що для тонкої обшивки з нержавкої сталі є доволі суттєвим.

Аеростатика приміщень із витяжною трубою. Конфайнмент має вентиляційну трубу. Орієнтовно і конфайнмент, і труба досягають висоти 100 м. Труба розташована на західній стіні й нагрівається прямими променями сонця у другій половині дня. Влітку температура труби і повітря в ній може сягати 50°C в той час, як усередині конфайнмента температура повітря становить 25°C . Коли вентиляційна система не працює і шлюзові двері зачинені, тиск усередині конфайнмента буде нижчим, ніж назовні через різницю в щільності повітря усередині труби й усередині конфайнмента.

Щільність повітря γ є функцією абсолютного тиску p і температури T у градусах Кельвіна ($^\circ\text{K} = ^\circ\text{C} + 273,15$):

$$\gamma = \frac{\mu \times P}{R \times T}, \quad (1)$$

де $\mu = 0,0288$ кг/моль – молярна маса повітря, $p = 101325$ Па – нормальний атмосферний тиск, $R = 8,31$ Дж/(К·моль) – універсальна газова стала.

Відповідно до формули (1) щільність повітря для температур 50°C і 25°C у кг/м^3 буде такою:

$$\gamma_{50} = \frac{0,0288 \times 101325}{8,31 \times (50 + 273,15)} = 1,0867; \quad \gamma_{25} = \frac{0,0288 \times 101325}{8,31 \times (25 + 273,15)} = 1,1778.$$

Стовпи повітря заввишки 100 м із площею поперечного перерізу 1 м^2 всередині труби та в середині конфайнмента матимуть такі маси: $M_{50} = 108,67 \text{ кг}$; $M_{25} = 117,78 \text{ кг}$, а різниця між зовнішнім тиском і тиском усередині конфайнмента складатиме:

$$D = 117,78 - 108,67 = 9,11 \text{ кгс/м}^2 = 89,37 \text{ Па}.$$

Отже ця різниця тисків має той самий порядок, що й різниця тисків, обумовлена вентиляційною системою НБК.

Аеростатика приміщень із отвором. Досить незвичною є аеростатична навантага, спричинена лише тим, що щільність повітря всередині приміщення відрізняється від щільності зовнішнього повітря. Здавалося б, для зберігання газу зі щільністю, відмінною від щільності навколишнього повітря, потрібна герметична споруда. Однак це твердження не відповідає дійсності. Поневаж якщо внутрішня порожнина споруди сполучена з зовнішнім середовищем тільки на одному рівні, обмін повітря практично відсутній. Проте величина і навіть знак аеростатичної навантаги залежить від того, на якому рівні розташовано отвір у споруді.

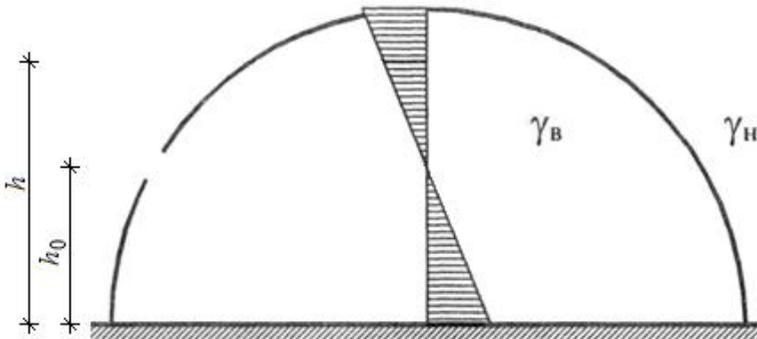


Рис. 30.

Уявімо собі споруду у вигляді купола (рис. 30) з отвором на рівні h_0 . Зрозуміло, що на рівні отвору внутрішній і зовнішній тиски однакові. А на інших рівнях внутрішній тиск на купол можна визначити за формулою:

$$p = (\underline{g}_v - \underline{g}_n) \times (h_0 - h) \times g, \quad (2)$$

де \underline{g}_v – щільність повітря всередині купола; \underline{g}_n – щільність повітря зовні купола; h_0 – рівень отвору; h – рівень, на якому визначають тиск; g – прискорення сили тяжіння. Додатний знак p свідчить про те, що тиск є спрямованим зсередини назовні. Щільність повітря як функція тиску й температури визначають за формулою (1).

У зв'язку з аеростатичною навантагою доречно розповісти про аварію одного з найбільших куполів у світі – покриття випробувальної зали Всесоюзного енергетичного інституту з діаметром 237 м і заввишки 119 м (рис. 31), який був розташований поблизу м. Істри [14].

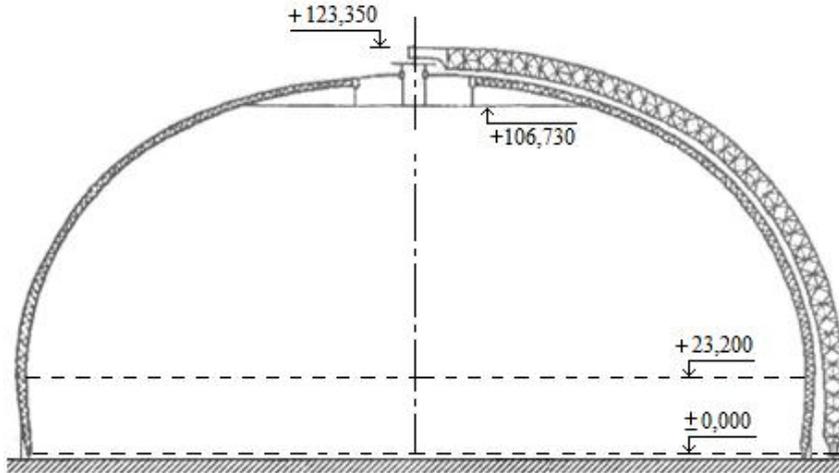


Рис. 31.

На початку 1985 року було змонтовано металеві конструкції купола, включно з двома обшивками й утеплювачем. Усередині купола виконували оздоблювальні роботи. А 25 січня 1985 року о 7 годині 30 хвилин купол зруйнувався.

Як виявилось, неочікуване та доволі миттєве обвалення було спровоковано зміненням погоди, оскільки в січні 1985 року були сильні морози: з температурою -25°C ... -30°C , а напередодні обвалення настала відлига. Всередині утепленого купола залишалося морозяне повітря, а зовні – принесене південними вітрами повітря з нульовою температурою. Внутрішній об'єм купола сполучався із зовнішньою атмосферою на рівні землі через відчинені ворота. Перепад температури, що спостерігався перед обваленням, якраз і звернув увагу спеціалістів на існування аеростатичної навантаги, не врахованої під час проектування будівель.

Уявімо, що купол зсередини був би наповнений теплим повітрям. За законами аеростатики купол, як дирижабль, намагався б злетіти. Насправді ж була зворотна ситуація. Під куполом скупчилося холодне повітря, і на поверхню купола почала діяти довантага такого самого порядку, як і підйомна сила. Розмір цієї довантаги можна оцінити, скориставшись формулами (1) і (2). Зокрема, прийемо температуру зовнішнього повітря 0°C , а внутрішнього -25°C і вважатимемо, що на рівні відчинених воріт, тобто на рівні 12 м, тиск є нормальним. Щільність зовнішнього і внутрішнього повітря за таких умов відповідно дорівнює:

$$g_0 = \frac{0,0288 \times 01325}{8,31 \times 273,15} = 1,2856; \quad g_{25} = \frac{0,0288 \times 01325}{8,31 \times (273,15 - 25)} = 1,4151.$$

Аеростатичний тиск на вершині купола, визначений за формулою (2), складає:

$$p = (1,4151 - 1,2856) \times (12 - 119) \times 9,81 = - 135,932 \text{ Па} .$$

Отримано значення, більше ніж 10 % власної ваги покриття. Проте така навантага сама по собі викликати аварію не могла, але сукупно з іншими чинниками виявилася однією з її причин.

Задача 3. Аеродинамічні навантаги

Обтікання конфайнмента загалом. Обтікання вітровим потоком будівель є складним процесом, який формалізовано в нормах тільки для типових будівель простої геометричної форми і невеликих розмірів. Тому вплив вітру на споруду НБК вирішили дослідити експериментально в аеродинамічній трубі. Для цього в масштабі 1:400 виготовили плексигласову модель конфайнмента, оснащену великою кількістю датчиків тиску (рис. 32), а також моделі Саркофага й сусідніх будівель. Модель НБК була розбірною, щоб можна було досліджувати конфайнмент як у завершеному вигляді, так і в монтажних станах. Дослідження було виконано в одній з дев'яти аеродинамічних труб найбільшого у Французькій Республіці будівельного науково-технічного центру (Scientific and Technical Center for Building (CSTB), розташованому в м. Нант.

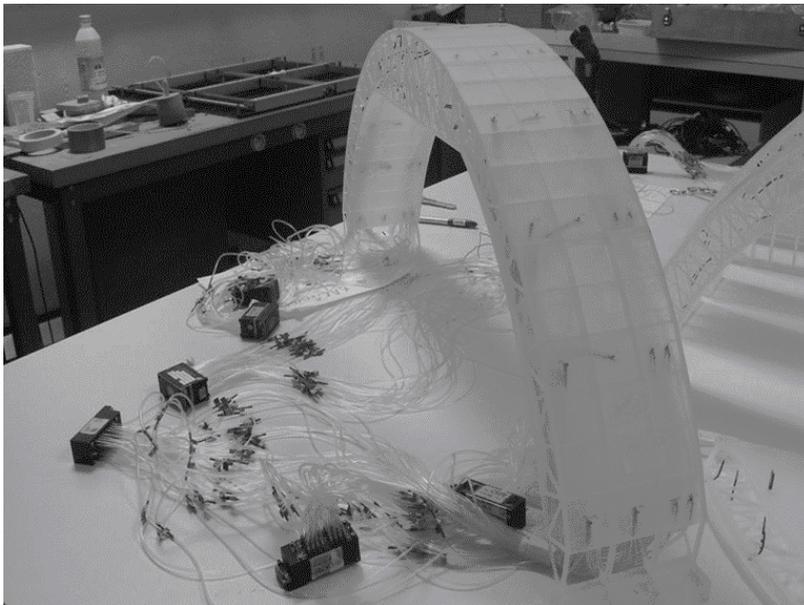


Рис. 32.

В аеродинамічній трубі на обертовій платформі встановлювали моделі конфайнмента або його частин і Саркофага (рис. 33) й піддавали дії вітру в 24 напрямках. Оброблені результати обдування були основою для формування навантаг від вітру.



Рис. 33.

Торнадо. Вимоги міжнародних документів щодо безпеки ядерних об'єктів передбачають оцінювання можливих аварій від дії торнадо. Визначення класу торнадо для майданчика ЧАЕС було виконано фахівцями Науково-дослідного інституту будівельних конструкцій [10], які з метою збирання статистичних даних розглянули географічний квадрат (трапецію) розміром 5×5 із майданчиком ЧАЕС у центрі. У підсумку розрахунковим виявили клас торнадо 3.0 за F-шкалою (або за шкалою Фудзїті-Пірсона), де клас F0 є найменшим (слабкі пошкодження), а клас F5 – найбільшим (колосальні руйнування). Зауважимо, що найбільш реальною небезпекою торнадо для споруд вважають руйнування даху. Під час руху воронки торнадо виникають катастрофічні вакуум-ефекти. За умов дії торнадо класу 3.0 перепад тиску складає 810 кгс/м^2 , а швидкості вітру досягають значень 100 м/с [19].

Моделювання впливу торнадо на конфайнмент враховувало різні положення воронки торнадо і різні напрями поступального руху. Всього для розрахунку конструкцій було розглянуто 196 варіантів навантаги від дії торнадо, які відрізнялися розташуванням центру воронки на покрівлі й напрямом руху торнадо. Для більшості елементів каркасу торнадо виявилось визначальним для підбору перерізу.

Перевірку міцності кріплення зовнішньої обшивки покрівлі на відривну дію торнадо було виконано експериментальним методом у лабораторіях науково-дослідного центру «CERAM». А програму випробувань із визначенням числа експериментів за українськими нормами було розроблено за участі Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. Дослідні зразки в натуральну величину складали за суворої відповідності з проєктом (рис. 34). Для створення навантаги використовували мішки, що надували повітрям до потрібного тиску, виготовлені за допомогою «скотча» з рулонної поліхлорвінілової плівки. Ці мішки, розташовані під обшивкою, легко руйнували випробуваний зразок, імітуючи відривну дію (рис. 35).



Рис. 34.



Рис. 35.

Перший тест виявив недостатню міцність кріплень, тому було удосконалено форму клямерів і метод стикування листів. Завдяки цьому повторні випробування, виконані після коригування конструкції замкового з'єднання фальців, дали позитивний результат.

Задача 4. Форма прорізних вставок трубчастих елементів

Видатний давньогрецький філософ і математик Піфагор вважав, що найдосконалішим тілом є куля, а найдосконалішою фігурою – коло. Що ж стосується металоконструктора, то він знає, що найкращим перерізом є кільце, а найкращим стрижнем – труба. Внаслідок цього елементи НБК мають саме трубчасту форму (див. рис. 9). Вони добре працюють на стиск і розтяг, але погано стикуються у вузлах. З урахуванням зазначеного, автори проекту впровадили стандартне рішення, яке полягає в тому, що біля вузла стрижень переходить від трубчастої форми до плоскої. Це робиться за допомогою листових прорізних вставок хрестоподібної (рис. 36) чи плоскої (рис. 37) форми.

Варто підкреслити, що в обох випадках перетікання зусилля з труби на вставку супроводжується концентрацією напружень. Для їхнього оцінювання було виконано низку досліджень пружно-пластичного стану навколотовулової зони найбільш відповідальних трубчастих стрижнів із застосуванням програмного комплексу «NASTRAN» за методом скінченних елементів з урахуванням геометричної нелінійності.

Як приклад, показано результати розрахунків стрижня з хрестовою вставкою, приєднаною до вузла вісьмома накладками, за допомогою 48 двозрізних болтів із попереднім натягом.

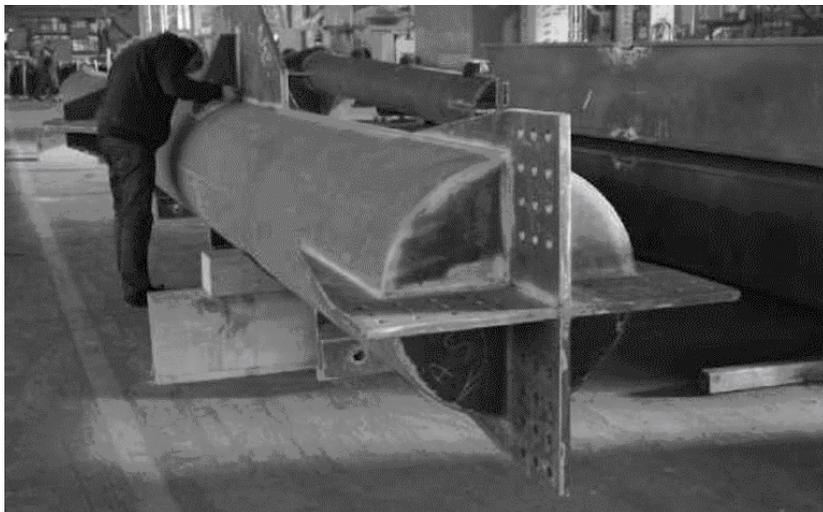


Рис. 36.

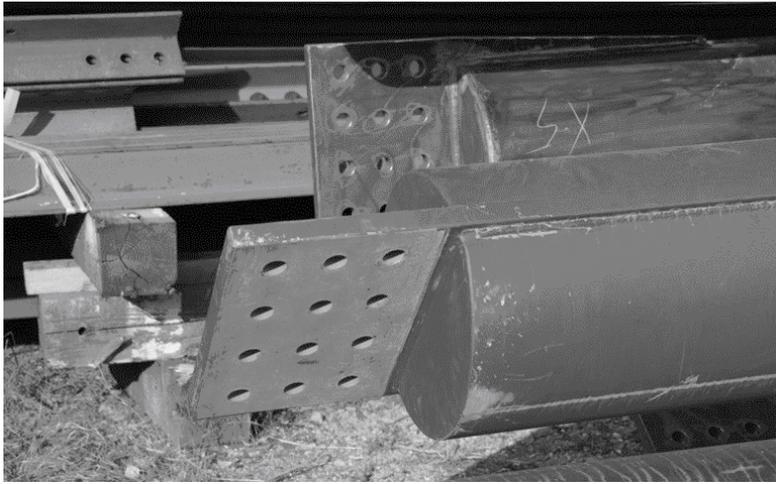


Рис. 37.

Розрахункова модель досліджуваної зони складається із 15 795 оболонкових скінченних елементів. Рис. 38 ілюструє її напружено-деформований стан у МПа під дією розтягувальної осьової сили, з якого очікувано впливає, що найбільш проблематичні ділянки труби розташовані над вершинами вставки, де спостерігаються значні пластичні деформації металу. У розвинення сказаного пригадаємо, що раніше обережні проектувальники в подібних місцях просвердлювали отвори й залишали їх незавареними, щоб зменшити концентрацію напружень. Утім більш детальний аналіз засвідчив, що отворів можна не робити, а вставка повинна мати форму, показану на рис. 39.

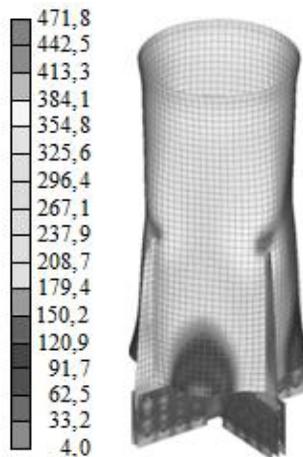


Рис. 38.



Рис. 39.

Задача 5. Розподіл фрикційних зусиль

Розрахункова схема кінцевої зони трубчастого елемента містить накладку й контактні зони, де виникають фрикційні зусилля. Розрахунок засвідчив спокійний напружений стан накладок і достатньо нерівномірний розподіл фрикційних зусиль між болтами, який виявився непередбачуваним.

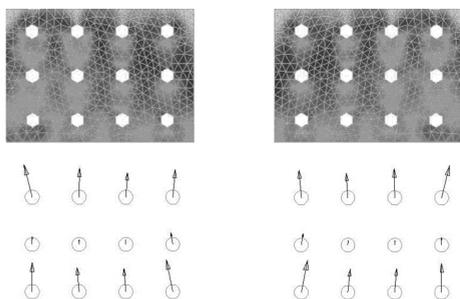


Рис. 40.

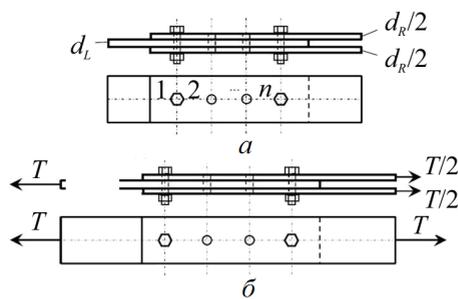


Рис. 41.

На рис. 40 стрілками в масштабі показано розмір і напрям фрикційних зусиль, зведених до болтів за результатами розрахунку. Болти розміщено у три ряди по чотири болти в кожному, і натягнуті вони однаково. Але схема розподілу зусиль демонструє, що середній ряд болтів насправді майже «виключений» з роботи, а практично всі зусилля передаються крайніми рядами. Зазначене певною мірою суперечить рекомендаціям державних будівельних норм, які у разі однакових болтів дозволяють розподіляти фрикційні зусилля порівну між болтами.

Щоб розібратися у цій парадоксальній ситуації, розглянемо спрощену модель багаторядного болтового з'єднання металевих штаб (рис. 41), призначеного для

передавання поздовжнього зусилля T [3]. У цьому з'єднанні штаби стягнуто двозрізними болтами, а сила передається завдяки сухому тертю між штабами. Вважатимемо, що в з'єднанні є n рядів болтів, номери яких зазначено на рисунку. Для спрощення в кожному ряду показано по одному болту.

Якісну картину розподілу зусилля T між рядами болтів з'єднання можна зрозуміти з таких міркувань. Насамперед, розглянемо з'єднувальні деталі з просвердленими отворами для болтів. Складемо це з'єднання не повністю, поставивши і затягнувши тільки болти крайніх рядів (із номерами 1 і n). Отвори для болтів проміжних рядів (із номерами 2, ... , $n - 1$) залишимо вільними (рис. 41 а). Прикладемо зусилля T і будемо поступово розтягувати з'єднання. Стягнуті болтами штаби видовжуватимуться (рис. 41 б). До тих пір, поки під болтами крайніх рядів не буде проковзування, всі три стягнуті штаби на ділянці між крайніми рядами будуть розтягуватися рівномірно, і вільні від болтів отвори в усіх трьох штабах увесь час залишатимуться один проти одного. Якби там були болти, нічого не змінилося б: вони не сприймали б жодних зусиль. Із цього випливає висновок про те, що у багаторядному болтовому з'єднанні, до тих пір, доки немає проковзування, усе прикладене до з'єднання зусилля передається тільки болтами крайніх рядів. Болти проміжних рядів у роботі участі не беруть.

Переходячи тепер від якісної картини роботи з'єднання до кількісної, встановимо, як розподіляється зусилля T між крайніми рядами болтів, користуючись пружним розрахунком. Для визначеності вважатимемо, що сполучені болтами металеві штаби мають однакову ширину. Сума товщини штаб, розташованих зліва від з'єднання, дорівнює d_L , а сума товщини штаб, розташованих праворуч від з'єднання, дорівнює d_R . Зусилля T у проміжку між крайніми рядами болтів розподіляється між штабами, що сполучаються, пропорційно їхній товщині. Штаби з сумарною товщиною d_L передають усе зусилля на болти ряду n , а штаби з сумарною товщиною d_R – на болти ряду 1. Уведемо до розгляду безрозмірні коефіцієнти розподілу η_i ($i = 1, 2, \dots, n$), що показують, яка частка зусилля T сприймається i -м рядом болтів. Тоді зусилля U_i ($i = 1, 2, \dots, n$), яке передається силами тертя під i -м рядом болтів, можна виразити так:

$$U_i = T \cdot \eta_i \quad (i = 1, \dots, n),$$

а коефіцієнти розподілу – у такий спосіб:

$$\eta_1 = \frac{d_R}{d_L + d_R}; \quad \eta_i = 0 \quad (i = 2, \dots, n - 1); \quad \eta_n = \frac{d_L}{d_L + d_R}.$$

Розтягуватимемо з'єднання далі. Фрикційні зусилля під крайніми рядами болтів зростатимуть. Коли зусилля U_1 або U_n досягне несної здатності одного ряду болтів F , почнеться проковзування металевих штаб під цим рядом болтів, і в

з'єднанні почнеться перерозподіл зусиль. Розтягуючи з'єднання дедалі більшою силою, досягнемо його граничного стану, за якого штаби будуть проковзувати під усіма рядами болтів. У цьому разі зусилля T досягне свого максимального значення:

$$T_{\max} = n \times F . \quad (3)$$

Отже, твердження нормативних документів про розподіл зусилля порівну між усіма болтами виконується лише в граничному стані після проковзування з'єднаних елементів.

З'єднання має працювати не тільки за фіксованої максимальної навантаги T_{\max} , але й за інших величин навантаг T у певному діапазоні:

$$T_{\min} \leq T \leq T_{\max} . \quad (4)$$

Сила T_{\max} відома і надається формулою (3). Задача полягає у визначенні мінімального значення T_{\min} . Працездатність з'єднання логічно тлумачити у сенсі пристосовуваності, тобто вважати, що після скінченного числа локальних проковзувань з'єднання стабілізується і буде працювати надалі пружно без проковзування, яким би чином не змінювалося зусилля, що діє на з'єднання, залишаючись у діапазоні, встановленому формулою (4). Інакше в з'єднанні відбуватимуться багаторазові проковзування. Поверхні, що контактують, відшліфуватимуться, коефіцієнт тертя цих поверхонь буде зменшуватися, що призведе до розладу з'єднання або до його руйнування.

Так чи інакше, поглиблений розрахунок кінцевої зони трубчастого елемента привернув увагу до проблеми пристосовуваності багаторядного фрикційного з'єднання, яка хоч і не має прямого відношення до НБК, але важлива для мостових чи інших конструкцій, що працюють під дією змінних навантаг (чим не тема дисертації?). Вона має безпосередню схожість із проблемою пристосовуваності пружно-пластичних конструкцій і детальніше розглянута в роботах [3, 8, 16, 17].

У підсумку вкажемо на те, що проєктуючи багаторядні фрикційні з'єднання, потрібно мати на увазі, що вони сприймають змінні зусилля за правилами пристосовуваності. У багаторядному болтовому з'єднанні допоки немає проковзування, все прикладене до з'єднання зусилля передається лише болтами крайніх рядів. Натомість твердження нормативних документів про розподіл зусилля порівну між усіма болтами з'єднання виконується не завжди, а лише після проковзування з'єднаних елементів. Відтак у з'єднаннях, підданих симетричним знакозмінним діям, краще обмежитись двома рядами болтів.

Задача 6. Сейсмічні впливи

Розрахунок об'єктів ядерної галузі обов'язково враховує сейсмічну активність з урахуванням деталізованих досліджень ділянки будівництва. З огляду на це розрахунок конфайнмента на вплив сейсміки виконано з використанням двох підходів: по-перше, лінійно-спектральним методом за даними майданчика ЧАЕС і, по-друге, за спеціально розробленими для майданчика будівництва трьохкомпонентними акселерограмами землетрусів. Проте спроба прямого інтегрування акселерограм призвела до певної неадекватності, згідно з якою спостерігалось постійне незворотне переміщення всієї споруди (див. графік 3 на рис. 42).

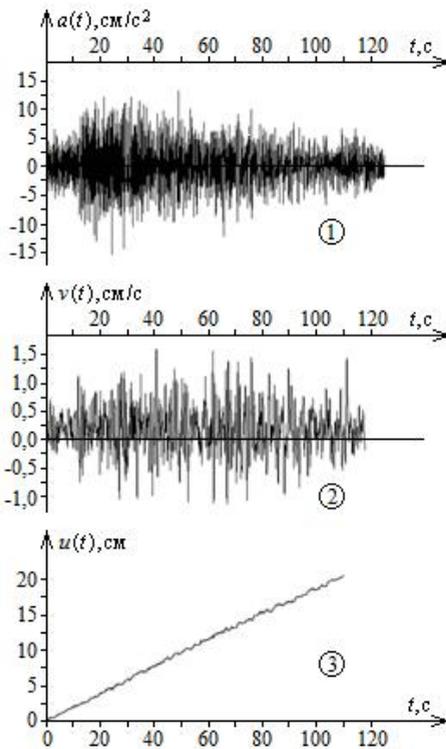


Рис. 42.

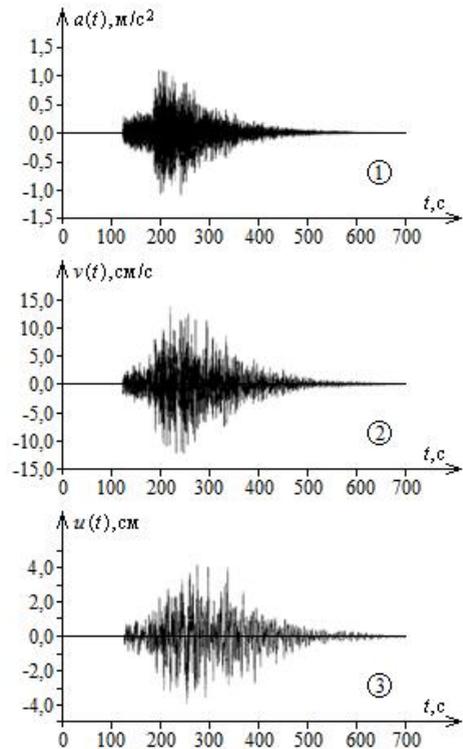


Рис. 43.

Для коригування цієї неадекватності було розглянуто декілька схем, остаточною з яких обрано коригування верхніх частот 4-го порядку з частотою 0,05 Гц. З метою перевіряння отриманого результату було використано обчислювальний комплекс SCAD із коригуванням базової лінії. Результати обох методів балансування акселерограм виявились схожими і призвели до зникнення тренду зміщень (рис. 43).

На рис. 42 і рис. 43 цифрами позначено графіки: 1 – акселерограма, 2 – перший інтеграл акселерограми (велосиграма), 3 – другий інтеграл акселерограми (сейсмограма).

Варто підкреслити, що під час розрахунку за акселерограмами НБК, як дуже великої в плані споруди, було враховано запізнення сейсмічної хвилі між впливом на південну і північну групу опор арки. Враховуючи усереднену швидкість сейсмічної хвилі 275 м/с, запізнення склало 0,93 с.

Цікавим є також те, що результати співставлення розрахунків за спектральним методом і за акселерограмами показали більші внутрішні зусилля в деяких елементах саме за акселерограмами. Проте ці перевищення виявились незначними порівняно з тримальною здатністю елементів, оскільки визначальною навантагою для підбирання перерізів була дія торнадо класу 3.0.

Задача 7. Удари твердих тіл

Від самого початку проектування конфайнмента було зрозуміло, що його зовнішнє облицювання потрібно розрахувати на удари твердого тіла, які можуть відбутися у процесі сходження снігової лавини або під час торнадо (цілеспрямований удар безпілотного літального апарата з наступним вибухом у той час ніхто навіть не міг собі уявити). Утім яка має бути маса, форма та швидкість твердого тіла, до пуття не було відомо. Всі розуміли, що ці параметри не визначені й можуть змінюватися в широкому діапазоні. Падіння метеорита чи літака виключали, про військове втручання ніхто не думав. Після тривалих обговорень вирішили погодитися з тим, що зовнішня оболонка має витримати удар овальної брили з масою 15 кг, яка рухається зі швидкістю 10 м/сек перпендикулярно до поверхні покрівлі, й оформили це рішення протоколом. Дебати було завершено, і подальші дослідження виконували з високою точністю.



Рис. 44.



Рис. 45.

Дослідження проводили експериментально в лабораторіях науково-дослідного центру «СЕРАМ». З льоду було виготовлено кілька брил у формі циліндра з напівсферичним торцем із діаметром 28,4 см та масою 15 кг (рис. 44), які скидали з висоти 5,1 м. Вони падали і на гофр (рис. 45), і на проміжок між гофрами, пошкоджуючи нержавкий лист, але ці пошкодження не були небезпечними. Врешті-решт, випробування пройшли нормально.

Задача 8. Ітерація підбору перерізів

Під час дублювальних розрахунків випадково стався цікавий експеримент. Виявилося, що багато елементів, підібраних консорціумом «Novarka Construction Company» згідно з Єврокодом 3, не мали достатньої тримальної здатності переважно для сприйняття дії торнадо класу 3.0. З цієї причини для таких елементів було підібрано нові, підсилені перерізи [13].

Однак наші прискіпливі інженери побачили в цьому некоректність розрахунку. Адже жорсткість елементів у вихідних даних відрізнялася від жорсткості заново підібраних елементів. Прагнучи запобігти цій некоректності, вирішили виконати ще один розрахунок, що ґрунтувався вже на жорсткості заново підібраних елементів у надії, що цього разу жорсткість заново підібраних елементів збігатиметься з тією, що у вихідних даних. Проте, як не дивно, цього не трапилося, поневаж тримальна здатність нещодавно підібраних елементів знову виявилася недостатньою. Але, як добре відомо, надія помирає останньою. Відтак послідовно було виконано третій, четвертий, п'ятий і багато наступних розрахунків – і всі з незмінним результатом. Загалом витримки в інженерів вистачило на 17 ітерацій, після чого вирішили зупинитися, тим більш, що перенапруження в елементах було вже несуттєвим. У підсумку виявилося, що

додаткові витрати металу на заміну хибно підібраних перерізів склали 344,47 т або 2,7 % від загальних витрат.

Принагідно варто згадати, що проблема перерозрахунку статично-невизначуваних систем із причини коригування попередньо призначеної жорсткості виникає завжди. Існує неписане правило: якщо жорсткість підібраних елементів відрізняється від жорсткості вихідних елементів менш ніж на 30 %, перерозрахунок можна не робити. Натомість експеримент із розрахунком НБК зайвий раз засвідчив, що це неписане правило занадто сміливе. Треба більш детально аналізувати результати розрахунків, перш ніж передати конструктору підібрані за ними перерізи.

4 Вентиляційна труба

Дані про особливості конструкції вентиляційної труби та про задачі механіки, пов'язані з її проектуванням, виділено в окремий розділ, оскільки, на відміну від інших конструкцій, її проєкт був виконаний українською стороною.

