

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

В. О. Попов, І. П. Кондратенко, А. П. Ращепкін

**БЕЗФУНДАМЕНТНІ
БАШТИ-АТРАКЦІОНИ
З ВИСОКОТОЧНИМ СТОВБУРОМ**

Монографія

**Вінниця
ВНТУ
2009**

УДК 624.014, УДК 621.313

ББК 38.5

П 58

Рекомендовано до друку Вченою радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 10 від 28.05.2009 р.)

Рецензенти:

С. І. Білик, доктор технічних наук, доцент

В. Ф. Шинкаренко, доктор технічних наук, професор

І. Н. Дудар, доктор технічних наук, професор

Попов, В. О.

П 58 Безфундаментні башти-атракціони з високоточним стовбуром : монографія / В. О. Попов, І. П. Кондратенко, А. П. Ращепкін. – Вінниця : ВНТУ, 2009. – 250 с.

ISBN 978-966-641-330-0

У монографії викладені результати моделювання та оптимізації параметрів конструкцій платформ і вузлів безфундаментних башт-атракціонів з високоточним стовбуром. Окреслено основні принципи моделювання і розрахунку магнітних лінійних машин для технологічного устаткування, удосконалено методи для визначення несучої здатності елементів башт-атракціонів та форм втрати їх стійкості із врахуванням динамічних впливів збоку лінійних машин.

Для працівників науково-дослідних, проектних, виробничих організацій, студентів і аспірантів будівельних спеціальностей та науковців спеціальності електричні машини і апарати.

УДК 624.014, УДК 621.313

ББК 38.5

ISBN 978-966-641-330-0

© В. Попов, І. Кондратенко, А. Ращепкін, 2009

ЗМІСТ

ВСТУП	7
РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БАШТОВІ СПОРУДИ ТА БАШТИ-АТРАКЦІОНИ	9
1.1. Класифікація баштових споруд	9
1.2. Сфера застосування. Історичний екскурс	9
1.2.1. Історія вітчизняного баштобудування	10
1.2.2. Удосконалення висотних металевих споруд	12
1.3. Будівництво висотних споруд закордоном	13
1.3.1. Висотні споруди Північної Європи	14
1.3.2. Башти Німеччини	15
1.3.3. Висотні споруди далекосхідних країн	18
1.3.4. Башти і щогли Північної Америки	18
1.3.5. Висотні споруди країн Центральної Європи	21
1.3.6. Висотні споруди країн Західної Європи	22
1.3.7. Висотні споруди екзотичних країн	24
1.3.8. Катастрофа щогли у Костянтинові (Варшава)	27
1.4. Конструктивні вирішення башт. Шляхи удосконалення	29
1.4.1. Загальне конструктивне рішення башт	29
1.4.2. Конфігурація стовбура	30
1.4.3. Загальне конструктивне рішення башт-атракціонів	31
1.4.4. Типи перерізів елементів	33
1.4.5. Конструктивне вирішення діафрагм	34
1.4.6. Конструктивне вирішення решітки	35
1.5. Башти-атракціони	37
1.6. Конструктивні вирішення опорних платформ підйомних кранів	42
1.7. Конструктивні вирішення опорних платформ башт-атракціонів	44
1.8. Конструктивні вирішення з'єднувальних міжсекційних вузлів високоточних стовбурів башт-атракціонів та підйомних кранів	51
1.9. Сучасні вітчизняні дослідження у галузі будівництва металевих регулярних споруд. Напрямки подальших пошуків	55
РОЗДІЛ 2. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ СИСТЕМ ДИНАМІЧНОГО ГАЛЬМУВАННЯ БАШТ-АТРАКЦІОНІВ ВІЛЬНОГО ПАДІННЯ.	60
2.1. Вихідні рівняння електродинаміки для розрахунку систем динамічного гальмування	60

2.2. Система динамічного гальмування із застосуванням односторонньої лінійної машини з постійними магнітами .	64
2.3. Приклад розрахунку системи динамічного гальмування .	73

РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ОПОРНИХ ПЛАТФОРМ БАШТ-АТРАКЦІОНІВ. РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ КОНСТРУКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ 80

3.1. Основи розрахунку	80
3.2. Моделювання башти на жорсткій платформі без фундаменту .	81
3.2.1. Аналіз конструкції башт-атракціонів	81
3.2.2. Моделювання стовбура башти	83
3.2.3. Власна вага та статичне технологічне навантаження .	84
3.2.4. Моделювання дії ожеледі	84
3.2.5. Моделювання вітрового навантаження (лобове) .	86
3.2.6. Моделювання вітрового навантаження (діагональне) .	91
3.2.7. Моделювання технологічного динамічного навантаження	93
3.2.8. Аналіз даних за РКН та аналіз системи стовбура .	98
3.2.9. Математичне моделювання типової платформи безфундаментної башти-атракціону	99
3.2.10. Математичне моделювання безфундаментної башти, що пропонується влаштувати на флюгерах	100
3.2.11. Моделювання плоскої задачі	101
3.2.12. Випадок анкерування опорних точок у ґрунті .	106
3.2.13. Конструктивне вирішення без анкерування	109
3.2.14. Порівняння варіантів платформ з анкеруванням та без нього	110
3.2.15. Пошук раціональної кількості флюгерів	111
3.3. Конструктивні вирішення опорної платформи на флюгерах .	116
3.4. Чисельне моделювання платформи на 4 флюгерах	119
3.5. Техніко-економічне порівняння	120

РОЗДІЛ 4. ВТРАТА СТІЙКОСТІ РІВНОВАГИ ФУНДАМЕНТНИХ ТА БЕЗФУНДАМЕНТНИХ БАШТ-АТРАКЦІОНІВ 126

4.1. Загальні принципи розрахунку втрати стійкості рівноваги .	126
4.2. Дослідження геометричних співвідношень	127
4.3. Моделювання втрати стійкості башти-атракціону на пружному ґрунті з опорною платформою довільної форми .	131
4.4. Втрата стійкості запропонованої башти на флюгерах	135

4.5. Розрахунок додаткових монтажних факторів, що впливають на стійкість рівноваги	137
4.6. Моделювання роботи гвинтової палі	139
4.7. Висновки з моделювання платформ	140

РОЗДІЛ 5. МОДЕЛЮВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК УДОСКОНАЛЕНИХ МІЖСЕКЦІЙНИХ ЕЛЕМЕНТІВ (ВУЗЛІВ) 143

5.1. Конструктивне вирішення запропонованого вузла	143
5.2. Моделювання та розрахунок запропонованого з'єднання	144
5.2.1. Моделювання напружено-деформованого стану запропонованого з'єднання при розтязі-стиску	145
5.2.2. Моделювання напружено-деформованого стану запропонованого з'єднання при закручуванні	146
5.2.3. Розрахунок запропонованого вузла на згин	152
5.2.4. Оцінка несучої здатності та величини руйнівного зусилля запропонованого з'єднання	153
5.2.5. Моделювання напружено-деформованого стану з'єднання при розтязі-стиску на програмі "Cosmos-2004"	154
5.2.6. Конструктивні реалізації запропонованого вузла	156
5.3. Техніко-економічне порівняння	158
5.4. Висновки	165

РОЗДІЛ 6. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ БАШТИ-АТРАКЦІОНУ ПІД ДІЄЮ СТАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ 167

6.1. Мета і задачі експериментальних досліджень	167
6.2. Опис експериментальної установки	167
6.3. Навантаження на модель башти-атракціону	169
6.4. Експериментальне дослідження роботи моделі під дією розрахункових навантажень	172
6.5. Методика випробувань	172
6.6. Висновки	176

РОЗДІЛ 7. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ГВИНТОВИХ ПАЛЬ 177

7.1. Мета і задачі експериментальних досліджень	177
7.2. Методика експерименту	177
7.3. Результати дослідження стійкості гвинтової палі від висмикування	178
7.4. Теоретичний пошук коефіцієнтів масштабності для переходу від моделі до натурної палі	180

7.5. Аналіз даних експериментальних досліджень. Висновки	181
РОЗДІЛ 8. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗАПРОПОНОВАНОГО З'ЄДНАННЯ ПІД ДІЄЮ СТАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ	
8.1. Мета і задачі експериментальних досліджень	183
8.2. Експериментальне дослідження запропонованого з'єднання	183
8.2.1. Експериментальне дослідження зразків на розтяг	183
8.2.2. Експериментальне дослідження зразків на згин	188
8.3. Висновки	194
ОСНОВНІ ВИСНОВКИ	195
ЛІТЕРАТУРА	198
Додаток А. Оцінка величин зміщення миттєвої осі перекидання від габариту платформи	212
Додаток Б. Вихідні дані для розрахунку стовбура башти-атракціону	214
Додаток В. Розрахункові зусилля та деформації у флюгерах	216
Додаток Д. Алгоритм програми Fluger2.exe	218
Додаток Е. Оптимальний кут нахилу осі флюгера	220
Додаток Ж. Дослідження впливу параметрів N_{A-A} , M_{A-A} , Q_{A-A} , q , L , I/A на величину оптимального кута нахилу осі флюгерів	222
Додаток З. Алгоритм програми Vuzol_shtift.exe	228
Додаток К. Послідовність складання запропонованого з'єднання	231
Додаток Л. Креслення дослідних зразків запропонованого вузла	233
Додаток М. Протоколи випробувань	237

ВСТУП

На даний момент в Україні і в усьому світі збільшується попит на пересувні безфундаментні башти-атракціони. Вони є цікавими та прибутковими елементами індустрії розваг. Крім цього такі споруди повинні бути максимально легкими (для здешевлення перевезення та монтажу), жорсткими та, найголовніше, надійними. Водночас для виживання у ринкових умовах виробники башт-атракціонів повинні зменшувати собівартість цих споруд, головними складовими частинами якої є витрати металу та праці. Це обґрунтовує актуальність і доцільність досліджень з проблеми пошуку раціональних конструктивних форм безфундаментних башт-атракціонів та оптимізації їх параметрів.

Вчені таких країн як Італія, Австрія, Німеччина, Франція, Китай, США приділяють велику увагу таким конструкціям. Зусиллями іноземних конструкторів та науковців (Еріберто Дзафонато, Лоренца Петріє, Серраваллі) та науково-дослідних організацій при потужних промислових об'єднаннях (Fabbri Group, Preston&Barbieri, S&S Power Inc. та ін.) розроблено численні рекомендації щодо оптимального проектування стовбурів башт-атракціонів, запропоновано цілу низку конструктивних рішень опорних платформ, та різноманітних силових вузлових з'єднань.

Через те, що вздовж стовбура башт-атракціонів здійснює рух технологічне устаткування (кабіна з пасажирами), елементи стовбура – напрямні – повинні бути прямолінійними і, відповідно, мати високу точність з'єднання елементів, з яких складаються.

Конструктивно найбільш близькими до безфундаментних башт-атракціонів є баштові крани, тому закордонні інженери-проектувальники багато інженерних рішень запозичують саме у цих конструкцій.

На теренах України такий тип баштових споруд є недостатньо вивченим у порівнянні з класичними телекомунікаційними баштами, опорами ЛЕП різної форми та у порівнянні із стовбурами баштових кранів, дослідженнями яких займалися такі відомі вчені як Л. О. Невзоров, М. П. Кондра, В. О. Пермяков, М. М. Гохберг, О. М. Орлов, А. В. Перельмутер, І. М. Лебедич, О. І. Голоднов, С. І. Білик, Є. М. Бабич, Є. В. Горохов, В. П. Мушанов та інші.

Відзначимо, що на цей момент недостатньо дослідженими залишаються опорні платформи безфундаментних башт-атракціонів. Ці конструкції, що запроектовані вітчизняними та закордонними виробниками, часто є нераціональними, їх конструктивне рішення вимагає великих перевитрат матеріалів. Недостатньо дослідженою є взаємодія стаціонарного каркасу башти-атракціону та рухомого технологічного устаткування.

Важливим для проектувальника є розроблення та оптимізація робочих та запобіжних гальмівних систем, що уповільнюють рух устаткування, яке може рухатись із великою швидкістю. Через це система гальмування не повинна бути залежною від постачання електроенергії чи іншого носія енергії, яка необхідна для створення гальмівних сил достатніх для зупинки екіпажу визначеної ваги.

Природним засобом для створення гальмівної сили тіла, що рухається прямолінійно, може бути лінійна електрична машина. В умовах, коли ця гальмівна сила не повинна бути залежною від джерела електроживлення, магнітне поле лінійної машини може створюватись постійними магнітами.

Розвитку теорії лінійних електричних машин присвячено праці відомих вчених І. М. Постнікова, К. І. Кіма, О. І. Вольдена, М. М. Охременко, Я. Я. Лієлпетера, А. Я. Вілнітіса, А. П. Рещепкіна, В. Ф. Шинкаренка та інших.

Окрім всього вищезгаданого, типові високоточні з'єднання трубчастих елементів, які є найбільш вживаними для цього типу баштових споруд, що використовуються вітчизняними та закордонними виробниками, мають високу собівартість.

Таким чином, подальше вдосконалення безфундаментних башт-атракціонів пов'язане з конструктивним поліпшенням їх опорних платформ, міжсекційних вузлових з'єднань. При цьому важливим та актуальним є пошук характеру втрати стійкості безфундаментних башт-атракціонів під дією зовнішніх навантажень із врахуванням динамічного впливу збоку лінійних машин на постійних магнітах, пошук раціональних конструктивних рішень жорстких опорних платформ, дослідження їх поведінки під час сумісної роботи з ґрунтом; розроблення та дослідження особливостей роботи під навантаженням нових високоточних вузлів, що забезпечують збірність – розбірність та транспортельність конструкції.

РОЗДІЛ 1

ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БАШТОВІ СПОРУДИ ТА БАШТИ-АТРАКЦІОНИ

1.1. Класифікація баштових споруд

Баштовими спорудами називають висотні просторові конструкції, що закріплені на жорсткому фундаменті чи опорній платформі, стовбури яких працюють як консоль. Башти бувають суцільними і наскрізними. Їх висота перевищує розміри в плані більше ніж у 5...8 разів і досягає в окремих випадках 500...600 м [1–6]. Іноді для естетичних потреб наскрізні башти закривають обшивкою. Суцільні металеві башти виготовляють з труб та зварених листових коробів. Їх використовуються надзвичайно рідко у зв'язку зі збільшенням парусності конструкції та перевитратами матеріалу у порівнянні з наскрізними. Однак, часто будуються залізобетонні суцільні башти. Як раз найбільшими у світі є залізобетонна башта у Торонто (Канада) та Останкінська башта (Москва, Російська Федерація) [2, 7, 8]. Металеві наскрізні башти виготовляють з трубчастих елементів, кутників, двотаврів, швелерів, складених перерізів, з'єднаних за допомогою зварювання чи на роз'ємному кріпленні.

За кількістю граней башти поділяються на тригранні, чотиригранні, п'ятигранні, шестигранні, багатогранні, складної конфігурації. За конфігурацією стовбура – призматичні, пірамідальні, комбіновані (зі зламами граней). За конфігурацією решітки – з трикутною, ромбічною, хрестовою, хрестово-ромбічною та іншими решітками [1, 2, 4].

1.2. Сфера застосування. Історичний експурс

На сьогодні металеві баштові споруди застосовуються у багатьох галузях народного господарства. Це, насамперед, опори телекомунікаційних антен, метеорологічні спостережувальні конструкції, підтримуючі конструкції для заводських витяжних труб, індустрія розваг, каркаси до монументальних споруд та архітектурних прикрас.

Для правильного розуміння напрямку розвитку таких конструкцій необхідно зупинитися на історії створення найвідоміших баштових споруд.

В закордонній практиці для встановлення телевізійного обладнання будуються як башти так і щогли. Застосування щогл більш поширене в країнах СНД, США, Чехії, Словаччині, Нідерландах, Бельгії. В таких країнах як Франція, Німеччина, Англія переважно будуються

башти, причому більше з залізобетону (перша така башта висотою 210 м була збудована у 1955 р. у Штудгарті).

1.2.1. Історія вітчизняного баштобудування

“Бабусею” Київської башти (рис. 1.1) була перша у колишньому СРСР радіо-телебашта Шухова [2, 7–9]. Однак першим оригінальним проектом вітчизняного баштобудування слід вважати водонапірну башту гіперболоїдного типу, представлену у 1896 році на ярмарку у Нижньому Новгороді. У 1922 р. в Москві на Шаболовці зводиться найпотужніша для того часу (~12 кВт) лампова радіотрансляційна станція. Опорою для антени була башта висотою 150 м, запроектована В. Г. Шуховим, (в подальшому надбудована до 165 м) у вигляді гіперболоїду обертання. Аналогічна башта збереглася дотепер на Кубані (рис. 1.2). У цей же період будуються радіотрансляційні центри у Ленінграді, Нижньому Новгороді, хоча пріоритети віддаються щоглам.



Рис. 1.1. Телебашта, м. Київ, Україна (380 м): гол. конструктор – І. Г. Затуловський

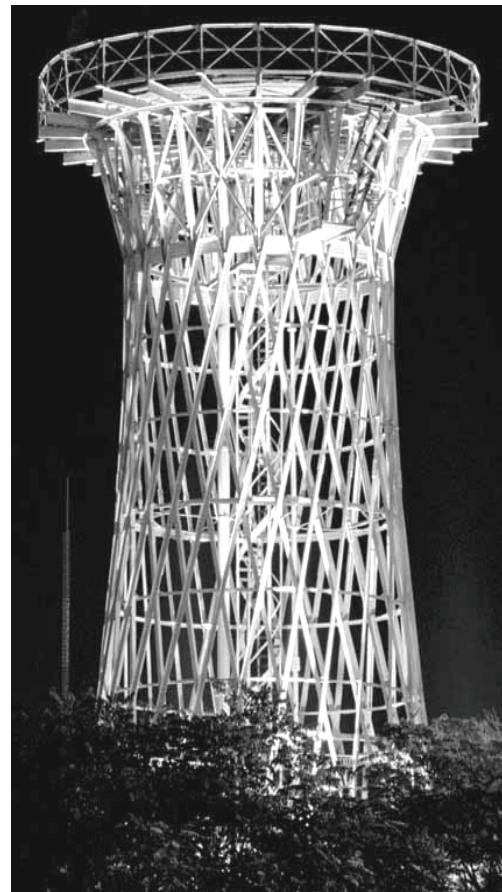


Рис. 1.2. Кубанська башта, Російська Федерація (150 м): гол. конструктор – В. Г. Шухов

У 1930 р. під керівництвом Шухова, який узагальнив досвід будівництва Астраханського, Феодосійського та Черкаського водопроводів, розроблено проекти стандартних водонапірних башт.

У 20 роках ХХ ст. з'явилися перші теоретичні роботи з баштобудування та щоглобудування (С. Я. Турлігін, С. К. Баксаков). Основна увага в них приділялася баштам та щоглам із дерев'яним стовбуром.

З 1935 р. проектні та пов'язані з ними експериментальні роботи, інженерні вишукування та розробки ведуться в проектній конторі Стальконструкція, засноване на базі бюро В. Г. Шухова.

За період 1946–1950 рр. були виконані розробки трьох типів щогл.

Родоначальником вітчизняного баштового будівництва є УкрНДІ “Проекстальконструкція” ім. В. М. Шимановського (надалі – УкрНДІПСК). Україна починала активно зростати “вгору” ще на початку минулого століття, однак найбільш бурхливим було будівництво башт напередодні “Епохи Шимановського-старшого” [2, 7].

У [7] описуються найбільш визначальні “кроки по вертикалі” УкрНДІПСК:

- 1947 р. – проект водонапірної башти у Білій Церкві (№ 103);
- 1948 р. – копр шахти 160 (проект № 116);
- 1950 р. – елінг заводу № 45 (проект № 235);
- 1951 р. – перший проект Київської телевізійної башти висотою 180 м;
- 1955 р. – 83,5 метрова башта (проект № 529);
- 1956 р. – велика кількість проектів комунікаційних башт і найбільший – проект московського телецентру № 710 висотою 550 м...

Всі ці проекти передували відомій на весь світ Київській телевізійній башті, що створювалася як суцільно зварна. Проектувальники вперше для таких високих споруд відмовилися від фланців і вузлових косинців для з'єднання труб. Це дозволило зменшити вагу башти майже на 20 %. Умовно споруду можна поділити на такі частини: антенна частина, шахта ліфтів, загальний стовбур, стовбур антени “Алтай”, верхню і нижню технічні будівлі та базу [2, 7].

Батьками телевізійної башти у Києві є працівники УкрНДІПСК у співробітництві із вченими Інституту електрозварювання ім. Патона. Лауреатами державної премії стали головний інженер проекту О. І. Шумицький, керівник відділу висотних конструкцій І. Г. Затуловський, головний спеціаліст ОВК О. І. Калиничев, провід-

ний інженер – А. М. Соломенко. Виконання робіт з підйому конструкції здійснював трест «Укрмонтажміськбуд». В середині серпня 1973 р. новонароджена Київська телевізійна башта подала свій голос в ефір.

1.2.2. Удосконалення висотних металевих споруд

Проблемами удосконалення просторових металевих конструкцій займаються на Україні УкрНДІ “Проекстальконструкція”, Дніпропетровський інститут ПСК, вузи КНУБА, ДНАБіА, Львівська Політехніка, ВНТУ, Рівненська академія будівництва та їх вчені С. І. Білик, В. О. Пермяков, О. О. Нілов, О. В. Шимановський, І. М. Лебедич, В. М. Гордєєв, О. І. Оглобля, А. В. Перельмутер, М. А. Микитаренко, О. І. Голоднов, В. А. Микитаренко, Є. М. Бабич та інші. Удосконаленням класичних металевих башт займався видатний вітчизняний конструктор та науковець М. П. Кондра. Його учні займаються також проблемами створення раціональних конструкцій динамічних гасників вимушених коливань металевих башт і щогл. О. І. Шумицький займався дослідженнями металевих телевізійних башт великої висоти. Він особливу увагу приділяв конструктивним формам вищезгаданих баштових споруд.

У зв’язку з необхідністю забезпечення потреб у радіомовленні та телебаченні, у 40–60 роках ХХ століття у колишньому СРСР була проведена кропітка робота з вибору та обґрунтування масових башт висотою до 200 м. Аналізуючи вітчизняний та закордонний досвід, а також дослідження моделей у аеродинамічних тунелях, довели, що найбільш суттєвим фактором, що впливає на економічність висотних споруд є аеродинамічний коефіцієнт, оскільки напруження від вітрового навантаження складає близько 90 % від сумарного [2, 10].