4.1 Конструкція

На західній стіні НБК розміщено сталеву вентиляційну трубу з майданчиками та окремими сходами для її обслуговування і виходу на дах. Ця труба розташована на передньому плані практично всіх рекламних знімків НБК (рис. 46). Вентиляційна труба призначена для відведення очищеного повітря з основного об'єму арки, а також із технологічної залізобетонної будівлі, розміщеної під західною стіною НБК. Вентиляційну трубу виконано з корозійностійкої хромо-нікелевої сталі марки 1.4307 згідно з EN 10028-7, завтовшки від 6 мм до 10 мм, внутрішній діаметр 3,5 м. Вентиляційна труба опирається на дві двотаврові балки західної стіни НБК на рівні +103,42 і має два проміжні горизонтальні розкріплення, які обмежують радіальні переміщення труби. Конструкція розкріплення має вигляд прямокутної рами з консолями для обмеження тангенціальних переміщень. Така система більш вигідна, бо зменшує згинальні моменти в кільцях жорсткості і полегшує їх. На рис. 47 подано принципову схему розкріплення із позначенням літерами основних елементів: *N*, *S*, *W* – північна, південна і західна балки, *K* – консоль, *X* та *Y* – координатні осі.

Оголовок труби має форму зрізаного конуса для зменшення вихідного отвору до 2,5 м, рівень верху вентиляційної труби +115,0. Нижня частина вентиляційної труби примикає до технологічної будівлі на рівні +22,75 через гнучкий компенсатор, який забезпечує вільні горизонтальні й вертикальні переміщення відносно технологічної будівлі.



Рис. 46.

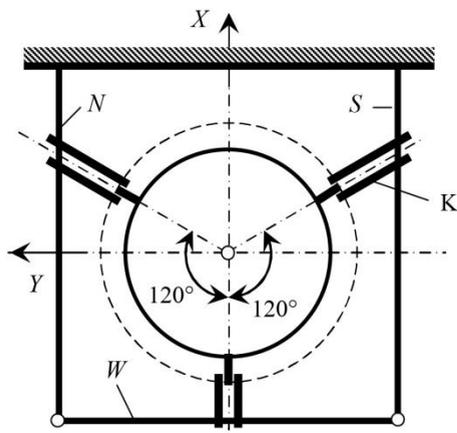


Рис. 47.

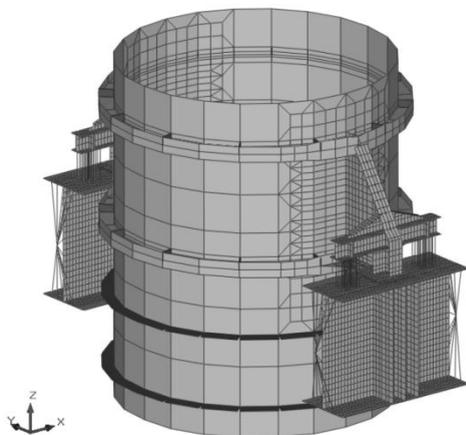


Рис. 48.

У зоні обпирання вентиляційної труби запроєктовано два масивних опорних ребра, які з'єднано з оболонкою труби через зовнішні кільцеві ребра жорсткості двотаврового перерізу. Під час розрахунку враховано ситуацію, коли (залежно від деформацій НБК) вентиляційна труба буде обпиратися лише на одне опорне ребро. Така ситуація може бути під час дії на НБК торнадо. Оскільки опорні двотаврові балки виконано з низьколегованої сталі, для уникнення контактної корозії передбачено прокладки, а також ребра жорсткості для домкратів у разі заміни прокладок. На рис. 48 наведено скінченно-елементну модель фрагмента опорної зони вентиляційної труби й опорних двотаврових балок. Для забезпечення жорсткості оболонки на циліндричній частині запроєктовано кільцеві зовнішні ребра жорсткості завтовшки 6 мм. Загальна маса конструкцій вентиляційної труби та майданчиків для доступу персоналу становить 83 тонни.

4.2 Обтікання вентиляційної труби вітровим потоком

Відомо, що задача обтікання потоками повітря циліндричних тіл добре вивчена й уведена до будівельних норм. Характер обтікання вітровим потоком циліндрів поблизу об'єктів з іншими геометричними формами залежить від багатьох факторів і є окремою задачею для дослідження. У проєкті НБК вентиляційну трубу підвішено на його західній стіні. Просвіт між трубою і обшивкою західної стіни становить усього 0,71 м, тоді як діаметр труби – 3,5 м. Західна стіна конфайнмента відіграє роль екрана, що спрямовує вітер уздовж стіни, впливаючи в такий спосіб на характер обтікання труби. Для розв'язання цієї задачі виконано чисельне моделювання, метою якого є вивчення притискання труби до стіни, розподіл тиску по поверхні труби і виявлення резонансних вихрових збуджень.

Замість дорогого експерименту було виконано математичне моделювання динамічного процесу впливу вітру за допомогою програмного комплексу ANSYS, під час якого довелося оперувати мільйонами невідомих величин і тисячами часових інтервалів. Комп'ютер добре впорався з розв'язанням цієї задачі, хоча йому знадобилося кілька діб безперервної роботи.

Розрахунок виконано для чотирьох швидкостей повітряного потоку: 10, 30, 50 та 80 м/с. Передусім для кожної з цих швидкостей було визначено статичні та динамічні впливи на трубу, які й лягли в основу розрахунків. Зрештою з'ясувалось, що максимальні швидкості повітря й тиску виявилися зосередженими у вузькій щілині між трубою та стінкою конфайнмента. У всіх випадках було виявлено вихрове збудження. На рис. 49 зображено фрагмент візуалізації обтікання вентиляційної труби вітровим потоком безпосередньо біля західної стіни НБК (швидкості часточок повітряного потоку зазначено в м/с).

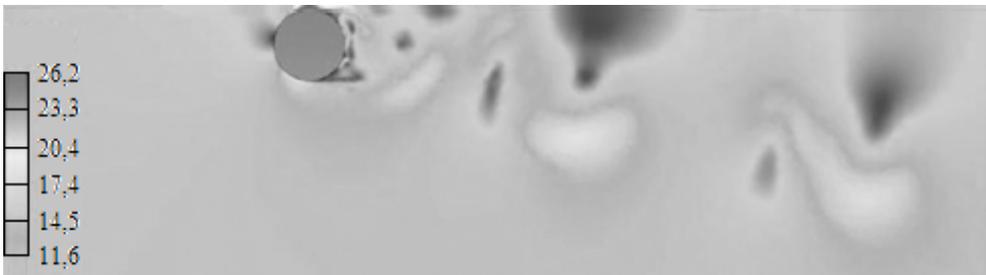


Рис. 49.

4.3 Сонячна радіація

Вплив приросту температури конструкції було повною мірою враховано під час проєктування вентиляційної труби, розташованої на західній стіні НБК. На відміну від утепленої блискучої покрівлі НБК із полірованої корозійностійкої сталі, яка добре відбиває сонячну радіацію і перешкоджає зміні температурного режиму у кільцевому просторі, вентиляційна труба не має утеплення і спеціальної обробки поверхні. Поза тим, враховуючи чітку орієнтацію конфайнмента по сторонах світу, вентиляційна труба сильно і нерівномірно нагрівається сонячними променями під час заходу Сонця. Наслідком вказаного є додаткові зусилля в опорах, які виникають від дугоподібної деформації труби. Заради визначення максимальних реакцій в опорах і додаткових напружень у вентиляційній трубі було розв'язано задачу про пошук найнесприятливішого положення Сонця з урахуванням розташування труби й закономірностей обертання Землі навколо своєї осі та навколо Сонця [9, 20, 21].

Для цього потрібно врахувати часткове поглинання і розсіювання сонячних променів під час проходження атмосфери Землі (рис. 50), особливо помітне, коли Сонце перебуває низько над горизонтом. Розглянемо загальний випадок

потрапляння сонячних променів S на нормальну до них площину P на рівні поверхні Землі. Прийнемо, що промені направлені під кутом λ до вертикалі V , радіус Землі позначимо як R , а товщину шару атмосфери - d . Потрібно за допомогою геометричних міркувань визначити значення x – тобто довжину шляху сонячного світла в атмосфері Землі. Проте для прикладного використання застосовують безрозмірний параметр m – відношення довжини шляху сонячного проміння до товщини атмосфери. Інтенсивність прямої сонячної радіації J , яка потрапляє на нормальний майданчик після проходження крізь атмосферу, можна знайти за емпіричною формулою:

$$J = 1370 \times \frac{e^{-1,616 + 0,972 \times m}}{e^{5,166 + m}} \frac{\ddot{O}}{\varnothing} \text{ Вт/м}^2.$$

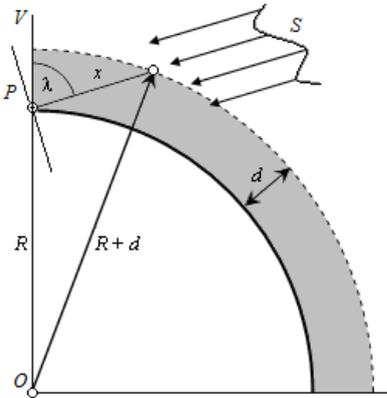


Рис. 50.

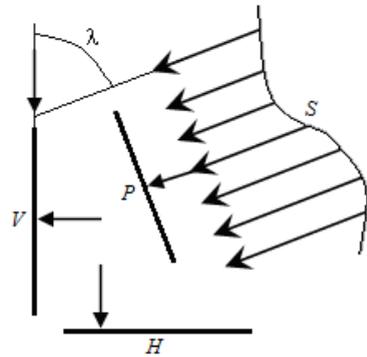


Рис. 51.

Кількість сонячної радіації, яка потрапляє на поверхню конструкції, залежить від її орієнтації щодо напрямку сонячних променів. Положення майданчика будемо характеризувати нормаллю до нього, яка орієнтована так, що сонячні промені утворюють з нею гострий кут (рис. 51).

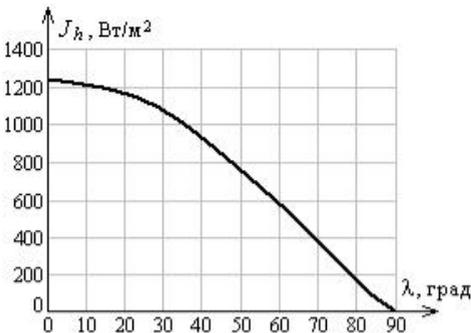


Рис. 52.



Рис. 53.

Інтенсивність сонячної радіації на похилому майданчику можна знайти множенням значення інтенсивності сонячної радіації на нормальному майданчику на косинус кута між напрямом сонячних променів і напрямом нормалі даного майданчика. Залежність кількості сонячної радіації для горизонтального й вертикального майданчиків, залежно від кута падіння λ , показана на рис. 52 та рис. 53 відповідно.

Як видно з рис. 52, на горизонтальний майданчик може припасти щонайбільше 1242 Вт/м^2 прямої сонячної радіації, що можливо виключно в сухому кліматі тропічних країн. Натомість на вертикальний майданчик (рис. 53) може потрапити щонайбільше 1018 Вт/м^2 прямої сонячної радіації, що можливо в будь-якій точці Землі за умов, коли Сонце буде під кутом 68° від вертикалі.

Принагідно можна визначити кількість сонячної радіації, яка потрапляє на довільно орієнтований майданчик у будь-який день і час. Для цього потрібно знати косинуси кутів нахилу сонячних променів до вертикалі $\cos \lambda$ (рис. 54) і до нормалі площадки $\cos \theta$ (рис. 55).

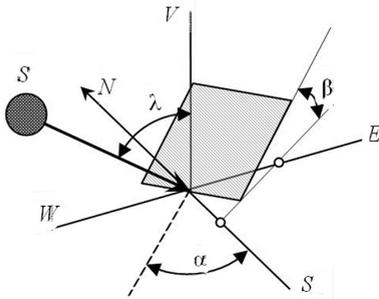


Рис. 54.

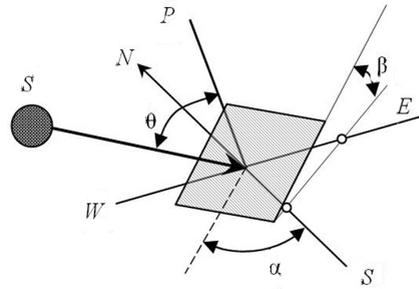


Рис. 55.

Положення майданчика в просторі визначають двома кутами α та β . Кут α – це азимут, кут β – кут нахилу майданчика до горизонту. Кути λ і θ – це зенітний кут і кут нахилу сонячних променів до нормалі майданчика відповідно. Зенітний кут λ можна визначити для будь-якого дня року й часу доби, враховуючи кут нахилу Сонця δ , часовий кут ω і широту місцевості ϕ за формулою:

$$\cos \lambda = \cos \omega \times \cos j \times \cos d + \sin j \times \sin d.$$

Користуючись цією методикою, можна виконувати розрахунки приросту температур від нагрівання сонячними променями елементів конструкції для будь-якого часу доби, дня року та розташування елемента.

Підсумовуючи викладене, зазначимо, що в процесі проектування вентиляційної труби було розв'язано три нестандартні задачі, зокрема:

— заміна радіального обпирання труби на тангенціальне;

- заміна фізичного експерименту обтікання труби вітровим потоком поблизу плоского екрану математичним;
- визначення розподілу температури по поверхні труби від сонячної радіації з використанням астрономічних даних про розташування сонячного диску на небесній сфері.

4.4 Монтаж

Проектування й будівництво вентиляційної труби постійно відкладали через змінення концепції її спорудження. Насамперед було передбачено природний метод монтажу, за якого трубу зводили б у процесі підймання західної половини конфайнмента, підрошуючи трьома укрупненими ділянками. Проте таку можливість було втрачено, через що було обрано метод збільшувального складання майже всієї труби в горизонтальному положенні з подальшим установленням у проектний стан одним підйомом на завершальному етапі будівництва конфайнмента.

Остаточний варіант проекту вентиляційної труби було виконано Українським інститутом сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського лише у 2016 році. Для виконання монтажу вентиляційну трубу було розділено на дві монтажні частини: основну, завдовжки 83 м, і верхню, завдовжки 9,5 м. Основну частину, маса якої з попередньо встановленими трьома майданчиками становить більше ніж 70 т, було змонтовано одним підйомом (рис. 56).



Рис. 56.

Для підйому було застосовано три гусеничні крани. Основну частину потрібно було встановити на два опорні елементи, розташовані на рівні +103,42 м у безпосередній близькості до вертикальної, вже облицьованої стіни. Спочатку було відпрацьовано комп'ютерну емуляцію процесу монтажу, а в натурі цю

прецизійну роботу виконали кранівники високої кваліфікації з Азербайджанської Республіки. Враховуючи інерційні властивості масивного вантажу, переміщення здійснювали дуже повільно – зі швидкістю, що становила сантиметри за хвилину. Підіймання загалом тривало цілу зміну. На завершальному етапі верхню частину труби було піднято баштовим краном і з'єднано з основною частиною болтами.

Висновки

Створення унікальної великогабаритної споруди, якою є Новий безпечний конфайнмент, викликало до життя низку оригінальних конструктивних рішень і породило серію нових механічних задач. Виявлення особливостей конструктивних рішень, опис та аналіз нових задач механіки й методів їхнього розв'язання покладено в основу цієї статті.

Зокрема, великий прогін споруди й крутий ухил покриття породив задачу про сходження снігової лавини. Результати її розв'язання – ширина смуги розкидання снігу й динамічні зусилля в зоні зіткнення лавини з перешкодою – було використано для проектування снігоприймального лотка.

Велика висота вільного простору всередині конфайнмента і складна система вентиляції змусили приділити увагу аеростатичним навантагам та оцінити їхній вплив на напружений стан огорожувальних і тримальних конструкцій. Критичною для навантаж такого типу виявилася внутрішня оболонка.

Надзвичайно масштабні трубчасті тримальні елементи з великим різноманіттям перерізів були об'єктом детального вивчення. Було ухвалено рішення про їхнє індивідуальне виготовлення з листового прокату. Однак уніфікована конструкція кінцевих вставок надала змогу обмежитися прямокутною формою листової заготовки для виготовлення трубчастого елемента і мінімізувати кількість відходів.

Детальний розрахунок кінцевих частин трубчастих елементів за методом скінченних елементів уможливив оптимізувати форму кінцевої вставки і спростити конструкцію зварного з'єднання в зоні найбільшої концентрації напружень.

Результати розрахунку фрикційних з'єднань із великою кількістю болтів із попереднім натягом поставили під сумнів гіпотезу про рівномірний розподіл фрикційних зусиль між болтами з'єднання. Виявилось, що такий розподіл спостерігається лише в граничному стані за умов статичної навантаги. У випадку динамічної чи змінної у часі навантаги болти, розміщені на периферії з'єднання, перебирають на себе підвищені зусилля, які викликають проковзування під болтами і з часом призводять до деградації з'єднання. Це породжує думку про те, що багатоболтові фрикційні з'єднання треба розглядати

і розраховувати з позицій пристосовуваності, що створює новий вид задач у розрахунку фрикційних з'єднань. Із ним пов'язана необхідність додаткових досліджень і розробка методик розрахунку.

Вентиляційна труба конфайнмента розташована на невеликій відстані від західної стіни. У зв'язку з цим виникла задача про обтікання потоком повітря циліндра, розташованого поблизу плоского екрану. Не маючи можливості поставити фізичний експеримент в аеродинамічній трубі, Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського вдався до математичного моделювання за допомогою програми ANSYS. Всі дані про обтікання труби для інженерного розрахунку було отримано на комп'ютері. Задача виявилася дуже громіздкою й забрала близько 200 годин машинного часу.

З розрахунком вентиляційної труби пов'язано задачу про нагрівання металевих конструкцій прямими сонячними променями. Ця задача була розв'язана теоретичним методом. Отримано прямі розрахункові формули, які враховують орієнтацію досліджуваного майданчика відносно поверхні Землі й розташування диску Сонця на небесній сфері.

Завдяки наявності експериментального устаткування в лабораторіях Західної Європи багато задач, пов'язаних із проектуванням Нового безпечного конфайнмента, було розв'язано шляхом експерименту. Зокрема це були задачі про ступінь герметичності зовнішньої і внутрішньої оболонки, про дію вітру на конфайнмент у складеному й напівскладеному стані (дослідження на моделях в аеродинамічній трубі), про міцність закріплення зовнішнього нержавкого листа за дії від'ємного тиску торнадо, про падіння льодяної брили на поверхню конфайнмента, про міцність з'єднувальних нагелів для кріплення огорожувальних конструкцій тощо.

Взаємодія вітчизняних інженерів із європейськими та американськими колегами вплинула також на деякі зміни у вітчизняних будівельних нормах і стандартах, які під час проектування і будівництва конфайнмента активно впроваджували в Україні на заміну радянських СНиП.

Література

- [1] Баженов, В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології і моделювання [Текст] / В. А. Баженов, А. В. Перельмутер, О. В. Шишов. – Київ : ВІПОЛ, 2009. – 896 с.
- [2] Гладштейн, Л. И. Высокопрочные болты для строительных стальных конструкций с контролем натяжения по срезу концевой элемента [Текст] / Л. И. Гладштейн, В. М. Бабушкин, Б. Ф. Какулия, Р. В. Гафуров // Промышленное и гражданское строительство. – 2008. – № 5. – С. 11–13.

- [3] Гордеев, В. Н. Особенности работы многорядных фрикционных соединений на высокопрочных болтах [Текст] / В. Н. Гордеев // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – Київ : Сталь, 2010. – Вип. 5. – С. 172–180.
- [4] Гордеев, В. Н. Участие института имени В. Н. Шимановского в ликвидации последствий Чернобыльской катастрофы. Часть 2. Новый безопасный конфайнмент [Текст] / В. Н. Гордеев // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – Київ : Сталь, 2019. – Вип. 24. – С. 126–163.
- [5] Гордеев, В. Н. Стальные конструкции защитных сооружений Чернобыльской атомной электростанции [Текст] / В. Н. Гордеев, А. В. Перельмутер. – Киев : Сталь, 2020. – 80 с.
- [6] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006 [Текст]. – Київ : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 65 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [7] Козлова, Е. А. Схватка с неизвестностью. К 25-летию Чернобыльской катастрофы и 25-летию сооружения объекта «Укрытие» [Текст] / Е. А. Козлова. – Москва : ИздАт, 2011. – 624 с.
- [8] Койтер, В. Т. Общие теоремы теории упруго-пластических сред [Текст] / В. Т. Койтер. – Москва : Издательство иностранной литературы, 1961. – 80 с.
- [9] Кордун, О. І. Визначення кількості сонячної радіації, що потрапляє на поверхню будівлі чи споруди [Текст] / О. І. Кордун // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2014. – № 2. – С. 2–7.
- [10] Коршунов, Д. А. Методики оценки смерчопасности [Текст] / Д. А. Коршунов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – № 1. – С. 61–64.
- [11] Круковский, П. Г. Новый безопасный конфайнмент Чернобыльской АЭС (расчетно-экспериментальный анализ при проектировании и эксплуатации) [Текст] / П. Г. Круковский, М. А. Метель, Д. И. Скляренко, В. А. Краснов, В. П. Сулимов, В. Г. Бороздин, В. Г. Поклонский. – Киев : Франко Пак, 2019. – 297 с.
- [12] Немчинов, Ю. И. От Укрытия до Конфайнмента четвертого блока Чернобыльской АЭС. Строительные аспекты [Текст] / Ю. И. Немчинов, П. И. Кривошеев, М. В. Сидоренко [и др.]. – Киев : Логос, 2006. – 464 с.
- [13] Перельмутер, А. В. Из опыта расчетов Нового безопасного конфайнмента Чернобыльской АЭС [Текст] / А. В. Перельмутер // Актуальные проблемы численного моделирования зданий, сооружений и комплексов. Т. 2: К 25-летию Научно-исследовательского центра СтаДиО. – М. : АСВ, 2016. – С. 463–477.

- [14] Перельмутер, А. В. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения [Текст] / В. Н. Гордеев, А. В. Перельмутер, А. И. Лантух-Лященко, А. В. Махинько, В. А. Пашинский, С. Ф. Пичугин. – Москва : СКАД СОФТ; Ассоциация строительных вузов; ДМК Пресс, 2014. – 592 с.
- [15] Boutillon, L. The Chernobyl new safe confinement: an exemplary contribution by French companies [Text] / L. Boutillon, M. Wastiaux, D. Coulet. – IABSE Congress Stockholm, 2016. – 7 p.
- [16] Churchman, C. M. The application of plasticity principles to friction [Text] / C. M. Churchman, A. M. Korsunsky, D. A. Hills // J. Strain Analysis. – 2006. – Vol. 41. – P. 323–328.
- [17] Drucker, D. C. Coulomb friction, plasticity, and limit loads [Text] / D. C. Drucker // ASME J. Appl. Mech. – 1954. – Vol. 21. – P. 71–74.
- [18] Hoopah, W. The steel arch structure for Tchernobyl NSC: Comparative calculation with EC and Ukrainian standards [Text] / W. Hoopah, A. V. Perelmutter // EUROSTEEL 2011: Proceedings of the 6th European Conference on Steel and Composite Structures, August 31 – September 2, 2011, Budapest, Hungary. – Budapest : ECCS, 2011. – [n.p.].
- [19] Kondra, M. P. Integral Estimate of Risk under Wind Action upon Structures of the Encasement at Chernobyl Atomic Power Plant [Text] / M. P. Kondra, O. V. Kopiiko, M. A. Mikitarenko, A. V. Perelmutter, V. A. Prusov // Proceedings of the 2nd European & African Conference on Wind Engineering, Genova, Italy, June 22–26, 1997. – Padova : SGE Ditoriali, 1997. – Vol. 2. – P. 1833–1839.
- [20] Kordun, O. I. The influence of global warming on the change of climatic loads on the territory of Ukraine [Text] / O. I. Kordun, A. V. Makhinko // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2024. – Vol. 615. – P. 83–93.
- [21] Kordun, O. I. The influence of solar radiation on temperature increment of sheet steel structures [Text] / O. I. Kordun // Archives of Civil Engineering. – 2015. – Vol. 61. – P. 89–102.
- [22] Perelmutter, A. V. Assessment of the Tornado Impact on the Chernobyl New Safe Confinement [Text] / A. V. Perelmutter // Magazine of Civil Engineering. – 1996. – Vol. 220. – № 5. – P. 18–26.
- [23] Perelmutter, A. V. Handbook of Mechanical Stability in Engineering [Text] / A. V. Perelmutter, V. I. Slivker. – New Jersey – London – Shanghai – Beijing – Singapore – Hong Kong – New Delhi : World Scientific Publishing Company, 2013. – 1656 p.
- [24] Perelmutter, A. V. The assessment of damages and revival of serviceability of exhaust stack at Chernobyl Nuclear Power Plant [Text] / A. V. Perelmutter, M. P. Kondra, M. A. Mikitarenko, G. P. Denisenko, P. P. Turchin // Proceedings of the First International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics, Seoul. – Taejeon, Korea : Techno-Press, 1999. – P. 151–156.

[25] Schwob, A. Chernobyl: An arch for history [Text] / A. Schwob, D. Coulet, M. Wastiaux. – Travaux (Paris), 2013. – Num. 899. – P. 30–36.

New Safe Confinement. Mechanical Design Features of Large-Scale Structures

O. Shimanovsky, Corresponding Member of the National Academy
of Sciences of Ukraine, Laureate of the State Prize of Ukraine
in the Field of Science and Technology, Honored Worker of Science
and Technology of Ukraine, Dr. Sc. (Eng.), Prof., **V. Gordeiev**, Honored Worker of
Science and Technology of Ukraine, Dr. Sc. (Eng.), Prof., **O. Kordun**

V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction, Ukraine

Abstract. The paper is dedicated to the 40th anniversary of the Chernobyl disaster and focuses on analysis of a unique protective structure – the New Safe Confinement (NSC), constructed in the 2010s of the current century, based on the data of engineering and scientific assistance carried out by V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction. The paper examines the mechanical design features of this large-scale facility and the non-standard problems that arose and were solved during its design elaboration, assembly, and operation.

The paper recalls the background of the creation of the New Safe Confinement and development of its main functions and requirements. Consideration is given to the requirements for filter-ventilation systems, the air tightness of the shell, and the specifics of dividing the NSC volume into separate annular and internal spaces.

It is noted that during the scientific assistance for the NSC design, non-standard problems arose: snow avalanche descent; investigation of wind loads on a large structure; study of stress concentration at the ends of tubular elements; distribution of frictional forces between connecting bolts; aerostatic loading due to differences in the density of external and internal air; convergence of the section selection process; roof uplift under tornado action; impact of a solid body on the NSC roof; wind flow around a pipe located near the protective screen; heating of steel structures by solar radiation. The studies were carried out both theoretically and experimentally. Particular attention was paid to experimental investigations. In addition, full-scale modelling with consideration of scale factors, as well as mathematical modelling, was used. The results of the studies were applied in making structural decisions for the NSC.

Special studies are described, performed to substantiate the design of the ventilation pipe of the NSC western wall, carried out by V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction: wind flow around a cylinder located close to the protective screen, and non-uniform heating of the pipe structure by solar radiation. The ventilation pipe installation by three crawler cranes simultaneously, from a horizontal to a vertical position, is highlighted separately.

The paper also describes damage to the NSC structures caused by an unmanned aerial vehicle during the full-scale invasion of the Russian Federation into the territory of Ukraine, the consequences of the NSC airtight shell fire, and the ways to restore the shell.

Key words: New Safe Confinement, snow avalanche, aerodynamic load, adaptability, solar radiation, blast damage, fire damage, restoration of airtightness.

Надійшла до редколегії 20.11.2024 р.

УДК 534.222:624.042.8

*Усе потрібно зводити до максимальної
простоти, але не спрощувати понад міру.*

Альберт Ейнштейн

Фрагментація імпульсу

Гордєєв В. М., заслужений діяч науки і техніки України, д-р техн. наук, професор
Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського, Україна

Анотація. У цій роботі порівнюється дія на пружну систему миттєвого імпульсу сили з діями імпульсів сили такої самої інтенсивності, але розподілених у часі. Розглянуто елементарну механічну систему з одним ступенем свободи, яка складається з масивного тіла, прикріпленого до нерухомої опори пружним стрижнем. Основою для порівнювання є зусилля в пружному стрижні.

Крім миттєвого імпульсу сили, розглянуто три його фрагментації: два рознесені в часі напівімпульси, прямокутний імпульс і трикутний низхідний імпульс. Виходячи з диференціального рівняння руху масивного тіла, досліджено перехідний процес і вільні коливання в системі. Окремо проаналізовано максимум модуля зусилля в пружному стрижні.

Усі результати отримано в аналітичному замкненому вигляді. Наведено графіки відносних безрозмірних переміщень масивного тіла та його швидкості. Визначено й порівняно зусилля в пружному стрижні за умови різних видів фрагментації.

Порівняння показує, що фрагментація миттєвого імпульсу не призводить до збільшення зусилля в стрижні. Аналітичний замкнутий вигляд результатів надає можливість вивчити дію імпульсу, який триває будь-скільки періодів власних коливань. На цій основі зроблено висновок про незначний вплив реальної вибухової хвилі на генерацію обертонів.

Стаття має додаток, у якому розглянуто просту механічну консервативну систему з одним ступенем свободи для вивчення взаємодії імпульсів, прикладених у різний час у різних точках. Для розглянутої системи з одним ступенем свободи рознесення дії імпульсів у часі призводить до збільшення розрахункового зусилля лише у випадках, коли моменти імпульсів спрямовані в протилежних напрямках.

Не зважаючи на те, що предметом розгляду є елементарні задачі, стаття вносить ясність у дискусійні проблеми оцінювання результатів динамічних впливів і може бути корисна для розробників програм розрахунку конструкцій на вибухову хвилю та як посібник у навчальному процесі.

Ключові слова: вибухова хвиля, процес коливання, імпульсна навантага, фрагментація імпульсу.

1 Вступ

Активні військові дії на території України з використанням сучасної зброї спричинили потребу переглянути нормування і методіку розрахунку будівельних конструкцій на дію вибухової хвилі. Використання класичних робіт у сфері динаміки пружних систем та екстремальних впливів на будівельні споруди [1–4], а також новіших досліджень залишає невирішеними низку питань. Наразі в робочій групі з удосконалення державних будівельних норм проектування, будівництва й реконструкції захисних споруд цивільного захисту дискутується питання про те, чи правомірно користуватися моделлю, в якій

вибухова хвиля одночасно досягає всіх точок взаємодії з розраховуваним об'єктом. Існує думка, що несинхронне досягнення вибуховою хвилею різних точок споруди може призвести до гірших наслідків, ніж синхронне.

У статті розглянуто кілька простих прикладів для порівняння несинхронної дії імпульсів на елементарну механічну систему з синхронною і отримано аналітичні результати як інформацію до міркувань з цього приводу.

2 Елементарна система

Розглянемо елементарну механічну систему, зокрема, тверде тіло з масою M , закріплене до нерухомиї опори пружним стрижнем із жорсткістю g , яке може рухатися без втрат енергії і тільки вздовж осі x (рис. 1).

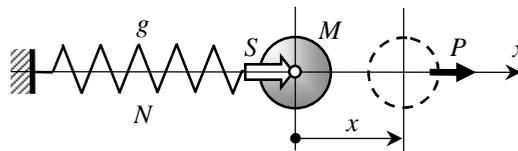


Рис. 1. Елементарна система

На тверде тіло може діяти змінна в часі сила P або миттєвий імпульс сили S . Вивченню підлягають: переміщення твердого тіла x , його швидкість v і модуль її N – максимальне значення абсолютної величини внутрішнього зусилля N у пружному стрижні.

3 Вільні коливання елементарної системи

Під цим словосполученням будемо розуміти коливання твердого тіла елементарної системи, що відбуваються без зовнішнього впливу і характеризуються власною частотою, яку визначають пружними й інерційними характеристиками системи.

Диференціальне рівняння вільних коливань елементарної системи має такий вигляд:

$$M \times \frac{d^2 x(t)}{dt^2} + g \times x(t) = 0. \quad (3.1)$$

Воно пов'язує переміщення твердого тіла x з часом t .

Загальний розв'язок цього рівняння:

$$x(t) = A \times \cos(\omega t) + B \times \sin(\omega t), \quad (3.2)$$

де A і B – довільні константи; ω – власна частота коливань:

$$\omega = \sqrt{g / M} . \quad (3.3)$$

Частоту ω із розмірністю 1/с називають кутовою частотою. У техніці коливання частіше характеризують частотою f у герцах (кількість коливань за секунду) та періодом коливань T у секундах:

$$f = \frac{\omega}{2\pi}; \quad T = \frac{2\pi}{\omega} . \quad (3.4)$$

Формула (3.2) визначає функціональну залежність переміщення твердого тіла від часу. Швидкість цього переміщення є його похідною за часом і виглядає так:

$$v(t) = \frac{dx(t)}{dt} = -A\omega \sin(\omega t) + B\omega \cos(\omega t) . \quad (3.5)$$

Формула (3.2) охоплює всі можливі реалізації власних коливань. Конкретна реалізація (частинний розв'язок рівняння (3.1)) характеризується початковими умовами $x(0)$ та $v(0)$, за допомогою яких можна визначити довільні константи:

$$A = x(0); \quad B = v(0) / \omega . \quad (3.6)$$

Переміщення твердого тіла та його швидкість для цього частинного розв'язку виглядають так:

$$x(t) = x(0) \cos(\omega t) + v(0) / \omega \sin(\omega t) , \quad (3.7)$$

$$v(t) = -x(0) \omega \sin(\omega t) + v(0) \cos(\omega t) . \quad (3.8)$$

Внутрішнє зусилля у пружному стрижні легко обчислюють через його жорсткість і переміщення твердого тіла:

$$N(t) = g \times x(t) . \quad (3.9)$$

Максимум абсолютної величини зусилля в стрижні \dot{N} відповідає максимуму абсолютної величини переміщення \dot{x} .

$$|N| = g \times |x| . \quad (3.10)$$

У разі вільних коливань елементарної системи її повна енергія E (кінетична плюс потенціальна) постійна в часі:

$$E = \frac{M \dot{x}^2(t)}{2} + \frac{g x^2(t)}{2} = \frac{M \dot{x}^2(0)}{2} + \frac{g x^2(0)}{2} = \frac{g \times |x|^2}{2} = \text{const} , \quad (3.11)$$

охоплюючи як початковий момент часу $t = 0$, так і момент часу, коли швидкість тіла нульова $v(t) = 0$. У цей момент часу $[v(t) = 0]$ переміщення буде

екстремальним її x_i . З урахуванням формул (3.3) та (3.10) можемо записати вираз для максимуму абсолютної величини зусилля в стрижні:

$$|N| = g \times \sqrt{x^2(0) + v^2(0) / w^2} . \quad (3.12)$$

4 Миттєвий імпульс

Умови задачі. У момент часу $t = 0$ на тверде тіло елементарної системи подіяла ударна хвиля, механічним еквівалентом якої будемо вважати миттєвий імпульс сили з інтенсивністю S , спрямований уздовж осі x , після чого елементарна система перейшла в режим власних коливань. Треба визначити:

- переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t ;
- максимум абсолютної величини зусилля в стрижні її N_i .

Розв'язок. Другий закон Ньютона в інтегральній формі стверджує, що імпульс сили дорівнює приросту кількості руху:

$$S = M \times v_2 - M \times v_1 , \quad (4.1)$$

де v_1 – швидкість тіла з масою M до дії імпульсу, v_2 – його швидкість після дії імпульсу.

Дія миттєвого імпульсу з інтенсивністю S на нерухоме тверде тіло з масою M спричиняє його рух зі швидкістю:

$$v(0) = S / M . \quad (4.2)$$

Ця швидкість разом із переміщенням

$$x(0) = 0 \quad (4.3)$$

складають початкові умови руху тіла, який можна описати формулами (3.7) і (3.8). Переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t в цьому разі будуть такі:

$$x(t) = \frac{S}{w \times M} \times \sin(w \times t); \quad v(t) = \frac{S}{M} \times \cos(w \times t); \quad w = \sqrt{\frac{g}{M}} , \quad (4.4)$$

а максимум абсолютної величини зусилля в стрижні виглядатиме так:

$$|N| = \frac{g \times S}{w \times M} = w \times S . \quad (4.5)$$

На рис. 2 для ілюстрації подано графіки відносних безрозмірних величин переміщення x і швидкості v як функцій відносного безрозмірного часу t , які відповідають формулам (4.4).

$$x(t) = \sin(2\varphi t); \quad b(t) = \cos(2\varphi t). \quad (4.6)$$

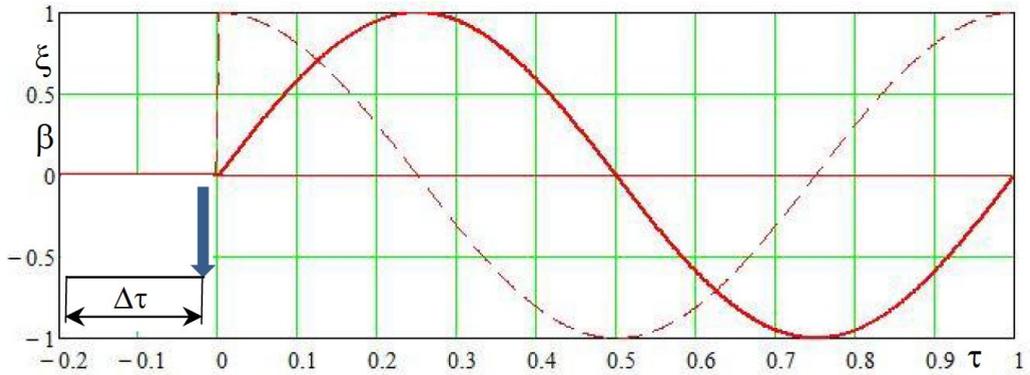


Рис. 2. Відносне переміщення x (суцільна лінія) та відносна швидкість b (штрихова лінія) як функції відносного часу t для миттєвого імпульсу

Залежності щодо зв'язку натуральних і відносних величин:

$$x(t) = \frac{S \times x(t)}{w \times M}; \quad v(t) = \frac{S \times b(t)}{M}; \quad t = \frac{w \times t}{2 \times \varphi}; \quad t = T \times t = \frac{2 \times \varphi \times t}{w}. \quad (4.7)$$

Як показують формули (4.7), відносний час t відраховується у частках періоду T , а відносне переміщення і відносна швидкість – відповідно у частках констант:

$$X = \frac{S}{w \times M}; \quad V = \frac{S}{M}. \quad (4.8)$$

Графік охоплює один повний період коливань твердого тіла й ще деякий додатковий час до прикладення імпульсу сили. Цей додатковий час надає змогу зрозуміти, що в момент прикладення імпульсу швидкість твердого тіла змінюється стрибкоподібно, а графік переміщення тіла миттєво змінює свій нахил.

5 Миттєвий імпульс, поділений навпіл

Умови задачі. До твердого тіла елементарної системи імпульс S прикладають двома рівними частинами (кожна з інтенсивністю $S/2$) із невеликим інтервалом часу між ними Δt . Треба, як і в попередній задачі, визначити:

- переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t ;
- максимум абсолютної величини зусилля в стрижні і M .

Будемо вважати, що першу порцію імпульсу прикладають у момент часу $t = -Dt$, а другу – в момент часу $t = 0$, після чого система переходить у режим вільних коливань.

Розв'язок. Поділимо розглядувану задачу на дві підзадачі.

Перша підзадача охоплює відрізок часу t від дії першої частини імпульсу до дії другої його частини ($-Dt \leq t < 0$). У цій підзадачі треба визначити кінцеві граничні значення переміщення x та його швидкості v як основу для визначення початкових умов другої підзадачі.

Друга підзадача охоплює час, який починається у момент дії другої частини імпульсу ($0 \leq t$). У цій підзадачі треба визначити:

- переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t ;
- максимум абсолютної величини зусилля в стрижні \dot{M} .

Перша й друга підзадачі однотипні. У кожній з них іде мова про вільні коливання елементарної системи після дії імпульсу сили.

Розв'язок першої підзадачі. Початкові умови:

$$x(-Dt) = 0; \quad v(-Dt) = \frac{S}{2 \times M}. \quad (5.1)$$

Виходячи з цих початкових умов, із залежностей (3.2) та (3.5) знайдемо константи A і B :

$$A = \frac{S \times \sin(\omega \times Dt)}{2 \times \omega \times M}; \quad B = \frac{S \times \cos(\omega \times Dt)}{2 \times \omega \times M}. \quad (5.2)$$

Підставляючи ці константи у формули (3.2) та (3.5), отримаємо частинне рішення диференціального рівняння (3.1), яке відповідає умовам першої підзадачі:

$$x(t) = \frac{S}{2 \times \omega \times M} \times [\sin(\omega \times Dt) \times \cos(\omega \times t) + \cos(\omega \times Dt) \times \sin(\omega \times t)], \quad (5.3)$$

$$v(t) = \frac{S}{2 \times M} \times [-\sin(\omega \times Dt) \times \sin(\omega \times t) + \cos(\omega \times Dt) \times \cos(\omega \times t)]. \quad (5.4)$$

Граничні значення переміщення x та його швидкості v у час $t \textcircled{=} 0$:

$$\sup x(t \textcircled{=} 0) = \frac{S \times \sin(\omega \times Dt)}{2 \times \omega \times M}; \quad \inf v(t \textcircled{=} 0) = \frac{S \times \cos(\omega \times Dt)}{2 \times M}. \quad (5.5)$$

Розв'язок другої підзадачі. Початкові умови цієї підзадачі ґрунтуються на кінцевих умовах першої підзадачі. Початкове переміщення другої підзадачі

дорівнює кінцевому переміщенню першої підзадачі, а для отримання початкової швидкості другої підзадачі кінцева швидкість першої підзадачі на основі рівності (4.1) має бути збільшена на величину $S/(2\omega M)$, обумовлену дією другої частини імпульсу:

$$x(0) = \frac{S \times \sin(\omega \times Dt)}{2\omega \times M}; \quad v(0) = \frac{S \times [\cos(\omega \times Dt) + 1]}{2\omega M}. \quad (5.6)$$

Переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t для другої підзадачі знайдемо за формулами (3.7), (3.8):

$$x(t) = \frac{S}{2\omega \times M} \times \{ \sin(\omega \times Dt) \times \cos(\omega \times t) + [\cos(\omega \times Dt) + 1] \times \sin(\omega \times t) \}, \quad (5.7)$$

$$v(t) = \frac{S}{2\omega M} \{ -\sin(\omega \times Dt) \times \sin(\omega \times t) + [\cos(\omega \times Dt) + 1] \times \cos(\omega \times t) \}. \quad (5.8)$$

Розв'язок задачі для імпульсу, поділеного навпіл.

Переміщення x та швидкість твердого тіла v для першого проміжку часу ($-Dt \leq t < 0$) визначають за формулами (5.3) та (5.4), для часу $t \geq 0$ – за формулами (5.7) та (5.8).

На рис. 3 для ілюстрації подано графіки відносних безрозмірних величин переміщення x та швидкості v як функцій відносного безрозмірного часу t . Уведено поняття відносного проміжку часу:

$$Dt = Dt / T. \quad (5.9)$$

Для першого проміжку часу ($-Dt \leq t < 0$):

$$x(t) = [\sin(2\pi \times Dt) \times \cos(2\pi \times t) + \cos(2\pi \times Dt) \times \sin(2\pi \times t)], \quad 2, \quad (5.10)$$

$$v(t) = [-\sin(2\pi \times Dt) \times \sin(2\pi \times t) + \cos(2\pi \times Dt) \times \cos(2\pi \times t)], \quad 2. \quad (5.11)$$

Для другого проміжку часу ($0 \leq t \leq T$):

$$x(t) = \{ \sin(2\pi \times Dt) \times \cos(2\pi \times t) + [\cos(2\pi \times Dt) + 1] \times \sin(2\pi \times t) \} / 2, \quad (5.12)$$

$$v(t) = \{ -\sin(2\pi \times Dt) \times \sin(2\pi \times t) + [\cos(2\pi \times Dt) + 1] \times \cos(2\pi \times t) \} / 2. \quad (5.13)$$

Для побудови графіка прийнято $Dt = 0,2\pi$. Залежності щодо зв'язку натуральних і відносних величин визначають за формулою (4.7).

Оскільки напівімпульси $S/2$ припадають на час $t = -Dt$ і $t = 0$, у цих точках швидкість твердого тіла змінюється стрибкоподібно, а графік переміщення тіла

миттєво змінює свій нахил. Максимальні значення переміщення і швидкості менші порівняно з випадком миттєвого імпульсу.

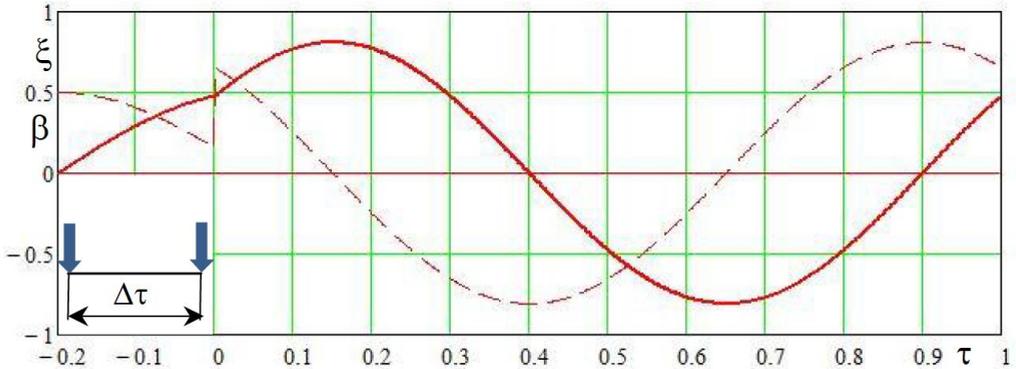


Рис. 3. Відносне переміщення x (суцільна лінія) та відносна швидкість v (штрихова лінія) як функції відносного часу t для імпульсу, поділеного навпіл

Максимум абсолютної величини зусилля в стрижні і M реалізується у другій підзадачі. Скориставшись формулою (3.12), на базі початкових значень (5.6) отримаємо:

$$|N| = w \times S \times \left| \cos \frac{w \times D t}{2} \right|. \quad (5.14)$$

Зазначимо, що максимум абсолютної величини зусилля виражають простою замкненою формулою (5.14).

6 Прямокутний імпульс

Умови задачі. На тверде тіло елементарної системи подієв прямокутний імпульс S у вигляді сили $P = S/Dt$, прикладеної упродовж певного часу Dt , після чого елементарна система перейшла в режим власних коливань. Треба, як і раніше, визначити:

- переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t ;
- максимум абсолютної величини зусилля в стрижні і M .

Розв'язок. Будемо вважати, що сила P діяла на тверде тіло з моменту $t = -Dt$ до моменту $t = 0$. З урахуванням цього поділимо розглядувану задачу на дві підзадачі.

Перша підзадача охоплює відрізок часу $t (-Dt \leq t \leq 0)$. У цій підзадачі треба визначити кінцеві (у момент часу $t = 0$) значення переміщення x та його швидкості v , які будуть початковими умовами для другої підзадачі.

Друга підзадача охоплює час $t > 0$, коли елементарна система перебуває в режимі вільних коливань. У цій підзадачі треба визначити:

- переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t ;
- максимум абсолютної величини зусилля в стрижні і M і N .

Розв'язок першої підзадачі. Диференціальне рівняння руху твердого тіла елементарної системи має вигляд:

$$M \times \frac{d^2 x(t)}{dt^2} + g \times x(t) - P = 0. \quad (6.1)$$

Загальний розв'язок цього рівняння (можна перевірити):

$$x(t) = P / g + A \times \cos(\omega t) + B \times \sin(\omega t). \quad (6.2)$$

Швидкість твердого тіла:

$$v(t) = -A \times \omega \times \sin(\omega t) + B \times \omega \times \cos(\omega t). \quad (6.3)$$

Початкові умови:

$$x(-Dt) = 0; \quad v(-Dt) = \frac{dx(t)}{dt} = 0. \quad (6.4)$$

Виходячи з цих початкових умов, знайдемо константи A і B :

$$A = -\frac{P}{g} \times \cos(\omega Dt); \quad B = \frac{P}{g} \times \sin(\omega Dt). \quad (6.5)$$

Підставляючи ці константи у формулу (6.2), отримаємо частинне рішення диференціального рівняння (6.1), яке відповідає умовам першої підзадачі, тобто залежність переміщення твердого тіла від часу t за умови ($-Dt \leq t \leq 0$):

$$x(t) = \frac{P}{g} \times \{1 - \cos[\omega(t + Dt)]\}. \quad (6.6)$$

Швидкість цього переміщення, як похідна за часом, складає:

$$v(t) = \frac{P \times \omega}{g} \times \sin[\omega(t + Dt)]. \quad (6.7)$$

Кінцеві значення цих величин ($t = 0$):

$$x(0) = \frac{P}{g} \times [1 - \cos(\omega Dt)]; \quad v(0) = \frac{P \times \omega}{g} \times \sin(\omega Dt). \quad (6.8)$$

Розв'язок другої підзадачі. Друга підзадача стосується часу $t \geq 0$, коли система перебуває в стані вільних коливань із початковими умовами (6.8). За формулами (3.7) та (3.8) отримаємо:

$$x(t) = \frac{P}{g} \times \{ \cos[w \times t] - \cos[w \times (t + Dt)] \}, \quad (6.9)$$

$$v(t) = \frac{P \times w}{g} \times \{ \sin[w \times (t + Dt)] - \sin[w \times t] \}. \quad (6.10)$$

Розв'язок задачі для прямокутного імпульсу.

Переміщення x та швидкість твердого тіла v для проміжку часу $(-Dt \leq t < 0)$ визначають за формулами (6.6) та (6.7), для часу $t \geq 0$ – за формулами (6.9) та (6.10).

На рис. 4 подано графіки відносних безрозмірних величин цих функцій – переміщення x та швидкості b залежно від відносного безрозмірного часу t .

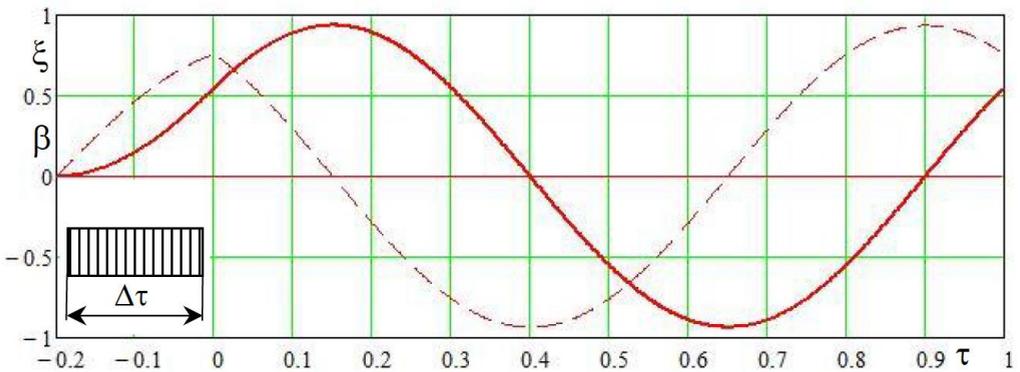


Рис. 4. Відносне переміщення x (суцільна лінія) та відносна швидкість b (штрихова лінія) як функції відносного часу t для прямокутного імпульсу

Для першого проміжку часу $(-Dt \leq t < 0)$:

$$x(t) = \{ 1 - \cos[2 \times \pi \times (t + Dt)] \} / (2 \times \pi \times Dt), \quad (6.11)$$

$$b(t) = \sin[2 \times \pi \times (t + Dt)] / (2 \times \pi \times Dt). \quad (6.12)$$

Для другого проміжку часу $(0 \leq t \leq T)$:

$$x(t) = \{ \cos(2 \times \pi \times t) - \cos[2 \times \pi \times (t + Dt)] \} / (2 \times \pi \times Dt), \quad (6.13)$$

$$b(t) = \{ \sin[2 \times \pi \times (t + Dt)] - \sin(2 \times \pi \times t) \} / (2 \times \pi \times Dt). \quad (6.14)$$

Для побудови графіка прийнято: $Dt = 0,2\lambda$. Відносний час t відраховується у частках періоду T , а відносне переміщення і відносна швидкість – відповідно у частках констант:

$$X = \frac{S \times w}{g} = \frac{S}{w \times M}; \quad V = \frac{S \times w^2}{g} = \frac{S}{M}. \quad (6.15)$$

Максимум абсолютної величини зусилля в стрижні і M реалізується у другій підзадачі. За формулою (3.12) на базі початкових значень (6.8) отримаємо*:

$$|N| = \frac{2 \times S}{Dt} \times \sin \frac{w \times Dt}{2} = w \times S \times \left| \operatorname{sinc} \frac{w \times Dt}{2} \right|. \quad (6.16)$$

У цьому разі маємо також лаконічну замкнуту формулу.

7 Трикутний імпульс

Умови задачі. На тверде тіло елементарної системи подіав розподілений імпульс S , прикладений у вигляді сили P , яка є лінійною функцією часу t :

$$P(t) = - \frac{2 \times S \times t}{Dt^2}. \quad (7.1)$$

Ця сила діяла з моменту $t = -Dt$ до моменту $t = 0$ упродовж відрізка часу Dt , зменшуючись від рівня $2S/Dt$ до нуля, після чого елементарна система перейшла в режим вільних коливань.

Треба, як і раніше, визначити:

- переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t ;
- максимум абсолютної величини зусилля в стрижні і M .

Поділимо розглядувану задачу на дві підзадачі.

Перша підзадача охоплює відрізок часу $t (-Dt \leq t \leq 0)$. У цій підзадачі треба визначити:

- переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t ;
- кінцеві (у момент часу $t = 0$) значення переміщення x та його швидкості v , які будуть початковими умовами для другої підзадачі.

Друга підзадача охоплює час $t \geq 0$, коли елементарна система перебуває в режимі вільних коливань. У цій підзадачі треба визначити:

* Далі використано функцію «кардинальний синус»: $\operatorname{sinc} a = \frac{\sin a}{a}$.

- переміщення x та швидкість твердого тіла v як функції часу t ;
- максимум абсолютної величини зусилля в стрижні \dot{M} .

Розв'язок першої підзадачі. Диференціальне рівняння руху твердого тіла елементарної системи має вигляд:

$$M \times \frac{d^2 x(t)}{dt^2} + g \times x(t) + \frac{2 \times S \times \varkappa}{Dl^2} = 0. \quad (7.2)$$

Загальний розв'язок цього рівняння відносно переміщення:

$$x(t) = - \frac{2 \times S \times \varkappa}{g \times Dl^2} + A \times \cos(\omega t) + B \times \sin(\omega t). \quad (7.3)$$

Загальний розв'язок відносно швидкості:

$$v(t) = \frac{dx(t)}{dt} = - \frac{2 \times S}{g \times Dl^2} - A \times \omega \times \sin(\omega t) + B \times \omega \times \cos(\omega t). \quad (7.4)$$

Початкові умови:

$$x(-Dt) = 0; \quad v(-Dt) = \frac{dx(t)}{dt} = 0. \quad (7.5)$$

Виходячи з цих початкових умов, знайдемо константи A і B :

$$A = - \frac{2 \times S \times \omega}{g \times (\omega \times Dt)^2} \times \{ \omega \times Dt \times \cos(\omega \times Dt) - \sin(\omega \times Dt) \}; \quad (7.6)$$

$$B = \frac{2 \times S \times \omega}{g \times (\omega \times Dt)^2} \times \{ \cos(\omega \times Dt) + \omega \times Dt \times \sin(\omega \times Dt) \}. \quad (7.7)$$

Підставляючи ці константи в загальний розв'язок рівняння (7.3) та (7.4), матимемо частинний розв'язок рівняння, тобто залежність переміщення і швидкості твердого тіла від часу t ($-Dt \leq t \leq 0$):

$$x(t) = \frac{2 \times S \times \omega}{g \times \omega^2 \times Dl^2} \times \{ \sin[\omega(t+Dt)] - \omega t - \omega \times Dt \times \cos[\omega(t+Dt)] \}; \quad (7.8)$$

$$v(t) = \frac{2 \times S}{g \times Dl^2} \times \{ \cos[\omega(t+Dt)] - 1 + \omega \times Dt \times \sin[\omega(t+Dt)] \}. \quad (7.9)$$

Кінцеві значення цих величин ($t = 0$):

$$x(0) = \frac{2 \times S \times \omega}{g \times \omega^2 \times Dl^2} \times \{ \sin(\omega \times Dt) - \omega \times Dt \times \cos(\omega \times Dt) \}; \quad (7.10)$$

$$v(0) = \frac{2 \times S}{g \times Dt^2} \times [\cos(w \times Dt) - 1 + w \times Dt \times \sin(w \times Dt)]. \quad (7.11)$$

Розв'язок другої підзадачі. Друга підзадача стосується часу $t^3 0$, коли система перебуває в стані вільних коливань із початковими умовами (7.10), (7.11). Скориставшись формулами (3.7) та (3.8), отримаємо:

$$x(t) = \frac{2 \times S \times w}{g \times w^2 \times Dt^2} \times \{\sin[w \times (t + Dt)] - \sin(w \times t) - w \times Dt \times \cos[w \times (t + Dt)]\}; \quad (7.12)$$

$$v(t) = \frac{2 \times S}{g \times Dt^2} \times \{\cos[w \times (t + Dt)] - \cos(w \times t) + w \times Dt \times \sin[w \times (t + Dt)]\}. \quad (7.13)$$

Розв'язок задачі для трикутного імпульсу.

Переміщення x та швидкість твердого тіла v для проміжку часу $(-Dt \leq t < 0)$ визначають за формулами (7.8), (7.9), для часу $t^3 0$ – за формулами (7.12), (7.13).

На рис. 5 подано графіки відносних безрозмірних величин цих функцій: переміщення x та швидкості b залежно від відносного безрозмірного часу t .

Для першого проміжку часу $(-Dt \leq t < 0)$:

$$x(t) = \frac{2 \times \{ \sin[2 \times p \times (t + Dt)] - 2 \times p \times t - 2 \times p \times Dt \times \cos[2 \times p \times (t + Dt)] \}}{(2 \times p \times Dt)^2}; \quad (7.14)$$

$$b(t) = \frac{2 \times \{ \cos[2 \times p \times (t + Dt)] - 1 - 2 \times p \times Dt \times \sin[2 \times p \times (t + Dt)] \}}{(2 \times p \times Dt)^2}. \quad (7.15)$$

Для другого проміжку часу $(0 \leq t \leq T)$:

$$x(t) = \frac{2 \times \{ \sin[2 \times p \times (t + Dt)] - \sin(2 \times p \times t) - 2 \times p \times Dt \times \cos[2 \times p \times (t + Dt)] \}}{(2 \times p \times Dt)^2}; \quad (7.16)$$

$$b(t) = \frac{2 \times \{ \cos[2 \times p \times (t + Dt)] - \cos(2 \times p \times t) - 2 \times p \times Dt \times \sin[2 \times p \times (t + Dt)] \}}{(2 \times p \times Dt)^2}. \quad (7.17)$$

Для побудови графіка прийнято: $Dt = 0,2T$. Відносний час t відраховується у частках періоду T , а відносне переміщення x та відносна швидкість b – відповідно до констант X і V формули (6.15).

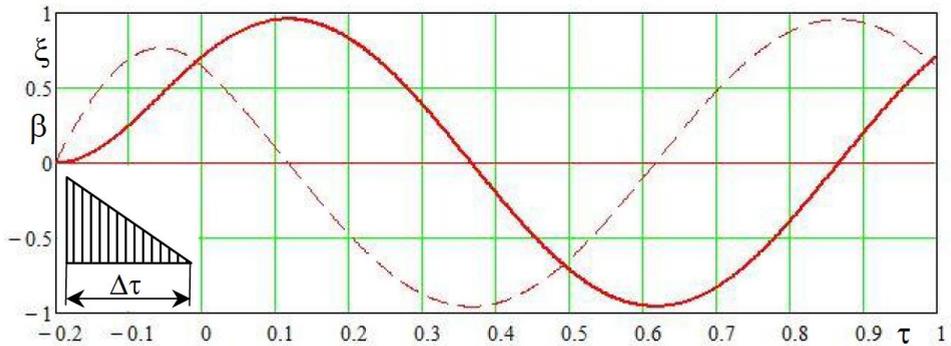


Рис. 5. Відносне переміщення ξ (суцільна лінія) та відносна швидкість β (штрихова лінія) як функції відносного часу τ для трикутного імпульсу

Максимум абсолютної величини зусилля в стрижні \dot{M} реалізується у другій підзадачі. За формулою (3.12) на базі початкових значень (7.10), (7.11) отримаємо:

$$|N| = S \times w \times \frac{2}{w \times D t} \times \sqrt{\frac{4}{w^2 \times D t^2} \times \sin^2 \frac{w \times D t}{2} - 2 \times \frac{\sin(w \times D t)}{w \times D t} + 1}, \quad (7.18)$$

що можна записати компактніше так:

$$|N| = S \times w \times \frac{2}{w \times D t} \times \sqrt{\text{sinc}^2(w \times D t / 2) - 2 \times \text{sinc}(w \times D t) + 1}. \quad (7.19)$$

Неприємність цієї замкненої формули полягає в тому, що в разі $D t \rightarrow 0$ формула набуває невизначеності, але ця невизначеність розкривається так: $\dot{M} \rightarrow S \times w$.

8 Порівняння

Показником для порівняння оберемо зусилля у пружному стрижні, який з'єднує тверде тіло з нерухомою опорою. Завбачливо, для всіх задач раніше було виведено формули (4.5), (5.14), (6.16) та (7.19) щодо визначення максимуму абсолютної величини зусилля в стрижні \dot{M} залежно від інтервалу фрагментації імпульсу $D t$. Усі формули виявилися точними й замкненими, такими що вможливають виконати порівняння зусиль у стрижні і для короткого, і для тривалого часу фрагментації імпульсу за порівняння з періодом власних коливань пружної системи. Закономірності короткого часу фрагментації мають значення для апроксимації складної форми імпульсу більш простими, а закономірності тривалого часу допомагають оцінити, як впливає фрагментація імпульсу на збудження високочастотних коливань.

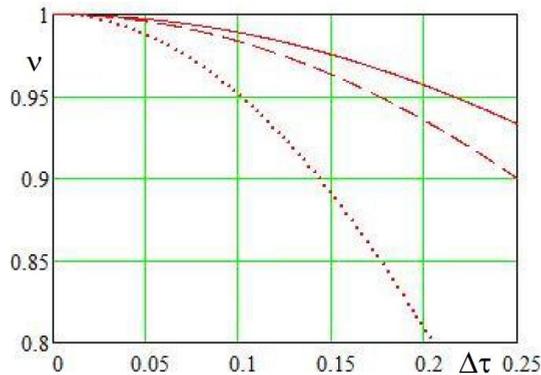


Рис. 6. Відносний максимум абсолютної величини зусилля n як функція відносного проміжку часу Dt : для імпульсу, поділеного навпіл (пунктирна лінія), для прямокутного імпульсу (штрихова лінія), для трикутного імпульсу (суцільна лінія)

Будемо користуватися як аргументом – відносним проміжком часу Dt відповідно до формули (5.9) і як функцією – відносним максимумом абсолютної величини зусилля:

$$n = |N| / (S \times w). \quad (8.1)$$

На рис. 6 подано графіки максимуму абсолютної величини зусилля iM_i у випадку короткого часу фрагментації $Dt \leq 0,25$ для трьох форм імпульсу порівняно з зусиллям $S \times w$ від миттєвого імпульсу. Всі графіки показують, що зі зменшенням проміжку часу Dt зусилля в стрижні прямує до значення $S \times w$, яке відповідає миттєвому імпульсу. У разі додатного часу Dt для всіх випадків $iM_i < S \times w$.

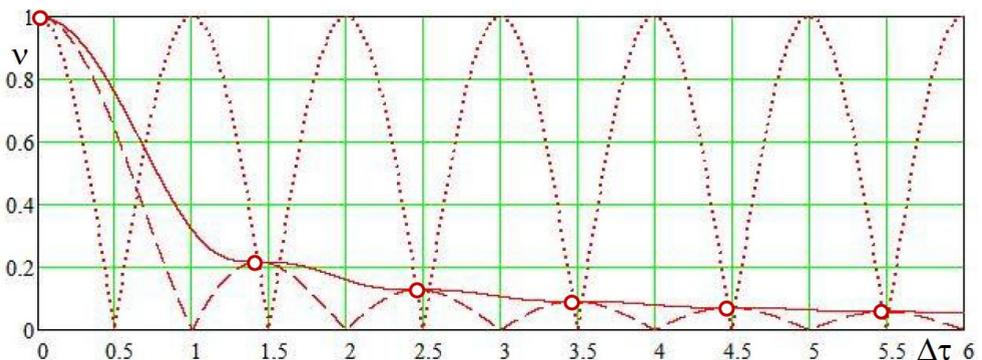


Рис. 7. Відносний максимум абсолютної величини зусилля n як функція відносного проміжку часу Dt у разі високочастотної системи: для імпульсу, поділеного навпіл (пунктирна лінія), для прямокутного імпульсу (штрихова лінія), для трикутного імпульсу (суцільна лінія)

Графік на рис. 7 охоплює шість періодів коливань. Його можна використовувати для вивчення коливань та їхніх обертонів із періодом значно коротшим, ніж час дії одного реального імпульсу.