Проектні та науково-дослідні організації підготували велику кількість типових рішень баштових споруд. Був прийнятий напрямок на використання трубчастих перерізів елементів та ефективних фланцевих з’єднань [1 – 4, 6, 8].

Таким чином можна окреслити наступні основні шляхи вдосконалення баштових споруд [1 – 4, 6, 8 – 16]:

- зменшення матеріаломісткості;
- стандартизація деталей та марок башт, взаємна заміність секцій;
- зменшення витрат праці на монтаж та виготовлення конструкції та транспортних витрат;
- розроблення нових алгоритмів аналізу напружено-деформованого стану споруд баштового типу [17];



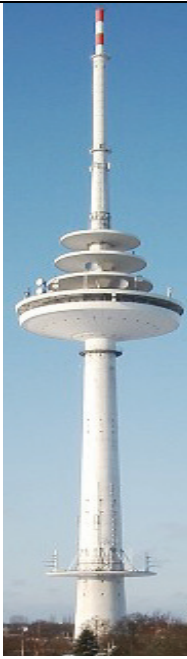

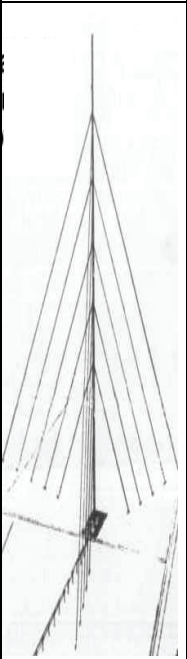

- розроблення рекомендацій до існуючих нормативних документів з приводу конструювання баштових призматичних споруд;
- зменшення об'єму бетонних та земляних робіт при виготовленні фундаментів;
- використання ефективних та високотехнологічних профілів для елементів наскрізних башт [18, 19];
- використання ефективних алюмінієвих сплавів.

1.3. Будівництво висотних споруд закордоном

У закордонному будівництві баштових споруд термін башта (tower) є дещо ширшим за вітчизняний. Класифікація висотних споруд із наближеними вітчизняними еквівалентними термінами наведена в таблиці 1.1 [20].

Таблиця 1.1

Закордонна класифікація висотних споруд

Тип конструкції					
Vertical cantilever structure	Truss tower	Observation tower	Tension frame tower	Cable-stayed tower (mast)	Column
Башта із суцільним стовбуром	Просторова стрижнева башта	Оглядова башта	Каркасна башта	Щогла	Стояк (обеліск)
					

1.3.1 Висотні споруди Північної Європи

Башти та щогли північної Європи (Швеція, Фінляндія, Нідерланди) у зв'язку із високою вологістю та можливістю появи товстої кірки ожеледиці поєднує спільна риса – наявність протиожеледних систем. Внаслідок попередніх міркувань, а також у зв'язку із спорідненістю інженерних шкіл цих країн до німецької інженерії більш розповсюдженими є баштові споруди (рис. 1.3–1.4).



Рис. 1.3. Оглядова башта, м. Роттердам, Нідерланди (збудована 1960 р.): висота – 185 м, гол. конструктор – А. Несте, Р. Сворт, архітектор – Дж. Мааскант [142]



Рис. 1.4. Телебашта, м. Хельсинки, Фінляндія (збудована 1983 р.): висота – 140 м [142]

1.3.2 Башти Німеччини

Як вже згадувалося, конструктори Німеччини приділяють свою увагу в основному баштовим залізобетонним спорудам. На рис. 1.5–1.14 показано найбільш яскраві досягнення інженерії цієї країни у галузі будівництва висотних споруд.



Рис. 1.5. Радіобашта, м. Берлін (збудована 1961–1963 р.р.): висота – 212 м, діаметр основи – 22,16 м, гол. конструктор – А. Г. Хотив [21]



Рис. 1.6. Телебашта, м. Берлін (збудована 1966–1969 р.р.): висота – 368,03 м, діаметр основи – 32 м, гол. конструктор – Герхард Фрост, архітектор – Герман Хансельман [22]

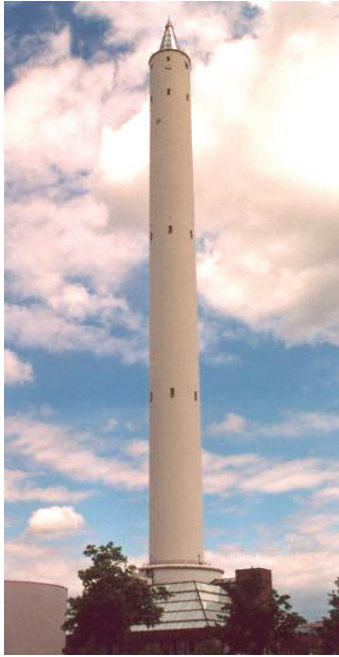


Рис. 1.7. Науково-дослідна башта у м. Бремені (збудована 1988–1990 р.р.): висота – 146 м [23]



Рис. 1.8. Телебашта у Вестфалені (збудована 1981р.): висота – 266 м, діаметр – 5–14,9 м, конструктор – Леонард Фрітц, архітектор – Ервін Хайнле [24]



Рис. 1.9. Комунікаційна башта у м. Гамбург (збудована 1968 р.) : висота – 272 м, діаметр основи – 41 м, конструктор – Леонард Фрітц, архітектор – Юрген Слейч [20]



Рис. 1.10. Телебашта у м. Доннерсберг (збудована 1962 р.) : висота – 205 м, діаметр – 5–20 м [25]



Рис. 1.11. Комунікаційна башта у м. Дрезден (збудована 1963–66 р.) : висота – 252 м, діаметр основи – 41 м, конструктор – Х. Руле, архітектор – К. Новотни [26]



Рис. 1.12. Телебашта у м. Дортмунд (збудована 1959 р.) : висота – 219,6 м, діаметр – 14 м [27]



Рис. 1.13. Комунікаційна башта у м. Куксхавен (збудована 1991 р.) : висота – 230 м [28]

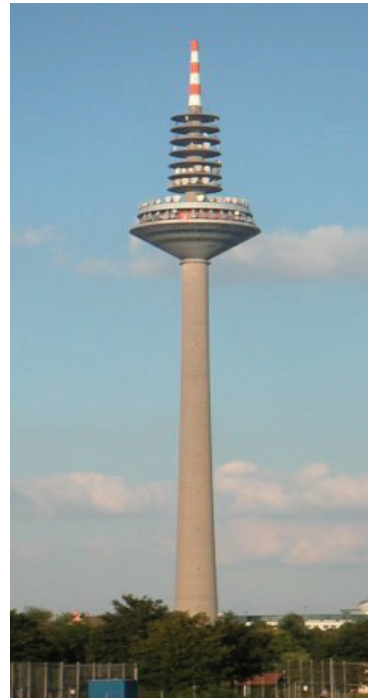


Рис. 1.14. Комунікаційна башта у м. Франкфурт (збудована 1979 р.) : висота – 331 м [29]

1.3.3. Висотні споруди далекосхідних країн

Висотні споруди далекосхідних країн (Японія, Китай, Корея), що знаходяться на високому інженерно-технічному рівні та стрімко розвиваються, відрізняються від прагматичних європейських дивними архітектурними рішеннями (рис. 1.15–1.17).



Рис. 1.15. Оглядова башта у м. Фукуока, Японія (збудована 1989 р.) : висота – 234 м [20]



Рис. 1.16. Комунікаційна башта у м. Шанхай, Китай (збудована 1995 р.) : висота – 468 м [20]



Рис. 1.17. Обеліск у м. Пйон Янг, КНДР (збудований 1982 р.) : висота – 150 м [20]

1.3.4. Башти і щогли Північної Америки

В Північноамериканських країнах (в основному у США та Канаді) будують як башти так і щогли, причому у США перевага віддається, все ж таки, щоглам, а у Канаді – баштам (рис. 1.18–1.22).



Рис. 1.18. Башта, що підтримує конструкції покриття, у м. Монреаль, Канада (1976 р.) [20]



Рис. 1.19. Телебашта у м. Торонто, Канада висотою 553 м (1976 р.) конструктор – Джон Ендрюс [20]



Рис. 1.20. Телебашта у м. Сіетл, США, висотою 223 м (1961 р.) конструктор – Джон Мінасян [20]



Рис. 1.21. Сталевий обеліск у м. Каліфорнія, США (1990 р.) архітектор – Ф. К. Джонсон [20]





Рис. 1.23. Сталева комунікаційна башта у м. Сан-Франциско, США, висотою 295 м (1973 р.) [20]



Рис. 1.24. Телебашта у м. Міссурі, США, висотою 601,6 м (2000 р.) [20]



Рис. 1.25. Оглядова башта у м. Онтаріо, Канада (1965 р.), висотою 160 м [20]



Рис. 1.26. Телебашта у м. Сан-Антоніо, США, висотою 229 м (1968 р.) [20]

1.3.5. Висотні споруди країн Центральної Європи



Рис. 1.27. Телебашта у м. Белград, Сербія, висотою 202,87 м (1965 р.).
З правого боку – фотографія після руйнування [20].



Рис. 1.28. Телебашта у м. Ліберець, Чехія, висотою 100 м (1968 р.)

1.3.6. Висотні споруди країн Західної Європи

Найбільш відомі та оригінальні висотні споруди країн Західної Європи (окрім Німеччини, про яку мова йшла у п.п. 1.3.2) представлені на рис. 1.29–1.36.



Рис. 1.29. Комунікаційна башта у м. Лондон, Англія (збудована 1964 р.): висота – 191 м [20]



Рис. 1.30. Комунікаційна башта у м. Глазго, Шотландія: висота – 125 м, конструктор – П. Хепель [20]



Рис. 1.31. Комунікаційна башта у м. Базель, Швейцарія (збудована 1983 р.): висота – 250 м [20]

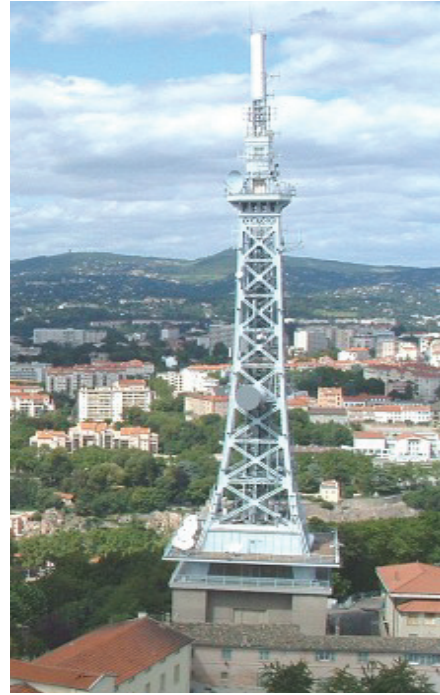


Рис. 1.32. Комунікаційна башта у м. Ліон, Франція (збудована 1894 р.): висота – 85,9 м [20]



Рис. 1.33. Комунікаційна башта у м. Париж, Франція (збудована 1984 р.): висота – 141 м [20]



Рис. 1.34. Комунікаційна башта у м. Барселона, Іспанія (збудована 1992 р.): висота – 136 м, архітектор – С. Салатрава [20]



Рис. 1.35. Комунікаційна башта у м. Валенсія, Іспанія (збудована 2004 р.): висота – 44 м, конструктор – Хуан Равіра [20]



Рис. 1.36. Комунікаційна башта у м. Відень, Австрія (збудована 1964 р.): висота – 252 м, конструктор – Р. Крафенбауер [20]

1.3.7. Висотні споруди екзотичних країн

Курортні екзотичні країни прагнуть привабити туристів не тільки теплим кліматом, але й дивними інженерними спорудами (рис. 1.37–1.46).



Рис. 1.37. Комунікаційна башта у Коала-Люмпур, Малазія (збудована 1996 р.): висота – 421 м, конструктор – В. Байк [20]



Рис. 1.38. Водонапірна башта ємністю 6,5 млн. л у м. Мідренд, ПАР: висота – 40 м [20]

Все частіше міста таких країн як Малайзія, ОАЕ, ПАР, Казахстан, Нова Зеландія, Єгипет, Іран тощо дивують світ інженерними роздумками.



Рис. 1.39. Комунікаційна башта у м. Астана, Казахстан [20]

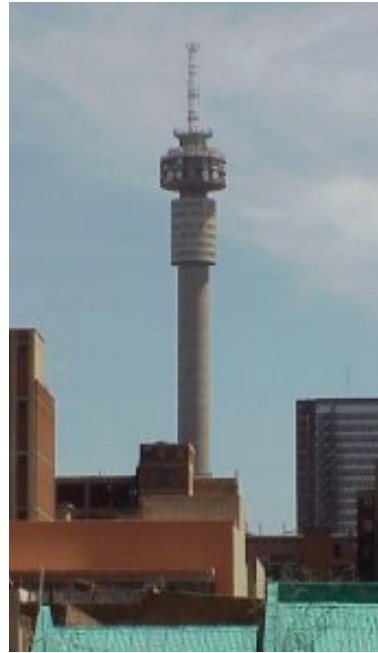


Рис. 1.40. Комунікаційна башта у м. Йоганнесбург, ПАР, висотою 269 м (збудована 1971 р.) [20]



Рис. 1.41. Комунікаційна башта висотою 190 м у м. Каїр, Єгипет [20]



Рис. 1.42. Комунікаційна башта висотою 328 м у м. Окленд, Нова Зеландія



Рис. 1.43. Радіобашта у м. Йоганнесбург, ПАР, висотою 234 м (збудована 1962 р.) [20]



Рис. 1.44. Комунікаційна башта висотою 435 м у м. Тегеран, Іран (збудована 2005 р.) [20]



Рис. 1.45. Радіобашта у м. Кувейт, Кувейт, висотою 372 м (збудована 1996 р.) [20]



Рис. 1.46. Телебашта у м. Сідней, Австралія [20]

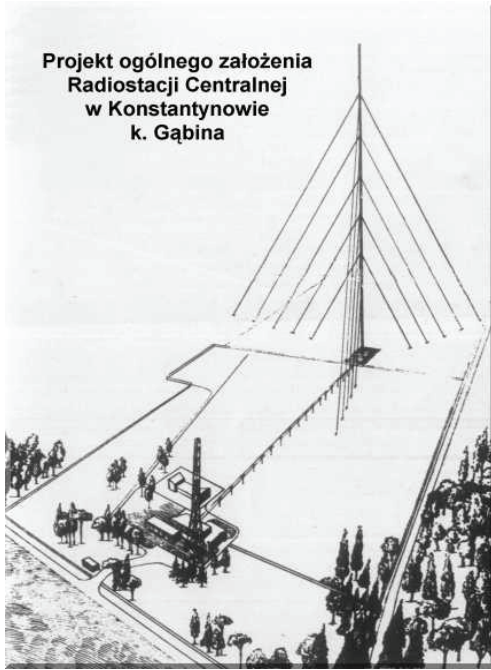
1.3.8. Катастрофа щогли у Костянтинові (Варшава)

Телекомунікаційна щогла, запроектована відомим польським конструктором Яном Полаком, була збудована у Костянтинові (передмістя Варшави). Потужність радіотрансляційного обладнання біля 2 МВатт, загальна вартість 200 млн. старих злотих висотою 646,38 м була до моменту руйнування у 1991 році найвищою спорудою у світі. Сигнали з її антен можна було приймати на величезній відстані (від Південної Африки до Північної Америки).

Конструкція стовбура щогли із п'ятьма рівнями відтяжок, що розташовані полярно симетрично по трьох напрямках – тригранна, ширина грані – 4,8 м, основні несучі елементи поясів – сталеві труби Ø245x(8...34) мм. Стовбур складався з 86 рівних за висотою секцій (по 7,5 м). Для обслуговування антенно-фідерного обладнання всередині стовбура була вмонтована ліфтова кабіна. Офіційна назва – «Radiofoniczny Ośrodek Nadawczy w Konstancyńowie, Radiowe Centrum Nadawcze w Konstancyńowie or Warszawska Radiostacja Centralna (WRC) w Gąbinie». Звісно, що ця споруда одразу була включена у книгу рекордів Гіннеса, як найвища (рис. 1.47).

Протягом експлуатації споруди з'явилася потреба у збільшенні антенного обладнання. У звіті про технічний стан щогли ("Raport o stanie technicznym konstrukcyjnych obiektów wysokościowych"), підготовленому у 1982 році групою компетентних спеціалістів на чолі із Збігневом Зарембським, йде мова про необхідність відновлення несучої здатності елементів щогли, і, особливо, відтяжок верхнього рівня що зазнали впливу корозії. На основі цього звіту із врахуванням зростаючих потреб телевізійників було підготовлено проект реконструкції, що передбачав як відновлення несучої здатності, так і можливість у подальшому збільшення антенного обладнання.

В 1991 році почалися роботи з реконструкції. 8 серпня після демонтажу однієї з трьох відтяжок верхнього рівня та несподіваного руйнування самопідйомного малогабаритного крану відбулося повне руйнування щогли. Причина руйнування красномовно описана у одній з польських газет того часу "...Powaliła go głupota ludzka, brak odpowiedzialności i szacunku do rzeczy wielkich..." ("...повалила щоглу людська безвідповідальність та дурість людська..."). Висновок уповноваженої експертної комісії збігся із думкою мас – причина – помилка під час виконання робіт із реконструкції. Після руйнування найвищої споруди світу функцію передавального центру перебрала на себе щогла у передмісті Варшави висотою усього 335 м. У 1992 році у пресі з'явилися заяви окремих високопосадовців про можливу відбудову щогли, однак ці спроби так і залишилися на папері [144].



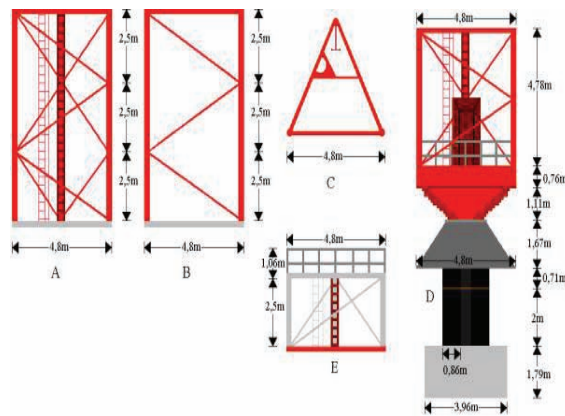
а)



б)



в)



г)



д)

Рис. 1.47. Варшавська радіощогла: а – ескіз, б – Ян Полак, в – щогла після зведення, г – схема елементів стовбура, д – фотографія щогли після руйнування [31]

1.4. Конструктивні вирішення башт. Шляхи удосконалення

Конструктивні вирішення башт-атракціонів тісно пов'язані з їх призначенням. Не дивлячись на відмінності цих конструкцій у порівнянні з класичними телекомунікаційними баштами, між ними існує багато спільних конструктивних рис.

1.4.1. Загальне конструктивне вирішення башт

Як вже згадувалося за кількістю граней баштові споруди бувають тригранними, чотиригранними, багатогранними, складного перерізу (рис. 1.48). Найбільше розповсюдження в світі отримали чотиригранні башти (рис. 1.48б). Їх використовують майже усі закордонні та вітчизняні виробники класичних телекомунікаційних башт та башт-атракціонів.

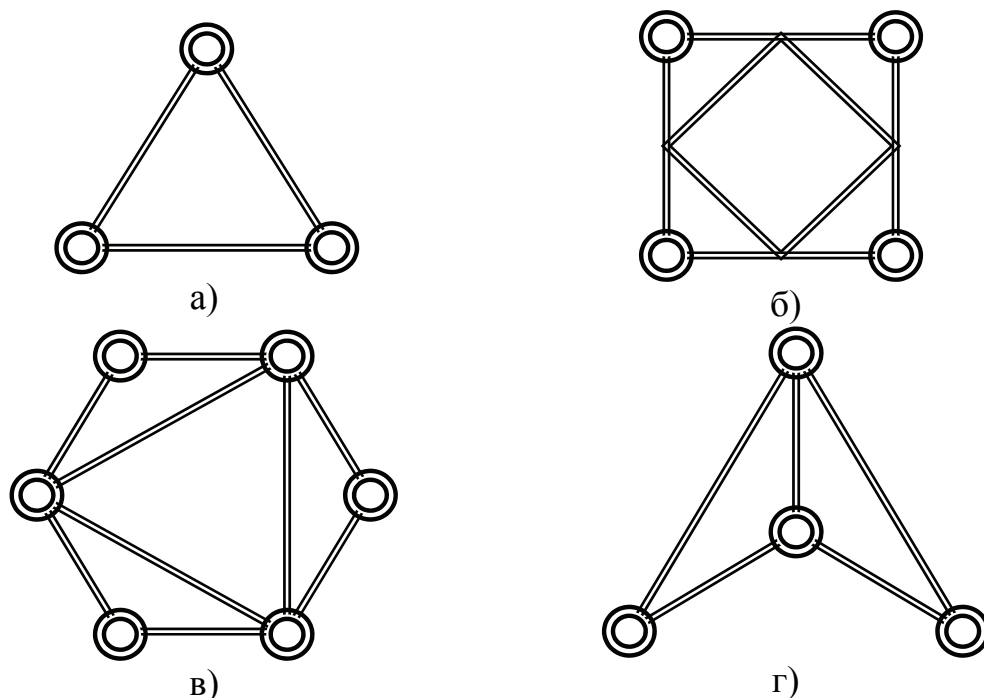


Рис. 1.48. Конструктивні рішення зовнішнього перерізу башт : а – тригранні, б – чотиригранні, в – багатогранні, г – складного перерізу

Тригранні башти (рис. 1.48а) у порівнянні з чотиригранними використовуються рідше, хоча вони мають багато позитивних рис. Це, насамперед, менша металоємність та менша кількість елементів. Тригранна форма є геометрично незмінною, тому у порівнянні з чотиригранними баштами відпадає необхідність влаштовувати жорсткі діафрагми. Тригранні башти мають меншу чутливість до нерівномірності

осідання фундаментів. Недоліками таких башт є те, що грані розташовані під кутом 60° , тому влаштування поясів із звичайних кутиків та комбінованих хрестових перерізів є нетехнологічним. Ускладнені вузли з'єднань елементів. Тригранна башта при погляді на неї з певного ракурсу здається асиметричною, а зблизька – падаючою. Тому такий параметр, як архітектурна виразність у тригранних башт поступається чотиригранним.

Багатогранні башти (рис. 1.48в) суттєво поступаються чотиригранним і тригранним за показниками конструктивної складності та технології виготовлення окремих елементів та вузлів. Багатогранні башти мають також більшу кількість елементів. За витратами металу багатогранні башти можуть бути більш економічними у випадку великої висоти (більше 150 м). До позитивних рис багатогранних башт слід віднести кращу архітектурну виразність; кращий опір крутильним коливанням, що виникають від дії вітру.