Із графіка видно, що збудження коливань парою напівімпульсів залежить від того, чи потрапляє ця пара в резонанс із коливальною системою, чи ні. Інтервал між напівімпульсами, кратний періоду коливань, призводить до коливань із такою самою амплітудою, як і в разі повного миттєвого імпульсу. Кратне збільшення інтервалу часу між напівімпульсами в умовах резонансу не зменшує амплітуду коливань.

Прямокутний імпульс має і резонансні, і амплітудні властивості. Імпульс, тривалість якого кратна періоду коливань, сам себе компенсує і коливань не спричиняє. Відносний максимум амплітуди коливань відбувається в проміжках між цими кратними значеннями. Однак, чим більші аргмаксимуми**, тим менші відносні максимуми як такі.

Трикутна форма імпульсу резонансних властивостей не має. Збільшення тривалості трикутного імпульсу призводить до зменшення інтенсивності коливань.

Неймовірно, але факт: у точках місцевого максимуму функції $\left| \operatorname{sinc} \frac{w \times D t}{2} \right|$ перетинаються всі три криві на рис. 7.

9 Висновки

9.1 Максимальне за абсолютною величиною зусилля \dot{M}_i у стрижні елементарної системи з власною кутовою частотою коливань w після прикладення до неї миттєвого імпульсу S можна визначити за формулою: $\dot{M}_i = S w$.

9.2 Фрагментація миттєвого імпульсу у розглянутих випадках (заміна одного миттєвого імпульсу: двома послідовними миттєвими напівімпульсами; прямокутним імпульсом тієї самої інтенсивності; трикутним низхідним імпульсом тієї самої інтенсивності) не призводить до збільшення зусилля \dot{M}_i .

9.3 Дія на стрижень елементарної системи прямокутного імпульсу тривалістю 0,25 власного періоду коливань відрізняється від дії миттєвого імпульсу такої самої інтенсивності приблизно на 10 %.

9.4 Дія на стрижень елементарної системи прямокутного імпульсу тривалістю 0,1 власного періоду коливань відрізняється від дії миттєвого імпульсу такої самої інтенсивності лише на 2 %.

** Аргмаксимум – значення аргумента, яке відповідає максимуму функції.

9.5 Інтенсивність високочастотних коливань із періодом, меншим за третину тривалості активного тиску ударної хвилі, не перевищує 10 % інтенсивності низькочастотних коливань, спричинених таким самим імпульсом.

10 Додаток

У цьому розділі статті розглянуто просту механічну консервативну систему з одним ступенем свободи для вивчення взаємодії імпульсів, прикладених у різний час у різних точках.

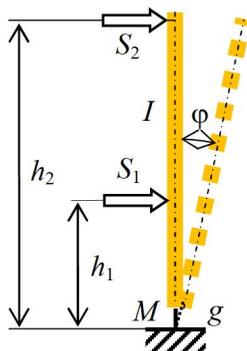


Рис. 8. Проста система

Розглядувана система – це масивний жорсткий стрижень, пружно затиснутий своєю нижньою стороною (рис. 8). Стрижень має один ступінь свободи, який надає йому змогу обертатись навколо нижньої точки як твердому тілу, але кут відхилення φ будемо вважати невеликим. Жорсткість пружного закріплення g така, що кут φ спричиняє пропорційний йому згинальний момент:

$$M = g \varphi \quad (10.1)$$

у точці закріплення. Момент інерції стрижня відносно точки закріплення I .

На тверде тіло можуть діяти миттєві імпульси сили S_1 і S_2 на відстанях h_1 і h_2 від точки закріплення відповідно.

Вивченню підлягають: кут повороту φ , його швидкість v і максимальне значення абсолютної величини згинального моменту \dot{M} у точці закріплення.

Умови задачі. На стрижень діє спочатку миттєвий імпульс S_1 , а потім миттєвий імпульс S_2 з інтервалом часу Δt між ними.

Треба визначити:

- кут повороту φ та його швидкість v як функції часу t ;
- максимум абсолютної величини згинального моменту \dot{M} .

Будемо вважати, що перший імпульс прикладають у момент часу $t = -Dt$, а другий – у момент часу $t = 0$. Після прикладення першого імпульсу та після прикладення другого імпульсу система перебуває в режимі вільних коливань.

Розглянемо диференціальне рівняння вільних коливань системи, яке має такий вигляд:

$$I \times \frac{d^2 j(t)}{dt^2} + g \times j(t) = 0. \quad (10.2)$$

Воно пов'язує кут повороту j із часом t .

Загальний розв'язок цього рівняння:

$$j(t) = A \times \cos(\omega t) + B \times \sin(\omega t), \quad (10.3)$$

де A і B – довільні константи; ω – власна частота коливань:

$$\omega = \sqrt{g / I}. \quad (10.4)$$

Формула (10.3) визначає функціональну залежність кута повороту від часу. Швидкість цього повороту є його похідною за часом і виглядає так:

$$v(t) = \frac{dj(t)}{dt} = -A \times \omega \times \sin(\omega t) + B \times \omega \times \cos(\omega t). \quad (10.5)$$

Формула (10.3) охоплює всі можливі реалізації власних коливань. Конкретна реалізація (або частинний розв'язок рівняння (10.2)) характеризується початковими умовами $j(0)$ та $v(0)$, за допомогою яких можна визначити довільні константи:

$$A = j(0); \quad B = v(0) / \omega. \quad (10.6)$$

Кут повороту та його швидкість для цього частинного розв'язку виглядають так:

$$j(t) = j(0) \times \cos(\omega t) + v(0) / \omega \times \sin(\omega t), \quad (10.7)$$

$$v(t) = -j(0) \times \omega \times \sin(\omega t) + v(0) \times \cos(\omega t). \quad (10.8)$$

Згинальний момент легко обчислити через жорсткість пружного закріплення і кут повороту стрижня:

$$M(t) = g \times j(t). \quad (10.9)$$

Максимум абсолютної величини згинального моменту $|M|$ відповідає максимуму абсолютної величини кута повороту $|j|$.

$$|M| = g \times |j|. \quad (10.10)$$

У разі вільних коливань консервативної системи її повна енергія E (кінетична плюс потенціальна) постійна в часі:

$$E = \frac{I \dot{\varphi}^2(t)}{2} + \frac{g \dot{\varphi}^2(t)}{2} = \frac{I \dot{\varphi}^2(0)}{2} + \frac{g \dot{\varphi}^2(0)}{2} = \frac{g \dot{\varphi}^2}{2} = \text{const}, \quad (10.11)$$

охоплюючи як початковий момент часу $t = 0$, так і момент часу, коли кутова швидкість стрижня нульова $v(t) = 0$. У цей момент часу $[v(t) = 0]$ кут буде екстремальним $\ddot{\varphi} = 0$. З урахуванням формул (10.4) і (10.11) можемо написати вираз для максимуму абсолютної величини моменту в закріпленні:

$$|M| = g \sqrt{\dot{\varphi}^2(0) + v^2(0)} / \omega^2. \quad (10.12)$$

Розв'язок. Поділимо розглядувану задачу на дві підзадачі.

Перша підзадача охоплює відрізок часу t від дії імпульсу S_1 до дії імпульсу S_2 ($-Dt \leq t < 0$). У цій підзадачі треба визначити кінцеві ($t = 0$) граничні значення кута повороту φ і його швидкості v як основу для визначення початкових умов другої підзадачі.

Друга підзадача охоплює час, який починається у момент дії імпульсу S_2 ($0 \leq t$).

У цій підзадачі треба визначити:

- кут повороту φ та його швидкість v як функції часу t ;
- максимум абсолютної величини згинального моменту M .

Перша й друга підзадачі однотипні. У кожній з них іде мова про вільні коливання елементарної системи після дії імпульсу сили.

Розв'язок першої підзадачі. Початкові умови:

$$x(-Dt) = 0; \quad v(-Dt) = \frac{S_1 \mathcal{A}_1}{I}. \quad (10.13)$$

Виходячи з цих початкових умов, із залежностей (10.7) та (10.8) знайдемо константи A і B :

$$A = \frac{S_1 \mathcal{A}_1 \sin(\omega Dt)}{\omega I}; \quad B = \frac{S_1 \mathcal{A}_1 \cos(\omega Dt)}{\omega I}. \quad (10.14)$$

Підставляючи ці константи у формули (10.3) та (10.5), отримаємо частинне рішення диференціального рівняння (10.2), яке відповідає умовам першої підзадачі:

$$\varphi(t) = \frac{S_1 \mathcal{A}_1}{\omega I} \sin[\omega(t + Dt)]; \quad (10.15)$$

$$v(t) = \frac{S_1 \times \mathcal{A}_1}{I} \times \cos[w \times (t + Dt)]. \quad (10.16)$$

Граничні значення переміщення x та його швидкості v у час $t \textcircled{=} 0$:

$$\lim_{t \textcircled{=} 0} j = \frac{S_1 \times \mathcal{A}_1 \times \sin(w \times Dt)}{w \times I}; \quad \lim_{t \textcircled{=} 0} v = \frac{S_1 \times \mathcal{A}_1 \times \cos(w \times Dt)}{I}. \quad (10.17)$$

Розв'язок другої підзадачі. Початкові умови цієї підзадачі базуються на кінцевих умовах першої підзадачі. Початковий кут повороту другої підзадачі дорівнює кінцевому куту повороту першої підзадачі, а для отримання початкової швидкості другої підзадачі кінцева швидкість першої підзадачі на основі рівності

$$S_2 \times \mathcal{A}_2 = I \times v(0) - I \times \lim_{t \textcircled{=} 0} v(t) \quad (10.18)$$

має бути збільшена на величину $S_2 \times \mathcal{A}_2 / I$, спричинену дією імпульсу S_2 :

$$j(0) = \frac{S_1 \times \mathcal{A}_1 \times \sin(w \times Dt)}{w \times I}; \quad v(0) = \frac{S_1 \times \mathcal{A}_1 \times \cos(w \times Dt) + S_2 \times \mathcal{A}_2}{I}. \quad (10.19)$$

Кут повороту j та його швидкість v як функцію часу t для другої підзадачі знайдемо за формулами (10.7) та (10.8):

$$j(t) = \frac{S_1 \times \mathcal{A}_1}{w \times I} \times \sin[w \times (t + Dt)] + \frac{S_2 \times \mathcal{A}_2}{w \times I} \times \sin(w \times t); \quad (10.20)$$

$$v(t) = \frac{S_1 \times \mathcal{A}_1}{I} \times \cos[w \times (t + Dt)] + \frac{S_2 \times \mathcal{A}_2}{I} \times \cos(w \times t). \quad (10.21)$$

Розв'язок задачі. Повертаючись до задачі в цілому, зазначимо, що кут повороту j та його швидкість v для проміжку часу $(-Dt \leq t < 0)$ визначають за формулами (10.15) та (10.16), а для наступного часу $(t \geq 0)$ – за формулами (10.20) та (10.21).

Для переходу до безрозмірних координат уведемо константу K та кутову змінну g

$$K = \frac{\sqrt{(S_1 \times \mathcal{A}_1)^2 + (S_2 \times \mathcal{A}_2)^2}}{w \times I}; \quad g = \text{atan} 2(S_1 \times \mathcal{A}_1, S_2 \times \mathcal{A}_2) \quad (-p < g \leq p). \quad (10.22)$$

Ці змінні підтримують такі залежності:

$$\frac{S_1 \times \mathcal{A}_1}{w \times I} = K \times \cos g; \quad \frac{S_2 \times \mathcal{A}_2}{w \times I} = K \times \sin g. \quad (10.23)$$

Використовуючи їх, формули (10.15), (10.16) можна переписати так:

$$j(t) = K \times \cos g \times \sin[w \times (t + Dt)]; \quad v(t) = w \times K \times \sin g \times \cos[w \times (t + Dt)]; \quad (10.24)$$

формули (10.19) – так:

$$j(0) = K \times \cos g \times \sin(w \times Dt); \quad v(0) = w \times K \times [\cos g \times \cos(w \times Dt) + \sin g]; \quad (10.25)$$

а формули (10.20) і (10.21) – так:

$$j(t) = K \times \{\cos g \times \sin[w \times (t + Dt)] + \sin g \times \sin(w \times t)\}; \quad (10.26)$$

$$v(t) = w \times K \times \{\cos g \times \cos[w \times (t + Dt)] + \sin g \times \cos(w \times t)\}. \quad (10.27)$$

Визначимо максимум абсолютної величини моменту в закріпленні \dot{M} , скориставшись формулою (10.25):

$$|M| = g \times K \times \sqrt{[\cos g \times \sin(w \times Dt)]^2 + [\cos g \times \cos(w \times Dt) + \sin g]^2}; \quad (10.28)$$

або, що те саме:

$$|M| = g \times K \times \sqrt{\sin(2 \times g) \times \cos(w \times Dt) + 1}. \quad (10.29)$$

Таким чином і в цьому випадку знайдено замкнуту формулу для визначення максимальної абсолютної величини моменту \dot{M} , що слугує для оцінювання неодноразової дії імпульсів. На рис. 9 у графічному вигляді зображено безрозмірний коефіцієнт $m(g, Dt)$ для визначення цієї величини.

$$m(g, Dt) = \sqrt{[\sin(2 \times g) \times \cos(2 \times p \times Dt) + 1] / 2}. \quad (10.30)$$

Дійсне значення моменту можна обчислити так:

$$|M| = \sqrt{2} \times g \times K \times m(g, Dt), \quad (10.31)$$

де Dt визначається формулою (5.9), а K та g – залежностями (10.22).

Коефіцієнт m подано графічно в лініях рівня. Кожна точка площини графіка відповідає кутіві g (абсциса), яким визначається співвідношення між моментами імпульсів $S_1 \times \mathcal{A}_1$ і $S_2 \times \mathcal{A}_2$, а також часу Dt (ордината), який показує, наскільки пізніше подіяв імпульс S_2 порівняно з дією імпульсу S_1 .

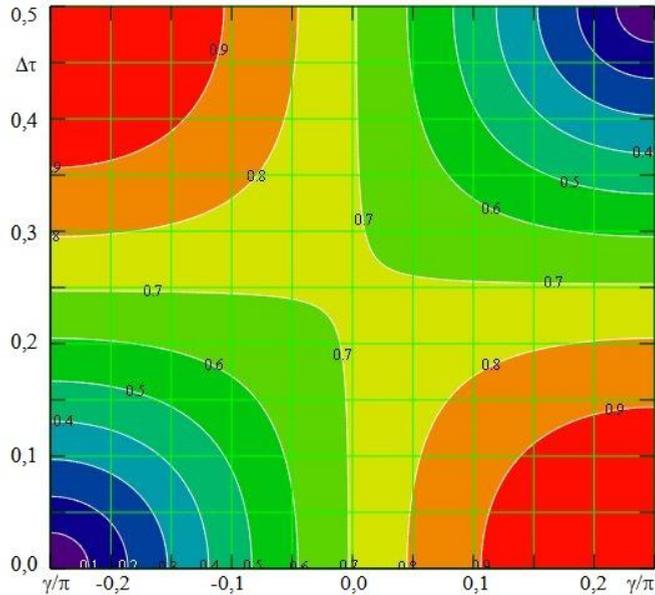


Рис. 9. Безрозмірний коефіцієнт $m(g, Dt)$ абсолютної величини моменту $|M|$

Права половина площини графіка, де $g > 0$, містить точки, в яких моменти імпульсів спрямовано в один бік, а ліва половина площини графіка, де $g < 0$, – точки, в яких моменти імпульсів спрямовано в протилежні боки. У правій половині графіка для інтервалу $Dt = 0$ коефіцієнт m – максимальний (імпульси діють одночасно), а в лівій половині навпаки – мінімальний, і він збільшується разом зі збільшенням Dt .

Відтак, для розглянутої системи з одним ступенем свободи рознесення дії імпульсів у часі призводить до збільшення розрахункового зусилля лише у випадках, коли моменти імпульсів спрямовано в протилежних напрямках.

Література

- [1] Бидерман, В. Л. Теория механических колебаний [Текст] / В. Л. Бидерман. – М. : Высшая школа, 1980. – 408 с.
- [2] Бирбраер, А. Н. Экстремальные воздействия на сооружения [Текст] / А. Н. Бирбраер, А. Ю. Роледер. – СПб. : Атомэнергопроект, 2009. – 594 с.
- [3] Пановко, Я. Г. Основы прикладной теории упругих колебаний [Текст] / Я. Г. Пановко. – М. : Машгиз, 1957. – 336 с.
- [4] Рабинович, И. М. Расчет сооружений на импульсные воздействия [Текст] / И. М. Рабинович, А. П. Сеницын, О. В. Лужин, В. М. Теренин. – М. : Стройиздат, 1970. – 83 с.

Impulse Fragmentation

V. Gordeiev, Honored Worker of Science and Technology of Ukraine, Dr. Sc. (Eng.), Prof.

V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction, Ukraine

Abstract. This paper compares the action of an instantaneous force impulse on an elastic system with the actions of force impulses of the same intensity but distributed over time. An elementary mechanical system with a single degree of freedom is considered, consisting of a massive body attached to a fixed support by an elastic rod (spring element). The basis for comparison is the internal force in the elastic rod.

In addition to the instantaneous force impulse, three types of impulse fragmentation are examined: two half-impulses separated in time, a rectangular impulse, and a descending triangular impulse. Based on the differential equation of motion of the massive body, the transient process and free vibrations of the system are investigated. Particular attention is given to the maximum magnitude of the internal force in the elastic rod.

All results are obtained in closed analytical form. Graphs of relative dimensionless displacements of the massive body and its velocity are presented. The internal forces in the elastic rod are determined and compared under different types of impulse fragmentation.

The comparison demonstrates that the instantaneous impulse fragmentation does not lead to an increase in the internal force in the rod. The closed analytical form of the results makes it possible to study the action of an impulse lasting for any number of natural vibration periods. On this basis, a conclusion is drawn regarding the negligible influence of a real blast wave on the generation of higher harmonics.

The paper includes an appendix in which a simple mechanical conservative system with a single degree of freedom is examined to study the interaction of impulse loads applied at different times and at different points. For the considered single degree of freedom system, the temporal separation of impulse actions leads to an increase in the calculated internal force only when the impulses are exerted in reverse directions.

Although the subject of consideration involves elementary problems, the paper clarifies several debated issues in the evaluation of dynamic effects and may be useful for developers of structural analysis software for blast wave loading as well as for use as a teaching aid in the educational process.

Key words: blast wave, structural vibration process, impulse load, impulse fragmentation.

Надійшла до редколегії 25.10.2024 р.

УДК 624.014.2:725.2

Деякі питання проектування Багатофункціонального комплексу «Gulliver»

Шимановський О. В., член-кореспондент НАН України,
лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки,
заслужений діяч науки і техніки України, д-р техн. наук, професор

Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського, Україна

Анотація. В статті викладено інформацію щодо проектування Багатофункціонального комплексу «Gulliver» (БФК «Gulliver»), яке проводило ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського», починаючи з 2005 року. Послідовно висвітлено історію розроблення проекту металоконструкцій комплексу – від ознайомлення з архітектурним завданням до відпрацювання оптимальної конструктивної схеми металевого каркаса та його розрахунку. Наголошено на тому, що цю схему прийнято з урахуванням того факту, що два великі конструктиви БФК «Gulliver» – дві вежі бізнес-центру та торгово-розважального центру (ТРЦ) – розташовано впритул один до одного, а між собою розділено деформаційним швом. Зважаючи на це, конструктивну схему металевого каркаса вирішено рамною структурно-комбінованою: уздовж літерних осей Б, Г, Ж, К від рівня 0,000 до +21,600 – рамною жорстковузловою, а вздовж цифрових осей – із використанням як жорстких, так і шарнірних вузлів. Зазначено, що для колон каркаса застосовано зварні двотаври, а для ригелів і другорядних балок – прокатні двотаври № 36. Перекриття ТРЦ прийнято монолітними залізобетонними завтовшки 150 мм із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу так, щоб забезпечити спільну роботу з металевими другорядними балками на перших семи поверхах будівлі з метою формування сталезалізобетонних дисків переkritтів. Водночас стінові огорожувальні конструкції на більшій частині фасадів виконано заскленням віконних прорізів, а на деяких ділянках – із сендвіч-панелей, для закріплення яких застосовано фахверкові стояки.

Надано характеристику додатковим конструктивам ТРЦ, що з'являлись час од часу в процесі розроблення проекту його металевих конструкцій, зокрема: будівлі котельної, офісної надбудови, басейну та надбудови над ним, будівлі семизального кінотеатру та в передній частині будівлі ТРЦ в осях 1а/1–1, Е–Л.

По-перше, котельню розташовано на рівні +45,900 в осях А–Г, 8/9–13. Колони каркаса котельні прийнято зі зварних двотаврів і зварених у прямокутник двох швелерів, ригелі – з прокатного двотавра, а прогони – з прокатних швелерів. Посеред котельні розміщено каркаси різноманітних технологічних площадок і додаткові конструкції для низки технічних пристроїв і систем.

По-друге, п'ятиповерховий рамний каркас офісної надбудови розташовано між рівнями від +45,900 до +69,860 в осях Г–К, 2–7. Крайні колони каркаса, розміщені вздовж контуру офісної надбудови, прийнято з прокатних круглих труб, середні колони – зварними зі сталевих листів, вони мають квадратний поперечний переріз, ригелі – зі зварного двотавра, а другорядні балки – з прокатних двотаврів. Що ж стосується покриття, то його прогони виконано з прокатних швелерів, а горизонтальні в'язі – з кутиків. Перекриття офісної надбудови прийнято монолітними залізобетонними завтовшки 150 мм із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу, яку укладено зверху металевих балок.

По-третє, чашу басейну прийнято з тонкої листової нержавкої сталі, а її конструктивні елементи – з прокатних двотаврів. Чаша басейну спирається на влаштовані на 1,5 м нижче рівня +45,900 несні конструкції з розмірами 13×28 м, які передають навантагу безпосередньо на колони каркаса ТРЦ. Ригелі несних конструкцій виконано зі зварного двотавра, другорядні балки – з прокатних двотаврів, а монолітну залізобетонну плиту переkritтя завтовшки 150 мм – із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу.

По-четверте, надбудова над басейном заввишки 8,5 м налічує два поверхи і складається з двох частин, перша з яких розташована в осях А–В, 6–8/9 і має розмір 16×23,7 м, а друга – в осях В–Ж, 8/9–13 і має розмір 26,9×32 м. Виконані з круглих труб та зварених у коробку прокатних швелерів крайні колони каркаса надбудови поєднано з ригелями за допомогою шарнірних вузлів. Ригелі й другорядні балки першого поверху прийнято зі зварних двотаврів, другорядні балки – з прокатних двотаврів, а горизонтальні в'язі – з прокатних кутиків. Уздовж осі 7 між осями А–В на всю висоту поверху розташовано ферму, елементи якої виконано зі зварних двотаврів зі сталі С245. По осях 8/9, 13 в осях Д–Ж і по осях А, В, Г, Д, Е, Ж розміщено в'язевий каркас. Монолітну залізобетонну плиту перекриття завтовшки 150 мм виконано із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу.

По-п'яте, кінотеатр розташовано на сьомому поверсі ТРЦ БФК «Gulliver», сім залів якого мають індивідуальну форму, планування та розміри. Похила за висотою споруда амфітеатру кінотеатру заввишки 4,65 м прямокутна в плані з розмірами 8,0×29,8 м в осях 6–11, Д–Е; 8,0×48,0 м в осях 6–13, В–Г; 8,0×24,0 м в осях 11–14, Е–Ж. Галерея кінопроекційної також прямокутна в плані з розмірами 8,0×54,5 м на рівні +38,000 та 8,0×25,35 м на рівні +37,100. Каркас амфітеатру складено з головних балок, з'єднаних з існуючими колонами основного каркаса ТРЦ і новими стояками. А для зменшення товщини монолітної залізобетонної плити передбачено встановлення другорядних балок, також для підсилення ригелів і балок в осях 6–8/9, Е та 11–14, Ж каркас доповнено вертикальними в'язями. Стояки прийнято з квадратним поперечним перерізом, зварні з прокатних швелерів. Головні балки запроєктовано зі зварних і прокатних двотаврів, другорядні балки – з прокатних двотаврів і швелерів, а в'язі – з кутиків. Монолітну залізобетонну плиту перекриття завтовшки 150 мм виконано з застосуванням незнімної опалубки з профнастилу.

По-шосте, передня частина будівлі ТРЦ має чотири поверхи заввишки загалом 21,60 м, її вирішено у вигляді прямокутного трикутника з розмірами 24,82×33,43 м. Каркас будівлі складено з рам по літерних і цифрових осях. Уздовж гіпотенузи прямокутного трикутника, яку утворює в плані будівля на рівні +5,400, розміщено дві ферми, на які спираються проміжні колони трьох вищих поверхів. Поперечні перерізи колон рам каркаса прийнято зварними квадратними й двотавровими, ригелів рам – зварними та з прокатних двотаврів, а другорядних балок – зі зварних та прокатних двотаврів і швелерів. Верхні пояси ферм прийнято з прямокутним зварним поперечним перерізом, нижні пояси й розкоси – з прокатних швелерів, зварених у прямокутний замкнений поперечний переріз, а в'язі – з прокатних швелерів. По ригелях і другорядних балках улаштовано монолітну залізобетонну плиту перекриття завтовшки 150 мм, виконану з застосуванням незнімної опалубки з профнастилу.

Значної уваги приділено додатковим металевим конструкціям, що з'явилися вже після 2013 року, наприкінці якого відбулося технічне й урочисте відкриття ТРЦ БФК «Gulliver». Зокрема, офісу ТОВ «Греммерлі», розташованого на двох останніх поверхах надбудови над будівлею ТРЦ між рівнями від +57,750 до +69,860, який містить різноманітні мітингові з лаунж-зонами, розміщеними на обох поверхах і на антресольному рівні, у складі проекту якого розроблено металеві конструкції підвісного пішохідного моста, елементи радіальних сходів на антресольний поверх, гвинтові сходи та каркаси чотирьох внутрішніх невеликих приміщень офісу, а також тримальних конструкцій двох фасадних LED-екранів, перший з яких встановлено на вежі бізнес-центру, а другий, до речі, найбільший в Україні та Європі через свою площу близько 3500 м² – на фасаді ТРЦ «Gulliver». Габарити першого медіафасаду дорівнюють 10,24×20,80 м, а габарити другого – 35,84×16,80 м. Каркаси цих тримальних конструкцій складено з різних частин: вертикальних ферм, центральних рам, горизонтальних і вертикальних елементів обрешітки; площадок і сходів для експлуатації відеоекранів. Конструктивно каркаси вирішено у вигляді просторової системи, в якій вертикальні ферми та стояки центральних рам шарнірно спираються на консольні опори, жорстко прикріплені до існуючого металевого каркаса будівлі.

Ключові слова: вихідні дані, проектування, розрахунок, сталеві конструкції, конструктивні рішення, надбудова, котельня, басейн, кінотеатр, LED-екран.

Передмова

Добре відомо, що Багатофункціональний комплекс «Gulliver» (БФК «Gulliver») розташовано безпосередньо в центрі м. Києва – в самому серці ділової та культурно-історичної частини міста на Спортивній площі. Структурно БФК «Gulliver» поєднує дві вежі бізнес-центру категорії «А» та дотичний до них, але відділений від веж деформаційним швом торгово-розважальний центр (ТРЦ) на дев'ять надземних і чотири підземні поверхи. Найвища вежа бізнес-центру налічує 33 поверхи й досягає 141,8 м заввишки, що фактично дозволяє застосувати для неї вираз «хмарочос», поневаж ця вежа є однією з найвищих українських будівель!

Загальна площа БФК «Gulliver» дорівнює 157 400 м², а корисна – 155 000 м², на якій на відвідувачів чекають офіси, першокласні бутики відомих брендів, кав'ярні та ресторани, підземний супермаркет (мінус перший поверх), боулінг на 24 доріжках, семизальний кінотеатр, фітнес-клуб із 25-метровим басейном завглибшки 1,4 м та безліч інших розваг і послуг. Будівлю обладнано 28 швидкісними ліфтами, паркінгом на 750 машино-місць (поверхи з мінус четвертого до мінус другого), сучасними інженерними системами опалення, вентиляції, кондиціонування, пожежної безпеки та енергопостачання, які забезпечують комфортне перебування гостей. Великий вибір унікальних послуг і високий рівень сервісу роблять БФК «Gulliver» ідеальним варіантом у столиці не тільки для праці, а й для розваг.

Далі згадаємо про те, що ще з давніх-давен на місці сучасної Спортивної площі було болото з невеличким плесом чистої води посередині, що підживлювали стікаючі з довколишніх гір і пагорбів струмки (зокрема, Хрещатицький і Кловський) та стічними водами з вул. Хрещатик, які відводилися крізь прокладений уздовж вул. Басейної водозбірний рів (за іншими версіями – яр). Упродовж XVIII століття болото поступово осушили та безладно засипали, а впорядковану в такий спосіб територію у XIX столітті почали використовувати за різноманітною господарською призначеністю. Пізніше його повністю засипали й на тому місці збудували ринкову площу [1, 2]. Що ж стосується не такого вже й далекого XX століття, то в його 70-х роках на місці хмарочоса БФК «Gulliver» на Спортивній площі був затишний сквер (рис. 1, а). Згодом, а точніше наприкінці 80-х років, тут спочатку побудували станцію метро «Палац спорту», а в середині 90-х років – розворотне кільце одного з найзручніших київських трамвайних маршрутів № 27, що з'єднував Печерський та Воскресенський райони (тобто два береги р. Дніпра у м. Києві), яке проіснувало близько п'яти років. Проте в 2001 році під час великого демонтажу трамвайного сполучення у центрі м. Києва кільце розібрали (одночасно з цим, до речі, скверу

також не стало), що призвело до вивільнення доволі великої земельної ділянки для будівництва поряд із важливим транспортним вузлом. Але пам'ять про це залишилась, оскільки на фасаді БФК «Gulliver» встановлено пам'ятний знак, який нагадує про київський трамвай № 27 (рис. 1, б, в).

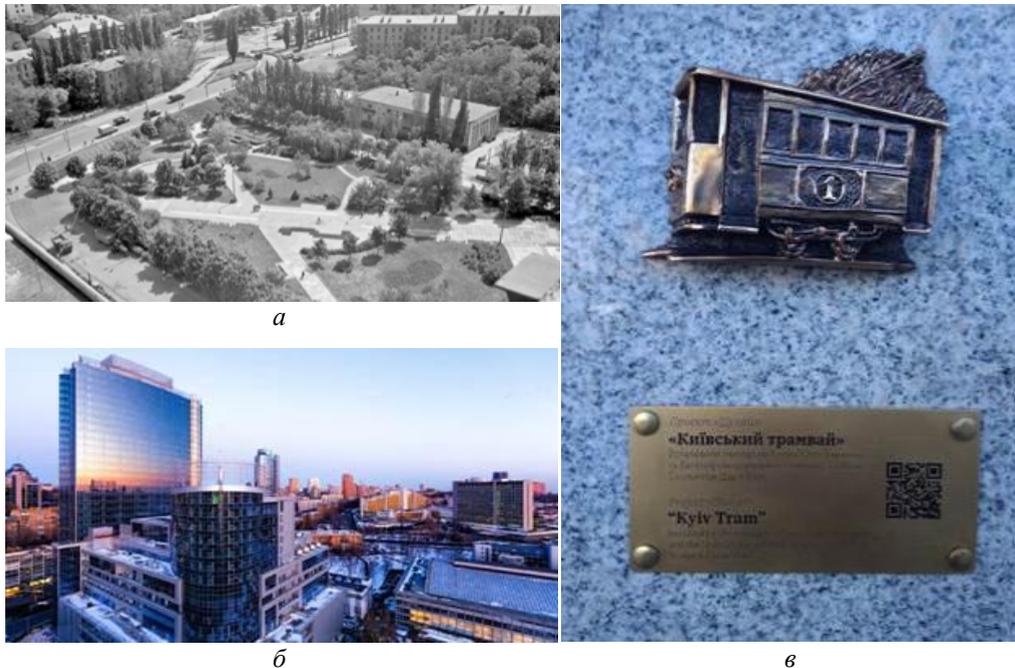


Рис. 1. Загальні вигляди скверу на Спортивній площі (а), БФК «Gulliver» (б) і пам'ятного знаку про київський трамвай на його фасаді (в)

Перші проекти БФК «Gulliver» (щоправда, під іншою назвою – «Continental», тому що комплекс отримав свою постійну назву «Gulliver» тільки в серпні 2011 року) з'явилися вже у 2002 році, а будівництво розпочалося у серпні 2003 року (рис. 2).

Проте спорудження просувалось доволі повільними темпами: до липня 2006 року встигли побудувати лише підземний паркінг, під час чого, до речі, трапилася одна непередбачувана подія. Справа полягала в тому, що під час риття котловану будівельники раптом натрапили на доволі потужне підземне природне джерело (пригадуємо про давно вже начебто облаштоване болото!), яке почало затоплювати вивільнений від землі простір. Зважаючи на потужність цього джерела, його приборкання із застосуванням стандартних технологічних методів певний час зазнавало невдачі, аж доки не довелось застосувати непересічний підхід, що полягав у використанні ін'єктованого в його гирло великого обсягу спеціального гідротехнічного бетону. Після чого затоплення котловану припинилося, що надало змогу продовжити будівництво.



Рис. 2. Початок будівництва БФК «Gulliver»: *а* – «перша цеглина» у вигляді опорної плити колони; *б* – початок монтажу першого поверху

Врешті-решт, у листопаді цього самого року хмарочос мав уже 4 поверхи, а на початку липня 2007 року – 14 поверхів. Своєї ж максимальної висоти будівля досягла вже в квітні 2008 року, коли було зведено всі 33 поверхи. У серпні 2012 року процес будівництва комплексу завершився. А його відкриття відбулося наприкінці 2013 року: 4 жовтня – технічне, а 1 грудня – урочисте.

1 Постановка завдання та вихідні дані

Ідею будівлі БФК «Gulliver» створив у період 1996–2003 років головний архітектор м. Києва Сергій Бабушкін, застосувавши архітектурний футуристичний стиль, що характеризується прагненням до створення образів майбутнього та вираженою динамікою і плавністю форм. Генеральне проектування усього комплексу та проектування двох веж бізнес-центру здійснило ТОВ «БІП ПМ», а функцію головного архітектора робочого проекту виконала Тетяна Григорова. Варто підкреслити, що задум автора від самого початку передбачав вирішення каркасів двох веж бізнес-центру із застосуванням залізобетону, каркаса ТРЦ – металу, а перекриттів – монолітними залізобетонними із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу.

На замовлення ТОВ «ТРИ О» в 2005 році ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського» розпочало роботу над проектом металевих конструкцій ТРЦ БФК «Gulliver». Розроблення проектних рішень відбувалось під загальним керівництвом головного інженера проекту Науково-дослідного та проектного відділу нових типів конструкцій К. Л. Шварца, а безпосередніми виконавцями креслеників металевих конструкцій керувала завідувачка групи Т. П. Голубова.

Робота над проектом ТРЦ БФК «Gulliver» розпочалася з ознайомлення з архітектурним завданням і відпрацювання оптимальної схеми металевих

каркаса будівлі, яка мала 9 поверхів заввишки 3,3 м. Крок сітки колон дорівнював 8×8 м. Розмір будівлі в плані складав 72×95 м без урахування балконів завширшки 1,4 м і 2,6 м за осями 1 та А. Проте за деякий час робота над проектом призупинилась унаслідок внесення змін у його архітектурний розділ: як потім з'ясувалося, ці зміни загалом стосувалися висоти поверхів, оскільки в той час архітектори ще постійно дебатували один з одним щодо остаточного вигляду будівлі.

Удосконалене (але, як потім виявилось, не остаточне) архітектурне завдання інститут отримав у 2006 році. Причому складність роботи над перетворенням цього завдання у проектні рішення була пов'язана з тим, що:

- по-перше, будівлю ТРЦ було розташовано над уже збудованим у той час підземним чотирьохповерховим паркінгом, що спричинило вимоги обмежити навантаги на палю фундаменту в межах 10 т;
- по-друге, проектування відбувалося за відсутності повного комплекту всіх вихідних даних, приміром, не було відомо навантагу від запланованих на верхніх поверхах будівлі семизального кінотеатру та басейну, що не давало змоги виконати її загальний просторовий розрахунок;
- по-третє, проектування виконували одночасно з виготовленням і монтажем каркаса будівлі, що призводило до необхідності внесення певних коректив до вже відпрацьованих креслеників.

Додатково до зазначеного вище наголосимо ще й на тому, що позаяк розташування майданчика будівництва ТРЦ у складі БФК «Gulliver» виявилось напрочуд вдалим – не просто в центрі м. Києва, а й у місці проходження та перетину насичених пасажиро-транспортних потоків, то ця привабливість привернула до себе підвищену увагу різних торговельних, спортивно-оздоровчих і розважальних організацій і підприємств громадського харчування та обслуговування. Втім, оскільки на етапі проектування відповідно до архітектурного завдання у ТРЦ планували розміщення тільки певної кількості подібних закладів, то з метою врахування нових прагнень замовник (добре відомо, що апетит із їдою прибуває) повсякчас, із 2006 року до 2013 року, в процесі будівництва вимагав унесення доволі великих змін до прийнятих проектних рішень. Серед усіх нових врахованих побажань варто виокремити найбільші, зокрема ті, що розміщено у верхній частині ТРЦ: 25-метровий басейн фітнес-клубу завглибшки 1,4 м та супутні йому різні двоповерхові надбудови, п'ятиповерхову овальну в плані офісну надбудову та семизальний кінотеатр (рис. 3).



Рис. 3. Сучасний вигляд БФК «Gulliver» (на передньому плані зображено будівлю ТРЦ)

Одночасно потрібно вказати на низку змін стосовно систем технологічного обслуговування будівлі, а саме: технічні приміщення для встановлення обладнання інженерних мереж (котельня, трансформаторна, надбудови ліфтових шахт і сходових клітин), опорні металеві конструкції під додаткове технологічне устаткування (чиллер, димові труби, вантажопасажирський підйомник тощо). Не можна не відзначити також вимушене й суттєве коригування внутрішнього планування ТРЦ, зокрема, змін у розташуванні входів та виходів будівлі, розміщення сходів і ліфтових шахт тощо.

З огляду на вищезазначене стає зрозумілим, що всі доповнення та зміни призвели до збільшення (іноді істотного) навантаг на несні конструкційні елементи каркаса ТРЦ, що спричинило в подальшому певне їхнє посилення: встановлення додаткових колон і стовпів каркаса з використанням як вузлового, так і позавузлового обпирання їх на балки. Останнє зумовило потребу перегляду поперечних перерізів балок і вузлів їхнього примикання до колон, або встановлення додаткових балок. Іноді ж подібне посилення вирішували завдяки введенню до конструктивної схеми нових підкосів чи в'язей.

2 Конструктивні рішення ТРЦ БФК «Gulliver»

Усі раніше відпрацьовані зміни було враховано в оновленому загальному архітектурному проєкті БФК «Gulliver», згідно з яким будівля ТРЦ вже складалася з двох різноповерхових частин. Причому перша з них сягала висоти 45,9 м і налічувала 9 поверхів, а друга – 69,86 м і мала 14 поверхів. Висота поверхів у проєкті також варіювалась від 4,05 м до 6,0 м. Крок сітки колон дорівнював 8×8 м. Розмір будівлі в плані становив 72×95 м без урахування балконів завширшки 1,4 м і 2,6 м за осями 1 та А (рисунки 4–6, 19).

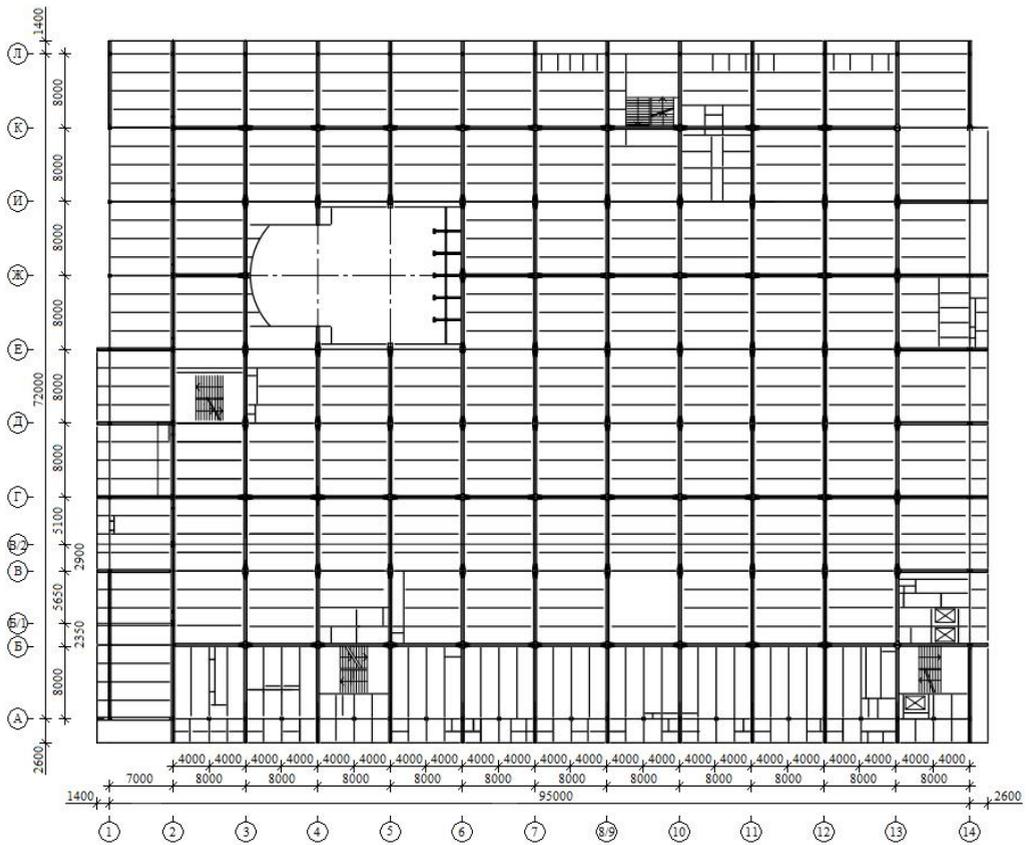


Рис. 4. Схема розташування конструкційних елементів каркаса на типовому поверсі будівлі ТРЦ

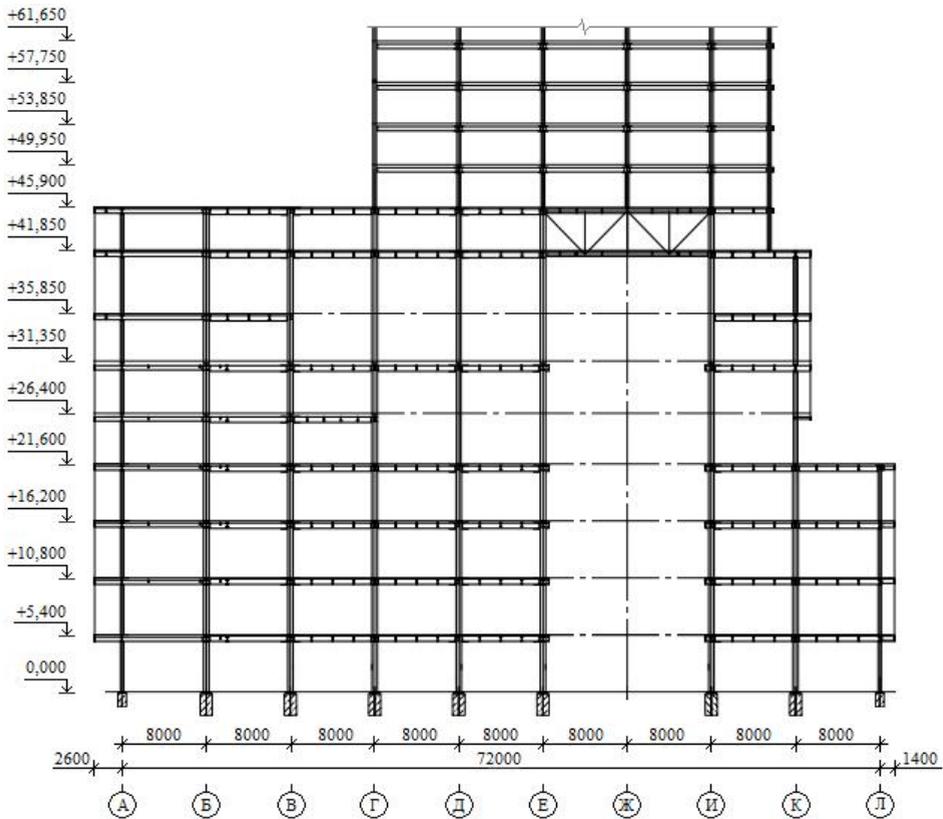


Рис. 5. Поперечний переріз будівлі ТРЦ по осі 4

Схему каркаса ТРЦ прийнято з урахуванням того факту, що два великі конструктиви БФК «Gulliver» – дві вежі бізнес-центру та ТРЦ – розташовані впритул один до одного, а між собою розділені деформаційним швом. З огляду на це, конструктивно схему вирішено рамною структурно-комбінованою: вздовж літерних осей Б, Г, Ж, К від рівня 0,000 до рівня +21,600 – рамною жорстковузловою, а вздовж цифрових осей – із використанням як жорстких, так і шарнірних вузлів. Оскільки для колон каркаса застосовували зварні двотаври, максимальну жорсткість яких було орієнтовано вздовж рамного каркаса, то ригелі каркаса в іншому напрямі приєднували до них за допомогою шарнірних вузлів. Унаслідок цього зазначені рами інколи мали один рамний прогін, причому ригелі крайніх прогонів з одного боку з'єднували з колонами жорсткими вузлами, а з іншого – шарнірними (рис. 7).

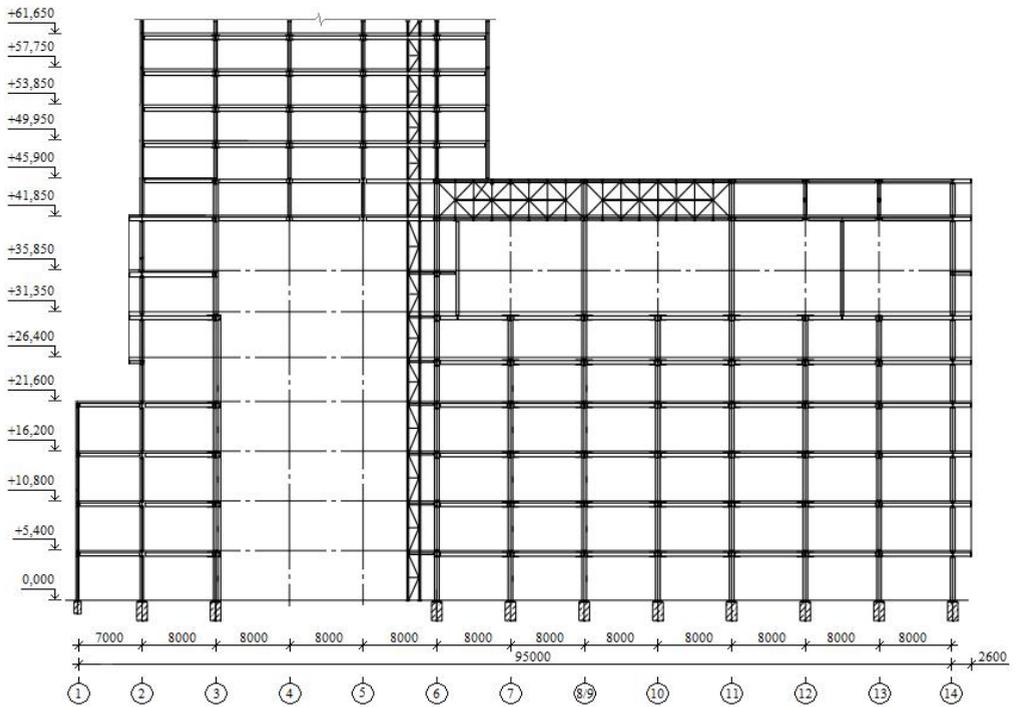


Рис. 6. Поперечний переріз будівлі ТРЦ по осі Ж



Рис. 7. Загальний вигляд будівлі ТРЦ з боку Спортивної площі в процесі будівництва

Як спрацює ця схема каркаса за відсутньої можливості проведення загального просторового розрахунку будівлі (причину чого було вказано раніше), одразу складно було передбачити. Але головний інженер проекту К. Л. Шварц наполіг саме на такій схемі каркаса, обгрутовуючи своє рішення величезним досвідом проектування висотних каркасних будівель (забігаючи трохи наперед, зазначимо, що коли просторовий розрахунок каркаса будівлі все ж таки був виконаний, то його результати беззаперечно підтвердили правильність обраної схеми). Втім, із практичного досвіду випливає, що будь-якому рішенню притаманні як позитивні, так (на превеликий жаль) і негативні наслідки. І наш випадок ще раз підтверджує цю народну мудрість, поневаж прийнята конструктивна схема ТРЦ, незважаючи на всі свої переваги, призвела до певного ускладнення розрахунків колон каркаса. Пов'язано це було з тим, що чинні в той час нормативні документи не містили положень щодо чіткого визначення розрахункових довжин колон з урахуванням різноманітності вузлів приєднання балок, відтак правильне вирішення цього питання потребувало значних часових витрат.

Щодо ригелів каркаса та другорядних балок зазначимо, що спочатку їх було запроєктовано зі зварних двотаврів. Але на прохання генпідрядника будівництва (ТОВ «Основа-Солсіф») до проекту внесли певні корегування як щодо зміни поперечного перерізу зварних двотаврових другорядних балок заввишки 400 мм на прокатний двотавр № 36, так і щодо залучення цих двотаврів у спільну роботу металевих і залізобетонних конструкцій.

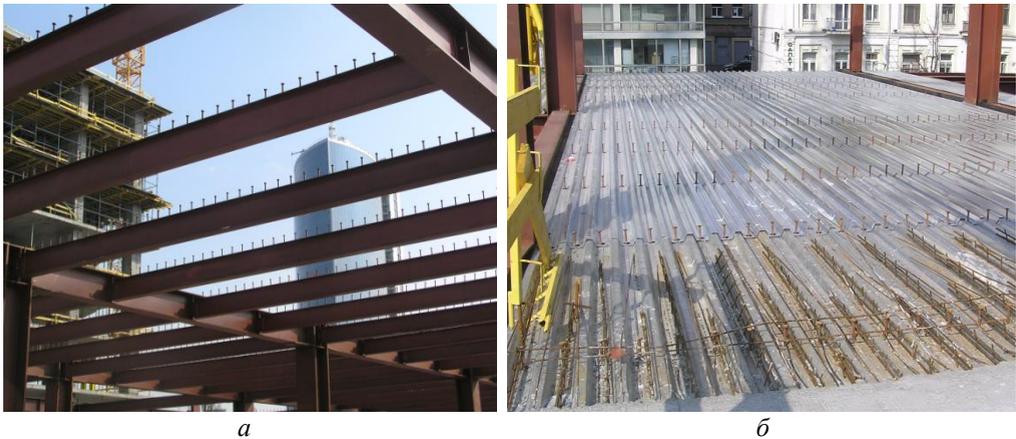


Рис. 8. Загальний вигляд перекриття ТРЦ у процесі будівництва: *а* – балки з металевими анкерами по верхніх поясах; *б* – підготовлене до бетонування перекриття

Перекриття ТРЦ прийнято монолітними залізобетонними завтовшки 150 мм із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу так, щоб забезпечити спільну роботу з металевими другорядними балками на перших семи поверхах будівлі.

З цією метою анкери приварювали до верхніх поясів балок, що призводило не лише до покращення спільної роботи бетону та металевих балок, а й до формування сталезалізобетонних дисків перекриттів (рис. 8).

У зоні атріуму, де встановлено панорамні ліфти, в осях Ж–И вздовж осей 4, 5, а також у зоні семизального кінотеатру в осях 8–13 уздовж осей Б, В, Ж встановлено два типи ферм на висоту поверху між рівнями від +41,850 до +45,900, пояси й розкоси яких запроєктовано зі зварних двотаврів, а стояки – з двох прокатних кутиків хрестоподібного поперечного перерізу (рис. 9).

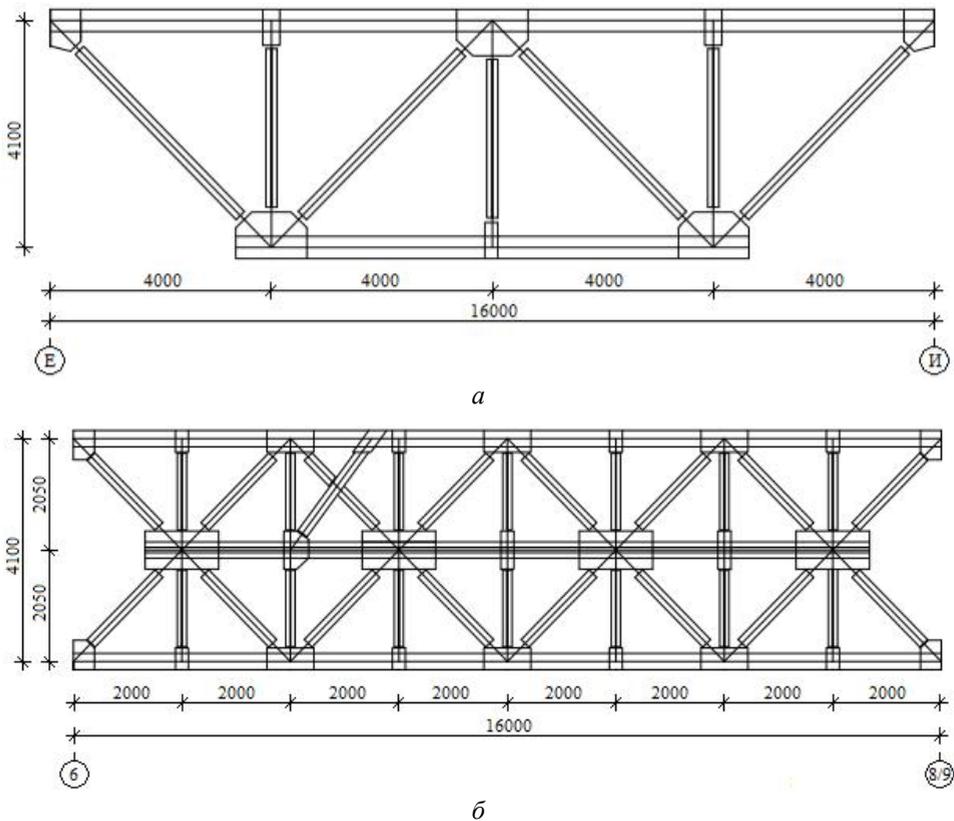


Рис. 9. Геометричні схеми ферм: *a* – першого типу; *б* – другого типу

Зазначимо, що застосування не одного, а двох типів ферм було обумовлено двома підставами, перша з яких пов'язана з виконанням вимоги замовника щодо комбінування їхнього розташування задля спроможності облаштувати проходи до службових приміщень цього поверху, а друга (виключно технологічна) стосувалася дотримання умов транспортування великогабаритних конструкцій по вулицях м. Києва. Через те, що висотний розмір ферми першого типу

унеможливило перевезення (рис. 9, *а*), то її зварювали безпосередньо на монтажі, а конструкція ферми другого типу з двох частин, заввишки 2050 мм кожна (рис. 9, *б*), надавала змогу виготовити її на заводі з наступним транспортуванням перевізним трейлером на майданчик будівництва.

Проміжні етапи будівництва ТРЦ показано на рис. 10, де зображено загальний вигляд будівлі ТРЦ з боку Спортивної площі під час монтажу металевих конструкцій, а також змонтовані ферми на дев'ятому поверсі між рівнями від +41,850 до +45,900 (доречно звернути увагу читачів на те, що в центрі на рис. 10, *б* – завідувачка групи Т. П. Голубова).



Рис. 10. Проміжні етапи будівництва ТРЦ: *а* – монтаж металевих конструкцій; *б* – змонтовані ферми на поверсі між рівнями від +41,850 до +45,900

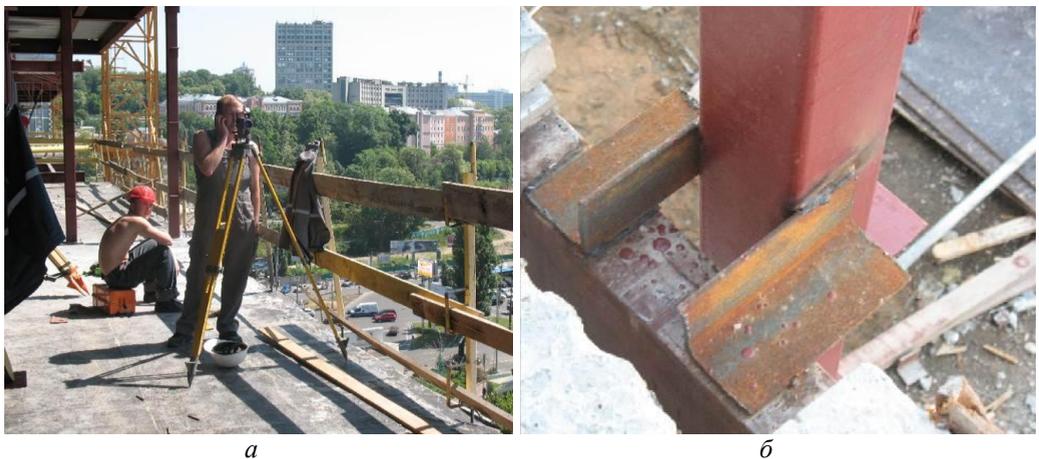


Рис. 11. Фрагменти монтажу фахверкових стояків

Згідно з рішеннями оновленого загального архітектурного проєкту стінові огорожувальні конструкції на більшій частині фасадів виконано заскленням віконних прорізів, а на деяких ділянках – із сендвіч-панелей, для закріплення яких застосовано фахверкові стояки (рис. 11). А на частині фасадів із боку вул. Еспланадної та Спортивної площі було розміщено засоби зовнішньої реклами (переважно бігборди), які згодом повсякчас замінювали на сучасні екранні рекламні установки, складені з одного чи кількох світлодіодних екранів.

3 Просторовий розрахунок каркаса ТРЦ

Приймаючи до відома конфігурацію, структуру й топологію каркаса ТРЦ, з урахуванням усіх його змін у процесі монтажу, як розрахункову прийнято скінченно-елементну модель, побудовану методом апроксимування його основних несних конструкційних елементів сукупністю стрижневих скінченних елементів загального виду. Матеріал конструкційних елементів колон, ригелів і другорядних балок – сталь марки С345 із модулем пружності $E = 2,1 \times 10^6$ кгс/см², коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0,3$, розрахунковим опором $R = 3050\text{--}3450$ кгс/см² залежно від товщини листа зварюваних елементів, а також сталь марки С245 із модулем пружності $E = 2,1 \times 10^6$ кгс/см², коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0,3$ і розрахунковим опором $R = 2450$ кгс/см². Побудовану в такий спосіб скінченно-елементну модель каркаса ТРЦ, яка нараховує 16337 вузлів та 26 832 скінченних елемента, подано на рис. 12.

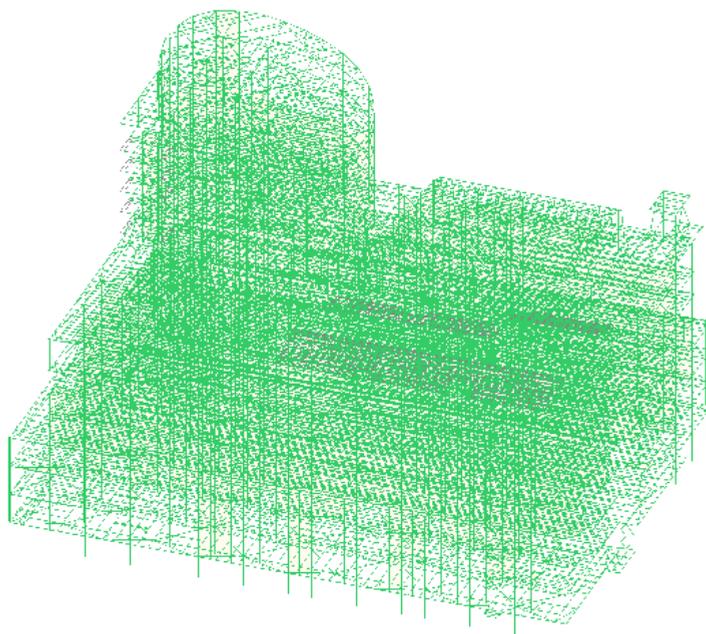


Рис. 12. Загальна скінченно-елементна модель каркаса ТРЦ

У частині визначення постійних і тимчасових навантаж на каркас ТРЦ зазначимо, що для числового розрахунку їхні значення прийнято в повній відповідності з вимогами норм [3] та технічного завдання й доповнень до нього, зокрема, постійна навантага являє собою власну вагу його конструкційних елементів. Що ж стосується тимчасових навантаж, то в розрахунку використовували чотири їхні складові: характеристичне значення ваги снігового покриву – 1,55 кПа, характеристичне значення вітрового тиску – 0,37 кПа, рівномірно розподілену навантагу на перекриття – 4,0 кПа та рівномірно розподілену навантагу на покриття – 0,6 кПа.

Просторовий розрахунок каркаса ТРЦ проводили з метою, по-перше, аналізування його загального напружено-деформованого стану, по-друге, виявлення елементів і вузлів каркаса, які потребують підсилення, і, по-третє, розроблення рекомендацій із підсилення тих елементів і вузлів, у яких напруження перевищують допустимі межі. Зокрема, що найважливіше, ґрунтуючись на результатах проведеного просторового розрахунку каркаса ТРЦ, було перевірено основні поперечні перерізи елементів його металевих конструкцій та підготовлено й видано рекомендації щодо підсилення колон основного каркаса й вузлів примикання ригелів і балок до його колон.

4 Додаткові конструктиви ТРЦ

Як зазначено вище, в процесі розроблення проєкту металевих конструкцій іноді з'являлись додаткові споруди, будівлі та надбудови, які суттєво впливали на прийнятну конструктивну схему і навантаги на каркас ТРЦ. Більше того, навіть після 2013 року, коли відбулося технічне й урочисте відкриття ТРЦ БФК «Gulliver», продовжувалося проєктування додаткових металоконструкцій (а певні роботи тривають і досі) в частині реалізації дизайнерських задумів орендарів приміщень і фасаду ТРЦ. Відтак, послідовно розглянемо ці додаткові конструктиви відповідно до хронології подій, які відбувалися на будівельному майданчику, а також ті, що відбуваються в цей час у ТРЦ.

4.1 Будівля котельні

Архітектурно загальний вигляд будівлі котельні вирішено в промислово-мінімалістичному стилі, в якому над усіма іншими запитами превалюють функціональні та конструктивні вимоги технологічного процесу. Конструктивно ж будівля розрахована на великі навантаги, вібрації та інші специфічні фактори, зумовлені роботою технологічного обладнання для гарантування безпечного, ефективного та безперебійного виробництва й транспортування теплової енергії.

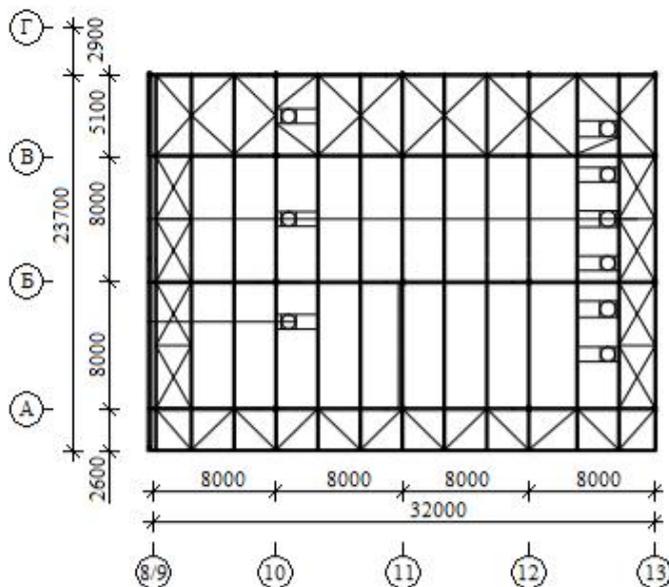


Рис. 13. Схема розташування конструкційних елементів на покритті котельні

Котельню розташовано на рівні +45,900 в осях А–Г, 8/9–13. Колони каркаса котельні прийнято зі зварних двотаврів і зварених у прямокутник двох швелерів, ригелі – з прокатного двотавра, а прогони – з прокатних швелерів (рис. 13, 14). Посеред котельні розміщено каркаси різноманітних технологічних площадок і додаткові конструкції для низки технічних пристроїв і систем (рис. 15), призначених для генерації, передачі, перетворення, розподілу та використання теплової енергії – трьох котлів Viessmann: Vitomax 200 3×5300 кВт масою 10 т кожен.