Башти складного перерізу влаштовують для унікальних архітектурних споруд – монументів, пам'ятників та у випадку технологічної необхідності. Для прикладу башта, переріз якої зображений на (рис. 1.48г), застосовується при будівництві атракціонів.

Відомі випадки, коли, башта на різних позначках має різну геометричну форму перерізу (наприклад нижня частина башти – шестигранна, а верхня – тригранна) [1, 2]. Багатогранні башти та башти із складним перерізом використовуються виключно рідко.

1.4.2. Конфігурація стовбура

Основні конфігурації стовбурів башт зображені на рис. 1.49.

Призматичні башти (рис. 1.49а) застосовуються при відносно невеликих висотах, у випадку, коли по зовнішній поверхні башти коває технологічне обладнання, при великих осьових зусиллях, що діють з верхньої частини (водонапірні башти). У конструкції стовбура призматичної башти існує певна нераціональність – епюра згинальних моментів, що виникають від дії вітрового навантаження, не збігається з формою башти. До переваг таких конструкцій належать: простота у виготовленні та монтажі, незначна кількість типорозмірів деталей, можливість влаштування рухомого обладнання вздовж стовбура, як напрямної. До недоліків: перевитрати матеріалу, нераціональний розподіл металу, слабка архітектурна виразність.

Пірамідальні башти (рис. 1.49б) частково зберігають позитивні технологічні риси призматичних та мають більш раціональний розподіл металу по висоті. До недоліків слід віднести малу повторюваність

елементів решітки, що призводить до великої кількості їх типорозмірів. Пірамідальні башти використовуються при великій висоті конструкції.

Башти зі зламами граней (рис. 1.49в) складаються з однієї або декількох пірамідальних частин та призматичної верхівки. З допомогою зламів граней легко досягти раціональної конфігурації споруди відповідно до величини згинальних моментів від вітрового навантаження. Злами граней також підвищують архітектурну виразність конструкції. Однак ці башти мають істотні недоліки. Складним за виготовленням виявляється вузол, в якому відбувається злам граней. Ця складність значно збільшує витрати праці на влаштування з'єднання. Злам граней можна влаштувати шляхом комбінації декількох призматичних башт різного розміру.

Комбіновані башти (рис. 1.49г) являють собою конструкції, що складаються з призматичного стовбура, що підкріплений декількома підпірками. Така конструкція дещо споріднює їх з щоглами [1, 2].

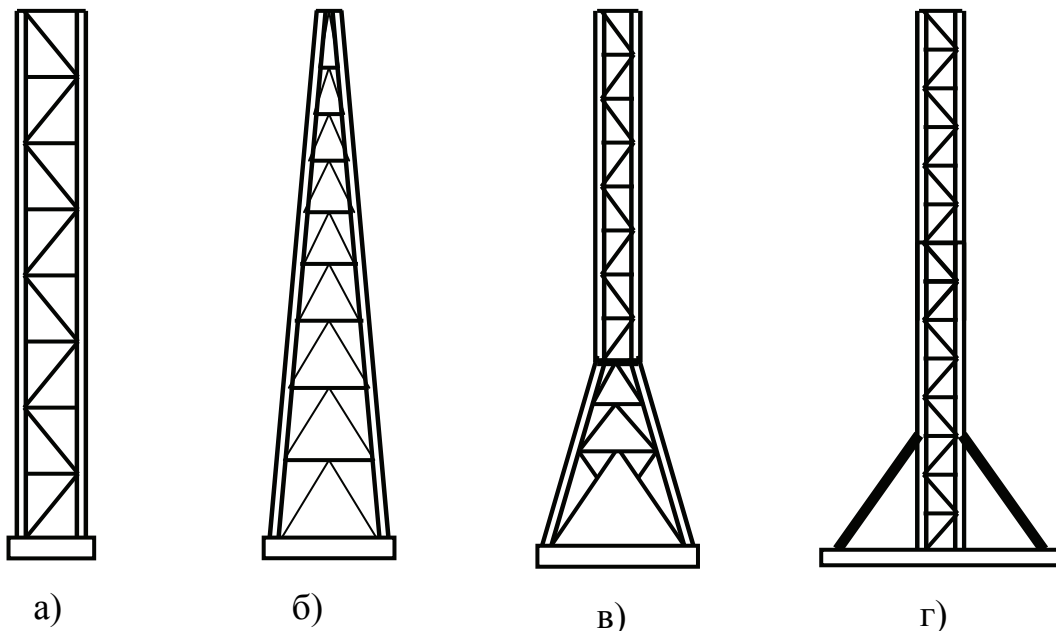


Рис. 1.49. Конфігурації стовбурів башт: а – призматична, б – пірамідальна, в – зі зламами граней, г – комбінована споруда з підпірками

1.4.3. Загальне конструктивне рішення башт-атракціонів

Башти-атракціони у своїй переважній більшості належать до класу призматичних башт [2]. Основні елементи башти з ковзним обладнанням зображені на рис. 1.50. Башти-атракціони складаються з таких основних конструктивних частин – фундаменту (або несучої

платформи), несучого стовбура, системи підпірок, технологічного обладнання, приводу.

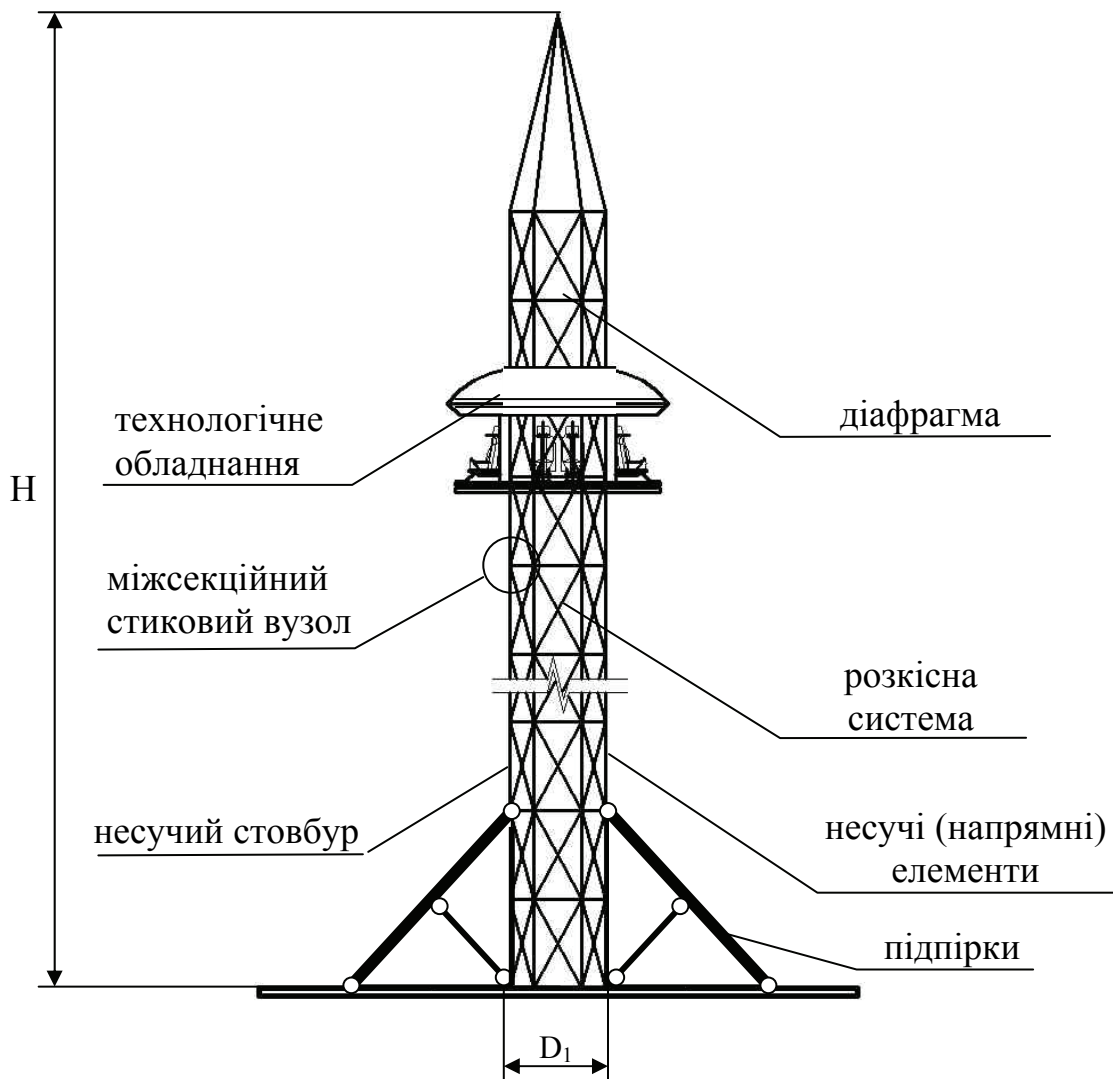


Рис. 1.50. Конструктивна схема башти-атракціону

Фундаменти та підготовка ґрунтів під фундаменти башт-атракціонів проектується згідно з [32, 33]. Однак безфундаментні башти, згадані у [34, 35], що не потребують влаштування додаткового фундаменту, комплектуються додатковою платформою з опорними елементами (п'ятами). Несучий стовбур башти-атракціону проектується згідно з нормативами [36, 37]. Однак при проектуванні необхідно враховувати вимоги [38–42].

Основними конструктивними елементами несучого стовбура є: несучі стійки, діафрагми, розкісна система, оголовок.

Додаткові підпірки надають стовбуру башти більшої просторової жорсткості. Зазвичай для вільного кінця підпірок влаштовують свій власний фундамент або приєднують до спільної несучої платформи. Несучі підпірки можуть влаштовуватися або з гнучких елементів – тросів з використанням попереднього напруження, або з круглих чи прямокутних труб, швелерів, таврів, двотаврів, кутників, складених перерізів, елементи яких з'єднані з допомогою зварювання.

Ковзне обладнання являє собою ліфтову конструкцію, що рухається вздовж несучого стовбура за рахунок приводу. Конструювання рухомого обладнання ведеться згідно з розрахунковими зусиллями з використанням нормативної документації [36, 37–42]. До каркасу ковзного обладнання приєднуються сидіння для пасажирів, що обладнують системою фіксації пасажирів (дугами безпеки та додатковими автомобільними пасками).

1.4.4. Типи перерізів елементів

Матеріали та прокат, що використовуються для несучих конструкцій металевих башт, детально описані в [1, 2, 18]. Пояси башт з високим ступенем співосності несучих елементів у переважній більшості виконуються з круглих та прямокутних труб. Лише в окремих випадках при незначній висоті башти використовують кутникові та комбіновані (хрестові, коробчаті) перерізи несучих елементів. Круглі труби мають істотну перевагу у порівнянні з прямокутними через свої високі аеродинамічні характеристики. Окрім цього круглі труби значно більш корозійно стійкі у порівнянні з іншими профілями та мають полярно симетричну однорідну форму перерізу, що полегшує моделювання напружено-деформованого стану. Тому для башт-атракціонів висотою більше 40 м слід віддавати перевагу саме круглим трубам. Водночас, влаштування примикання елементів решітки до круглої труби потребує значних витрат праці на сплескування або на виконання складних фрезерувальних операцій. Це є суттєвим недоліком круглих труб. Прямокутні труби більш технологічні у обробці у порівнянні з круглими. Більшість операцій з механічної обробки можна замінити звичайним різанням, саме тому у більшості випадків виготовлення башти з прямокутними несучими трубами з точки зору витрат праці вигідніше на 20–30 % [2].

Майже всі закордонні виробники башт-атракціонів комбінують прямокутні та круглі труби у своїх виробках таким чином: основні несучі стійки (пояси) виконують з прямокутних труб, а елементи решітки – з круглих труб [2, 43–54]. Це конструктивне вирішення пов'язане

з суттєвим зменшенням працевитрат на виготовлення деталей та збір конструкції.

Основним обмеженням на використання прямокутних труб вітчизняними проектувальниками башт було те, що вони мають невеликий максимальний переріз та товщину стінки у порівнянні з круглими трубами. На Україні максимальний переріз прямокутні труби, що серійно виробляють, складає $120 \times 120 \times 6$ мм. За спеціальним замовленням можуть відкатати труби $120 \times 120 \times (7 \dots 10)$ мм. Російські виробники серійно виготовляють гнуті прямокутні труби перерізом до $300 \times 300 \times (4 \dots 14)$ мм. Західноєвропейські та китайські фірми-виробники металевого прокату пропонують прямокутні труби ще більшого розміру. Однак ціна таких труб та транспортні витрати значно вищі за вітчизняні [2]. До недоліків прямокутних труб слід віднести також меншу місцеву стійкість стінки (грані) у порівнянні з круглими трубами. Грань прямокутної труби фактично є площиною, а місцевий елемент круглої труби є більш жорсткою аркою. Тому при використанні для наскрізних металевих башт прямокутних труб як основних несучих елементів необхідно обов'язково враховувати можливість місцевих деформацій граней труб на завантажених ділянках [55–57].

1.4.5. Конструктивне вирішення діафрагм

Діафрагми – горизонтальні площадки на просторовій башті, що забезпечують її жорсткість, зберігаючи сталим її контур (переріз). Їх форма пов'язана з призначенням та поперечними розмірами башти. Діафрагми повинні бути геометрично незмінними.

Формування діафрагм йде за класичним принципом вписаних багатокутників. За орієнтир беруть гнучкість елементів діафрагми.

Діафрагми за призначенням виконують також функцію робочого майданчика для обслуговування елементів башти та розміщення на них технологічного обладнання (рис. 1.51).

У таких випадках виконують додатковий розрахунок за принципом балочної клітки. Сама площадка повинна мати огорожу та повинна зашиватись настилом.

При великих розмірах перерізу башти настил влаштовують тільки на певних ділянках діафрагми. Для башт-атракціонів, де необхідна особлива жорсткість конструкції та особливий опір зміні форми перерізу, діафрагми відіграють одну з головних ролей. Їх влаштовують надзвичайно жорсткими. Іноді використовують окрім звичайного принципу вписаних багатокутників ще і додаткові ребра жорсткості.

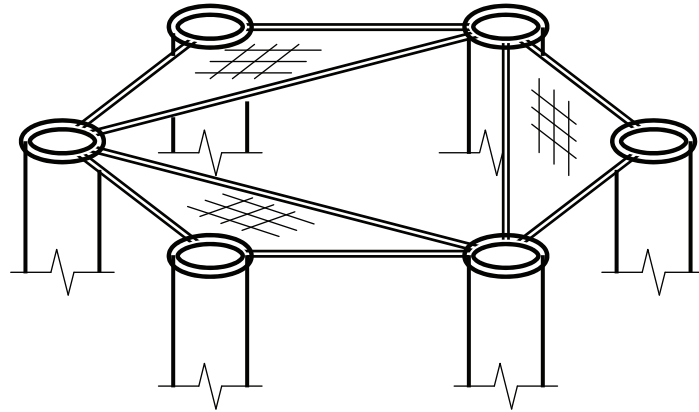


Рис. 1.51. Діафрагма шестигранної башти

1.4.6. Конструктивне вирішення решітки

Решітка, що з'єднує основні несучі стовбури для наскрізних башт, забезпечує сумісну роботу стояків, сприймаючи зсувні поперечні зусилля. Тому саме цим і обумовлена її роль. Для спрощення розрахунку у розрахункових схемах допускається вважати з'єднання елементів решітки до нерозрізних стовбурів як шарнірне. При обтиску гілок, що викликаний поздовжньою силою, стрижні розкїсної системи повертаються. Виникає розсунення поясів. Оскільки розпірки перешкоджають розсуненню, виникають додаткові (вторинні) напруження [1, 18].

Основні системами решіток, що застосовуються у баштах із ковзним обладнанням, зображені на рис. 1.52.

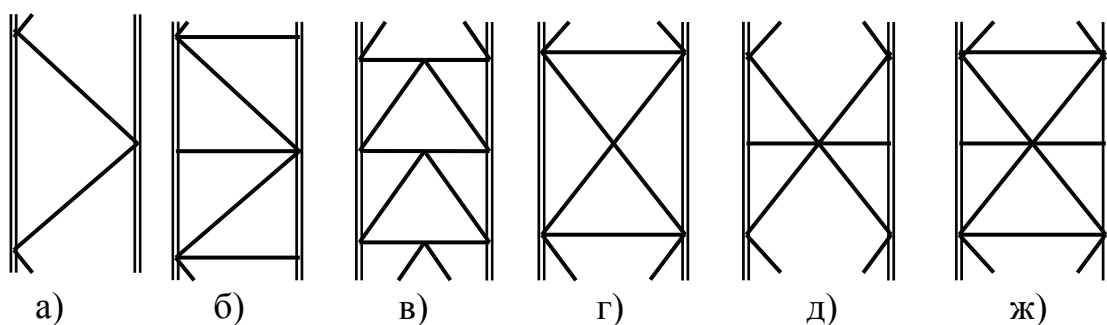


Рис. 1.52. Схеми решіток: а – трикутна, б – трикутна з розпірками в – напіврозкісна, г – хрестова, д – ромбічна, ж – хрестово-ромбічна

Найбільш проста у конструктивному відношенні – трикутна решітка (рис 1.52а) сприймає тільки поперечну силу. При обтиску поясів, стійки можуть вільно розсуватися. Тому вторинні напруження не

виникають. Основним недоліком такої решітки є велика вільна довжина поясів у межах панелі. Тому для високих (більше 70 м) башт з великими поперечними розмірами її застосовувати недоцільно. Окрім цього для башт з ковзним обладнанням не рекомендується влаштовувати цей тип решітки через те, що на стадії виготовлення необхідно влаштовувати технологічні розпірки для збереження міжосевих відстаней несучих труб. Цей тип решітки використовується у металевих каркасах баштових та стрілових кранів, а також у комунікаційних антенах.

При встановленні додаткової перетинки отримуємо трикутну з розпірками решітку (рис. 1.52б). Розпірки стримують розсунення гілок та їх вигину. Розрахункова довжина поясу в порівнянні з попередньою решіткою зменшується вдвічі. Ця система є найбільш широко вживаною для башт-атракціонів. Її використовують для своїх споруд майже усі світові лідери з виробництва вищезгаданого обладнання. Така решітка у порівнянні з попередньою, вдвічі зменшує вільну довжину гілок. Цей тип решітки також використовується для невеликих телевізійних та комунікаційних башт, він зручний для формування у заводських умовах просторових секцій башт.

Напіврозкісна система (рис. 1.52в) решітки аналогічна хрестово-ромбічній за витратами матеріалу. Дослідження на програмних комплексах показали, що за інших рівних умов у елементах напіврозкісної системи виникають зусилля, аналогічні зусиллям, що виникають у хрестово-ромбічній решітці, окрім зусиль від обтиску поясів [1].

Хрестова решітка (рис. 1.52г) у порівнянні з трикутною з розпірками має вдвічі більшу кількість розкосів. Однак ця система дозволяє враховувати у роботі тільки розтягнуті розкоси, нехтуючи стиснутими [1]. Це дозволяє влаштовувати розкоси із гнучких (тросових, пруткових) елементів. У такій системі доцільно влаштування попередньо напружених розкосів для включення у роботу і стиснуті елементи. Влаштування попереднього напруження підвищує загальну жорсткість системи. Однак, влаштування попереднього напруження призводить до додаткових напружень у ненапружених елементах споруди. Досвід показує, що перехід на попередньо напружені гнучкі зв'язки дає позитивний економічний ефект.

Ромбічна решітка (рис. 1.52д) є геометрично змінною. Тому необхідне влаштування додаткових розпорок. Така решітка отримала найбільше розповсюдження у баштах для витяжних труб. При влаштуванні цього типу решітки деякі джерела [1] рекомендують влаштовувати розпірку лише у верхньому ромбі. Досвід закордонних вироб-

ників башт-атракціонів показав, що цей тип решітки ефективний при висоті башт більше 100 м.

Хрестово-ромбічна решітка (рис. 1.52ж) використовується в основному для величезних телевізійних башт. Цьому типу решітки притаманні позитивні і негативні риси хрестової та ромбічної решіток.

З огляду на вищесказане для башт-атракціонів до 75 м бажано застосовувати трикутну систему решітки з розпірками, а при більшій висоті споруди – хрестовий чи ромбічний тип.

1.5. Башти-атракціони

На цей момент у світі широко застосовуються башти з високим ступенем співосності несучих труб (високоточні башти). Стовбур таких конструкцій виконує функцію прямої поверхні для ковзного обладнання. Такий тип конструкції в Україні з'явився нещодавно, головним чином в індустрії розваг [2, 44–50]. Однак цей тип конструкцій має майбутнє і в інших галузях народного господарства, а саме: у підйомниках, кранах, оглядових конструкціях тощо [2].

Світовим лідером у галузі виробництва башт-атракціонів є американська компанія S&S power inc. Найбільшою за критерієм об'ємів реалізації у Європі є італійські об'єднання Antonio Zamperla та SBF-VISA Group [44–50]. Несучі конструкції таких башт різноманітні за своєю висотою та формою. Через те, що башти з ковзним обладнанням найчастіше встановлюють у зоні відпочинку, величезне значення має такий параметр як архітектурна виразність. Тому сучасні виробники таких споруд поряд із безпекою піклуються саме про естетичність своїх баштових виробів [2].

Вітчизняні атракціони суттєво поступаються закордонним у кількох параметрах. Це, насамперед, підготовка поверхні металоконструкції під фарбування, якість лакофарбових матеріалів, оздоблення споруди полімерними композитами та ілюмінацією [2, 44–53]. Водночас якість металу та зварювальні роботи іноді переважають зарубіжні.

У світовій індустрії розваг виділяють два потужних типи розважальних башт: “Free fall towers” (башти вільного падіння) та “Survey towers” (оглядові башти). Найвищою такою спорудою у Америці є Multi-tower complex, створений S&S ink. у відомому парку розваг Disney Land, США. Висота цього комплексу складає 91,4 м. У Лас-Вегасі, планується зведення найвищої у світі башти-атракціону вільного падіння, “Insatiny-The Ride” (70 м), що буде змонтована на даху башти-казино “Stratosphere” (270 м), (рис. 1.53) і максимальна висота, на якій пасажири здійснюватимуть вільне падіння – близько 340 м [52].

Найвищою розважальною баштою у Азії є башта Океанічного парку розваг (Тяньцзін, Китай) висотою 72 м. Найвищою у Європі є гравітаційна башта GT 107, створена потужною італійською фірмою Mozer rides. Її висота перевищує 110 м [51].