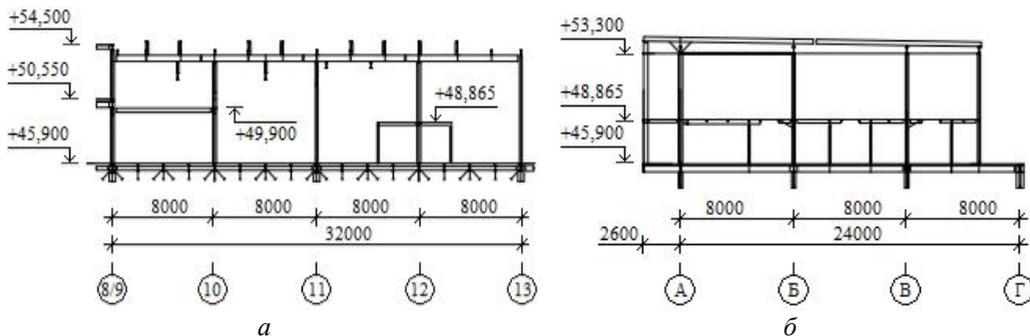


Рис. 14. Поперечні перерізи котельні по осях Б (а) та 10 (б)

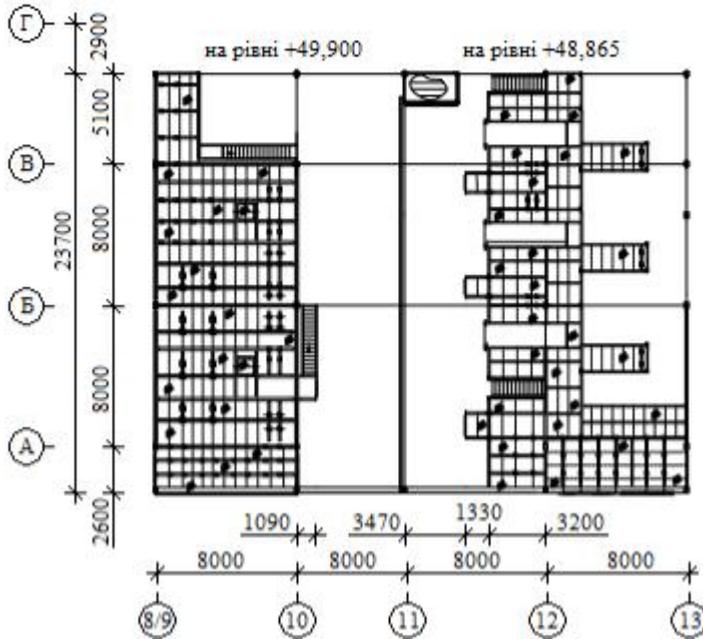


Рис. 15. Схема розташування конструкційних елементів технологічних площадок під обладнання котельні

Проміжні етапи монтажу металевих конструкцій каркаса котельні показано на рис. 16.



Рис. 16. Проміжні етапи монтажу каркаса котельні

Фрагменти встановленого в котельні технологічного обладнання зображено на рис. 17.



Рис. 17. Фрагменти технологічного обладнання котельні

4.2 Офісна надбудова

Архітектурно зовнішній силует офісної надбудови втілено в циліндричну споруду еліптичної форми у плані з нахиленою поверхнею покриття, яка блискуче збігається з загальною об'ємно-просторовою композицією ТРЦ БФК «Gulliver» (рис. 3, на передньому розі будівлі).

П'ятиповерховий рамний каркас офісної надбудови розташовано між рівнями від +45,900 до +69,860 в осях Г–К, 2–7. Крайні колони каркаса, розміщені вздовж контуру офісної надбудови, прийнято з прокатних круглих труб, середні колони – зварними зі сталевих листів, вони мають квадратний поперечний переріз, ригелі – зі зварного двотавра, а другорядні балки – з прокатних двотаврів (рис. 18, 19). Що ж стосується покриття, то його прогони виконано з прокатних швелерів, а горизонтальні в'язі – з кутиків (рис. 20).

Перекриття офісної надбудови прийнято монолітними залізобетонними завтовшки 150 мм із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу, яку укладено зверху металевих балок.

Просторову жорсткість та стійкість елементів каркаса офісної надбудови забезпечено завдяки жорсткому з'єднанню середніх колон і ригелів каркаса та застосуванню горизонтальних в'язей покриття, а вузол з'єднання крайніх колон із круглих труб і ригелів прийнято шарнірним.

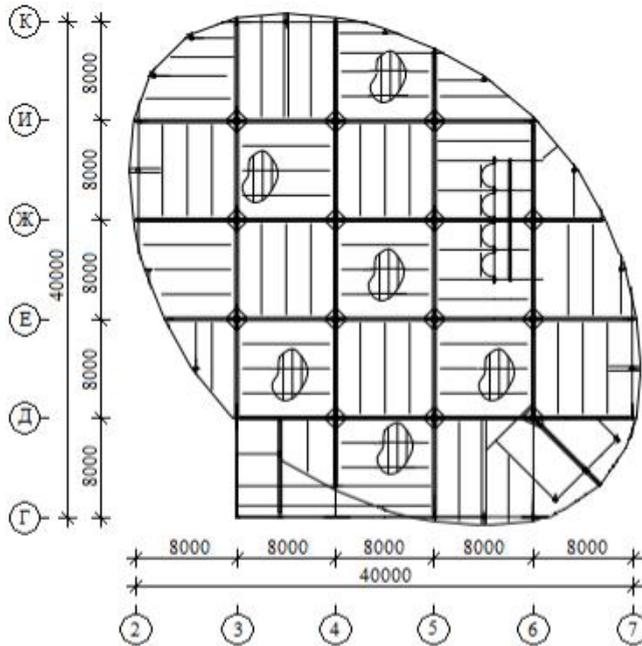


Рис. 18. Схема розташування конструкційних елементів типового поверху офісної надбудови

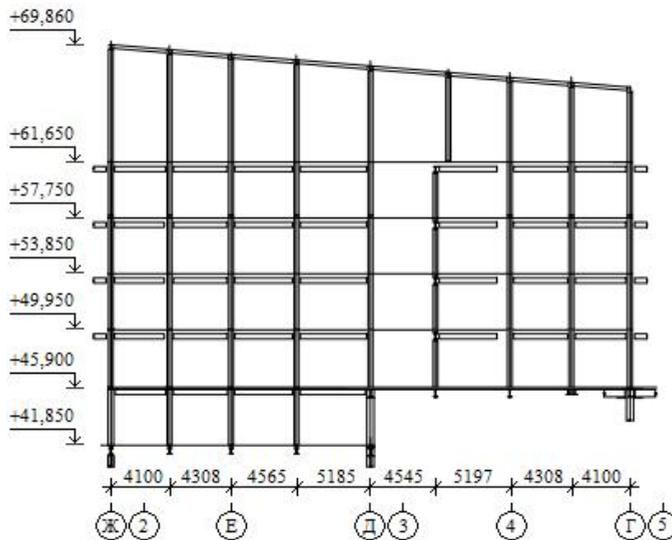


Рис. 19. Поперечний переріз офісної надбудови за більшою віссю еліпса

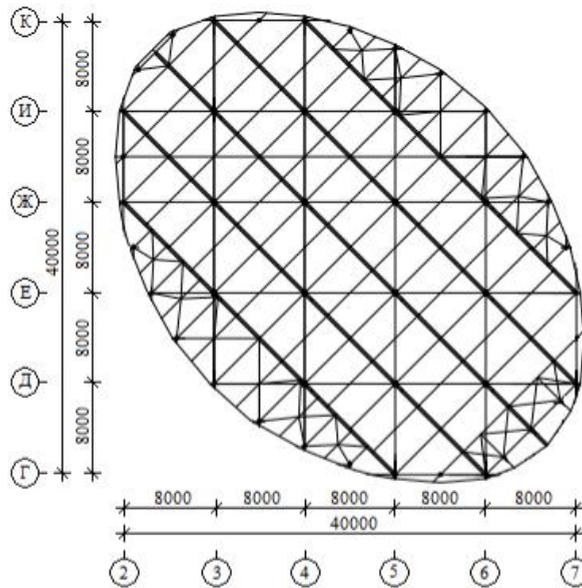


Рис. 20. Схема розташування конструкційних елементів на покритті офісної надбудови

Проміжний етап монтажу металевих конструкцій каркаса офісної надбудови показано на рис. 21.



Рис. 21. Проміжний етап монтажу каркаса офісної надбудови

4.3 Басейн

Насамперед вкажемо на те, що влаштування басейну на даху ТРЦ БФК «Gulliver» очікувано призвело до виникнення низки непересічних питань. Серед них ключове стосувалося того, що конструкція чаші басейну розміром $25 \times 10,8$ м і завглибшки 1,4 м (до того ж яку спершу, згідно з архітектурним завданням, мали виконати з залізобетону) зі значним об'ємом зосередженої в ній води призводила до суттєвого збільшення навантаг на несні конструкційні елементи каркаса ТРЦ – колони та палі, які вже й так на момент виникнення цієї ідеї практично не мали запасів несної спроможності.

З огляду на це, щоб зменшити чималу додаткову навантагу, ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського», як проєктувальник металевих конструкцій ТРЦ БФК «Gulliver», запропонував виконати чашу басейну не з залізобетону, а з тонкої листової нержавкої сталі. Оскільки реалізація цієї пропозиції уможлиблювала не лише в разі зменшити вагу чаші басейну, а й одночасно створити умови для її довговічної придатності до експлуатації завдяки забезпеченню підвищеної герметичності, то замовник будівництва дослухався до неї цілком і повністю.

Конструкційні елементи чаші басейну прийнято з прокатних двотаврів, а схему їхнього розташування подано на рис. 22. Сама ж чаша басейну опирається на влаштовані на 1,5 м нижче рівня +45,900 несні конструкції розміром 13×28 м, які передають навантагу безпосередньо на колони каркаса ТРЦ (рис. 23). Ригелі несних конструкцій виконано зі зварного двотавра, другорядні балки – з прокатних двотаврів, а монолітну залізобетонну плиту перекриття завтовшки 150 мм – із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу.

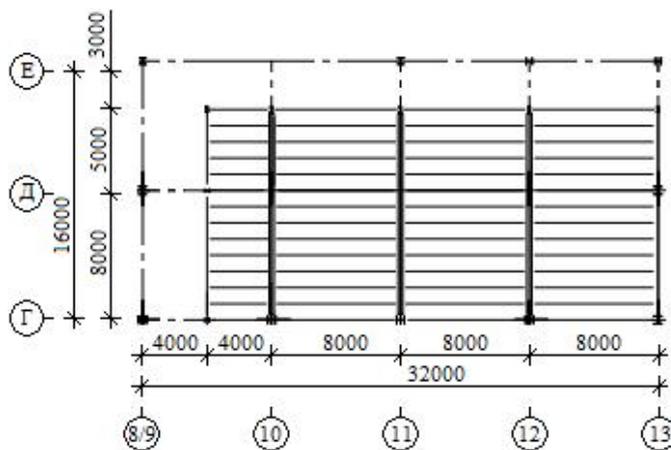


Рис. 22. Схема розташування конструкційних елементів чаші басейну

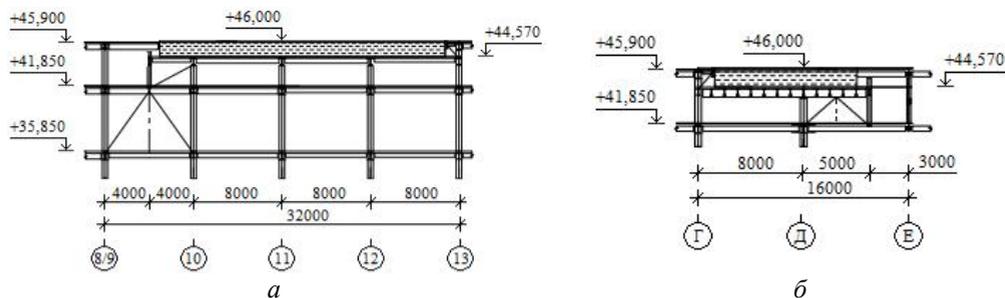


Рис. 23. Поперечні перерізи басейну по осях Д (а) та 11 (б)

Проміжний етап монтажу металевих конструкцій під чашу басейну показано на рис. 24, а, а загальний вигляд самого басейну – на рис. 24, б.

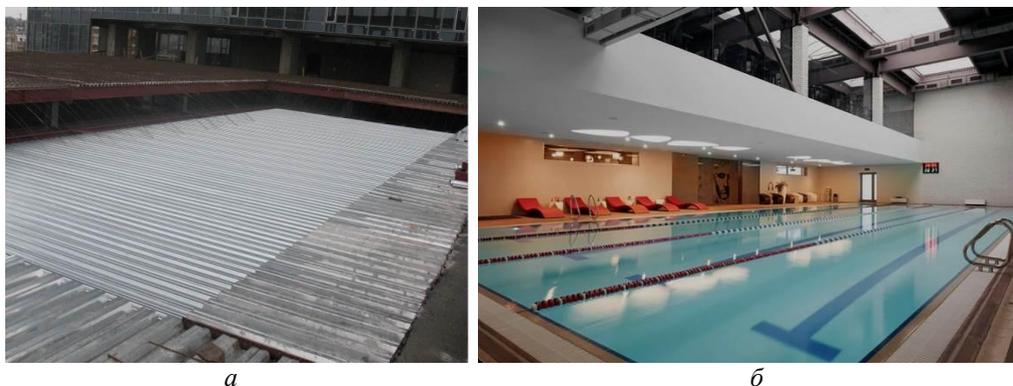


Рис. 24. Фрагмент монтажу конструкцій під чашу басейну (а)
та загальний вигляд басейну (б)

4.4 Надбудова над басейном

Зовнішній вигляд надбудови над басейном вирішено в архітектурному функціонально мінімалістичному стилі. А її спорудження фактично становило другий етап будівництва цього спортивно-оздоровчого комплексу та втілювало два наміри, перший з яких полягав у необхідності ізолювання басейну від впливу навколишнього середовища для створення умов його експлуатації упродовж цілого року, а другий – в облаштуванні додаткових площ для розміщення фітнес-клубу преміум-класу спортивної мережі «Sky Fitness». Варто зазначити, що відповідно до архітектурного завдання приміщення цього клубу загальною площею 2 500 м² розділено на дві частини – основну, призначену для басейну, сауни, фітнес-зони й тренажерної зали із сотнею кардіотренажерів, та релаксаційну – так звану зону відпочинку з зимовим садом. Через це надбудова заввишки 8,5 м налічує два поверхи і складається з двох частин:

першу з них розташовано в осях А–В, 6–8/9, яка має розмір 16×23,7 м, а другу – в осях В–Ж, 8/9–13, яка має розмір 26,9×32 м (рис. 25, 26).

Також варто зауважити, що виконані з круглих труб і зварених у коробку прокатних швелерів крайні колони каркаса надбудови поєднано з ригелями за допомогою шарнірних вузлів. Крім того, ригелі й другорядні балки першого поверху прийнято зі зварних двотаврів, другорядні балки – з прокатних двотаврів, а горизонтальні в'язі – з прокатних кутиків. Уздовж осі 7 між осями А–В на всю висоту поверху розміщено ферму, елементи якої виконано зі зварних двотаврів зі сталі С245.

По осях 8/9, 13 в осях Д–Ж та по осях А, В, Г, Д, Е, Ж розташовано в'язевий каркас. Монолітну залізобетонну плиту перекриття завтовшки 150 мм виконано із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу. Просторову жорсткість і стійкість елементів каркаса надбудови забезпечено застосуванням жорсткого з'єднання колон і ригелів каркаса вздовж осей 6, 8/9, 10, 11, 12 і горизонтальних в'язей покриття.

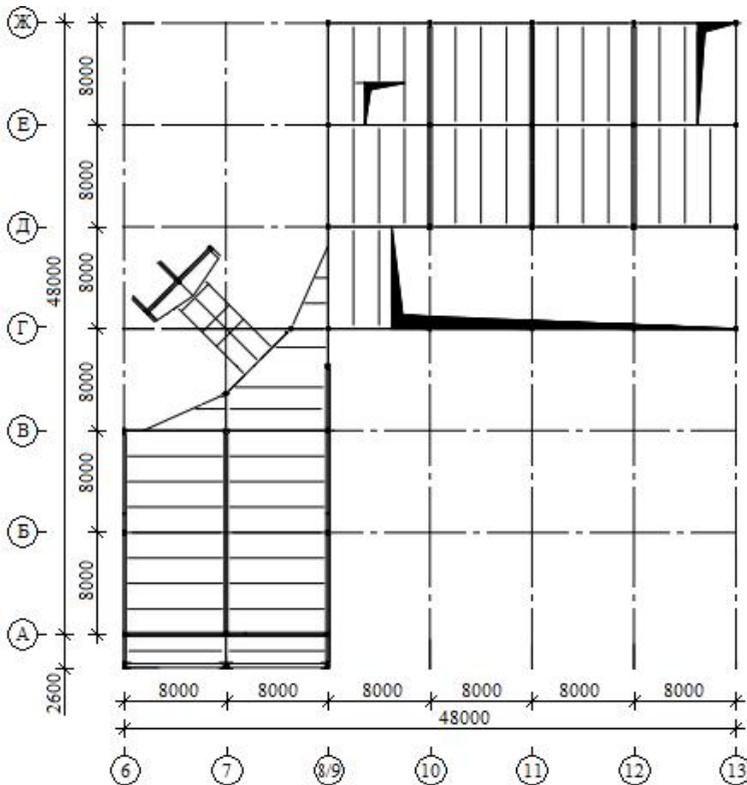


Рис. 25. Схема розташування конструкційних елементів перекриття надбудови над басейном

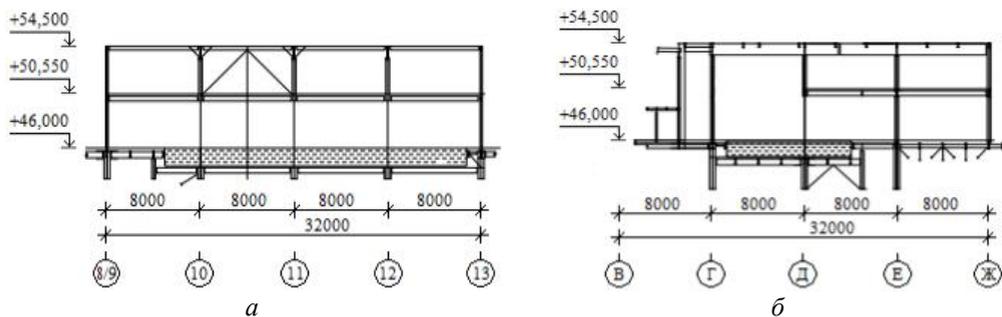


Рис. 26. Поперечні перерізи надбудови над басейном по осях Б (а) та 10 (б)

Проміжний етап монтажу металевих конструкцій каркаса офісної надбудови показано на рис. 27, а, а загальний вигляд фасаду фітнес-клубу «Sky Fitness» – на рис. 27, б.



Рис. 27. Проміжний етап монтажу каркаса надбудови над басейном (а)
та загальний вигляд фасаду фітнес-клубу «Sky Fitness» (б)

Загальний вигляд тренажерної зони та релаксаційної зони відпочинку з зимовим садом фітнес-клубу «Sky Fitness» представлено на рис. 28.

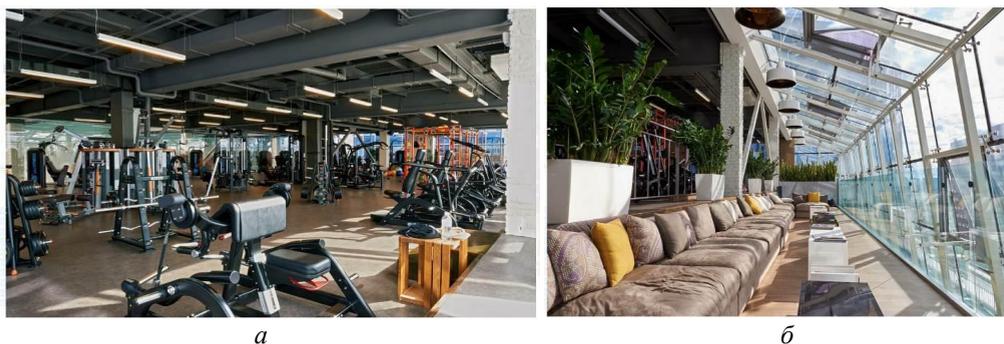


Рис. 28. Фрагмент загального вигляду тренажерної зони (а)
та зони відпочинку з зимовим садом (б) фітнес клубу «Sky Fitness»

4.5 Семизальний кінотеатр

Передусім звернемо увагу читачів на те, що в процесі розроблення архітектурного завдання семизального кінотеатру було враховано вимоги найвибагливіших глядачів, які звикли до особливого рівня комфорту під час перегляду фільмів чи очікування сеансів. Відтак, кінотеатр було запроєктовано згідно з новітніми тенденціями кіноіндустрії: просторі зручні зали (зокрема, прем'єрна зала та VIP-зала), в яких можна переглядати фільми чи проводити урочисті церемонії, для них передбачено найкращі крісла з тих, що пропонують світові виробники, комфортні затишні зони холу, де відвідувачі очікують на фільми. До того ж зали кінотеатру обладнано сучасною звуковою системою Dolby Atmos – аудіотехнологією об'ємного звуку, що створює тривимірний звуковий ефект, надаючи слухачеві можливість відчувати звук з усіх напрямків, зокрема зверху. Вона виходить за межі звичайного багатоканального аудіо, використовуючи переміщувачі в просторі аудіо-об'єкти, що надає звучанню більшої реалістичності, від чого фільми, ігри й музика стають більш захоплюючими, створюючи надреалістичне враження повного занурення глядачів у кінодійство. Крім того, в залах кінотеатру встановлено сучасні крісла D-Vox, що рухаються синхронно із зображенням на екрані й гарантують виникнення надзвичайних відчуттів та емоцій під час перегляду.

Кінотеатр розташовано на сьомому поверсі ТРЦ БФК «Gulliver», сім залів якого мають індивідуальну форму, планування та розміри. Похила за висотою споруда амфітеатру кінотеатру заввишки 4,65 м прямокутна в плані з розмірами 8,0×29,8 м в осях 6–11, Д–Е; 8,0×48,0 м в осях 6–13, В–Г; 8,0×24,0 м в осях 11–14, Е–Ж (рис. 29, 30). Галерея кінопроекційної також прямокутна в плані з розмірами 8,0×54,5 м на рівні +38,000 та 8,0×25,35 м на рівні +37,100 (рис. 30).

Каркас амфітеатру складено з головних балок, з'єднаних з існуючими колонами основного каркаса ТРЦ та новими стояками. А для зменшення товщини монолітної залізобетонної плити передбачено встановлення другорядних балок; крім того, для підсилення ригелів і балок в осях 6–8/9, Е та 11–14, Ж каркас доповнено вертикальними в'язями.

Стояки прийнято з квадратним поперечним перерізом зварними з прокатних швелерів. Головні балки запроєктовано зі зварних і прокатних двотаврів, другорядні балки – з прокатних двотаврів і швелерів, а в'язі – з кутиків. Монолітну залізобетонну плиту перекриття завтовшки 150 мм виконано із застосуванням незнімної опалубки з профнастилу.

Просторову жорсткість і стійкість каркаса амфітеатру забезпечено жорстким закріпленням стояків до змонтованих колон основного каркаса системою балок і в'язей.

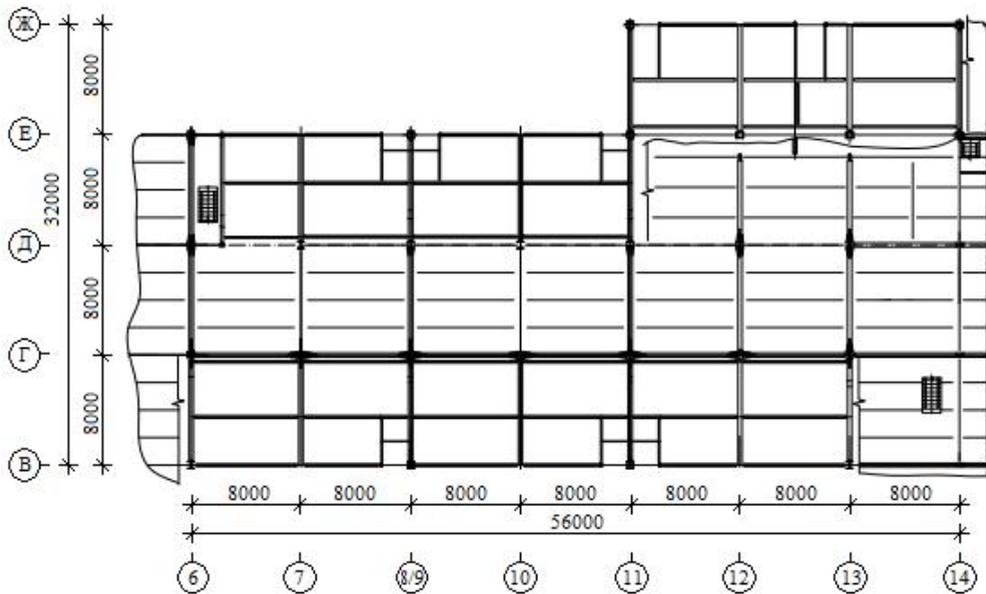


Рис. 29. Схема розташування конструкційних елементів каркаса амфітеатру кінотеатру на рівні +35,850

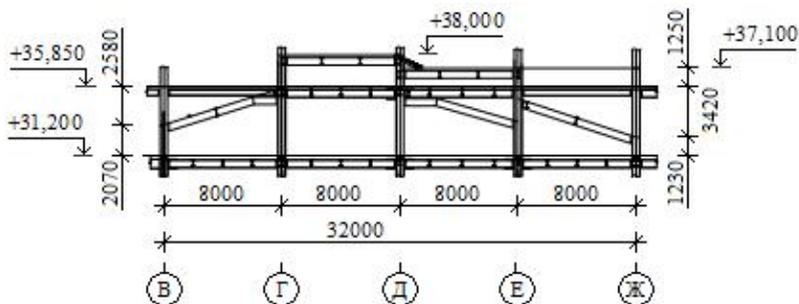


Рис. 30. Поперечний переріз каркаса амфітеатру кінотеатру по осі 12

А тепер перейдемо до розгляду важливої та невід’ємної конструктивної частини залів кінотеатру – їхніх ступінчастих поверхонь, утворених рядами виступів, що поступово піднімаються один над одним. Їхню конструкцію складено з металевих стояків із коробчастим поперечним перерізом та приварених до них зверху кутиків. До кутиків саморізами пригвинчено дерев’яні бруски 50×100 мм, на які укладено дошки завтовшки 50 мм так, щоб вони утворювали горизонтальну ступінчасту поверхню, потрібну для встановлення крісел кінозалів, сходів і пандусів (рис. 31).

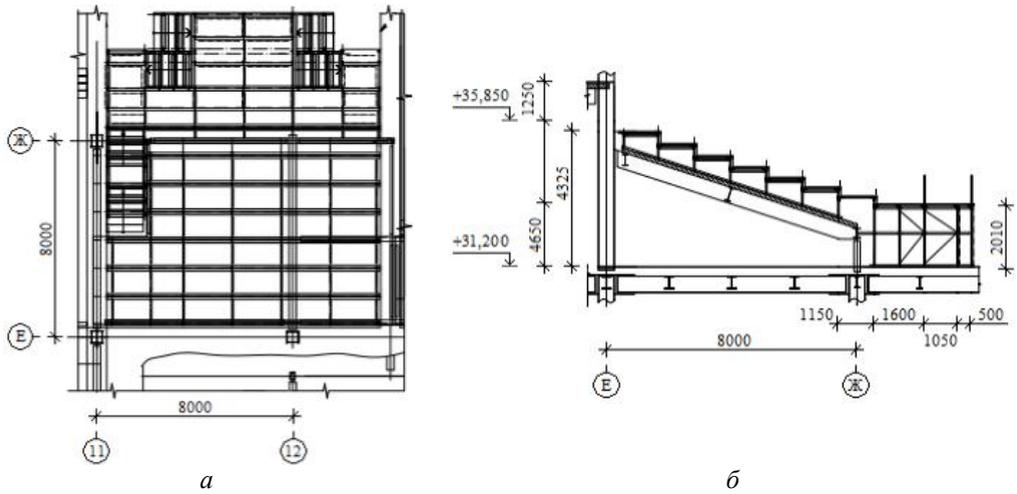


Рис. 31. Типовий план каркаса сходин кінотеатрів (а)
і типовий поперечний переріз каркаса сходин кінотеатрів (б)

Щоб забезпечити рівномірність передачі навантаг, стояки знизу приварено до розподільних елементів, запроєктованих зі швелера з кроком від 0,9 м до 2,0 м. Просторову жорсткість і стійкість каркаса конструкції ступінчастих поверхонь забезпечено жорстким з'єднанням стояків із розподільними балками, а також вертикальними й горизонтальними в'язями з кутиків. Стояки та розподільні елементи каркаса на горизонтальних ділянках залів кінотеатрів закріплено за допомогою анкерних болтів до армованої стяжки підлоги, а на похилій плиті – за допомогою упорів, які унеможливають їхнє сповзання.



Рис. 32. Загальний вигляд зали (а) та фойє (б) кінотеатру

Додатково в першому та другому кінозалах передбачено влаштування пандусів, конструкція яких містить похилі балки, приварені до стояків, та кутики,

приварені зверху до балок. До кутиків пригвинчено дерев'яні бруски 50×100 мм, до яких прибито дошки завтовшки 50 мм. Стояки пандусів, як і в конструкціях ступінчастих поверхонь залів, приварено до розподільних елементів зі швелера.

Загальний вигляд зали та фойє кінотеатру зображено на рис. 32.

4.6 Передня частина будівлі ТРЦ в осях 1а/1–1, Е–Л

Перш за все зауважимо, що ідея цієї частини будівлі ТРЦ БФК «Gulliver» також з'явилася в процесі розроблення його загального проекту. Функціональне призначення будівлі полягало в тому, щоб серед усього іншого слугувати центральним входом до ТРЦ з боку Спортивної площі; крім того, її відокремлено від основної будівлі ТРЦ деформаційним швом (рис. 33).

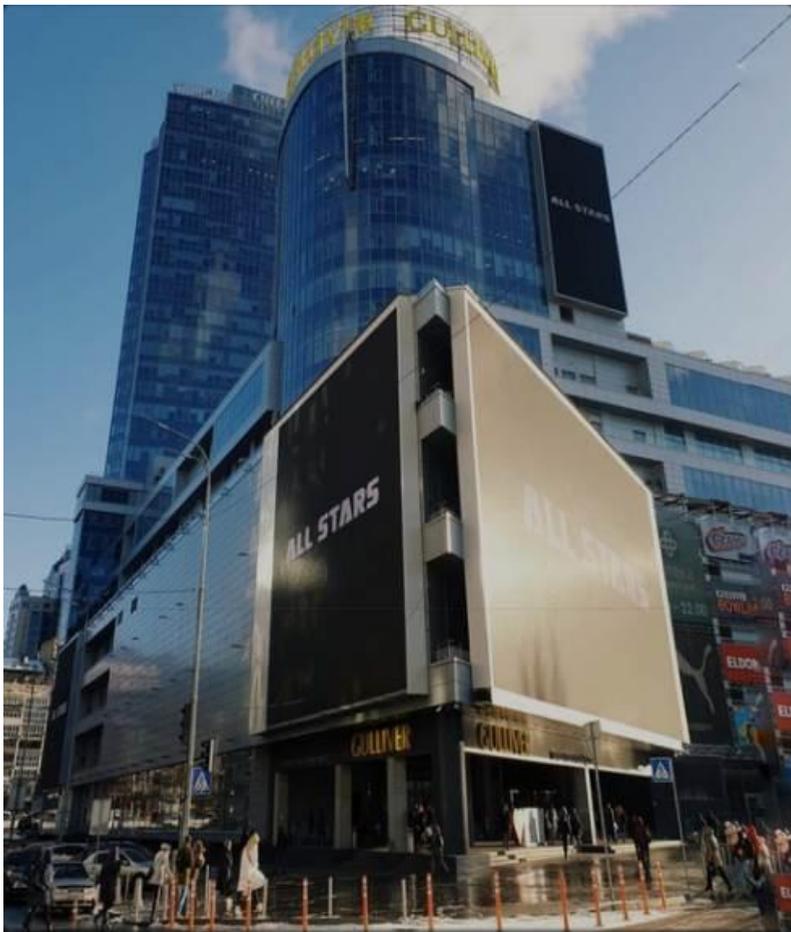


Рис. 33. Загальний вигляд центрального входу до ТРЦ БФК «Gulliver»
із боку Спортивної площі

Не менш цікавою є така обставина: цю чотирьохповерхову будівлю заввишки загалом 21,60 м згідно з архітектурним завданням у плані вирішено у вигляді прямокутного трикутника з розмірами 24,82×33,43 м (рис. 34), внаслідок чого, зважаючи на її промовисту конфігурацію, вона дуже швидко в повсякденному спілкуванні отримала жартівливу назву «Носик».

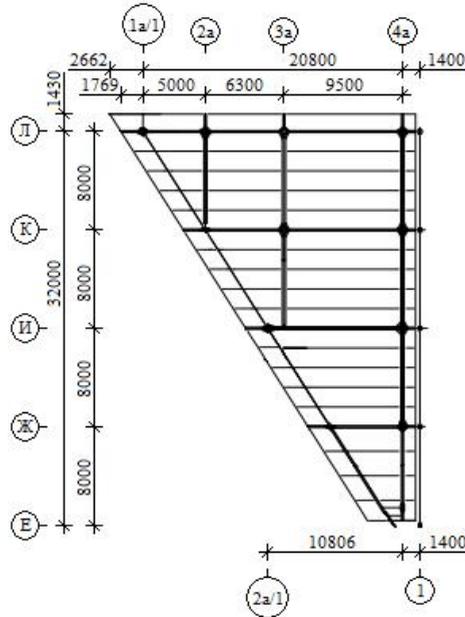


Рис. 34. Схема розташування конструкційних елементів каркаса центрального входу до ТРЦ БФК «Gulliver» із боку Спортивної площі на рівні +5,400

Каркас будівлі складено з рам по літерних і цифрових осях (рис. 34). Уздовж гіпотенузи прямокутного трикутника, яку будівля утворює в плані на рівні +5,400, розміщено дві ферми, на які опираються проміжні колони трьох вищих поверхів (рис. 35). Зауважимо, що рішення щодо застосування ферм у цьому разі було вимушеним. А спричинено це було тим, що в тому місці, як виявилось, були розгалужені мережі підземних інженерних комунікацій, які не давали змогу влаштувати фундаменти під цими колонами.

Поперечні перерізи колон рам каркаса прийнято зварними квадратними та двотавровими, ригелів рам – зварними та з прокатних двотаврів, а другорядних балок – зі зварних і прокатних двотаврів і швелерів. Верхні пояси ферм прийнято з прямокутним зварним поперечним перерізом, нижні пояси й розкоси – з прокатних швелерів, зварених у прямокутний замкнений поперечний переріз, а в'язі – з прокатних швелерів. По ригелях і другорядних балках улаштовано монолітну залізобетонну плиту перекриття завтовшки 150 мм, виконану з застосуванням незнімної опалубки з профнастилу.

Просторову жорсткість і стійкість каркаса будівлі забезпечено жорстким закріпленням колон рам до фундаментів, жорстким з'єднанням колон із ригелями рам, системою балок і в'язей, а також монолітними залізобетонними перекриттями.

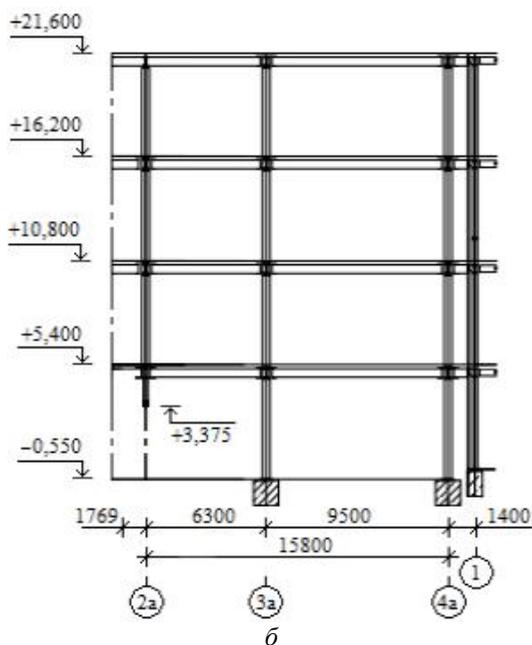
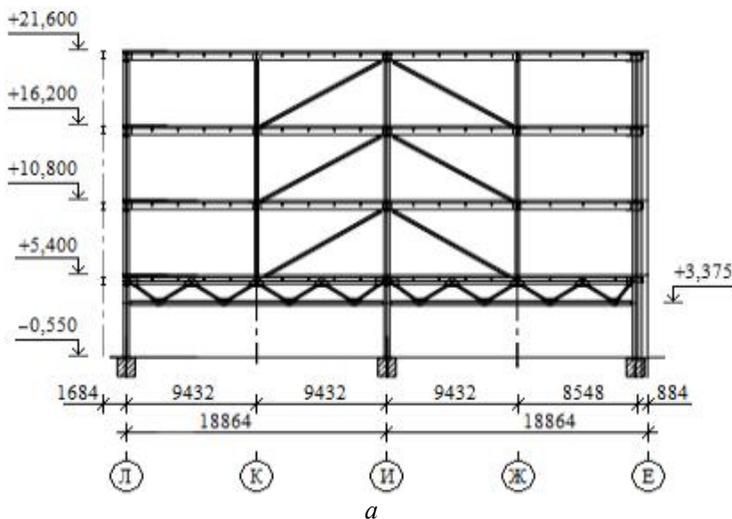


Рис. 35. Поперечні перерізи будівлі центрального входу до ТРЦ із боку Спортивної площі: а – по гіпотенузі прямокутника; б – по осі К

Проміжні етапи монтажу металевих конструкцій каркаса передньої частини будівлі ТРЦ в осях 1а/1–1, Е–Л показано на рис. 36 (до уваги читачів: у правому нижньому кутку на рис. 36, б зображені головний інженер проекту К. Л. Шварц і завідувачка групи Т. П. Голубова).



Рис. 36. Проміжні етапи монтажу каркаса передньої частини будівлі ТРЦ в осях 1а/1–1, Е–Л: а – монтаж металевих конструкцій; б – монтаж ферм; в – фрагмент каркаса з монолітною залізобетонною плитою перекриття

А далі розглянемо додаткові металеві конструкції, що з'явилися вже після 2013 року, наприкінці якого відбулося технічне та урочисте відкриття ТРЦ БФК «Gulliver».

4.7 Підвісний пішохідний міст в офісі ТОВ «Греммерлі»

Офіс ТОВ «Греммерлі» розташовано на двох останніх поверхах надбудови над будівлею ТРЦ між рівнями від +57,750 до +69,860 (13-й поверх має площу 1 300 м², а 14-й – 1 750 м²), його відкриття відбулось у лютому 2020 року. Згідно з

архітектурним проектом офіс містить різноманітні мітинг-руми з лаунж-зонами, розташовані на обох поверхах і на антресольному рівні (рис. 37). Об'єднує ці функціональні зони та два рівні офісу в єдине ціле підвішений до покриття пішохідний міст завдовжки 90 м, замкнений у кільце за периметром офісу (рис. 38, на якому антресольний рівень приміщення відтінено сірим кольором).



Рис. 37. Загальний вигляд архітектурного проекту офісу ТОВ «Греммерлі»

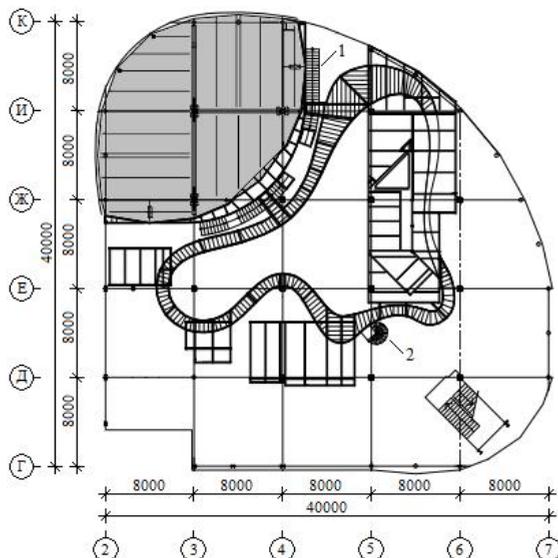


Рис. 38. Схема розташування конструкційних елементів підвісного пішохідного моста в офісі ТОВ «Греммерлі»: 1 – радіальні сходи; 2 – гвинтові сходи

У складі проекту розроблено металеві конструкції підвісного пішохідного моста, елементи радіальних сходів на антресольний поверх, гвинтові сходи та каркаси чотирьох невеликих внутрішніх приміщень офісу. Серед цих конструкцій найбільш цікавою є конструкція підвісного пішохідного моста вагою 25 т, елементи якої підвішено до конструкцій покриття офісної надбудови.

Просторову жорсткість елементів моста забезпечено жорстким з'єднанням елементів один з одним, обпиранням на більш жорсткі елементи прямокутних споруд і перекриттів та додаткових елементів покриття офісної надбудови. Загальні вигляди офісу ТОВ «Греммерлі» після завершення будівельних робіт подано на рис. 39.

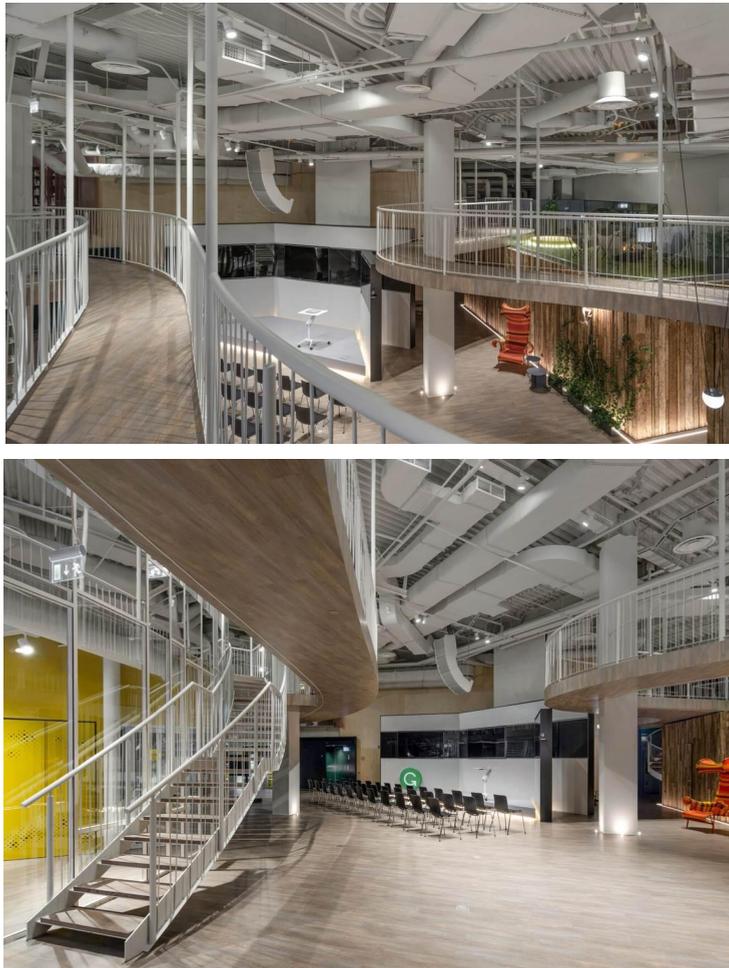


Рис. 39. Загальні вигляди офісу ТОВ «Греммерлі»

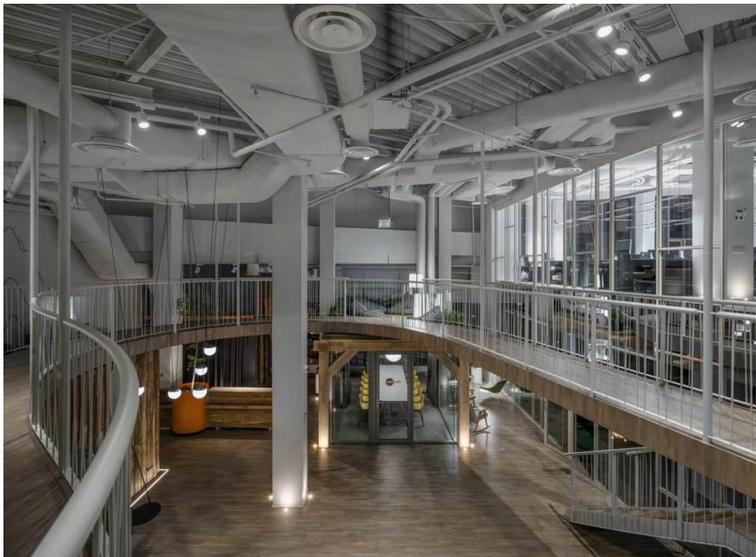


Рис. 39. Аркуш 2

4.8 Тримальні конструкції фасадних LED-екранів

З метою осучаснення розміщених під час будівництва на фасадах ТРЦ «Gulliver» засобів зовнішньої реклами (переважно бігбордів) їх поступово заміщували на екранні рекламні установки (останню було встановлено в березні 2021 року), складені з одного чи кількох світлодіодних пристроїв відображення і передачі візуальної інформації (так званих LED-екранів), утворюючи у такий спосіб інтегрований в архітектуру будівлі цілісний медіафасад.

З огляду на це, сьогодні БФК «Gulliver» обладнано двома медіафасадами, перший з яких встановлено на вежі бізнес-центру, а другий (до речі, найбільший в Україні та Європі через свою площу близько 3 500 м²) – на фасаді ТРЦ «Gulliver». Габарити першого медіафасаду дорівнюють 10,24×20,80 м, а габарити другого – 35,84×16,80 м. LED-екрани обох медіафасадів відображають більше 16 мільйонів кольорів і мають чітку виразність зображення, що забезпечено високою щільністю пікселів із кроком 10 мм. Медіафасади демонструють рекламу в напрямках на Спортивну площу, Палац Спорту, вул. Еспланадну, вул. Басейну та вул. Рогнідинську.

Для розміщення LED-екранів на фасаді ТРЦ запроектовано й змонтовано сім майже конструктивно однотипних різновидів тримальних металевих конструкцій, які відрізняються одна від одної тільки загальними розмірами.

Каркаси цих тримальних конструкцій складено з різних частин: вертикальних ферм, центральних рам, горизонтальних і вертикальних елементів обрешітки;

площадок і сходів для експлуатації відеоекранів. Конструктивно каркаси вирішено у вигляді просторової системи, в якій вертикальні ферми та стояки центральних рам шарнірно опираються на консольні опори, жорстко прикріплені до існуючого металевому каркасу будівлі (рис. 40).

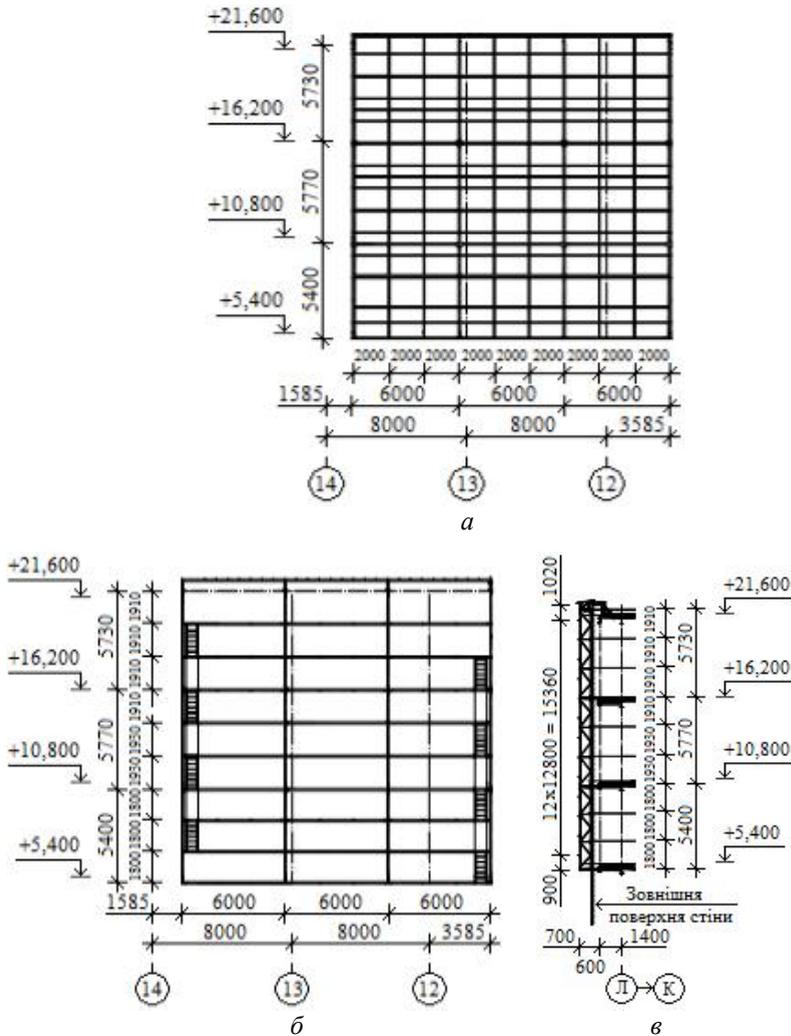


Рис. 40. Конструкційні елементи каркаса відеоекрана:
а – передня грань; б – задня грань; в – поперечний переріз

Вертикальні ферми, елементи рам та обрешітки запроєктовано з гнутих прямокутних і квадратних труб, консольні опори – з електрозварних труб, а балки площадок – із гнутих швелерів. Для покриття площадок використано просічно-витяжний настил, а елементи сходів виконано з прокатних кутиків.

Просторову жорсткість і стійкість тримальних металоконструкцій LED-екранів забезпечено шарнірним кріпленням вертикальних ферм і рам, системою балок площадок, а також жорстким кріпленням їх до конструкцій будівлі.

Проміжний етап монтажу тримальних металоконструкцій фасадних LED-екранів показано на рис. 41, а загальний вигляд медіафасадів – на рис. 42.



Рис. 41. Проміжний етап монтажу тримальних металоконструкцій фасадних відеоекранів



Рис. 42. Загальний вигляд медіафасадів БФК «Gulliver»

Висновки

У статті викладено основоположні принципи та підходи до розроблення схем каркаса й конструктивних рішень ТРЦ БФК «Gulliver». Зазначено, що застосована під час проектування будівлі рамна структурно-комбінована система металоконструкцій каркаса сукупно з монолітними залізобетонними плитами перекриття з використанням незнімної опалубки з профнастилу, які на перших семи поверхах будівлі ще й залучені у спільну роботу з металевими другорядними балками перекриттів завдяки приварюванню анкерів до верхніх поясів балок (що фактично призвело до формування сталезалізобетонних дисків перекриттів), надала змогу не лише вможливити, а й забезпечити просторову роботу каркаса всієї будівлі. І саме це створило можливість без особливих труднощів урахувати вказівки замовника стосовно доповнення затвердженого архітектурного проекту низкою нових, іноді доволі великих конструктивів шляхом унесення відповідних змін до проектних рішень, що сприяло дотриманню швидких темпів будівництва.

Література

- [1] Вулиці Києва. Довідник [Текст] / Упоряд. А. В. Кудрицький [та ін.]. – Київ : Укр. енцикл. ім. М. П. Бажана, 1995. – 352 с.
- [2] Вулиці Києва. Довідник [Текст] / Упоряд. А. М. Сигалов [та ін.]. – Київ : Реклама, 1975. – 280 с.
- [3] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006 [Текст]. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 58 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).

Certain Aspects of Designing the Multifunctional Complex «Gulliver»

O. Shimanovsky, Corresponding Member of the National Academy of Sciences of Ukraine, Laureate of the State Prize of Ukraine in the Field of Science and Technology, Honored Worker of Science and Technology of Ukraine, Dr. Sc. (Eng.), Prof.

V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction, Ukraine

Abstract. The paper presents information on designing the Multifunctional Complex «Gulliver» (MFC «Gulliver»), carried out by LLC «V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction» starting from 2005. The history of the steel structures project development is consistently highlighted – from the initial design input and architectural assignment to elaboration of the optimal structural solution for the steel frame and its structural analysis. It is emphasized that this scheme was adopted considering the fact that two major structural units of the MFC «Gulliver» – the two towers of the business centre and the shopping and

entertainment centre – are located adjacent to each other and separated by a deformation joint. Based on this, the structural system of the steel frame was determined as a frame-type combined system: along the letter axes Б, Г, Ж, К from elevation 0.000 to +21.600 – a rigid-jointed frame, and along the numerical axes – using both rigid and pinned joints. It is noted that welded I-beams were applied for the frame columns, while rolled I-beam sections No. 36 were used for girders and secondary beams.

The slabs of the shopping and entertainment centre were adopted as monolithic reinforced concrete, 150 mm thick, with permanent formwork made of profiled sheeting, in such a way as to ensure composite action with the steel secondary beams on the first seven floors of the building, forming composite steel-concrete floor diaphragms.

At the same time, the wall enclosing structures on most of the façades were executed with glazed window openings, while in some areas they were made of sandwich panels, fixed by means of post and beam members.

A description is provided of the additional structural units of the shopping and entertainment centre that appeared from time to time during the development of its steel structures project, in particular: the boiler house, the office superstructure, the swimming pool and the superstructure above it, the building of the seven-hall cinema, and the front part of the shopping and entertainment centre in axes 1a/1–1, Е–Л.

First of all, the boiler house is located at elevation +45.900 in axes А–Г, 8/9–13. The columns of the boiler house frame were adopted from welded I-beams and pairs of channels welded into a rectangular section; the girders were made of rolled I-beams, and the purlins made of rolled channels. In the middle of the boiler house, frames of various technological platforms and additional structures were arranged to accommodate a number of technical devices and systems.

Secondly, the five-storey frame structure of the office superstructure is located between elevations +45.900 and +69.860 in axes Г–К, 2–7. The edge columns of the frame, arranged along the perimeter of the office superstructure, were adopted from rolled circular hollow sections, while the intermediate columns were welded from steel plates, having a square cross-section. The girders were made of welded I-beams, and the secondary beams of rolled I-beams. As for the roof, its purlins were executed from rolled channels, while the horizontal bracings were made of angles. The floor slabs of the office superstructure were adopted as monolithic reinforced concrete, 150 mm thick, with permanent formwork made of profiled sheeting, laid on top of the steel beams.

Thirdly, the swimming pool basin was adopted from thin sheet stainless steel, while its structural elements were made of rolled I-beams. The swimming pool basin rests on load-bearing structures arranged 1.5 m below elevation +45.900, with dimensions of 13×28 m, which transfer the load directly to the columns of the shopping and entertainment center frame. The girders of the load-bearing structures were executed from welded I-beams, the secondary beams – from rolled I-beams, and the monolithic reinforced concrete slab, 150 mm thick, was constructed using permanent formwork made of profiled sheeting.

Fourthly, the superstructure above the swimming pool, with a height of 8.5 m, comprises two storeys and consists of two parts: the first is located in axes А–Б, 6–8/9 with dimensions of 16×23.7 m, and the second in axes Б–Ж, 8/9–13 with dimensions of 26.9×32 m. The edge columns of the superstructure frame, made of circular tubes and rolled channels welded into box sections, were connected to the girders by means of pinned joints. The girders and secondary beams of the first floor were adopted from welded I-beams, while the secondary beams were made of rolled I-beams, and the horizontal bracings from rolled angles. Along axis 7, between axes А–Б, a truss was arranged over the full height of the storey, with its elements executed from welded I-beams of steel grade S245. Along axes 8/9 and 13 in axes Д–Ж, as well as along axes А, В, Г, Д, Е, Ж the bracing frame was installed. The monolithic reinforced concrete floor slab, 150 mm thick, was constructed using permanent formwork made of profiled sheeting.

Fifthly, the cinema is located on the seventh floor of the shopping and entertainment center of the MFC «Gulliver». Its seven halls have individual shapes, layouts, and dimensions. The sloping amphitheatre structure of the cinema, with a height of 4.65 m, is rectangular in plan

with dimensions of 8.0×29.8 m in axes 6–11, Д–Е; 8.0×48.0 m in axes 6–13, В–Г, and 8.0×24.0 m in axes 11–14, Е–Ж. The projection gallery is also rectangular in plan, with dimensions of 8.0×54.5 m at elevation +38.000 and 8.0×25.35 m at elevation +37.100.

The amphitheatre frame consists of main beams connected to the existing columns of the primary frame of the shopping and entertainment center and to new posts. To reduce the thickness of the monolithic reinforced concrete slab, secondary beams were provided; additionally, to strengthen the girders and beams in axes 6–8/9, Е and 11–14, Ж, the frame was supplemented with vertical bracings. The posts were adopted with a square cross-section, welded from rolled channels. The main beams were designed from welded and rolled I-beams, the secondary beams – from rolled I-beams and channels, and the bracings – from angles. The monolithic reinforced concrete floor slab, 150 mm thick, was constructed using permanent formwork made of profiled sheeting.

Sixthly, the front part of the shopping and entertainment center building comprises four storeys with a total height of 21.60 m, designed in the form of a right triangle with dimensions of 24.82×33.43 m. The building frame was composed of frames arranged along the letter and numerical axes. Along the hypotenuse of the right triangle, which the building forms in plan at elevation +5.400, two trusses were placed, supporting the intermediate columns of the three upper storeys. The cross-sections of the frame columns were adopted as welded square and I-sections, the frame girders – as welded and rolled I-beams, and the secondary beams – as welded and rolled I-beams and channels. The upper chords of the trusses were designed with rectangular welded cross-sections, while the lower chords and diagonals were made of rolled channels welded into closed rectangular cross-sections, and the bracings – of rolled channels. On the girders and secondary beams, a monolithic reinforced concrete floor slab, 150 mm thick, was constructed using permanent formwork made of profiled sheeting.

Particular attention was paid to additional steel structures that appeared after 2013, at the end of which the technical and ceremonial opening of the shopping and entertainment center of the MFC «Gulliver» took place. In particular, the office of LLC «Grammarly», located on the two upper floors of the superstructure above the shopping and entertainment center between elevations +57.750 and +69.860, which contains various meeting rooms with lounge areas arranged on both floors and on the mezzanine level. Within the scope of this project, steel structures were developed for a suspended pedestrian bridge, elements of radial stairs to the mezzanine floor, spiral stairs, and frames of four small internal office rooms, as well as supporting structures for two facade LED displays.

The first of these was installed on the tower of the business center, while the second one, incidentally the largest one in Ukraine and Europe due to its area of about 3500 m², was mounted on the facade of the shopping and entertainment center «Gulliver». The dimensions of the first media facade are 10.24×20.80 m, and the dimensions of the second one are 35.84×16.80 m. The frames of these supporting structures were composed of various parts: vertical trusses, central frames, horizontal and vertical elements of the lattice, platforms and stairs for the operation of the video screens. Structurally, the frames were designed as a spatial system in which the columns of the central frames are pin-supported on cantilever brackets, rigidly connected to the existing steel frame of the building.

Key words: initial data, structural design, structural analysis, steel structures, design solutions, superstructure, boiler house, swimming pool, cinema, LED display.

Надійшла до редколегії 15.11.2024 р.

УДК 624.075:624.21

Особливості рухомого навантаження колон

Гордєєв В. М., заслужений діяч науки і техніки України, д-р техн. наук, професор
Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського, Україна

Анотація. У статті розглянуто задачу будівельної механіки про стійкість пружного консольного стрижня сталого поперечного перерізу, навантаженого стискальною силою за посередництва коткового механізму. Такий об'єкт може бути розрахунковою схемою рухомих опор прогонових систем мостів або інших споруд. Незважаючи на простоту й прикладний характер, задачу не висвітлено в загальнодоступній технічній літературі. Розглянуто опорні пристрої, які мають опорні плити й котковий механізм, що надає можливість плитам вільно переміщуватися в горизонтальному напрямку й взаємно повертатися, але не зближатися, обмежившись однокотковими та багатокотковими пристроями з циліндричними котками, які надають змогу плитам переміщуватися лише в одному напрямку і повертатися лише відносно однієї осі. З урахуванням розглянутих конструктивних рішень обрано плоскі розрахункові схеми опор для детального аналізу. Задачу розв'язано в лінійній постановці. Детально проаналізовано кінематику коткових механізмів. Визначено форми втрати стійкості та коефіцієнти приведення критичної довжини колони до її значення в класичній задачі Ейлера. Показано, що лінійні розміри опорних частин практично не впливають на показники стійкості опор. Результати розрахунків представлено у звичному для інженера графічному вигляді. Їх можна приєднати до стандартної таблиці втрати стійкості стрижнів із різними видами граничних умов.

Окремо розглянуто випадок пружного защемлення опор у фундаментній плиті. Для врахування цього ефекту введено коефіцієнт пружної піддатливості защемлення, тобто коефіцієнт пропорційності між згинальним моментом у нижньому перерізі опори і його поворотом. Наведено трансцендентні рівняння для визначення критичних параметрів. Стаття адресована фахівцям із будівельної механіки та опору матеріалів і сприятиме розумінню роботи нестандартно навантажених стиснутих консольних стрижнів та оцінюванню їхньої стійкості.

Ключові слова: стійкість, котковий механізм, критичне навантаження, розрахункова довжина.

Вступ

Загальновідомо, що вперше задачу про стійкість стиснутого пружного прямолінійного стрижня розв'язав Леонард Ейлер ще в 1744 році [1, 5, 6]. Формула Ейлера для визначення критичної сили стрижня з шарнірами на кінцях:

$$P = p^2 \times EI / L^2, \quad (1)$$

де L – довжина стрижня, а EI – його жорсткість на згин, ϵ класичною.

Критична сила залежить від закріплення кінців стрижня. Таблиця з шістьма видами закріплень [4], зображена на рис. 1, відома вже 130 років та фігурує в довідниках і використовується в навчальному процесі з опору матеріалів. Для розуміння проблеми й відпрацювання методики розв'язування задач стійкості розглядають також різні екзотичні види закріплення кінців стрижня, наведені, наприклад, у роботах [2, 3]. Кожен із видів характеризується коефіцієнтом

розрахункової довжини стрижня μ , який надає змогу в усіх випадках визначати критичну силу P за модифікованою формулою Ейлера:

$$P = \rho^2 \times EI / (\mu L)^2. \quad (2)$$

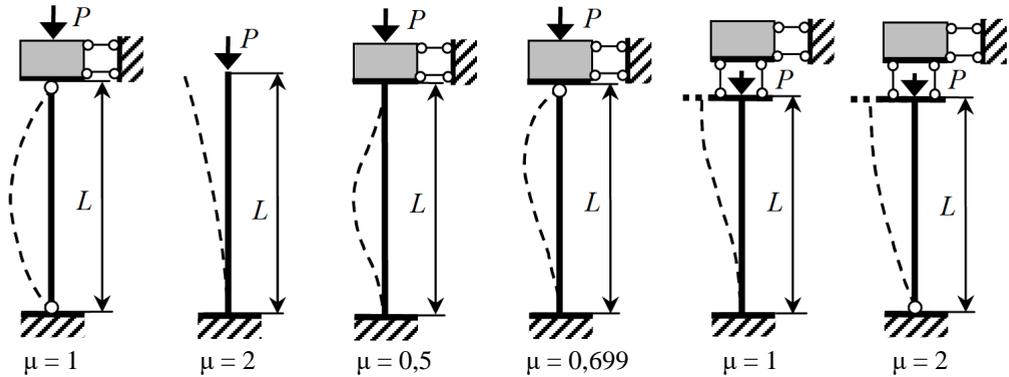


Рис. 1.

Проте викликає здивування той факт, що в довідниках і в доступних технічних виданнях відсутній випадок, коли стискальна сила передається на опору не безпосередньо, а за допомогою рухомого ролика чи котка. Адже такий принцип широко використовують для обпирання прогонової будови моста на берегові та проміжні опори, у системах трубопроводів і в інших конструкціях. Це спонукало автора до написання статті, у якій детально розглянуто такі способи навантаження.

1 Постановка задачі

Рухомі опорні частини промислових і транспортних споруд мають різноманітне конструктивне оформлення. У більшості випадків ці пристрої мають нижню плиту, що прикріплюють до опори, верхню плиту, що прикріплюють до прогонової системи, та котковий механізм, який дозволяє плитам вільно взаємно переміщуватися в горизонтальному напрямку і взаємно повертатися, але не зближатися, передаючи натомість із верхньої плити на нижню плиту значні вертикальні навантаження. Будемо розглядати опорні частини з циліндричними котками, які вможливають переміщення плит лише в одному напрямку і повертання лише відносно однієї осі.

Принципові схеми таких опорних частин показано на рис. 2. На схемі *a*) зображено найпростішу однокоткову опорну частину. На схемі *b*) – так звану валкову опорну частину, яка принципово не відрізняється від першої, хіба що у котка зрізано бічні сегменти для зменшення витрат металу. На схемі *c*) зображено багатокоткову опорну частину, особливістю якої є рознесення у просторі поворотної осі й площини взаємного переміщення плит. Нарешті, на

схемі *d*) показано секторну опорну частину, рухома деталь якої є частиною циліндра, що, перекочуючись по нижній плиті, обертається навколо його осі. З урахуванням розглянутих конструктивних рішень обрано плоскі розрахункові схеми опор для детального аналізу.

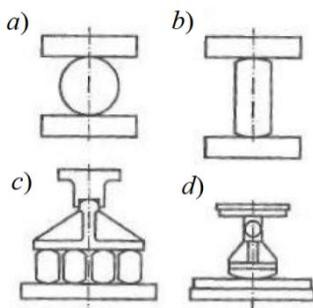


Рис. 2.