Оглядові башти, зазвичай, мають висоту більше 40 м та служать для катання більше 10 осіб. Такі башти використовують для панорамного огляду місцевості. Це замітники атракціонів типу “Колесо огляду”, вони є значно менш металомісткими та більш компактними у порівнянні з останніми.



а)



б)

Рис. 1.53. Найвища у світі башта вільного падіння “Insatiny-The Ride”: а – вид згори, б – горішня частина [52]

Більш різноманітними за габаритами та вантажопідйомністю є башти вільного падіння. У світовому атракціонному бізнесі прийнято виділяти три підкласи таких споруд: дитячі, сімейні, екстремальні.

Дитячі башти вільного падіння (висотою до 20 м). Ці споруди (рис. 1.54) характеризуються цікавими формами стовбура, основи, рухомого обладнання.

Ці башти орієнтовані на дітей віком до 14 років. Кількість посадкових місць – до 10, найчастіше – 4. Ціна в основному залежить від торгівельної марки виробника, принципу дії, декоративного оздоблення та світлового рішення [2, 43–50].

Сімейні башти мають висоту від 20 до 40 м (рис. 1.55). Це найпопулярніший підклас башт орієнтований як на дітей, так і на дорослих. Сімейні башти приносять виробникам найбільший прибуток.

Екстремальні башти вільного падіння мають висоту від 40 до 150 м (рис. 1.56). Це найбільш престижний та дорогий клас башт [2, 30, 43–50]. Лише біля десятка фірм з усього світу мають технології з виготовлення таких споруд. В серійному будівництві таких гігантів спеціалізуються чотири основні виробники: S&S Power Inc. (США), Zamperla, SBF-VISA Group та Moser rides (Італія) [2].

Для таких виробників як Mouger soehne (Німеччина) виробництво атракціонних башт є побічною гілкою. Основним напрямком роботи таких фірм є класичні баштові металокаркасні конструкції. В усьому світі прийнято розраховувати такі конструкції, використовуючи вимоги стандартів [38–41, 58].



а)

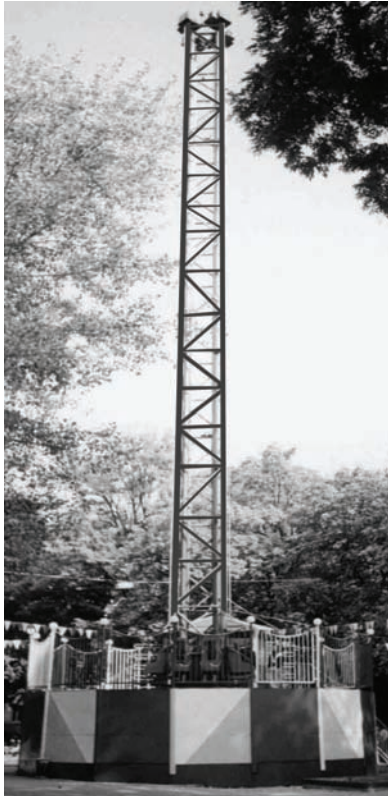


б)



в)

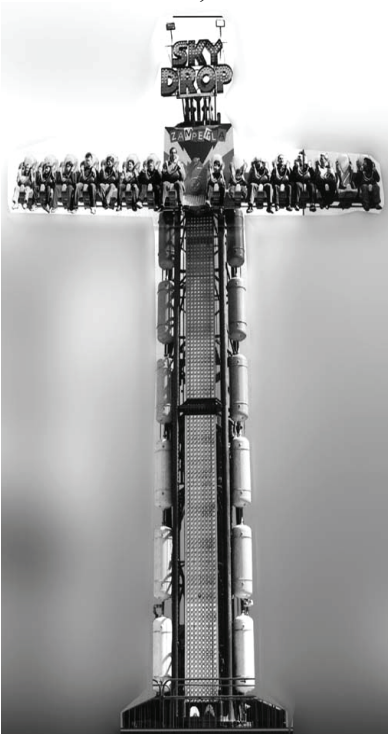
Рис. 1.54. Варіанти дитячих башт-атракціонів: а – “Monkey-Jump”, Preston&Barbieri, Італія (7,6 м); б – “Шторм”, НВО “Завод Аналог”, Україна (15,2 м); в – “Drope Zone”, Preston&Barbieri, Італія (16 м)



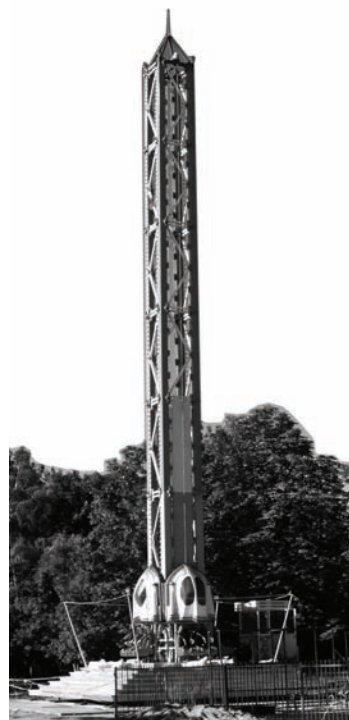
а)



б)



в)



г)

Рис. 1.55. Варіанти сімейних башт-атракціонів: а – “Стела”, НВО “Завод Аналог”, Україна (33,6 м); б – “Astro-Drop”, Компанія Мир, Росія (26 м); в – “Sky-Drop”, Zamperla, Italy (22 м), г – “Стела-25М”, НВО “Завод Аналог”, Україна (26,7 м)

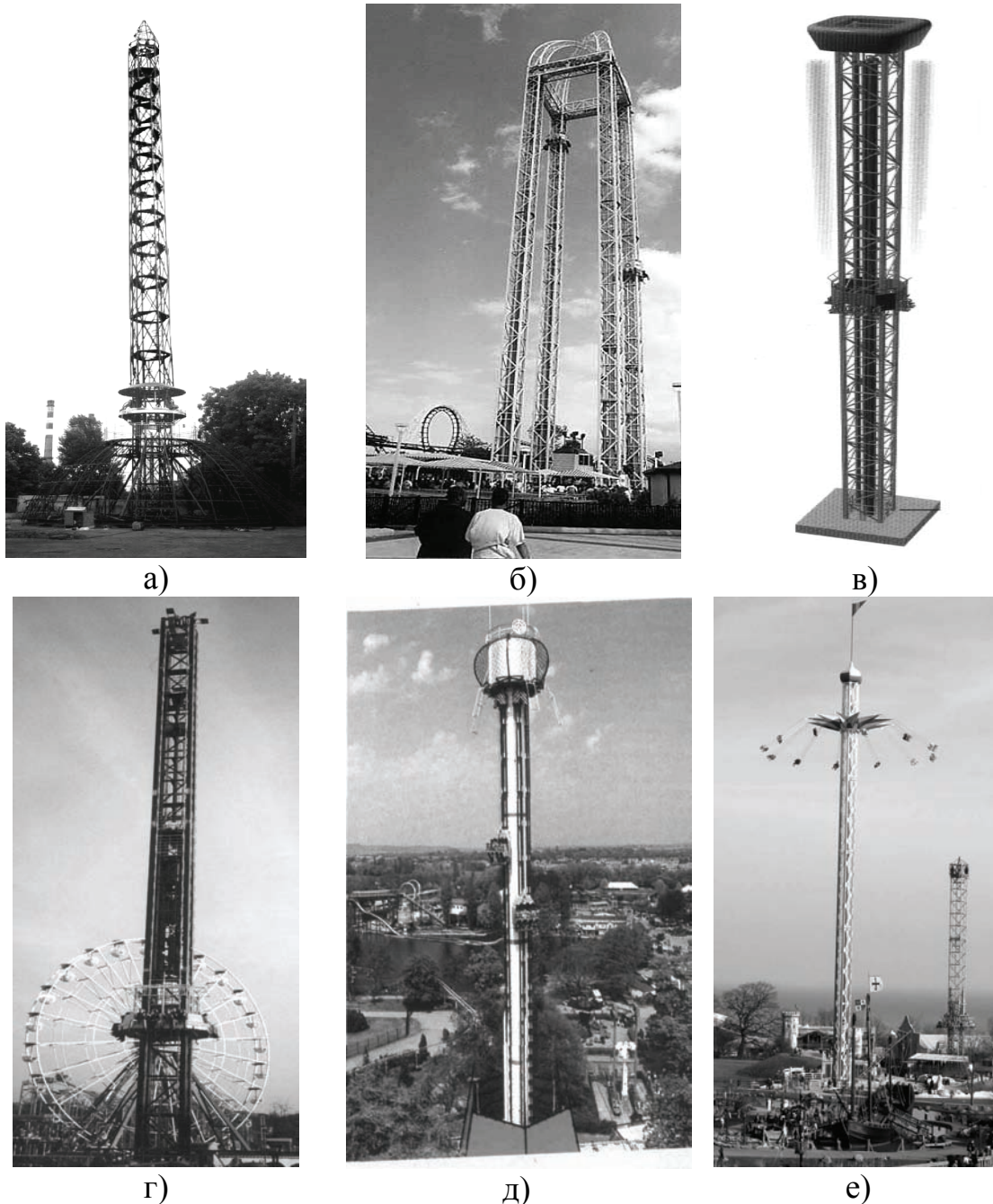


Рис. 1.56. Варіанти екстремальних башт-атракціонів: а – “Башта огляду”, Україна (50 м); б – “Multi-tower complex”, США (92 м); в – “Turbo drop”, США (57 м); г – “Space Shot”, Італія (60 м); д – “Аросатіпсе”, Англія (60 м); е – “Star-Flyer”, Австрія (70 м)

Основними шляхами удосконалення конструктивних вирішень башт-атракціонів є, насамперед, пошук максимально технологічної у виготовленні та мінімально металоємкої конструкції. Для виконання цих вимог сформулюємо найбільш перспективні напрямки пошуку:

- влаштування металоконструкцій з використанням трубчастих елементів з найкращими аеродинамічними характеристиками;
- влаштування металоконструкції опорної платформи максимальної жорсткості, виконаної з мінімальними витратами металу;
- використання ефективних з'єднань, виконаних за допомогою зварювання та ефективних роз'ємних з'єднань.

1.6. Конструктивні вирішення опорних платформ підйомних кранів

Вітчизняна наука ще донедавна не приділяла особливої уваги баштам-атракціонам. Однак баштовим підйомним кранам (рис. 1.57), по стовбуру яких здійснює рух ліфтова кабіна, що конструктивно є найбільш близькими до безфундаментних башт-атракціонів, приділялася та приділяється значна увага [59–63].



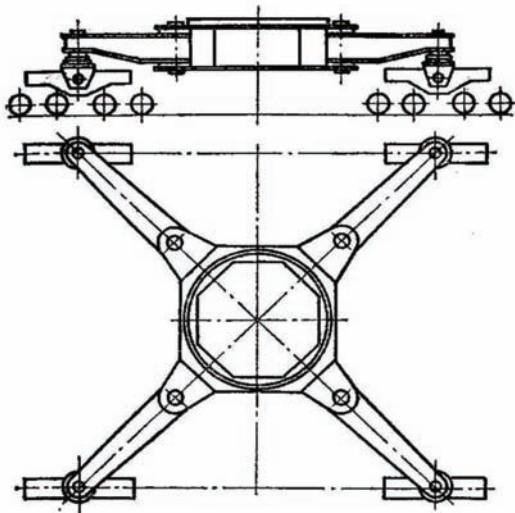
Рис. 1.57. Стівбур баштових кранів: а – вітчизняний КБ-403Б; б – Швейцарський Liebherr 200 EC-H

Несучий стовбур таких конструкцій виконує окрім функції підтримки стріли та кабіни ще й функцію напямної поверхні для ліфтової кабіни. Звичайні баштові крани, що монтуються способом підрушування, також мають багато спільних рис із безфундаментними баштами-атракціонами.

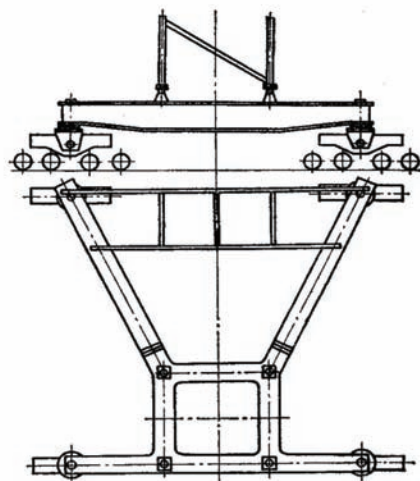
Типова опорна платформа баштового крану (рис. 1.58) являє собою потужний коробчастий тригер, що має чотири опорні флюгери, через які навантаження від стовбура крану передається на колеса і, далі, на рейки.



а)



б)



в)

Рис. 1.58. Опорна платформа баштового крану: а – фотографія опорної рами крану КБ-403Б; б – конструктивна схема опорної рами з поворотною баштою; в – те саме з неповоротною баштою

Металоконструкція опорної рами (тригера) сприймає величезні навантаження від стовбура башти, стріли, баласту та вантажу. Інші конструктивні вирішення підйомних кранів наведені у [59, с. 37–41].

Цікавою конструктивною особливістю опорної платформи баштових кранів є те, що при відносно невеликих розмірах (у порівнянні з загальною висотою споруди H у межах $(1/5...1/9) \cdot H$) конструкція має значну стійкість від перекидання за рахунок потужного баласту [59–64].

Питання оптимального конструювання башт баштових кранів та їх опорних платформ детально розглядається у [59, 63, 65]. Доведено, що оптимальна гнучкість поясів башт не перевищує 70 незалежно від марки сталі. Зміна перерізу стовбура на 100–200 мм у порівнянні з оптимальною призводить до збільшення маси та вартості не більше 1 %. Оптимальний переріз башти – чотиригранний з трубчастих елементів та ромбічною решіткою, виходячи з критеріїв витрат металу та мінімальних габаритів перерізу [60, с. 484].

Вивченню металевих регулярних високоточних конструкцій баштових кранів, займалася та займається на даний момент велика група спеціалістів на чолі з М. М. Гохбергом. Це такі відомі спеціалісти як В. І. Брауде, І. Є. Звягін, О. О. Ковін, О. М. Орлов, Б. І. Плавнік, Л. Г. Серлін, В. Ф. Сирітський, С. А. Соколов та інші. Дослідженням школи М. М. Гохберга передували роботи Л. О. Незорова, О. О. Зарецького, Л. М. Волина, В. Л. Ліфшица, І. М. Смородинського.

1.7. Конструктивні вирішення опорних платформ башт-атракціонів

На даний момент більшість світових виробників атракціонів розробляють конструкції опорних платформ башт у двох варіантах – на жорсткому залізобетонному фундаменті, що розташовується у ґрунті, та на опорних платформах [66]. Конструктивне рішення опорних платформ безфундаментних башт-атракціонів переважної більшості виробників зображено на рис. 1.59.

Найбільш проста конструкція металевої башти-атракціону зображена на рис. 1.59а). Конструкція являє собою жорстку балку на нерухомих опорах – п'ятах, які у подальшому будемо називати опори. Опори мають регулювання по висоті для улаштування вертикальності стовбура. Стовбур жорстко закріплений у геометричному центрі платформи. Від стовбура на балку передаються згинальний момент M , що виникає від сукупності горизонтальних навантажень та нормальне зусилля N , що виникає від сукупності вертикальних навантажень та

власної ваги. Епюра моментів, для цього найпростішого випадку доводить, що максимальні моменти виникають у центрі платформи. $M_{\max} = N \cdot L/4 + M/2$. Виходячи з умов стійкості споруди від перекидання, розмір L є значним.

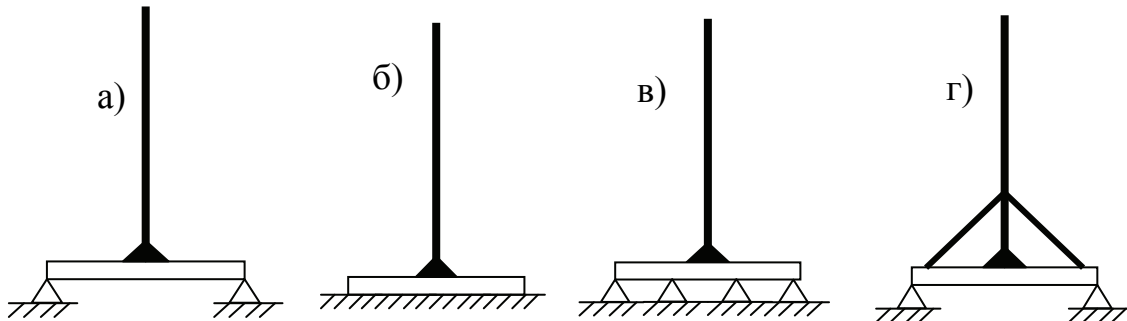


Рис. 1.59. Схеми башт на жорсткій платформі: а – башта на жорсткій платформі-балці; б – башта на платформі, що спирається безпосередньо на пружний ґрунт; в – башта на платформі, що влаштована на багатьох регулюючих опорах; г – башта на платформі з підпірками

Конструктивні схеми опорних платформ, що зображені на рис. 1.60 для своїх виробів використовує вітчизняне підприємство-виробник атракціонів НВО “Завод Аналог” [34, 35].

Очевидно, що платформа необхідної жорсткості цієї конструкції є дуже металомісткою через нераціональність конструктивного вирішення. Для зменшення металомісткості більшість світових виробників башт збільшують кількість точок обпирання конструкції на ґрунт (рис. 1.59в), виконують перерозподіл навантажень на платформу за рахунок введення додаткових підпірок (рис. 1.59г) чи комбінують попередні два способи. Іноді платформи башт-атракціонів влаштовують безпосередньо на ретельно вирівняному та підсиленому (армованому) ґрунті (рис. 1.59б). Однак у такому випадку також спостерігаються великі витрати металу для влаштування опорної металевої площадки великого розміру.

Проектуванням та розрахунком башт-атракціонів займається група всесвітньо відомих науково-дослідних фірм. Серед найбільш відомих вирізняється Fabbri Amusement Manufacturing Srl. (Італія), що входить до одного з найбільших концернів Fabbri Group. Її провідний дизайнер Серраваллі у кінці 1990-х років вперше запропонувала влаштовувати пересувні башти на платформі з використанням стабілізуючих флюгерів [43], як додаткових елементів до фундаменту або до опорної платформи.

Цю ідею підхопили інші потужні італійські фірми Antonio Zamperla та її провідний інженер з конструювання і розрахунку башт Еріберто Дзафонато, Moser Rides (рис. 1.61), Preston&Barbieri та інші [51, 53]. Водночас конструкцію платформи башт з додатковими флюгерами почало виробляти об'єднання S&S Power Inc. (США). Ідею улаштування опорної платформи з використанням стабілізуючих флюгерів у своїх розробках (рис. 1.62) активно використовує австрійський винахідник та дизайнер башт-атракціонів Лоренцо Петріє [67].

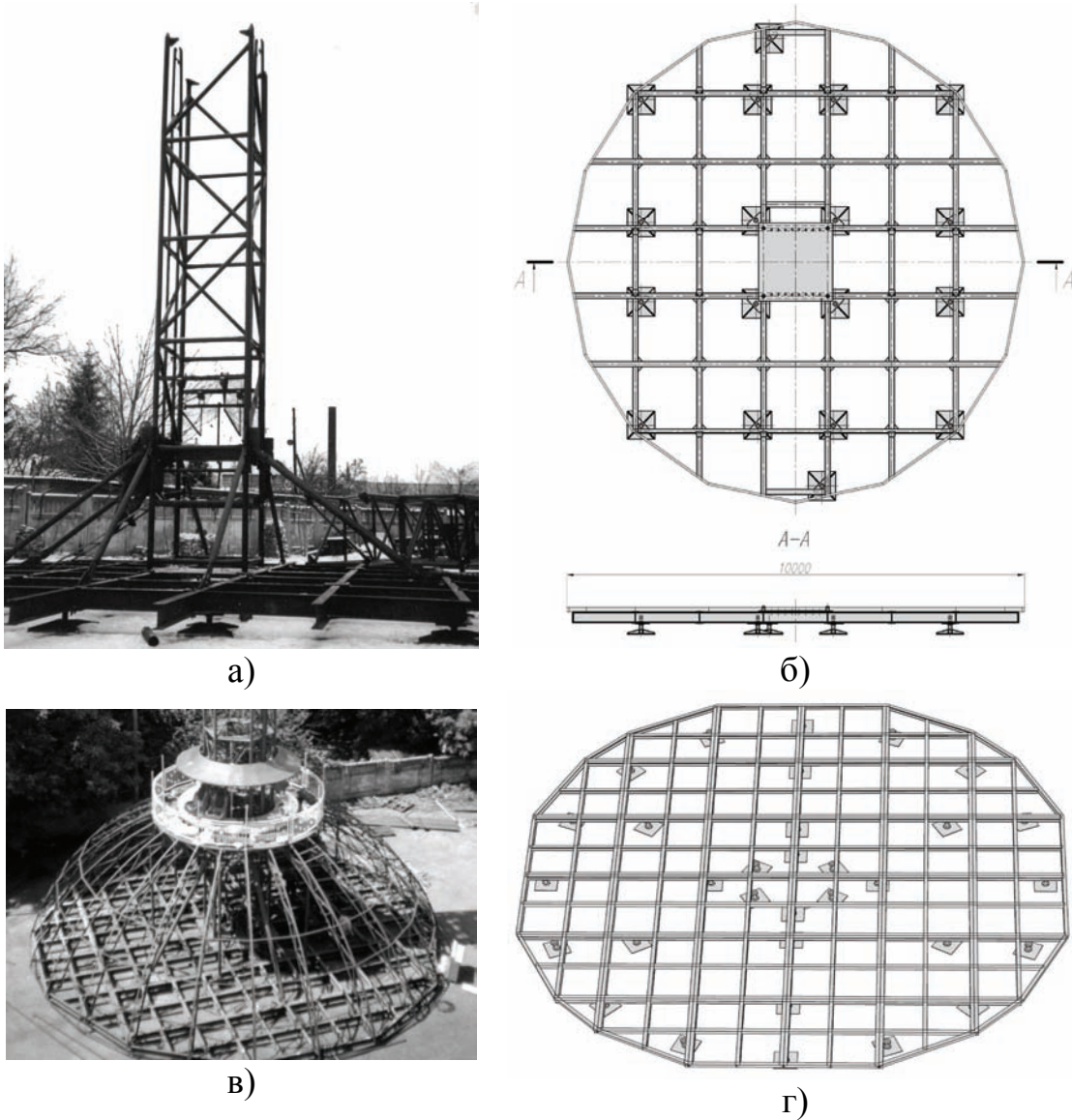
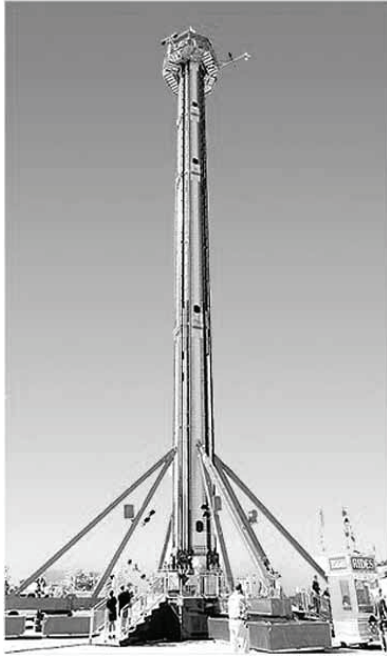


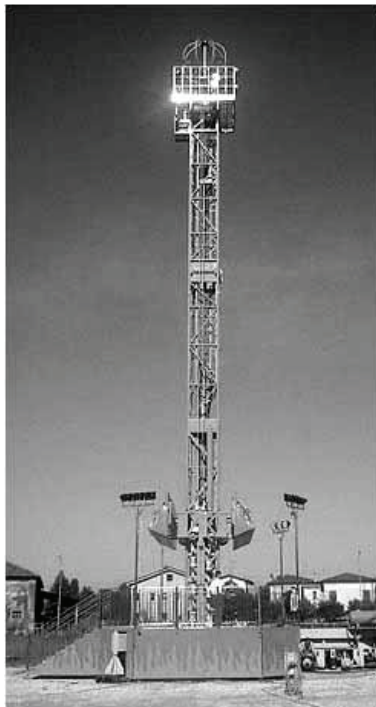
Рис. 1.60. Конструктивні вирішення опорних платформ башт-атракціонів виробництва НВО “Завод Аналог”: а, б – опорна платформа башти “Стела” (33,6 м); в, г – опорна платформа “Башти огляду” (50 м)



а)



б)

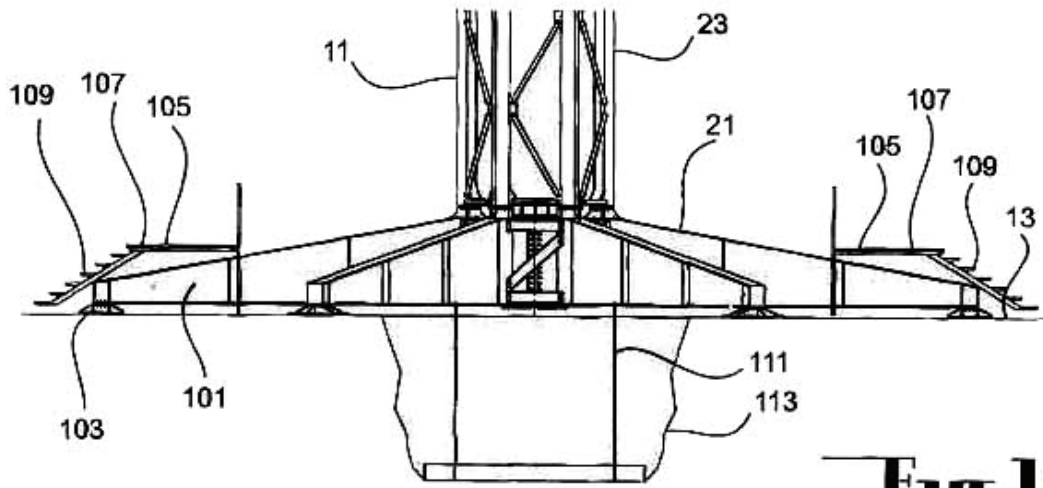


в)



г)

Рис. 1.61. Конструктивне вирішення типових башт-атракціонів фірми Moser Rides: а – “Gravity Tower GT55”; б – її металева рамна платформа з додатковими підпірками; в – FT35; г – її платформа на автомобільному шасі



a)



b)

Рис. 1.62 Конструктивне вирішення платформи башти-атракціону “Star-Flyer” на фундаменті та шести додаткових опорних флюгерах розробки Л. Петріс: а – фрагмент патенту [67]; б – башта-атракціон у м. Відень

Подібні платформи із стабілізуючими флюгерами, центральну частину якої займає потужна рамна платформа або тривісний причеп (рис. 1.63) почало виготовляти об'єднання SBF-VISA Group.

Узагальнюючи вищезгадане можна виділити конструктивні схеми башт-атракціонів, що використовуються на цей момент провідними фірмами (рис. 1.64). Аналізуючи ці конструктивні вирішення, можна зробити висновок, що використання флюгерів дозволило суттєво зменшити витрати металу для улаштування опорної платформи башти-атракціону у порівнянні з конструктивними вирішеннями, зображеними на рис. 1.59, зберігаючи при цьому необхідну стійкість споруди від перекидання.

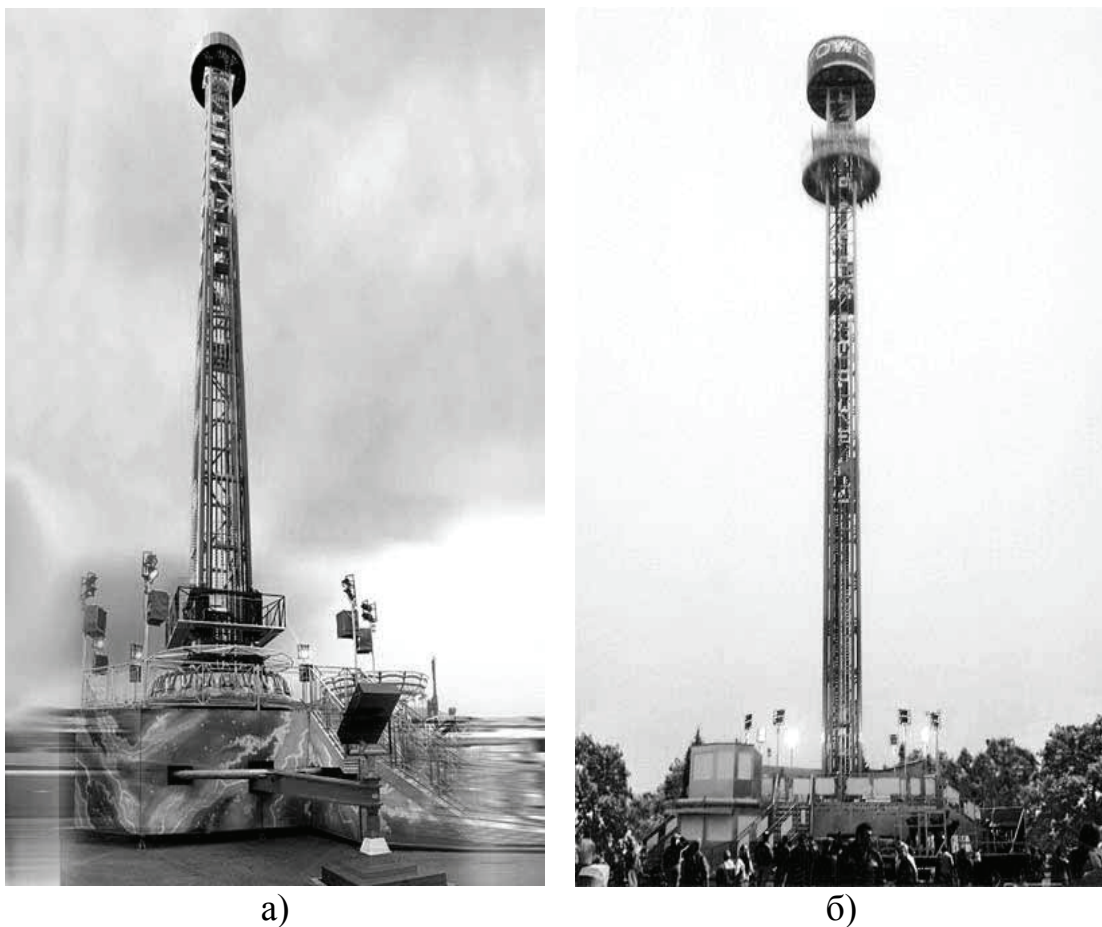


Рис. 1.63. Конструктивне вирішення башти-атракціону об'єднання SBF-VISA Group (50 м): а – 47Т/М (МХ501); б – 47Т/М (МХ501-А)

У 2005 році у Москві з'явилась перша гігантська башта-атракціон вільного падіння “Біг Бен” висотою 60 м (Preston&Barbieri), стійкість якої забезпечує тільки тригер на шести опорних флюгерах, тобто на відміну від конструктивних вирішень, зображених на

рис. 1.64, башта-атракціон не потребує фундаменту чи потужної опорної рами. Водночас Preston&Barbieri у своїх прайс-листах починає пропонувати пересувну сімейну башту Ice Tower, стійкість якої забезпечують також шість опорних флюгерів (рис. 1.65).

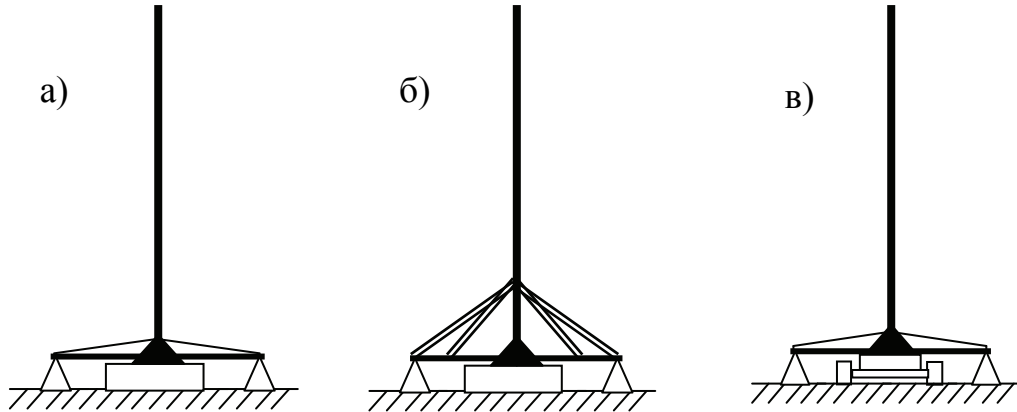


Рис. 1.64. Схеми башт на жорсткій платформі з додатковими стабілізуючими флюгерами: а – платформа Л. Петріє, б – платформа з підпірками; в – те саме, влаштоване на автомобільному тривісному причепі

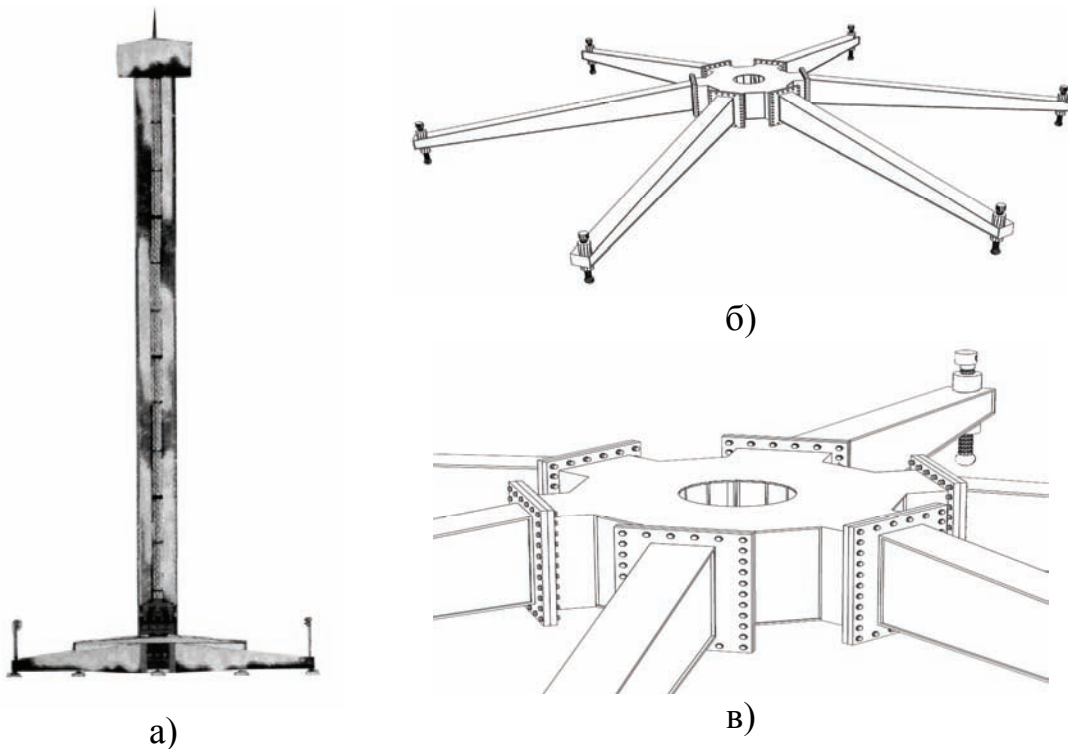


Рис. 1.65. Башти-атракціони з опорними платформами на флюгерах: а – Ice Tower, Preston&Barbieri (26 м); б, в – схематичне креслення опорної платформи башти “Біг Бен” (60 м) та її жорстке осердя

1.8. Конструктивні вирішення з'єднувальних міжсекційних вузлів високоточних стовбурів башт-атракціонів та підйомних кранів

Сучасні конструктивні вирішення міжсекційних вузлових з'єднань башт-атракціонів та підйомних баштових кранів по стовбуру яких здійснює рух ліфтова кабіна або кранів, що монтуються методом підрощування дуже схожі між собою.

Для своїх потужних баштових кранів об'єднання Liebherr (Швейцарія) використовує з'єднання на втулках (рис. 1.66а–в) [68, 69]. Таке саме з'єднання для башт-атракціонів використовують виробники SBF-VISA Group, Preston&Barbieri, S&S Power inc. Високий ступінь співосності несучих елементів у такому вузлі забезпечують високоточні болти, що вставляються у відповідні отвори втулок.

Це з'єднання має такі негативні риси:

- значну металомісткість у виготовленні,
- великий об'єм зварювання,
- складність при виконанні монтажних робіт [2].

У вітчизняних підйомних кранах використовується високоточне фланцеве з'єднання з вибірками, що також можна використати для башт-атракціонів (див. рис. 1.66г–д).

Це з'єднання як і попереднє потребує під час виготовлення складної механічної обробки (точіння, фрезерування) та великих витрат матеріалу.

У [59, с. 36] наведено інші конструктивні рішення високоточних вузлових з'єднань підйомних кранів.

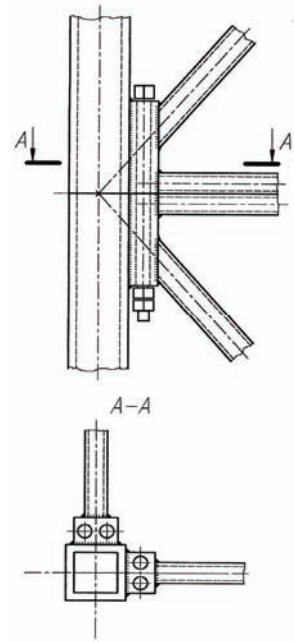
Вітчизняні виробники башт-атракціонів для своїх виробів використовують класичне високоточне фланцеве з'єднання з вибірками для ковзання роликів рухомого устаткування та центруючими елементами (рис. 1.67), а також із напівфланцями (рис. 1.68). Однак виготовлення таких з'єднань потребує значних витрат праці і складної механічної обробки.



а)



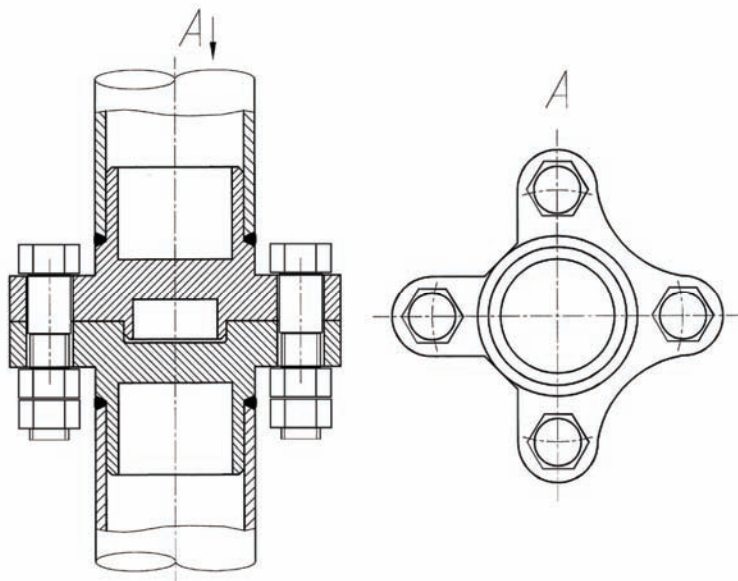
б)



в)



г)

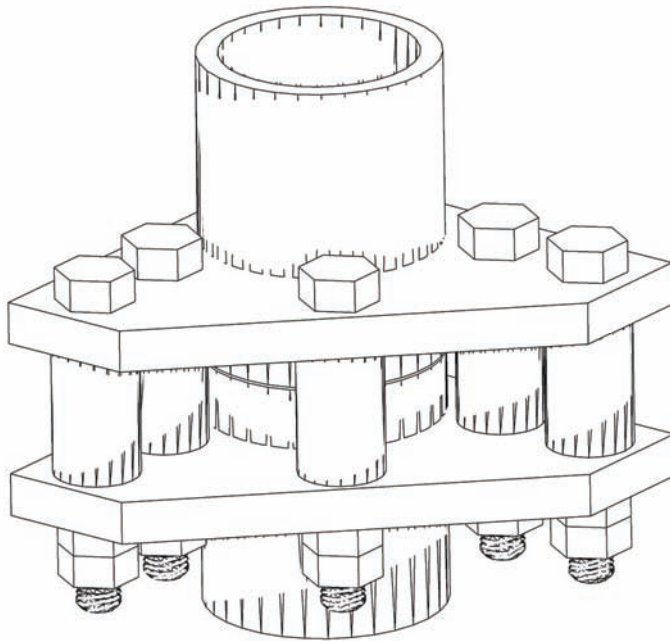


д)

Рис. 1.66. Типові вузли з'єднання основних несучих елементів: а – фрагмент башти-атракціону “Вільне падіння”; б – частина стовбура баштового крана Liebherr 200 EC-H; в – конструктивна схема попередніх з'єднань; г – стовбур крана КБ-403Б; д – вузлове з'єднання крана КБ-403Б



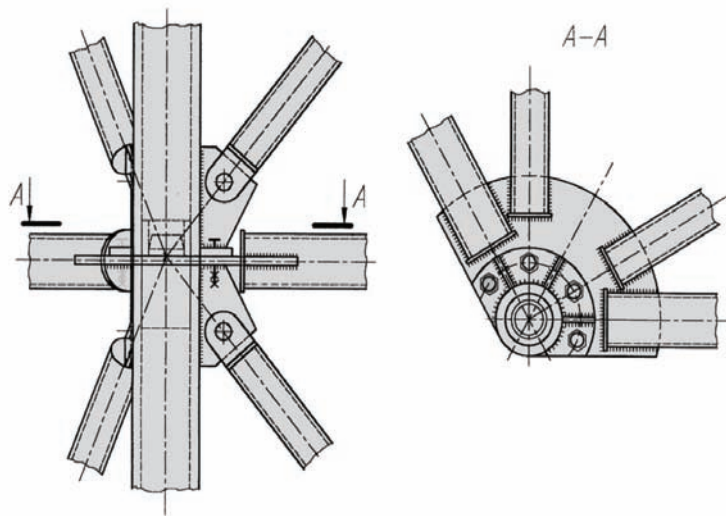
а)



б)



в)



г)

Рис. 1.67. Конструктивне вирішення високоточного з'єднання опорних стовбурів башт-атракціонів виробництва ТОВ "Сармат" (НВО "Завод Аналог"): а, б – "Стели"; в, г – "Башти огляду"



а)



б)



в)

Рис. 1.68. Атракціон «Стела-Магнетик», збудована ТОВ «Сармат» (НВО «Завод Аналог», що знаходиться у парку культури м. Калінінград): а – загальний вигляд; б, в – стикове напівфланцеве з'єднання несучих труб квадратного перерізу

1.9. Сучасні вітчизняні дослідження у галузі будівництва металевих регулярних споруд. Напрямки подальших пошуків

В сучасній Україні ведуться активні наукові дослідження у галузі металевих регулярних висотних споруд. Цим типом будівельних конструкцій займаються у Донбаській національній академії будівництва і архітектури (ДНАБіА), м. Макіївка, Полтавському національному технічному університеті ім. Ю. Кондратюка, ЗНДІЕП (м. Київ), ВАТ Українському науково-дослідному та проектному інституті ім. В. М. Шимановського (м. Київ), Київському національному університеті будівництва і архітектури, Державному науково-дослідному інституті будівельних конструкцій (м. Київ), Придніпровській державній академії будівництва й архітектури (м. Дніпропетровськ), Одеській державній академії будівництва та архітектури, Вінницькому національному технічному університеті. Під керівництвом таких відомих вчених як Є. В. Горохов, О. В. Шимановський, В. О. Пермяков, С. І. Білик, О. О. Нілов, В. М. Гордеєв, В. Д. Свердлов, О. І. Оглобля, А. В. Перельмутер, М. А. Микитаренко, О. І. Голоднов та інших ведуться пошуки по напрямках:

- гармонізація європейських та українських стандартів з металевих будівельних конструкцій;
- уточнене нормування дії вітрового та ожеледно-вітрового навантаження на території України [10];
- вивчення питання роботи стрижневих металевих елементів будівельних конструкцій під дією різноманітних навантажень [70];
- оптимізація геометричних параметрів конструктивних елементів висотних та багатопролітних будівельних конструкцій [71, 72];
- оптимізація конструкції гасників коливань, що виникають у баштових спорудах при дії динамічного навантаження від вітру;
- дослідження втрати стійкості тонкостінних стрижневих елементів різноманітного профілю [73];
- дослідження динаміки металевих стрижневих рамних систем, що перебувають під впливом рухомих та циклічних навантажень [74, 75];
- оптимізація конструкцій стрижневих металевих покриттів [76].