Ці схеми показано на рис. 3. Розрахункова схема 1) відповідає конструктивним схемам *a*) і *b*) з рис. 2, розрахункова схема 2) – конструктивній схемі *c*), розрахункова схема 3) – конструктивній схемі *d*). Розрахункова схема 4) на рис. 2 не має відповідника. Її використовують, зокрема, в рольгангах, і вона характерна тим, що вісь валка нерухомо закріплена на опорі, а прогонова система котиться по ньому.

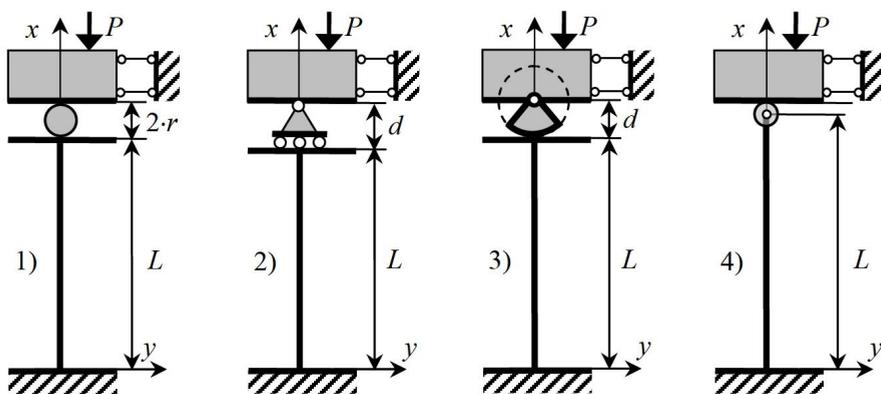


Рис. 3.

Власне опору моделюють нестисливим згинним стрижнем із довжиною L і згинальною жорсткістю EI , защемленим у своїй основі. Вільна від закріплень верхівка опори закінчується (крім випадку 4) горизонтальною опорною плитою, призначеною для переміщення котків. Прогонова система в розрахунковій схемі моделюється жорстким тілом, яке може вільно рухатися у вертикальному напрямі, але закріплене в'язями від горизонтальних переміщень і поворотів.

Нижня частина цього тіла закінчується горизонтальною опорною плитою, по якій у випадках 1) і 4) переміщується коток. Навантаження на опору від прогонової системи моделюють зосередженою силою P , прикладеною до жорсткого тіла. Завдяки в'язям, координати точки прикладення зосередженої сили не мають значення. Між плитами розташовано точно центрований відносно осі опори котковий механізм, робота якого зрозуміла з рисунків.

Розглядувана система (як ідеалізована) може нести певне навантаження без деформацій. За умови поступового збільшення навантаження воно досягне критичного рівня, і система перейде до нової форми рівноваги з катастрофічно великими деформаціями, тобто система втратить стійкість.

Задача полягає у виявленні нової форми рівноваги, визначенні критичного рівня навантаження і порівнянні висоти розглядуваної опори з довжиною еквівалентного за критичним навантаженням стрижня з шарнірами на кінцях, для якого справедлива формула Ейлера (1).

2 Загальний розв'язок

Об'єктом усіх розрахункових схем є пружний нестисливий стрижень із довжиною L та згинальною жорсткістю EI , заземлений у своїй основі. Відмінність схем полягає лише в граничних умовах на верхньому кінці стрижня. Skorистаємося координатною системою xOy для ідентифікації горизонтальних переміщень осі стрижня y . У цій координатній системі диференціальне рівняння, за яким можна визначити переміщення y як функцію вертикальної координати x , має такий вигляд [1, 5]:

$$EI y^{(4)} + P y'' = 0, \quad (3)$$

де штрихом позначено похідну від прогину y по координаті x .

Загальний розв'язок цього класичного диференціального рівняння четвертого порядку – відомий. Він має такий вигляд:

$$y = C_1 + C_2 x + C_3 \sin(kx) + C_4 \cos(kx), \quad (4)$$

де зазначено:

$$k = \sqrt{P/EI}. \quad (5)$$

Загальний розв'язок залежить від чотирьох констант інтегрування C_1, C_2, C_3, C_4 , які знаходять із граничних умов: в основі опори, де $x = 0$, та на її вершині, де $x = L$.

Для полегшення міркувань запишемо залежність переміщень поперечних перерізів опори та внутрішніх зусиль у ній від похідних функції y .

$$a = \arctg y' \quad M = -EI y'' \quad S = -EI y''' \quad Q = -EI y^{(4)} - P y' \quad (6)$$

де y – горизонтальне переміщення центральної точки поперечного перерізу (додатне – в напрямку осі y); α – кут повороту поперечного перерізу (додатний – за годинниковою стрілкою); M – згинальний момент (додатний – коли розтягнуте волокно праворуч); S – перерізувальна сила, нормальна до деформованої осі стрижня (за знаком і величиною – похідна від згинального моменту); Q – поперечна сила, нормальна до осі x (за знаком і величиною – сума проєкцій на вісь y усіх внутрішніх сил, прикладених до розглядуваного перерізу $x = a$, які замінюють відкинуту верхню частину опори з координатами $x > a$).

Похідні функції y можна так виразити через константи інтегрування:

$$\begin{aligned} y' &= C_2 + C_3 \cdot k \cdot \cos(k \cdot x) - C_4 \cdot k \cdot \sin(k \cdot x); \\ y'' &= -C_3 \cdot k^2 \cdot \sin(k \cdot x) - C_4 \cdot k^2 \cdot \cos(k \cdot x); \\ y''' &= -C_3 \cdot k^3 \cdot \cos(k \cdot x) + C_4 \cdot k^3 \cdot \sin(k \cdot x). \end{aligned} \quad (7)$$

Для визначення констант інтегрування слід проаналізувати граничні умови.

В основі опори, де $x = 0$, їх визначають досить просто:

$$y(0) = C_1 + C_4 = 0; \quad y'(0) = C_2 + C_3 \cdot k = 0. \quad (8)$$

Для формулювання граничних умов на її вершині, де $x = L$, та отримання частинних розв'язків варто уважно розібрати кожний з випадків, поданих на рис. 3.

3 Однокоткова опорна частина

Розрахункову схему опори з опорною частиною такого типу показано на рис. 3 (схема 1). Розглянемо механізм її роботи більш детально (рис. 4, а). Важливим є те, що коток, переміщуючись у просторі, перебуває увесь час у контакті і з верхньою, і з нижньою опорними плитами, перекочуючись по них без проковзування.

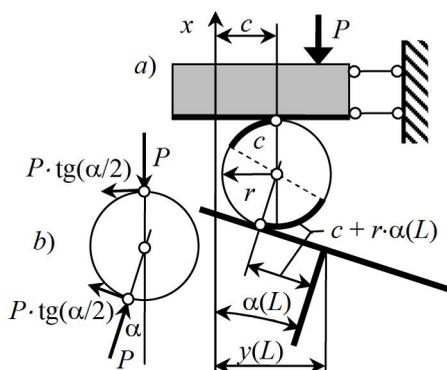


Рис. 4.

Нехай вершина опори змістилася на деяку відстань $y(L)$ праворуч і повернулася на кут $a(L)$ за годинниковою стрілкою. У цьому разі коток прокотився по верхній опорній плиті на відстань c , а по нижній опорній плиті – на відстань $c + r a(L)$. З рисунка видно, що в цьому випадку переміщення верхньої точки осі опори складе:

$$y(L) = c + [c + r a(L)] \cos a(L) - r \sin a(L). \quad (9)$$

Ототожнюючи кут $a(L)$ і його синус завдяки малості цього кута і вважаючи косинус кута $a(L)$ одиницею, приходимо до приблизної рівності:

$$y(L) \approx 2c. \quad (10)$$

Тепер розглянемо рівновагу котка згідно з рис. 4 б. На коток діють нормальні зусилля з величиною P і дотичні зусилля з величиною $\text{tg}[a(L)/2]$. У цьому можна впевнитись, перевіривши умови його рівноваги. Коток діє на нижню опорну плиту з такими самими зусиллями, але зі зворотним знаком. Із цього випливає:

$$M(L) = P[c + r a(L)]; \quad (11)$$

$$Q(L) = P \text{tg} \frac{a(L)}{2} \cos a(L) - P \sin a(L) = -P \text{tg} \frac{a(L)}{2}. \quad (12)$$

Використовуючи рівність (10) і залежності

$$a(L) \approx y(L)/2; \quad \text{tg} \frac{a(L)}{2} \approx \frac{y(L)}{2}, \quad (13)$$

справедливі завдяки малості кута $a(L)$, можна замість формул (11) та (12) записати такі рівності:

$$a = y(L)/2 + k^2 [y(L)/2 + r y(L)] = 0; \quad b = y(L)/2 + k^2 y(L)/2 = 0. \quad (14)$$

Підставивши сюди вирази (4) і (7) та скориставшись формулою (5), отримаємо:

$$a = \frac{k^2}{2} \{ C_1 + (L + 2r) C_2 - [\sin(kL) - 2r \cos(kL)] C_3 - \\ - [\cos(kL) + 2r \sin(kL)] C_4 \} = 0; \quad b = \frac{k^2}{2} \{ C_2 - k \cos(kL) C_3 + k \sin(kL) C_4 \} = 0. \quad (15)$$

На основі формул (8) та (15) побудуємо матрицю A для однорідних залежностей між константами інтегрування C_1, C_2, C_3, C_4 :

$$\begin{matrix} \begin{matrix} \hat{e}_1 \\ \hat{e}_0 \end{matrix} & \begin{matrix} 0 \\ 1 \end{matrix} & \begin{matrix} 0 \\ k \end{matrix} & \begin{matrix} 1 \\ 0 \end{matrix} & \begin{matrix} \hat{e}_1 \\ \hat{e}_0 \end{matrix} \\ \begin{matrix} \hat{e}_1 \\ \hat{e}_0 \end{matrix} & \begin{matrix} L + 2r \cos kL & -\sin kL + 2r \cos kL \\ 1 & -k \cos kL \end{matrix} & \begin{matrix} \cos kL - 2r \sin kL \\ k \sin kL \end{matrix} & \begin{matrix} \hat{e}_2 \\ \hat{e}_4 \end{matrix} & \begin{matrix} \hat{e}_3 \\ \hat{e}_0 \end{matrix} \end{matrix} \quad (16)$$

Тут і далі будемо користуватися безрозмірними позначеннями:

$$n = k \times L; \quad h = r / L, \quad (17)$$

Рівність нулю визначника матриці (16) обумовлює появу нетривіального розв'язку системи однорідних алгебраїчних рівнянь, яка свідчить про втрату стійкості конструкції:

$$|A| = -k \times [2 + 2 \times \cos n + n \times (1 + 4 \times h) \times \sin n] = 0. \quad (18)$$

Отримане рівняння має точний розв'язок, який не залежить від параметра η :

$$n = p. \quad (19)$$

З формул (1), (2), (5) та (17) випливає:

$$P = n^2 \times EI / L^2, \quad (20)$$

а для визначення коефіцієнта розрахункової довжини опори працює формула:

$$m = p / n. \quad (21)$$

Формула (19) свідчить про те, що в розглядуваному випадку довжина опори L збігається із критичною довжиною еквівалентного шарнірно закріпленого стрижня. Цей результат виглядає дещо несподіваним, бо опора моста є консоллю, а коткова опора, як здається на перший погляд, не заважає горизонтальним переміщенням верхівки. Виявляється, за рахунок того, що вертикальне навантаження разом із котком мігрує по верхівці опори, виникає ефект защемлення верхівки, який позитивно впливає на стійкість системи.

Зрозуміти це допомагає форма втрати стійкості, яку легко встановити. З урахуванням формули (19) матрична залежність (16) спрощується:

$$\begin{pmatrix} \hat{e}_1 \\ \hat{e}_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 1 & k & 0 \\ L + 2 \times h \times L & -2 \times h \times L & 1 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \hat{e}_1 \\ \hat{e}_0 \\ \hat{e}_1 \\ \hat{e}_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \hat{e}_0 \\ \hat{e}_0 \\ \hat{e}_0 \\ \hat{e}_0 \end{pmatrix}. \quad (22)$$

Вона надає можливість визначити константи інтегрування з точністю до довільного множника c (того самого, який зазначено на рис. 4), що має розмірність довжини:

$$C_1 = c; \quad C_2 = 0; \quad C_3 = 0; \quad C_4 = -c, \quad (23)$$

а потім за формулою (4) визначити форму втрати стійкості:

$$v = c \times \left[1 - \cos \frac{p \times x}{L} \right]. \quad (24)$$

яку показано на рис. 5. Із рисунка видно, що верхівка опори не повертається, а зміщується горизонтально.

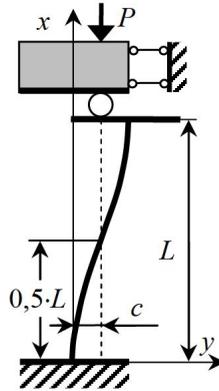


Рис. 5.

4 Багатокоткова та секторна опорні частини

Розглядувані в цьому розділі опорні частини зображено на рис. 2 *c*) та *d*). Вони значно відрізняються конструктивно, але розрахункові схеми опор із цими опорними частинами (див. схеми 2 та 3 на рис. 3) працюють ідентично. Для підтвердження цього розглянемо детальні схеми можливих переміщень та закономірності розподілу навантажень, користуючись рис. 6 та рис. 7.

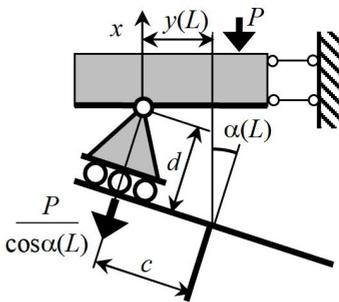


Рис. 6.

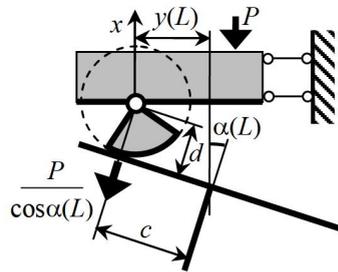


Рис. 7.

Нехай верхівка опори ($x = L$) змістилася відносно осі x на відстань $y(L)$ праворуч і повернулася на кут $\alpha(L)$ за годинниковою стрілкою. Оскільки візок опорної частини на рис. 6 та коток на рис. 7 передають навантаження на нижню опорну плиту нормально до її поверхні, абсолютна величина цього навантаження складає

$$P / \cos \alpha(L). \tag{25}$$

Відстань від верхівки опори до рівнодійної цього навантаження:

$$c = y(L) / \cos \alpha + d \times g a . \quad (26)$$

Це вможливило визначити згинальний момент у верхньому перерізі опори:

$$M(L) = c \times P / \cos \alpha = [y(L) / \cos \alpha + d \times g a] \times P / \cos \alpha . \quad (27)$$

Зважаючи на малість кута α , отримаємо одну з граничних умов на верхівці опори:

$$M(L) = [y(L) + d \times g a] \times P . \quad (28)$$

Скориставшись формулами (6), виразимо цю умову через функцію прогинів $y(L)$ та її похідні:

$$y(L) + k^2 \times [y(L) + d \times y(L)] = 0 , \quad (29)$$

а потім, використовуючи формули (4), (7) – через константи C_1, C_2, C_3, C_4 :

$$C_1 + (L+d) \times C_2 + d \times \cos(k \times L) \times C_3 - d \times \sin(k \times L) \times C_4 = 0 . \quad (30)$$

Другою граничною умовою є рівність нулю перерізувальної сили $S(L)$:

$$-\cos n \times C_3 + \sin n \times C_4 = 0 . \quad (31)$$

На основі формул (8), (30) та (31) побудуємо матрицю B для однорідних залежностей між константами інтегрування C_1, C_2, C_3, C_4 :

$$\begin{pmatrix} \hat{e}_1 \\ \hat{e}_2 \\ \hat{e}_3 \\ \hat{e}_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 1 & k & 0 & 0 \\ L+d & k \times L \times \cos n & -k \times L \times \sin n & 0 \\ 0 & -\cos n & \sin n & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \hat{e}_{C_1} \\ \hat{e}_{C_2} \\ \hat{e}_{C_3} \\ \hat{e}_{C_4} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} . \quad (32)$$

Критерієм втрати стійкості є рівність нулю визначника матриці B цієї залежності:

$$|B| = - [\cos n + k \times (L+d) \times \sin n] = - [\cos n + n \times (1+d/L) \times \sin n] = 0 . \quad (33)$$

Мінімальний додатний корінь цього рівняння залежить від відношення d/L , але незначною мірою. Так, для $d/L = 0$ маємо $n = 2,798386$, а для $d/L = 0,1$ маємо $n = 2,810663$. Завдяки тому, що висота опорної частини набагато менша за висоту опори ($d < 0,1 \times L$), залишаючись у межах інженерної точності, будемо користуватися значенням $d = 0$. Тоді критичну силу для випадку багатокоткової опорної частини можна визначити за формулою (20), приймаючи $n = 2,798$, або за модифікованою формулою Ейлера (2), приймаючи $m = p/n = 1,123$.

Відтак, залежність (32) спрощується і набуває вигляду:

$$\begin{pmatrix} \hat{e}_1 \\ \hat{e}_2 \\ \hat{e}_3 \\ \hat{e}_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 1 & k & 0 \\ L & 0 & 0 \\ 0 & -\cos n & \sin n \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \hat{e}_1 \\ \hat{e}_2 \\ \hat{e}_3 \\ \hat{e}_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{pmatrix} \quad (34)$$

За умови рівності нулю визначника її матриці:

$$-(\cos n + n \times \sin n) = 0 \quad (35)$$

знайдемо розв’язок системи рівнянь (34) із довільним множником a :

$$C_1 = a \times n; \quad C_2 = -a \times k; \quad C_3 = a; \quad C_4 = -a \times n. \quad (36)$$

За допомогою цього розв’язку, користуючись формулами (4), (6), (7), визначимо форму втрати стійкості (рис. 8):

$$y = a \times [n - k \times x + \sin(k \times x) - n \times \cos(k \times x)]. \quad (37)$$

і форму епюри згинальних моментів:

$$M = a \times P \times [\sin(k \times x) - n \times \cos(k \times x)], \quad (38)$$

які є однаковими для схем 2 та 3, поданих на рис. 3.

Важливим атрибутом форми втрати стійкості є лінія рівнодійної внутрішніх сил або інакше – силова вісь системи. В розглядуваних випадках вона проходить через шарнір опорної частини (перпендикулярно до верхнього поперечного перерізу опори) і точку осі стрижня, де згинальний момент дорівнює нулю. На рис. 8 лінії рівнодійних позначено пунктиром.

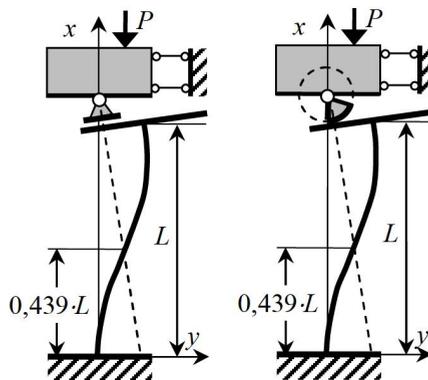


Рис. 8.

Заувага. Коткові опорні частини зазвичай використовують для компенсації температурних видовжень прогонової будови. З цієї причини коток не завжди буде розташованим на осі опори. Тому таку опору треба розраховувати не як центрально-, а

як позацентрово навантажений стрижень. Але для розрахунку такого стрижня в будь-якому разі потрібна розрахункова довжина, причому її варто брати таку, що дорівнює не $2L$, як для консолі, а mL , як впливає з результатів цієї роботи.

5 Опорна частина з віссю на опори

Розглядувану опору зображено на рис. 3 (схема 4). Її особливість полягає в тому, що вісь котка або балансир розташовано не на прогоновій будові, а на опорі. З цього випливає, що опора навантажена силою, нормальною до верхньої опорної плити і прикладеною до верхньої точки опори. Це обумовлює такі граничні залежності для поперечного перерізу $x = L$:

$$M(L) = -EI \times y''(L) = 0; \quad Q = -EI \times y''' - P \times y = 0, \quad (39)$$

Представимо ці залежності з урахуванням формул (5) та (17) через константи інтегрування C_1, C_2, C_3, C_4 :

$$M(L) = P \times [C_3 \times \sin n + C_4 \times \cos n] = 0; \quad Q(L) = -P \times C_2 = 0. \quad (40)$$

На основі формул (8) та (40) побудуємо матрицю D для однорідних лінійних залежностей:

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & k & 0 \\ 0 & 0 & \sin n & \cos n \\ 0 & 1 & 0 & 0 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}. \quad (41)$$

Критерієм втрати стійкості є рівність нулю визначника матриці D :

$$|D| = k \times \cos n = 0. \quad (42)$$

Мінімальний додатний корінь цього рівняння n та коефіцієнт розрахункової довжини m визначають так:

$$n = \pi/2; \quad m = \pi/n = 2. \quad (43)$$

Це надає можливість знаходити критичну силу за формулами (20) або (2).

Підставивши значення v в залежність (41), отримаємо:

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & k & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}. \quad (44)$$

Звідси можна знайти константи інтегрування з точністю до довільного множника c з розмірністю довжини:

$$C_1 = c; \quad C_2 = 0; \quad C_3 = 0; \quad C_4 = -c. \quad (45)$$

Використовуючи їх, знаходимо форми втрати стійкості та епюри моментів:

$$y(x) = c \times [1 - \cos(k \times x)]; \quad M(x) = -c \times P \times \cos(k \times x). \quad (46)$$

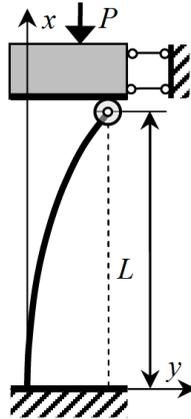


Рис. 9.

Форма втрати стійкості і силова вісь системи для випадку, коли коток закріплено на опорі, зображено на рис. 9. Тут маємо повний збіг у роботі з консольним стрижнем, навантаженим вертикальною силою. Це єдиний випадок, коли рухоме обпирання прогонової системи не стримує верхівку опори від повертання.

6 Врахування пружного защемлення опори

В усіх розглянутих розрахункових схемах нижній переріз опори ($x = 0$) був нерухомо закріпленим і жорстко защемленим, тобто вважалося, що в цьому перерізі

$$y(0) = 0; \quad a(0) = 0. \quad (47)$$

У реальних умовах певна рухомість нижнього перерізу залишається, причому більш впливовим є не переміщення, а поворот перерізу. Для врахування цього ефекту введемо коефіцієнт пружної піддатливості защемлення w , тобто коефіцієнт пропорційності між згинальним моментом у нижньому перерізі опори та його поворотом:

$$a(0) = -w \times M(0). \quad (48)$$

Знак мінус у цій залежності обумовлено правилом знаків для кутів повороту й згинальних моментів (див. розділ 2).

Коефіцієнт w у міжнародній системі одиниць (SI) має розмірність $1/(H\cdot m)$ і виражається дуже дрібним числом. Зручніше застосовувати його безрозмірний аналог

$$w = w \times EI / L, \quad (49)$$

де EI – згинальна жорсткість стрижня опори, L – його геометрична довжина. Підставляючи у формулу (48) вирази для $a(0) = y(0)$ та для $M(0) = -EI \times y''(0)$ на базі залежностей (7), отримуємо граничну умову:

$$C_2 + k \times C_3 + w \times L \times k^2 \times C_4 = 0, \quad (50)$$

якою треба замінити другий вираз із комплексу (8). Відповідно зміниться другий рядок матриць (16), (32), (41) та рівняння для визначення параметра v . Ці рівняння у співставленні з виведеними раніше наведено в таблиці 1.

Таблиця 1.

Вид опорної частини	Жорстке защемлення	Пружне защемлення
Однокоткова	$2 \times (1 + \cos n) + n \times \sin n = 0$	$2 \times (1 + \cos n) + n \times \sin n - w \times n \times (\sin n - n \times \cos n) = 0$
Багатокоткова або секторна	$\cos n + n \times \sin n = 0$	$\cos n + n \times \sin n + w \times n^2 \times \cos n = 0$
З віссю на опорі	$\cos n = 0$	$\cos n - w \times n \times \sin n = 0$

Корінь трансцендентного рівняння n для випадку пружного защемлення дасть можливість визначити критичну силу за формулою (20) або коефіцієнт розрахункової довжини m за формулою (21).

Висновки

1 Коткова опорна частина є не тільки компенсатором температурних деформацій прогонової будови, але й ефективною в'яззю, яка позитивно впливає на Ейлерову критичну силу та скорочує розрахункову довжину стрижня опори. Коткове обпирання прогонових конструкцій є досить розповсюдженим, але в довідковій літературі немає даних про його вплив на стійкість опор.

2 У цій статті отримано критичні сили та коефіцієнти розрахункової довжини пружних консольних опор, оснащених чотирма видами опорних частин. Результати розрахунків у звичному для інженера вигляді подано на рис. 10, який можна приєднати до стандартної таблиці щодо втрати стійкості стрижнів із різними видами граничних умов (рис. 1). Показано також, що лінійні розміри опорних частин практично не впливають на показники стійкості опор.

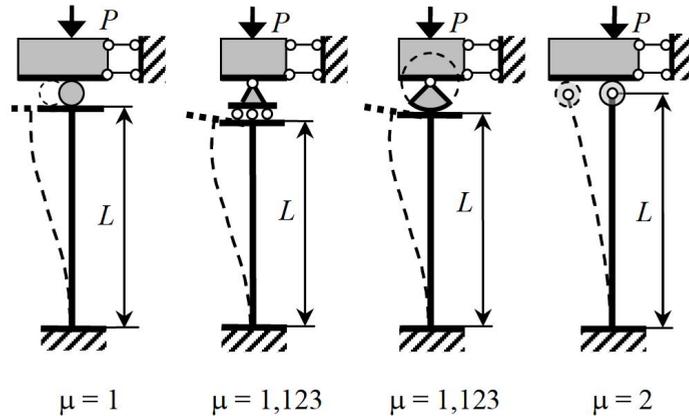


Рис. 10.

Література

- [1] Баженов, В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології і моделювання [Текст] / В. А. Баженов, А. В. Перельмутер, О. В. Шишов. – Київ : ВІПОЛ, 2009. – 896 с.
- [2] Ржаницын, А. Р. Устойчивость равновесия упругих систем [Текст] / А. Р. Ржаницын. – М. : Гостехтеориздат, 1955. – 476 с.
- [3] Феодосьев, В. И. Избранные задачи и вопросы по сопротивлению материалов [Текст] / В. И. Феодосьев. – М. : Наука, 1967. – 376 с.
- [4] Ясинский, Ф. С. О сопротивлении продольному изгибу [Текст] / Ф. С. Ясинский // Сборник института инженеров путей сообщения. – Вып. XXVI. – СПб., 1894. – С. 1–129.
- [5] Perelmuter, A. V. Handbook of Mechanical Stability in Engineering [Text] / A. V. Perelmuter, V. I. Slivker. – New Jersey – London – Shanghai – Beijing – Singapore – Hong Kong – New Delhi : World Scientific Publishing Company, 2013. – 1656 p.
- [6] Гордеев, В. М. Стійкість коткової опори [Текст] / В. М. Гордеев //Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – Київ : Сталь, 2023. – Вип. 31-32. – С. 157–164.

Specific Aspects of Moving Loads on Columns

V. Gordeiev, Honored Worker of Science and Technology of Ukraine, Dr. Sc. (Eng.), Prof.

V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction, Ukraine

Abstract. The paper addresses a structural mechanics problem concerning the stability of an elastic cantilever column with constant steel cross-section, subjected to a compressive force transmitted through a roller mechanism. Such a configuration may represent a calculation model of moving supports in girder bridge spans or elements of other engineering structures. Despite its apparent simplicity and applied character, this problem has not been adequately covered in publicly available technical literature.

The study considers bearing devices consisting of bearing plates and a roller mechanism that allows the plates to move freely in the horizontal direction and rotate relative to each other, but not to approach one another. The analysis is limited to single roller and multi roller devices with cylindrical rollers, which permit plate movement only in one direction and rotation about a single axis. Based on these structural solutions, planar calculation schemes of the supports were selected for detailed analysis.

The problem is solved within a linear framework. The kinematics of roller mechanisms are examined in detail. The buckling modes are identified, and reduction coefficients are derived to relate the critical buckling length of the column to its value in the classical Euler problem. It is shown that the linear dimensions of the bearing devices have practically no influence on the stability indicators of the supports. The calculation results are presented in a graphical form familiar to engineers and can be incorporated into the standard table of buckling lengths for members with various boundary conditions.

A separate case of elastic restraint of supports in a foundation slab is considered. To account for this effect, a coefficient of elastic compliance of restraint is introduced, i.e. a proportionality factor for the bending moment at the lower section of the support and its rotation. Transcendental equations are provided for determining the critical parameters.

The paper is addressed to specialists in structural mechanics and strength of materials, and it contributes to the understanding of the behaviour and stability assessment of compressed cantilever members subjected to non-standard loading.

Key words: stability, roller mechanism, critical load, buckling length.

Надійшла до редколегії 14.11.2024 р.

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ

У збірнику публікуються не опубліковані раніше та не призначені для одночасної публікації в інших виданнях статті, що містять нові результати теоретичних та експериментальних досліджень у сфері розвитку методів розрахунку і проєктування конструкцій, будівель і споруд, розроблення раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів і з'єднань, удосконалення матеріалів, технологій виготовлення, монтажу та реконструкції будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в галузі будівництва тощо.

Наукові статті мають містити: опис проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими програмами чи практичними завданнями; короткий аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми і на які посилається автор; виділення невирішених питань або проблем, котрим присвячується стаття; формулювання цілей статті (постановка завдання); виклад основного матеріалу дослідження з обґрунтуванням отриманих наукових результатів; висновки з цього дослідження і перспективи подальших досліджень за даним напрямком.

Статті подаються українською або англійською мовами у роздрукованому вигляді (в двох екземплярах, один із яких має бути підписано всіма авторами статті) та в електронному вигляді звичайною чи електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 15 сторінок розміром 170×240 мм (формат паперу) включно з рисунками, таблицями та бібліографічним переліком використаної літератури. Статтю потрібно супроводжувати розгорнутою анотацією (від 1800 знаків із пробілами) та переліком ключових слів (від 3 до 6 слів) українською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові (українською та англійською мовами), науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

Статтю має бути набрано в текстовому редакторі Microsoft Word шрифтом Times New Roman. Для заголовків застосовують розмір 13 пт.; для основного тексту та відомостей про авторів – 11 пт.; для анотації та ключових слів застосовують шрифт Verdana, розмір 8 пт. Міжрядковий інтервал – одинарний. Поля на аркушах формату 170×240 мм: верхнє – 1,5 см; нижнє – 2 см; ліве та праве – по 2 см.

У лівому верхньому кутку титульної сторінки зазначають УДК. Назву статті, прізвища та ініціали авторів (напівжирним шрифтом), їхні вчені ступені, наукові звання та назви місць основної роботи вирівнюють по центру. З нового абзацу подають анотацію, ключові слова та текст статті з вирівнюванням за шириною.

Таблиці набирають шрифтом Times New Roman розміром від 9 пт. до 11 пт. Розмір таблиці не повинен бути більшим за 13×18 см.

Формули в тексті набирають у редакторі Word Microsoft Equation чи в програмі MathType шрифтом Times New Roman, розміром 11 пт., текст та змінні у формулі – курсивом.

Кресленики, рисунки, фотографії (кольорові, чорно-білі монохромні чи напівтонові зображення) вставляють у текст без обтїкання та додатково подають окремими файлами форматів *.tif, *.gif або *.jpg (300 точок/дюйм) за розміром по ширині щонайбільше 13×18 см. Написи під рисунками друкують шрифтом Times New Roman розміром 10 пт.

Перелік використаних літературних джерел має бути оформлено згідно з ДСТУ ГОСТ 7.1-2006 і наведено наприкінці статті. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання та видавництво, рік видання, том, кількість сторінок. Посилання з тексту статті на кожен пункт переліку літератури – обов'язкове. Посилання на неопубліковані роботи не допустимі.

Кожна стаття підлягає зовнішньому та внутрішньому рецензуванню. У разі повернення статті на доопрацювання датою надходження вважають дату одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після доопрацювання статтю знову надсилають на розгляд до редколегії.

Розраховуємо на співпрацю.

Наукове видання

Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В. М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського інституту сталевих конструкцій
імені В. М. Шимановського

Відповідальний редактор
Комп'ютерна верстка
та технічне редагування

О. В. Шимановський
О. І. Кордун
В. П. Гаврилова

Рекомендовано до друку вченою радою
ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського»
(протокол № 5 від 27.12.2024)

Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації
КВ № 17755-6605 ПР від 04.05.2011

Підписано до друку 27.12.2024.
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Ум. друк. арк. 10,63. Наклад 100 прим.

Видавництво «Сталь».
02125, м. Київ, вул. Віталія Шимановського, 2/1, тел. 229-83-51; 543-95-56
www.steel-izdat.com.ua