На сьогодні найбільш спорідненими до теми металевих висотних башт-атракціонів є дослідження, що виконуються спеціалістами кафедри металевих конструкцій у ДНАБіА (м. Макіївка). Там пошуки ведуться в декількох напрямках.

Досліджується динамічний вплив вітрового навантаження на гратчасті баштові конструкції і опори ліній електропередач [12, 77].

Методики визначення динамічного впливу вітру і ожеледі, що розроблені вченими ДНАБіА для вітроенергетичних установок баштового типу, можна застосувати і для моделювання цих впливів на стовбур башт-атракціонів.

На кафедрі металевих конструкцій досліджують вплив динамічних навантажень на металеві конструкції, що виникають у результаті руху шахтних піднімальних установок [12]. В основі роботи покладені фундаментальні дослідження у цій галузі І. М. Балкарея, Є. В. Горохова, В. І. Дворнікова, А. Н. Динника, О. С. Локшина, І. С. Найдено, О. О. Ткача, А. І. Татарінова, М. М. Федорова, Ф. В. Флоринського. Виконано значний об'єм досліджень у результаті яких була розроблена методика, що дозволяє кількісно та якісно оцінити напруження, що виникають у елементах конструкцій металевих шахтних копрів при заклинюванні кліті, що піднімається. Розроблено методики проведення експериментальних досліджень для вивчення динамічної взаємодії конструкції копра з піднімальною установкою. Ці дослідження та наукові результати є близькими до впливу рухомого обладнання на металевий стовбур башт-атракціонів. Досліджується в основному динамічний вплив на споруду при швидкому підніманні обладнання та миттєвому гальмуванні, що виникає при заклинюванні піднімальних тросів. Однак, дослідження недостатньо глибоко охоплюють проблеми, що виникають у металевих стовбурах башт-атракціонів при керованому гальмуванні з допомогою постійних магнітів та амортизаційних елементів, недостатньо вивчені конструктивні рішення металевих високоточних напрямних для рухомого обладнання.

Під керівництвом д. т. н. Є. В. Шевченко на кафедрі металевих конструкцій ДНАБіА ведуться дослідження металевих баштових споруд для антен радіорелейного зв'язку [78–81]. Вченими кафедри на базі теоретичних і експериментальних досліджень у галузі оптимізації металевих регулярних споруд вчених Г. А. Савицького, Н. С. Стрілецького, Я. М. Ліхтарникова, А. В. Перельмутера, Є. І. Белені, О. І. Шумицького, М. П. Кондри, О. В. Шимановського, В. М. Гордеева створені сучасні алгоритми оптимізації конструкцій антенних опор, виходячи з умов технологічності та економічності. Розроблені методики, що дозволяють врахувати спільну роботу металеві башти із фундаментом. Ведуться наукові пошуки по покращенню сучасних нормативних документів, щодо проектування антенних опор баштового типу. Дослідження є спорідненими до металевих високоточних башт-атракціонів. Однак, через особливості конструкції антенних опор, недостатньо чітко окреслені оптимальні конструктивні рішення

призматичних башт, недостатньо вивчені конструктивні рішення високоточних пересувних споруд без стаціонарного фундаменту.

Під керівництвом д. т. н. В. П. Корольова на базі досліджень О. О. Нілова, В. А. Боброва, О. В. Галактіонові, М. Л. Гринберга, С. І. Білика, В. І. Трофімова, М. П. Мельникова, А. Н. Смирнова та ін. ведуться пошуки у галузі надійних, довговічних та легких металевих конструкцій. Виконаний великий об'єм робіт по дослідженню перехресно-стрижневих трубчастих систем при заданих показниках надійності. Розроблені нові конструктивні рішення металоконструкцій багатопільового призначення з елементами із круглих труб, а також нові роз'ємні та нероз'ємні вузлові з'єднання розкосів та поясів [82–84].

У КНУБА (Київському національному університеті будівництва і архітектури) школа металевих конструкцій проф. В. О. Пермякова на чолі із С. І. Біликом ведуть пошуки раціональних конструкцій балкових систем, що можуть бути використані як ефективні опорні конструкції пересувних башт.

Базуючись на проведеному аналізі, щодо застосування башт-атракціонів, практики їх виготовлення та зведення, методів розрахунку та конструктивних вирішень можна зробити такі висновки:

- башти-атракціони на даний момент є одним з найбільш розвинутих та прогресивних напрямків атракціонного бізнесу усього світу, однак на теренах України цей тип конструкцій лише починає свій розвиток;
- існує значний попит на такі споруди у курортній зоні, однак на даний момент попит випереджає наукові напрацювання у цій галузі, немає достатньої кількості нормативних документів, методик розрахунку та наукових робіт, присвячених оптимізації їх конструктивних вирішень;
- башти-атракціони сприймають вплив комплексу складних динамічних навантажень, тому для забезпечення високої надійності таких конструкцій необхідно використовувати легкі, та надійні металеві профілі;
- проектування атракціонів у колишньому СРСР йшло шляхом закладання значних, часто невиправданих, коефіцієнтів запасу міцності, що збільшувало металоємкість виробів та робило продукцію не конкурентноспроможною;
- моделювання та розрахунок цих конструкцій у багатьох моментах є спорідненим з розрахунком класичних баштових споруд, однак існує значна відмінність, що дотепер не отримала достатнього наукового підґрунтя у нашій державі.

Узагальнюючи вищезгадане, можна виділити такі “білі плями”, що виникли у вітчизняній науці щодо металевих безфундаментних башт-атракціонів з високоточним стовбуром:

- конструктивне рішення опорних платформ пересувних башт-атракціонів без стаціонарного фундаменту є різноманітними часто нерациональними, що призводить до перевитрат металу. З огляду на це необхідно вибрати найбільш вдале конструктивне рішення з існуючих (або запропонувати нове) та на його базі виконати чисельні дослідження, максимально оптимізувати його;
- недостатня увага приділяється дослідженням поведінки безфундаментних башт під час дії горизонтальних навантажень, що призводять до перекидання. Постає цікава наукова задача знайти оптимальне співвідношення між висотою башти-атракціону та розміром опорної платформи безфундаментної конструкції;
- сучасні наукові дослідження недостатньо глибоко торкаються питання втрати стійкості безфундаментної башти-атракціону. Тут головну роль можуть відігравати не деформації металоконструкції башти, а нерівномірне просідання ґрунту під час прикладання комплексу навантажень на башту;
- недостатньо вивченим залишається динамічний вплив на споруду рухомого обладнання на високоточних баштах-атракціонах при гальмуванні з допомогою постійних магнітів;
- сучасні високоточні вузлові міжсекційні з'єднання потребують удосконалення у зв'язку з їх великою матеріаломісткістю та значними витратами праці на їх виготовлення.

Таким чином розроблення, теоретичне та експериментальне дослідження конструктивних вирішень опорних платформ і вузлових з'єднань безфундаментних башт-атракціонів з високоточним стовбуром та оптимізацію їх геометричних параметрів із врахуванням динамічного впливу на несучий стовбур збоку магнітних гальмівних систем є основною метою нашої монографії.

Для досягнення поставленої мети необхідно висвітлити такі задачі:

- теоретично вивчити вплив типу конструктивної схеми опорної платформи башти-атракціону та її геометричних параметрів на несучу спроможність, оцінити характеристики запропонованих конструктивних схем на флюгерах під час їх роботи під дією розрахункових навантажень, знайти оптимальне конструктивне вирішення, виходячи з критерію мінімальних витрат металу;

- розробити нове ефективне конструктивне вирішення міжсекційного вузлового з'єднання башт-атракціонів, теоретично вивчити вплив геометричних співвідношень з'єднання на його несучу спроможність, розробити методику визначення несучої спроможності запропонованого з'єднання для різних діаметрів несучих труб, розробити відповідне програмне забезпечення;

- виконати експериментальні дослідження на моделі роботи запропонованих опорних платформ (для оцінки достовірності отриманих теоретичних результатів), розробити ефективну методику експериментального визначення форми втрати стійкості моделі металоконструкції башти-атракціону, виконати експериментальні дослідження запропонованих вузлових з'єднань, розробити ефективну методику для оцінки несучої спроможності запропонованих з'єднань;

- розробити рекомендації для використання запропонованих конструктивних вирішень, розрахункових та експериментальних методик для інженерних цілей;

- оцінити ефективність запропонованих конструктивних схем у порівнянні з існуючими.

РОЗДІЛ 2

ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ СИСТЕМ ДИНАМІЧНОГО ГАЛЬМУВАННЯ БАШТ-АТРАКЦІОНІВ ВІЛЬНОГО ПАДІННЯ

Передумовою ефективної роботи башт-атракціонів вільного падіння є надійність системи гальмування. Через це система гальмування не повинна бути залежною від постачання електроенергії чи іншого носія енергії, яка необхідна для створення гальмівних сил достатніх для зупинки екіпажу визначеної ваги. Тому для створення гальмівного зусилля доцільно використовувати динамічне гальмування із застосуванням постійних магнітів, що рухаються уздовж реактивної електропровідної шини разом з екіпажем. Ці системи можуть бути з успіхом використані і як запобіжні елементи для відповідального вантажопіднімального обладнання, наприклад, ліфтів.

Завдяки досягненням в галузі матеріалознавства в останнє десятиріччя з'явилися постійні магніти із сплаву неодим-залізо-бор з унікальними властивостями (коерцитивна сила досягає 900–980 кА/м, залишкова намагніченість 1,2–1,3 Тл). Використання цих магнітів породило справжній бум в електромашинобудуванні. В той же час стала можливою розробка потужних гальмівних систем для атракціонів, що переконливо продемонстровано Вінницьким науково-виробничим об'єднанням заводом «Аналог» (ТОВ «Сармат») в багатьох серійних виробках.

2.1. Вихідні рівняння електродинаміки для розрахунку систем динамічного гальмування

В суцільному електропровідному тілі, що розміщується у змінному магнітному полі, створюються вихрові струми. Вихрові струми створюють власне магнітне поле (поле реакції), яке додається до стороннього поля (поле збудження) і утворюють результуючий магнітний потік Φ , зміна якого обумовлює електрорушійну силу

$$e = -d\Phi/dt . \quad (2.1)$$

Вихрові струми взаємодіють один з одним і з полем збудження породжуючи електродинамічні зусилля. За умови наявності ступеня вільності тіла, що знаходяться у змінному магнітному полі, переміщуються. І навпаки, згідно з законом електромагнітної індукції (2.1), в електропровідних тілах, що переміщуються в магнітному полі, збуджуються вихрові струми, які взаємодіють один з одним і магнітним

полем породжують електродинамічні зусилля. Вектор цих зусиль спрямовано на зустріч руху, що породив вихрові струми.

Таким чином, в основу електромагнітної системи динамічного гальмування покладено процеси, що відбуваються в суцільному електропровідному середовищі під дією магнітного поля системи постійних магнітів, яка переміщуються стосовно нерухомого електропровідного середовища.

Електромагнітне поле в електропровідному середовищі, що рухається, описується системою рівнянь Максвелла:

$$\operatorname{rot} \mathbf{E} = -\partial \mathbf{B} / \partial t ; \quad (2.2)$$

$$\operatorname{rot} \mathbf{H} = \mathbf{j} + \mathbf{j}_{cm} ; \quad (2.3)$$

$$\operatorname{div} \mathbf{B} = 0 . \quad (2.4)$$

Тут \mathbf{H} , \mathbf{E} , \mathbf{B} , \mathbf{j} – відповідно вектори напруженості магнітного і електричного полів, магнітної індукції і густини струму.

Систему рівнянь Максвелла необхідно доповнити матеріальними рівняннями, що встановлюють зв'язок між густиною струму і напруженістю електричного поля, магнітної індукції і напруженістю магнітного поля:

$$\mathbf{j} = \sigma [\mathbf{E} + \mathbf{v} \times \mathbf{B}] ; \quad (2.5)$$

$$\mathbf{B} = \mu \mathbf{H} , \quad (2.6)$$

де μ – магнітна проникність середовища, σ – питома електропровідність, \mathbf{v} – вектор швидкості руху середовища. У загальному випадку магнітна проникність і питома електропровідність залежать від інтенсивності електромагнітних процесів.

Права частина рівняння (2.3) включає додаток \mathbf{j}_{cm} – густину стороннього струму, що обумовлений дією сторонніх по відношенню до середовища, яке розглядається, електрорушійних сил. Величина \mathbf{j}_{cm} зазвичай є заданою.

Припустимо, що система координат нерухома і пов'язана з індуктором. Вектори \mathbf{H} , \mathbf{B} , \mathbf{j} не залежать від обраної системи координат, тобто інваріантні по відношенню до неї. Одночасно вектор напруженості електричного поля \mathbf{E} залежить від обраної системи коор-

динат і може бути визначений здавачами, що пов'язані з індуктором. Тому \mathbf{E} зазвичай називають ЕРС трансформації. Другий член в квадратних дужках рівняння (2.5) є напруженістю електричного поля ЕРС руху, а вся величина в квадратних дужках рівняння (2.5) – напруженість електричного поля повної ЕРС, що індукується в середовищі.

Рівняння (2.2)–(2.4) разом з матеріальними рівняннями (2.5), (2.6) повністю, з точністю до постійних інтегрування, визначають усі невідомі величини – \mathbf{H} , \mathbf{V} , \mathbf{E} , \mathbf{j} . Постійні інтегрування визначаються з додаткових умов для електромагнітного поля на границях середовища – граничних умов.

Граничні умови першого роду або, як їх іноді називають, умови Діріхле, полягають у заданні шуканої функції на границі розрахункової області. За граничними умовами другого роду (умови Неймана) заданою є похідна шуканої функції на границі області. Часто використовуються нулеві умови Неймана на площині і осях симетрії.

Використовуються також граничні умови третього роду, які прийнято називати змішаними. До змішаних граничних умов відносяться імпедансні граничні умови, що пов'язують тангенціальні напруженості електричного і магнітного полів на поверхнях.

У випадку коли в середині області є середовища, що відрізняються своїми електрофізичними характеристиками необхідно дотриматись умов спряження електромагнітних полів в цих середовищах. Вони зводяться до рівності тангенціальних складових напруженостей електричного і магнітного полів з обох боків границі розподілу середовищ, що не включає поверхневих струмів:

$$E_{t1} = E_{t2}; H_{t1} = H_{t2}. \quad (2.7)$$

Якщо на границі розподілу середових є поверхневий струм з густиною $i_{нов}$, то, згідно з законом повного струму, різниця тангенціальних складових напруженості магнітного поля дорівнює поверхневому струму:

$$H_{t1} - H_{t2} = i_{нов}. \quad (2.8)$$

Наступна умова спряження полягає у рівності нормальних складових індукції магнітного поля:

$$B_{n1} = B_{n2}. \quad (2.9)$$

Метою дослідження електромагнітного поля є вивчення особливостей перетворення енергії електромагнітного поля в інші види енергії – теплову і механічну. Густина потоку потужності в кожній точці простору визначається вектором Пойнтінга:

$$\mathbf{S} = \mathbf{E} \times \mathbf{H} , \quad (2.10)$$

який для полів, що змінюються за гармонічним законом, в системі координат Декарта має комплексні складові:

$$\begin{cases} S_x = 1/2 \left(E_{my} H_{mz}^* - E_{mz} H_{my}^* \right) ; \\ S_y = 1/2 \left(E_{mz} H_{mx}^* - E_{mx} H_{mz}^* \right) ; \\ S_z = 1/2 \left(E_{mx} H_{my}^* - E_{my} H_{mx}^* \right) , \end{cases} \quad (2.11)$$

де значком * позначено комплексно спряжену величину.

Електромагнітна потужність перетворюється в провідному середовищі в теплову і механічну енергію. Середня в часі густина джерел тепла розраховується через складові густини індукованого струму. У разі гармонічного закону зміни густини струму густина джерел теплоти визначається з формули

$$P_W = \left(j_{mx} j_{mx}^* + j_{my} j_{my}^* + j_{mz} j_{mz}^* \right) / 2\sigma . \quad (2.12)$$

Взаємодія магнітного поля з вихровими струмами в електропровідному середовищі і з магнітопроводами породжує електромагнітні зусилля.

Якщо система не включає магнітних мас то об'ємна густина сили дорівнює добутку густини струму і індукції магнітного поля [85]:

$$\mathbf{f}_V = \mathbf{j} \times \mathbf{B} . \quad (2.13)$$

Для випадку, що тут розглядається, доцільно використовувати іншу модель виникнення електромагнітних сил, а саме модель, яка базується на запропонованому Максвелом тензорі натягу. За таким під-

ходом, сила, що діє на тіло, визначається полем на уявній поверхні, яка охоплює тіло, але не включає джерел поля [86]. Сила, що діє на одиницю поверхні, розраховується з формули [87]:

$$\mathbf{F} = \oint \mathbf{T} dS, \quad (2.14)$$

де тензор натягу

$$\mathbf{T} = (\mathbf{B}\bar{n})\mathbf{H} - \mu H^2 \bar{n}/2, \quad (2.15)$$

\bar{n} – вектор нормаль до поверхні S .

Зовнішнє поле постійного магніту можна представити полем соленоїда [138], який намотано на бічну поверхню магніту нескінченно тонким проводом, а висота соленоїда збігається з висотою магніту. Лінійна густина струму такого соленоїда дорівнює:

$$I_0 = \frac{B_r}{\mu_r \mu_0}, \quad (2.16)$$

де B_r – залишкова індукція магніту; μ_r – відносна магнітна проникність матеріалу магніту. Для магнітів зі сплаву неодим-залізо-бор $\mu_r = 1,04 \dots 1,06$.

2.2. Система динамічного гальмування із застосуванням односторонньої лінійної машини з постійними магнітами

За технічними умовами і технічними вимогами конструктивного характеру системи динамічного гальмування можуть мати одностороннє [88] чи двостороннє [89] виконання. В обох випадках за умови використання для збудження магнітного поля постійних магнітів статор лінійної машини виконується з масивного феромагнітного ярма на якому розміщуються постійні магніти з полярністю, що чергується уздовж напрямку руху гальмівної системи (рис. 2.1). Для сприяння замиканню магнітного потоку ротор лінійної машини (реактивна штаба) також виконується феромагнітним, а для підвищення електромагнітної взаємодії між статором і ротором останній зі сторони статора покривають шаром немагнітного металу з високим значенням питомої електропровідності (наприклад, мідь чи латунь). Аналогічно викону-

ються і гальмівні системи з двосторонніми лінійними машинами. Принциповою відміною односторонньої лінійної машини, за винятком незначного перерозподілу магнітного поля і величини тягових зусиль, є одностороннє тяжіння між ротором і статором, яке в залежності від швидкості руху ротора системи може бути як позитивне значення (відштовхування), так і від'ємне (притягування). Тому нижче детально розглянемо електромагнітні процеси в односторонній лінійній машині з постійними магнітами з урахуванням повздовжнього, поперечного і товщинного ефектів для довільних ступенів електромагнітної взаємодії, що характеризується магнітним числом Рейнольдса.

В розрахунковій моделі машини (рис. 2.1) ротор являє собою рухому двошарову металеву штабу, що рухається у напрямку осі Ox зі швидкістю v_x . Шар штаби 2, що повернутий до статора, немагнітний, має товщину d_m і електропровідність σ_m . Другий шар 1 – феромагнетик товщиною d_c , електропровідністю σ_c і магнітною проникністю μ_c . Магнітна проникність феромагнетика прийнята постійною. Її величина відповідає лінійній ділянці кривої намагнічування сталі з якої виготовляється штаба. Ширина штаби b приймається більшою за ширину осердя статора 3. Осердя статора шириною a приймаємо нескінченно довгим ідеальним феромагнетиком [135]. На ділянці довжини статора $(-p\tau < x < p\tau)$ з кроком τ розміщено $2p$ постійних магнітів 4 з чергуванням полюсності. Висота магнітів – d_n . Розміри магнітів у напрямку осей x і y – b_n , b відповідно. Величина повітряного проміжку між ротором і полюсами дорівнює d_z .

Початок прямокутної системи розташований на поверхні осердя статора, що прийнято нерухомим. В реальній конструкції гальмівної системи рухомим є статор, а ротор, який будемо називати реактивною штабою – нерухомий. Така заміна не впливає на розподіл векторів електромагнітного поля \mathbf{H} , \mathbf{B} , \mathbf{j} через їх інваріантність до системи координат.

Розподіл магнітного поля у вказаних областях моделі машини визначається системою рівнянь Максвелла. Застосовуючи операцію *rot* до лівої і правої частин рівняння (2.3) і використовуючи правила векторної алгебри та матеріальні рівняння (2.5), (2.6) маємо:

$$\nabla^2 \mathbf{B} - \text{grad div} \mathbf{B} = \mu \sigma \text{rot}(\mathbf{E} + \mathbf{v} \times \mathbf{B}) + \mu \text{rot} \mathbf{j}_{cm},$$

де ∇ – оператор Набла.

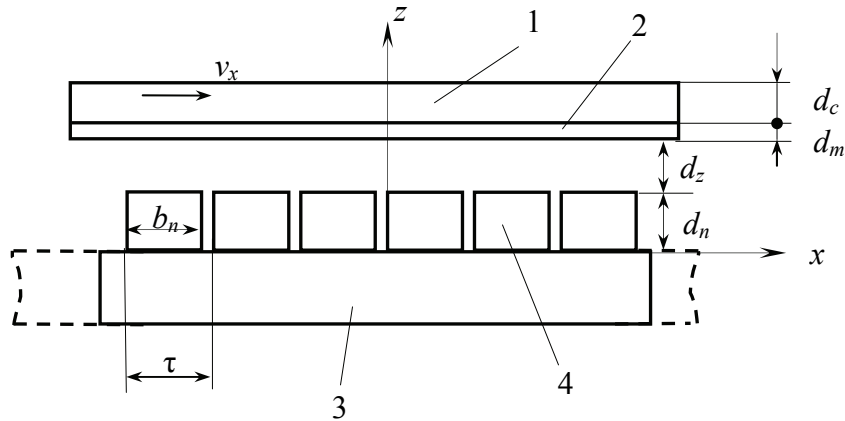


Рис. 2.1 Розрахункова модель магнітної машини

Далі враховуємо, що $\text{div}\mathbf{B} = 0$, вектор швидкості має лише одну складову по осі $0x - v_x$, а магнітне поле утворене постійними магнітами, тобто $\text{rot}\mathbf{E} = -\partial\mathbf{B}/\partial t = 0$. В такому випадку рівняння індукції магнітного поля для її B_z складової у визначених областях має вигляд:

в області сталльної штаби

$$\Delta B_{zc} - \mu_c \sigma_c v_x \frac{\partial}{\partial x} B_{zc} = 0; \quad (2.17)$$

в області металевого покриття

$$\Delta B_{zm} - \mu_0 \sigma_m v_x \frac{\partial}{\partial x} B_{zm} = 0; \quad (2.18)$$

в області повітряного проміжку

$$\Delta B_{zn} = 0; \quad (2.19)$$

в області магнітних полюсів

$$\Delta B_{zp} = \mu_0 \text{rot}_z j_{\text{ст}}. \quad (2.20)$$

де $\Delta = \nabla^2$ – оператор Лапласа; $j_{\text{ст}}$ – лінійна густина струму в соленоїді, яким замінюється магніт.

На бічних гранях сталеві штаби з покриттям нормальна складова густини індукованого струму дорівнює нулю:

$$j_y = 0, \quad y = \pm a/2. \quad (2.21)$$

Ця умова природно виконується у відомій математичній моделі індукторів, що чергуються з непарною симетрією. Для цієї моделі при $y = \pm ka/2$ ($k = 1, \dots, \infty$) виконуються умови

$$B_z = B_x = 0, \quad \partial B_y / \partial y = 0. \quad (2.22)$$

Використання моделі індукторів, що чергуються, дозволяє застосувати до диференціальних рівнянь (2.17)–(2.20), для зменшення розмірності інтегральні перетворення в скінчених межах за змінною y . Згідно з умовами (2.22) ядром інтегрального перетворення для складових B_z і B_x є функція $2/a \cos qy$, а для B_y складової – $-2/a \sin qy$ [91]. Внаслідок того, що магнітна проникність сталеві штаби, згідно прийнятими вище умовами, є скінченою і скінченою є область розміщення постійних магнітів при нескінченій довжині штаби і ярма магнітної системи, магнітна індукція при $x = \pm \infty$ дорівнює нулю: $B_j = 0$. В такому разі, за змінною x може бути проведено комплексне перетворення Фур'є у нескінчених межах [92].

Помножуючи кожне з рівнянь (2.17)–(2.20) на ядро інтегрального перетворення у скінчених межах і на $\exp(inx)$, та виконуючи інтегрування їх по y в межах $y = \mp a/2$ і по x в межах $-\infty < x < \infty$, приходимо до звичайних диференціальних рівнянь, наприклад, для B_z складової індукції магнітного поля:

$$\frac{\partial^2 B_z}{\partial z^2} - \eta_s^2 B_z = -\frac{2\mu_0}{a} \int_{-a/2}^{a/2} \int_{-\infty}^{\infty} \text{rot}_z j_{\text{CT}} \cos qy e^{inx} dx dy, \quad s = (c, m, z), \quad (2.23)$$

в якому для сталеві штаби ($s = c$)

$$\eta_s^2 = \eta_c^2 = n^2 + q^2 - i\mu_c \sigma_c v_x n, \quad (2.24)$$

для металевішого покриття ($s = m$)

$$\eta_s^2 = \eta_m^2 = n^2 + q^2 - i\mu_0 \sigma_m v_x n, \quad (2.25)$$

для областей повітряного проміжку і полюсів ($s = z$)

$$\eta_s^2 = \eta_z^2 = n^2 + q^2. \quad (2.26)$$

Права частина рівняння (2.23) не дорівнює нулю лише для області розміщення постійних магнітів.

Обернене перетворення знаходиться з формули

$$B_z(x, y, z) = \sum_{k=1}^{\infty} \cos qy \frac{2}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} B_z e^{-inx} dn, \quad (2.27)$$

де $q = (2k - 1)\pi/a$, $k = 1, 2, \dots$

Положимо, що товщину сталеві штаби d_c обрано такої величини, за якої сталь не насичується у магнітному відношенні при нерухомому положенні штаби і індуктора ($B_c < 1,5$ Тл). Тому без помітного заниження точності розрахунку будемо приймати, що на зовнішній стороні штаби $z = d_n + d_z + d_m + d_c$ нормальна складова індукції дорівнює нулю $B_z = 0$.

Таким чином, індукція в межах сталеві штаби повністю затухає і підлягає такому рівнянню:

$$B_z = C_1 \operatorname{sh}[\eta_c (z - d_n - d_z - d_m - d_c)]. \quad (2.28)$$

В межах $d_n + d_z + d_m < z < d_n + d_z$, тобто в області металеві покриття розв'язок рівняння (2.23) має такий вигляд

$$B_z = C_2 \operatorname{ch}[\eta_m (z - d_n - d_z - d_m)] + C_3 \operatorname{sh}[\eta_m (z - d_n - d_z - d_m)]. \quad (2.29)$$

Згідно з умовами рівності нормальних складових індукції і тангенціальних складових напруженості магнітного поля на границі сталеві штаби і шару покриття із залученням умови $\operatorname{div} \mathbf{V} = 0$ знаходимо, що при $z = d_n + d_z + d_m$ і магнітної проникності покриття μ_0 маємо дві граничні умови

$$B_z^+ = B_z^-; \quad \frac{\partial B_z^+}{\partial z} = \frac{\mu_c}{\mu_0} \frac{\partial B_z^-}{\partial z}. \quad (2.30)$$

Тут значком (+) позначено значення індукції в сталевій штабі, а значком (–) – в покритті. Важно при цьому відмітити, що умови (2.30) залишаються без зміни як за умови наявності, так і при відсутності електричного контакту між електропровідними середовищами. Наявність чи відсутність контакту призводить лише до перерозподілу у електропровідних середовищах B_x й B_y складових магнітної індукції.

Використання умов (2.30) дозволяє в розв'язку (2.29) виразити C_2 і C_3 через C_1 . Тоді вираз для індукції магнітного поля в шарі металевого покриття набуде такого вигляду:

$$B_z = C_1 \left\{ \frac{\mu_0 \eta_c}{\mu_c \eta_m} \operatorname{ch}(\eta_c d_c) \operatorname{sh}[\eta_m(z - d_n - d_z - d_m)] - \operatorname{sh}(\eta_c d_c) \operatorname{ch}[\eta_m(z - d_n - d_z - d_m)] \right\}. \quad (2.31)$$

В області повітряного проміжку ($d_n < z < (d_n - d_z)$) розподіл індукції магнітного поля також підлягає загальному розв'язку рівняння (2.23):

$$B_z = C_4 \operatorname{ch}[\eta_z(z - d_n - d_z)] + C_5 \operatorname{sh}[\eta_z(z - d_n - d_z)], \quad (2.32)$$

з якого з урахуванням граничних умов (2.30) на границі повітряного проміжку і металевому шару $z = d_n + d_z$ і, беручи до уваги, що магнітна проникність в обох областях дорівнює магнітній сталій μ_0 , знаходимо постійні інтегрування C_4 і C_5 , що записуються знов таки через постійну C_1 :

$$C_4 = -C_1 \left(\operatorname{sh} \eta_c d_c \operatorname{ch} \eta_m d_m + \frac{\mu_0 \eta_c}{\mu_c \eta_m} \operatorname{ch} \eta_c d_c \operatorname{sh} \eta_m d_m \right);$$

$$C_5 = C_1 \frac{\eta_m}{\eta_z} \left(\operatorname{sh} \eta_c d_c \operatorname{sh} \eta_m d_m + \frac{\mu_0 \eta_c}{\mu_c \eta_m} \operatorname{ch} \eta_c d_c \operatorname{ch} \eta_m d_m \right).$$

Після підстановки в (2.32) знайдених значень C_4 і C_5 магнітну індукцію й її нормальну похідну в повітряному проміжку поблизу поверхні постійних $z = d_p$ магнітів подамо у такому вигляді:

$$B_z = -C_1 f_1; \quad \frac{\partial B_z}{\partial z} = C_1 \eta_2 f_2, \quad (2.33)$$

$$\begin{aligned}
\text{де: } f_1 &= \text{sh } \eta_c d_c \text{ ch } \eta_m d_m \text{ ch } \eta_z d_z + \frac{\mu_0 \eta_c}{\mu_c \eta_m} \text{ch } \eta_c d_c \text{ sh } \eta_m d_m \text{ ch } \eta_z d_z + \\
&+ \frac{\eta_m}{\eta_z} \left(\text{sh } \eta_c d_c \text{ sh } \eta_m d_m \text{ sh } \eta_z d_z + \frac{\mu_0 \eta_c}{\mu_c \eta_m} \text{ch } \eta_c d_c \text{ ch } \eta_m d_m \text{ ch } \eta_z d_z \right); \\
f_2 &= \text{sh } \eta_c d_c \text{ ch } \eta_m d_m \text{ sh } \eta_z d_z + \frac{\mu_0 \eta_c}{\mu_c \eta_m} \text{ch } \eta_c d_c \text{ sh } \eta_m d_m \text{ sh } \eta_z d_z + \\
&+ \frac{\eta_m}{\eta_z} \left(\text{sh } \eta_c d_c \text{ sh } \eta_m d_m \text{ ch } \eta_z d_z + \frac{\mu_0 \eta_c}{\mu_0 \eta_m} \text{ch } \eta_c d_c \text{ ch } \eta_m d_m \text{ ch } \eta_z d_z \right).
\end{aligned}$$

Уявимо постійні магніти ідеальними соленоїдами, що розташовуються на бічних поверхнях магнітів. Внаслідок незначного відхилення магнітної проникності магнітів від магнітної сталюї μ_0 будемо вважати, що соленоїди розташовуються у повітрі. Тоді в області розташування магнітів в (2.23) $\eta_s^2 = \eta_z^2$.

Припустимо, що права частина рівняння (2.23) відома функція $f(n, q)$ і не залежить від координати z . За цих умов повний розв'язок неоднорідного рівняння (2.23) в зоні розташування постійних магнітів, що отримано з використанням методу варіації довільних сталих, є функцією

$$B_z = C_6 \text{ch}(\eta_z z) + C_7 \text{sh}(\eta_z z) - \frac{f(n, q)}{\eta_z^2}. \quad (2.34)$$

Приймаючи магнітну проникність ярма статора нескінченно великою, нормальну похідну (3.34) при $z = 0$ належить положити рівній нулю і, відповідно, в (3.34) належить положити $C_7 = 0$.

З граничних умов при $z = d_n$

$$B_z(d_n + 0) = B_z(d_n - 0), \quad \partial B_z(d_n + 0)/\partial z = \partial B_z(d_n - 0)/\partial z,$$

розв'язку (2.34) та, беручи до уваги умови (2.33), знайдемо

$$C_1 = \frac{f(n, q)}{\eta_z^2} \frac{\text{sh}(\eta_z d_n)}{f_2 \text{ch}(\eta_z d_n) + f_1 \text{sh}(\eta_z d_n)}. \quad (2.35)$$

Беручи до уваги, що лінійна густина струму еквівалентного соленоїда визначається з (2.16), складова густини стороннього струму, $j_{cm y}$, може бути подана таким чином (рис. 2.1)

$$\begin{aligned}
j_{cm_y} = & I_0 (\Theta(z) - \Theta(z - d_p)) \cdot \left(\Theta\left(y + \frac{b}{2}\right) - \Theta\left(y - \frac{b}{2}\right) \right) \times \\
& \times \sum_{s=1}^p \left(\delta\left(x + p\tau - \frac{\tau - b_n}{2} - 2(s-1)\tau\right) - \delta\left(x + p\tau - \frac{\tau + b_n}{2} - 2(s-1)\tau\right) - \right. \\
& \left. - \delta\left(x + p\tau - \frac{\tau - b_n}{2} - \tau - 2(s-1)\tau\right) + \delta\left(x + p\tau - \frac{\tau + b_n}{2} - \tau - 2(s-1)\tau\right) \right), \quad (2.36)
\end{aligned}$$

де $\Theta(\cdot)$ – одинична узагальнена функція; $\delta(\cdot)$ – дельта-функція Дірака.

З рівняння $div \mathbf{j} = 0$ знайдемо j_x – компоненту густини струму

$$j_x = -\frac{\partial}{\partial y} \int_{-\infty}^x j_y dx.$$

Відповідно,

$$rot_z j_{ct} = \frac{\partial j_y}{\partial x} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \int_{-\infty}^x j_y dx. \quad (2.37)$$

З урахуванням (2.37), (2.36) права частина (2.23) після інтегрування набуває такого вигляду:

$$f(n, q) = \mu_0 I_0 \frac{\eta_z^2}{in} k_w, \quad (2.39)$$

де $k_w = e^{-in(\tau - b_n)/2} (1 - e^{-inb_n})(1 - e^{-in\tau}) \frac{\sin(np\tau)}{\sin(n\tau)} \frac{4 \sin\left(q \frac{b}{2}\right)}{qa}$ враховує

конструктивне виконання магнітів, кількість полюсів магнітної системи і їх розміщення.

По знайденій функціональній залежності розподілу B_z – складової індукції магнітного поля, B_x і B_y – складові індукції в області повітряного проміжку, визначаються з системі рівнянь $div \mathbf{B} = 0$ і $rot_z \mathbf{B} = 0$.

Після застосування інтегральних перетворень знаходимо, що

$$B_x(n, q, z) = -\frac{in}{\eta_z^2} \frac{\partial B_z(n, q, z)}{\partial z}; \quad B_y(n, q, z) = -\frac{q}{\eta_z^2} \frac{\partial B_z(n, q, z)}{\partial z}. \quad (2.40)$$

Електродинамічну силу взаємодії магнітної системи і реактивної штаби визначимо за допомогою тензора натягу (2.15). Для F_x складової сили маємо

$$\begin{aligned} F_x &= \frac{1}{\mu_0} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-a/2}^{a/2} \operatorname{Re} B_z \cdot \operatorname{Re} B_x \, dx \, dy \Big|_{z=d_n} = \\ &= \frac{a}{4\pi \mu_0} \operatorname{Re} \sum_k \int_{-\infty}^{\infty} B_z(n, q, z) B_x(n, q, z)^* \, dn \Big|_{z=d_n}. \end{aligned} \quad (2.41)$$

Останнє рівняння (2.41) отримано у результаті представлення $B_z(x, y, z)$ за допомогою оберненого перетворення (2.27) і з урахуванням умови $B_{z,x}(-n, q, z) = B_{z,x}^*(n, q, z)$, яке випливає з того, що n приймає лише дійсні, і відповідно до (2.24), (2.25) $\eta_{c,m}(-n) = \eta_{c,m}^*(n)$. Знак (*) означає комплексно спряжене значення величини. Інтегрування (2.41) може бути проведено в будь-якій площині $d_p < z < d_p + d_z$. Зважаючи на те, що B_z і B_x згідно з (2.33) і (2.40) вже визначено при $z = d_p$, то інтегрування (2.41) здійснюється в області повітряного проміжку на поверхні, що безпосередньо наближена до поверхні постійних магнітів $z < d_p$.

Силу магнітного притягання штаби до магнітної системи також визначимо через вектор магнітного натягу Максвелла

$$\begin{aligned} F_z &= \frac{1}{2\mu_0} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-a/2}^{a/2} (\operatorname{Re} B_z \operatorname{Re} B_z - \operatorname{Re} B_x \operatorname{Re} B_x - \operatorname{Re} B_y \operatorname{Re} B_y) \, dx \, dy \Big|_{z=d_p} = \\ &= \frac{a}{8\pi \mu_0} \sum_k \int_{-\infty}^{\infty} \left(B_z(n, q, z) B_z(n, q, z)^* - \frac{1}{\eta_z^2} \frac{\partial B_z(n, q, z)}{\partial z} \frac{\partial B_z(n, q, z)^*}{\partial z} \right) \, dn \Big|_{z=d_p}. \end{aligned} \quad (2.42)$$

Тут операція переходу до інтегрування перетворених величин індукції аналогічна перетворенням, що були використані в формулі (2.41) із залученням рівнянь (2.40).

2.3. Приклад розрахунку системи динамічного гальмування

Розглянемо у якості прикладу одне конструктивне виконання гальмівної системи, що включає магнітну систему з шістьма полюсами, прийемо довжину полюсного кроку $\tau = 0,1$ м, ширину $b = 0,39$ м. Тут не обговорюємо питання щодо вибору довжини полюсного кроку, хоча ця величина не є випадковою примхою авторів, а є предметом параметричної оптимізації. Доречно відмітити, що і співвідношення довжини магнітного полюса до полюсному кроку також є предметом параметричної оптимізації відносно найменшого розсіювання при максимальних енергетичних параметрах пристрою. Тут констатуємо, за оптимізаційними розрахунками найбільш прийнятні результати можна отримати, якщо співвідношення довжини магнітного полюса до довжини полюсного кроку буде дорівнювати 0,8.

На рис. 2.2 наведено зміну сили динамічного гальмування від швидкості руху магнітної системи вздовж сталеві штаби шириною $a = 0,42$ м, що має покривний шар товщиною 5 мм з міді (крива 1), чи латуні (крива 2). Залежності розраховані з формули (2.41).

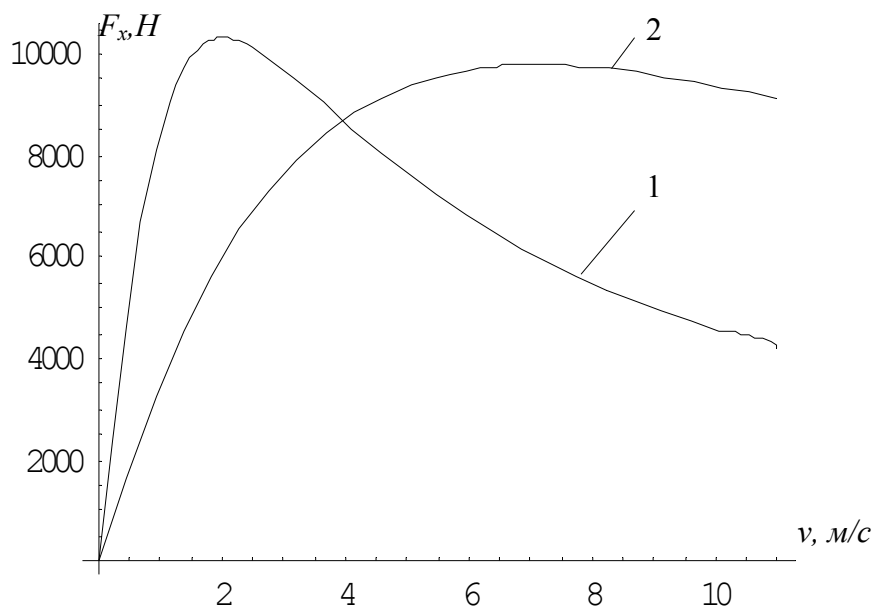


Рис. 2.2 Залежність сили динамічного гальмування від швидкості руху магнітної системи вздовж сталеві штаби

На рис. 2.3 для того ж виконання магнітної системи наведено залежності від швидкості сили магнітного притягання, відповідно з мідним (крива 1) та латунним (крива 2) шарами. Від'ємне значення сили відповідає силі відштовхування комбінованої штаби та магнітної системи.

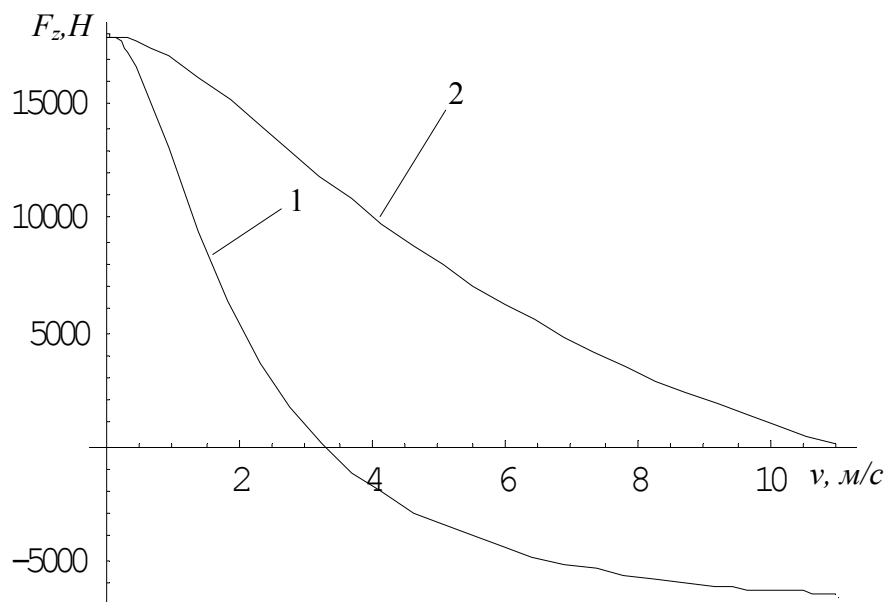


Рис. 2.3. Залежність зміни сили притягання від швидкості руху магнітної машини

З наведених рисунків видно, що для швидкості руху магнітної системи більше як 4 м/с більші сили гальмування забезпечуються на ділянці, де сталеву штабу покрито латунним шаром (рис. 2.2). При цьому для швидкості руху магнітної системи менше 11 м/с мають місце лише сили притягання (рис. 2.3). При швидкості руху магнітної системи менше 4 м/с гальмування з латунним шаром вже поступається гальмуванню з мідним шаром. Тому для ефективного гальмування по всій довжині реактивної штаби останню треба виконувати з комбінованим покриттям – для гальмування на високих швидкостях латунь, а на низьких – мідь. Втім, звичайно, можуть використовуватись будь-які інші матеріали, але вони мають бути різними за величиною питомої електропровідності, яка, як свідчить аналіз, відіграє провідну роль в створенні ефективних гальмівних систем з плавним зниженням швидкості руху з заданого до мінімально можливого рівня з метою запобігання ударів. Аналіз поведінки нормальної сили в залежності від швидкості руху і типу покриття сталеві штаби свідчить про можливу зміну напрямку дії цієї сили. Цей факт має суттєве значення при проектуванні башт вільного падіння. При прийнятій схемі магнітної

системи у вигляді односторонньої компоновки за від'ємної нормальній сили може змінюватись величина немагнітного проміжку, що призводить до значних коливань гальмівної сили. Причому зменшення гальмівної сили прямо пропорційне збільшенню немагнітного проміжку.

Розглянемо роботу системи динамічного гальмування на прикладі розважального атракціону «Башта вільного падіння – Шторм» (НВО «Завод Аналог»). Споряджений екіпаж з магнітними системами піднімається на певну висоту за допомогою підйомних пристроїв і опускається по направляючих. Деякий час екіпаж перебуває у стані вільного падіння. При вході магнітної системи в зону взаємодії з комбінованою металевою штабою починається процес динамічного гальмування, в результаті якого швидкість руху екіпажу знижується і на прикінцевій ділянці не повинна перевищувати 0,5 м/с.

Зміна швидкості руху екіпажу визначається рівнянням руху

$$m v_x \partial v_x / \partial x = m g - f_i, \quad (2.43)$$

де m – маса екіпажу з пасажирами, g – прискорення вільного падіння, f_i – сила динамічного гальмування, що залежить від швидкості руху екіпажу, x – поточна координата, що відраховується від початку вільного падіння екіпажу, початкові умови – $v_x = 0$ при $x = 0$.

Для башти з висотою початку вільного падіння $x_{\max} = 15$ м та масою екіпажу $m = 400$ кг для наведених на рис. 2.2 сил динамічного гальмування на рис. 2.4 наведено зміну швидкості руху екіпажу, що розраховано за (2.43) в залежності від довжини шляху який пройшов екіпаж починаючи з верхнього положення.

$$f_i = F_{x2} \Theta(x - 8) + (F_{x1} - F_{x2}) \Theta(x - 13,5), \quad (2.44)$$

де F_{x2} – сила гальмування на латунному покритті, F_{x1} – сила гальмування магнітної системи на мідному покритті (рис. 2.1); $\Theta(\zeta)$ – одинична узагальнена функція, що дорівнює нулю при $\zeta < 0$ і одиниці при $\zeta > 0$.

Вираз (2.44) вказує, що при $x \leq 8$ м сила динамічного гальмування дорівнює нулю, і пасажири знижуються у стані невагомості. На відстані 8 м магнітна система досягає штаби з латунним покриттям, і

гальмування відбувається з силою динамічного гальмування згідно з кривою 2 (рис. 2.2).

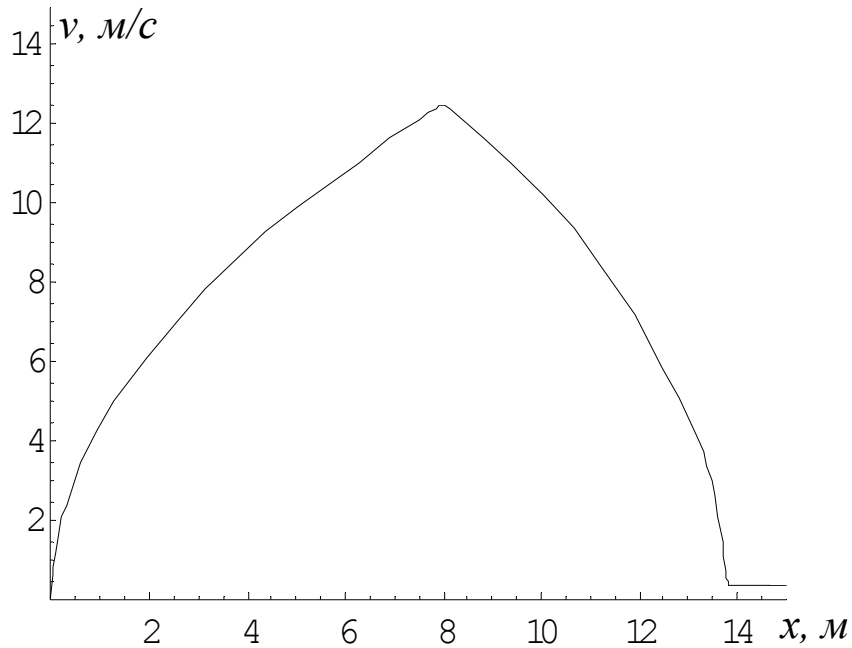


Рис. 2.4. Залежності швидкості екіпажу від довжини шляху.

На відстані 13,5 м латунне покриття штаби закінчується і починається мідне покриття, при цьому гальмування здійснюється вже згідно з кривою 1 (рис. 2.2). При $x = 14$ м f_i є рівною mg , і в подальшому екіпаж рухається до зупинки з постійною швидкістю $v_x = 0,38$ м/с. При $x = 13,5$ м швидкість руху екіпажу складає $v_x = 3$ м/с, і, відповідно, не виникає відштовхуючих (від'ємних) зусиль (рис. 2.3) при переході на мідне покриття. Якщо б мідне покриття починалось при $x = 13$ м, то, напевно, забезпечувалось би більш плавне гальмування (без ударів і різких прискорень), але при цьому швидкість руху екіпажу складає $v_x = 4,5$ м/с і виникають небажані відштовхуючі сили (рис. 2.3).

Графік зміни відносного прискорення a/g , що відчувають пасажери під час спуску, наведено на рис. 2.5.

За умови маси екіпажу меншої, ніж в розрахунках (менша кількість пасажирів) прискорення гальмування дещо збільшується, але його відносне значення не перевищує 2, якщо маса екіпажа не менша

350 кг. Максимально допустима маса екіпажу для пристрою гальмування не повинна перевищувати 420 кг.

Час перебування пасажирів у стані невагомості визначається зі співвідношення:

$$s = gt^2/2.$$

Для випадку, що розглядався вище $s = 8$ м і, відповідно $t = 1,3$ с.

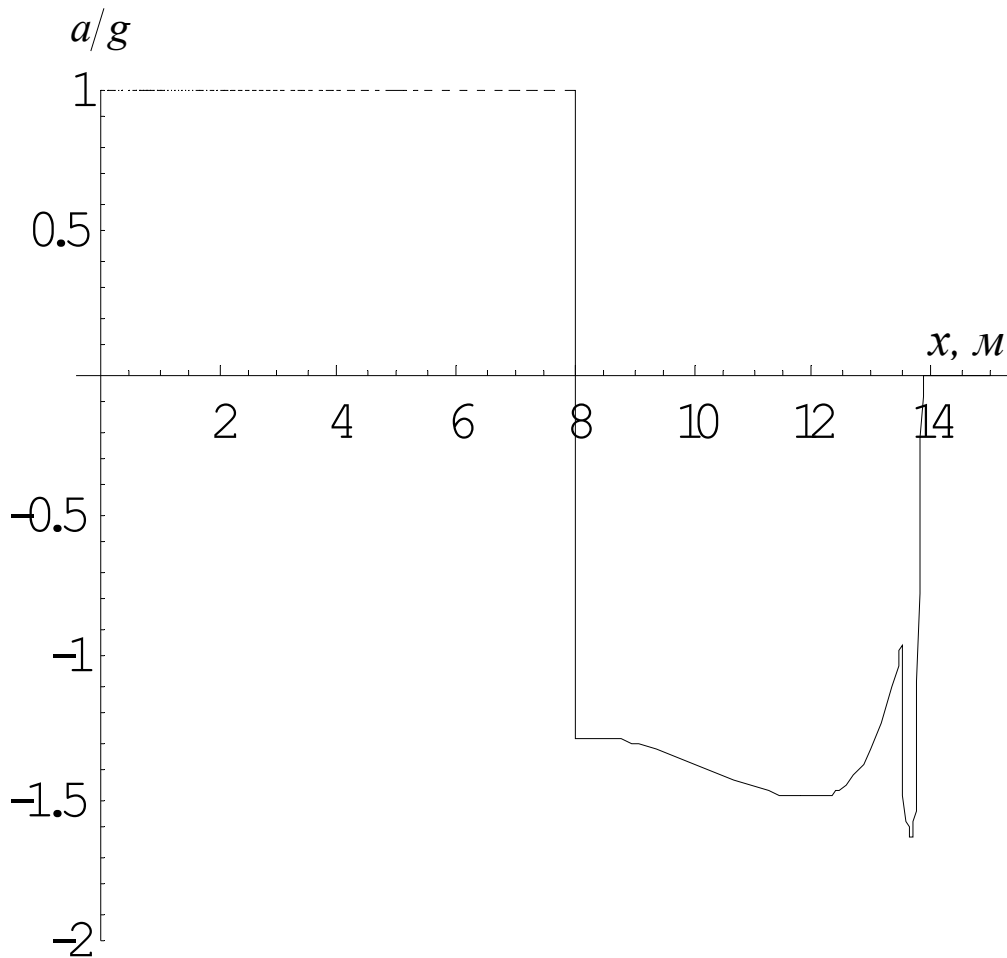


Рис. 2.5. Графік зміни відносного прискорення, яке пасажирів відчують під час руху

На рис. 2.6 представлено конструктивну реалізацію односторонньої магнітної машини атракціону «Шторм», що взятий для прикладної ілюстрації процесу розрахунку. Приймальні випробування виробу повністю підтвердили як кінематичні, так і силові характеристики гальмівної системи.

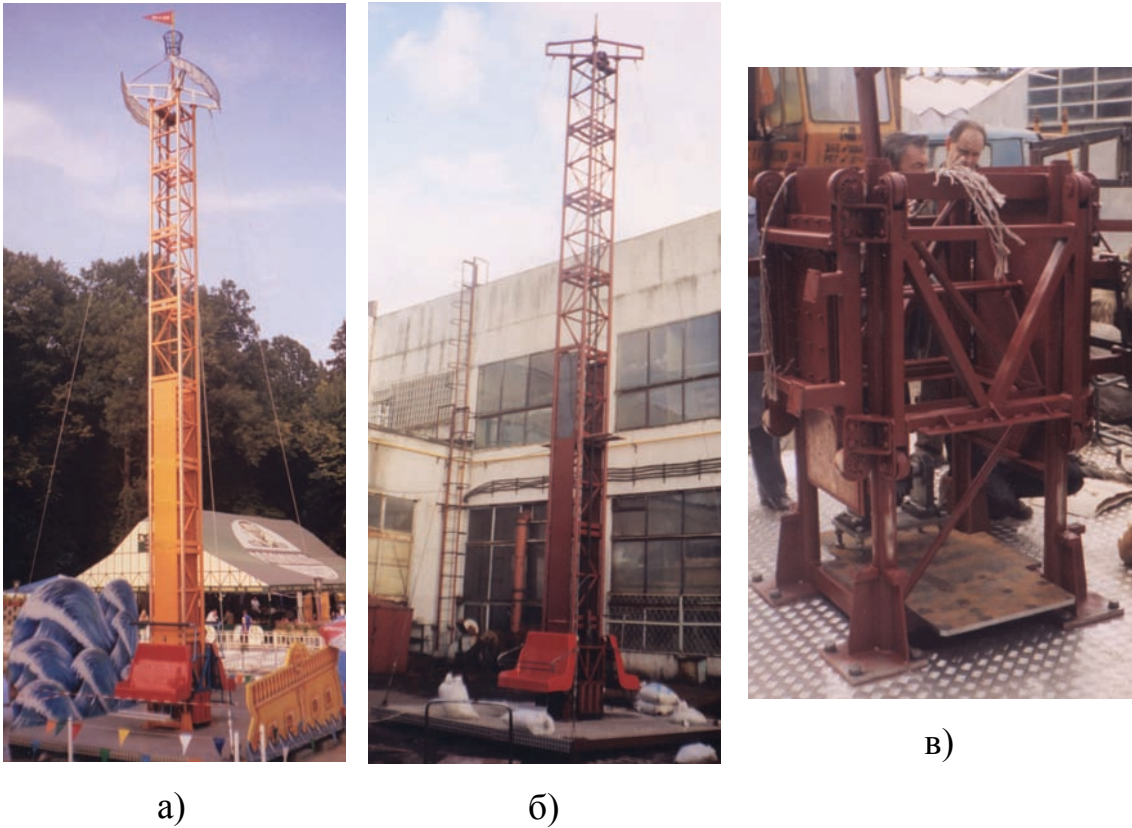


Рис. 2.6. Атракціон «Шторм»: а – загальний вигляд, б – процес випробувань, в – магнітна машина у каркасі екіпажа

Розроблені методи аналізу електромагнітних процесів в односторонній лінійній машині з постійними магнітами та створені методики розрахунку були використані при розробці і проектуванні інших екстремальних атракціонів [93].

На рис. 2.7 та 2.8 представлено конструктивні реалізації односторонніх машин для атракціонів «Стела-Магнетик» та «Магнетик-XXL» висотою відповідно ~ 25 м та ~ 50 м (виробник – ТОВ «Сармат», НВО «Завод Аналог»).

Машина для атракціону «Стела-Магнетик» складається з двох осесиметричних систем, які, в свою чергу, з технологічних міркувань розділені на окремі блоки та зібрані у просторовій металевій рамі для забезпечення загальної жорсткості.

Машина для атракціону «Магнетик-XXL» містить три полярно симетричні системи, які зібрані з тих самих блоків, що і машина атракціону «Стела-Магнетик».

Експериментальні дослідження процесів гальмування на діючих атракціонах засвідчили задовільну точність розрахунків таких електромагнітних систем.

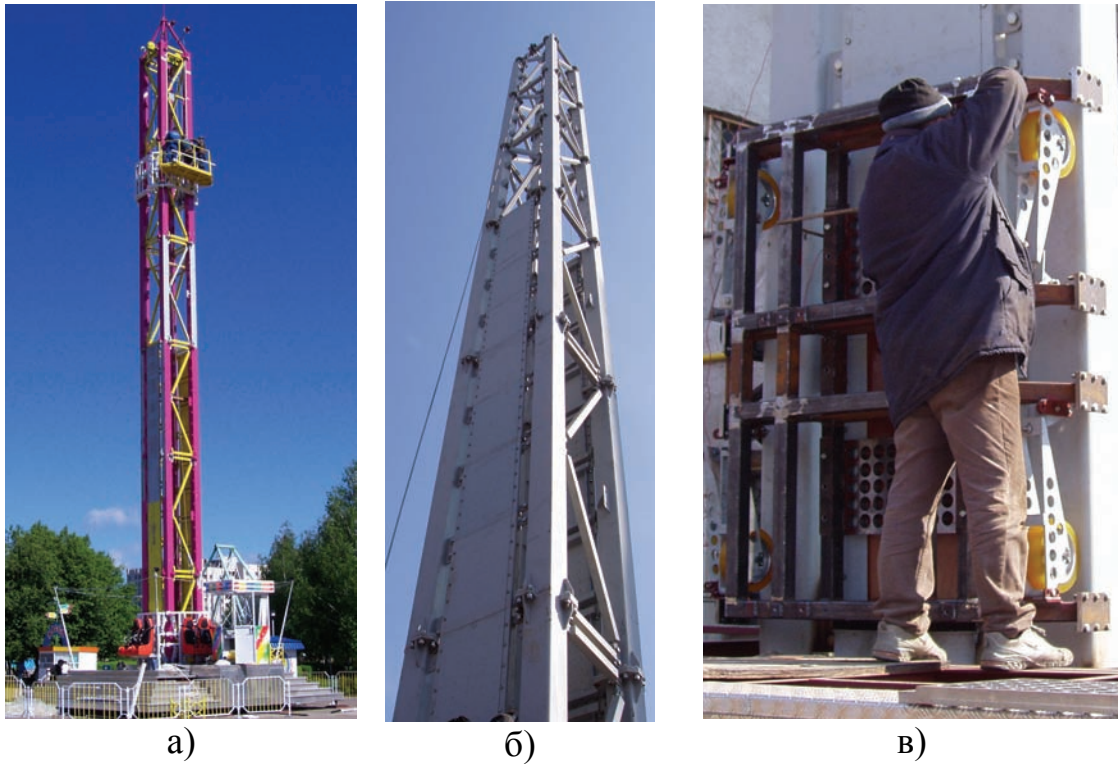


Рис. 2.7. Атракціон «Стела-Магнетик»: а – загальний вигляд, б – реактивна металева штраба, в – приєднання односторонньої магнітної машини до каркасу екіпажа

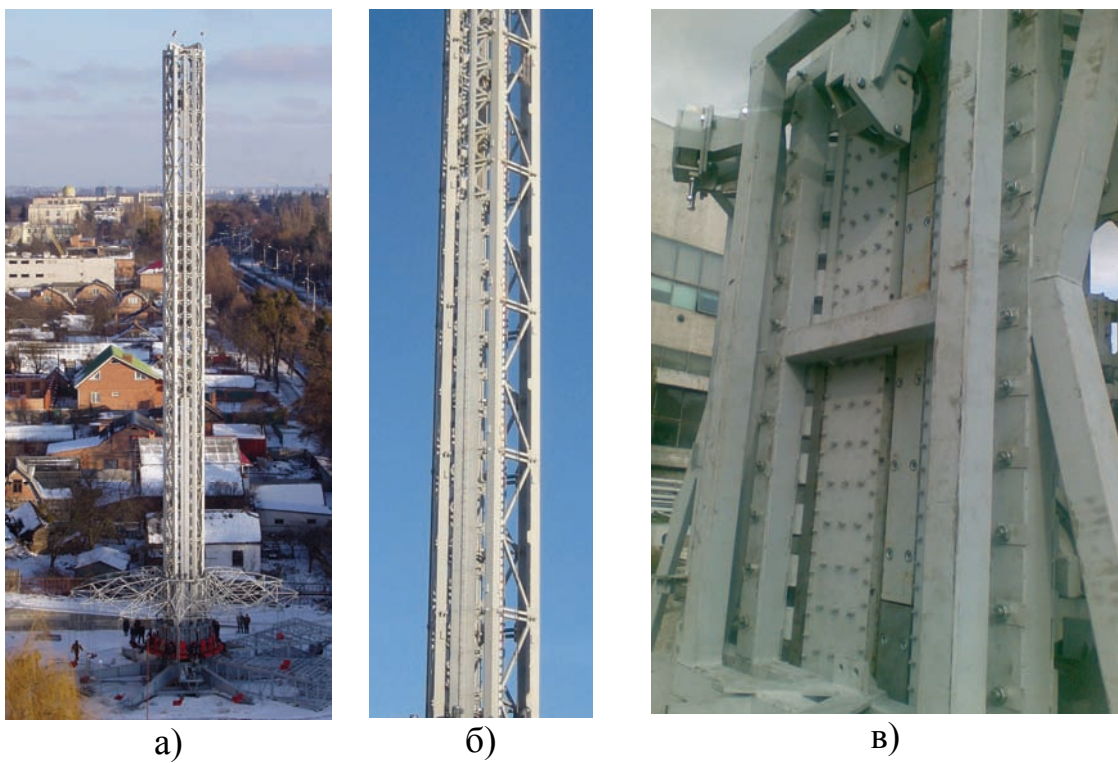


Рис. 2.8. Атракціон «Магнетик-XXL»: а – загальний вигляд, б – штраба, в – конструкція багатополусної магнітної машини

РОЗДІЛ 3

ДОСЛІДЖЕННЯ ОПОРНИХ ПЛАТФОРМ БАШТ-АТРАКЦІОНІВ. РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ КОНСТРУКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ

3.1. Основи розрахунку

Аналіз літературних джерел, проведений у попередньому розділі, доводить, що на цей момент існує достатньо чіткий алгоритм розрахунку стовбура класичних металевих башт довільної форми на стаціонарному фундаменті як методами будівельної механіки, так і чисельними методами, реалізованими у спеціалізованих програмних комплексах. У перерізі стовбура діють повздовжні та поперечні сили і згинальні моменти. Окрім цього, у цих елементах виникають зусилля від місцевих навантажень та вторинні зусилля від обтиску гілок. Елементи поясів башти та решітки розраховують як самостійні стрижні, при цьому незначним прогином, що виникає від місцевого вітрового тиску, нехтують. Ці елементи розглядають як центрально стиснуті чи розтягнуті.

Розрахунок за другою групою граничних станів для стовбура башти в цілому ведуть, виходячи з амплітуди її коливань, а розпірок – за стрілою їх прогину. Як показує інженерно-практичний досвід саме цей граничний стан є визначальним для металевих башти-атракціонів. Амплітуда коливань – максимальне горизонтальне переміщення верхньої точки башти від повного навантаження із врахуванням інерційних впливів, що діють на споруду, розраховується за формулою Мора (3.1) [1, 2].

$$\Delta = \sum_i \frac{S_i \cdot \bar{S}_i \cdot l_i}{E \cdot A_i} \leq \frac{H}{100}. \quad (3.1)$$

Прогин розпірки, що працює на згин, визначають згідно з деформованою схемою із врахуванням дії нормальних сил:

$$\frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E \cdot J - N \cdot L^2} \leq \frac{l}{400}. \quad (3.2)$$

Опрацювавши [1–14, 16–19, 34–42, 50, 94–96], можна зробити висновок, що недостатньо вивченими залишаються пересувні башти, влаштовані на спеціальній платформі без стаціонарного фундаменту. Для таких башт поки що не існує чіткої методики розрахунку загаль-

ної стійкості споруди та стійкості рівноваги. Окрім цього, недостатньо дослідженим залишається питання про вплив на споруду рухомого обладнання, що рухається по стовбуру башти-атракціону із змінною швидкістю [2].

Розглядається моделювання та розрахунок чотиригранної металеві башти, що влаштована за безфундаментною конструктивною схемою на жорсткій платформі на прикладі атракціону “Шторм” (НВО “Завод Аналог”) висотою 14 м [35] у взаємодії з ґрунтом. Досліджуються форми загальної втрати стійкості башти-атракціону на опорній платформі: можливість перекидання (втрати стійкості рівноваги), ковзання (повзучість), нерівномірність просідання ґрунту під опорними п’ятами, понаднормативний прогин самої металоконструкції.

3.2. Моделювання башти на жорсткій платформі без фундаменту

У [2] виконано моделювання безфундаментної башти-атракціону на абсолютно жорсткій платформі. Однак платформа, як і стовбур башти, має певну кінцеву жорсткість та обпирається на ґрунт кінцевої жорсткості. Постає задача створення математичної моделі напружено-деформованого стану конструкції з опорною рамою, що передає навантаження від стовбура на ґрунт, що у першому наближенні можна вважати пружним, лінійно деформівним тілом.

3.2.1. Аналіз конструкцій башт-атракціонів

Аналіз, проведений у п. 1.6 показав, що на сьогодні у світі існує два підходи до улаштування опорних платформ башт-атракціонів. Більшість виробників використовують платформи у вигляді жорсткої плоскої ферми, що вільно лежить на ретельно вирівняному ґрунті, або обпирається на нього через опори, що мають здатність регулювання висоти. Однак платформи найсучасніших башт-атракціонів виконані за іншою конструктивною схемою – платформа представляє собою декілька (в основному шість або вісім) променів – флюгерів, з’єднаних у центрі жорстким осердям. Між цими двома конструктивними рішеннями існує своєрідне “перехідне” – стовбур влаштовують на потужній рамній конструкції, а флюгери (в основному чотири) приєднують до отриманої конструкції для збільшення стійкості від перекидання.

Для пошуку раціонального (за критерієм витрат металу) конструктивного рішення опорної платформи розглянемо башту-атракціон загальною висотою ~ 14 м. Варіанту конструктивного рішення на жорс-

ткій платформі відповідає рис. 3.1а, на шести флюгерах – рис. 3.1б, запропоноване конструктивне вирішення на чотирьох флюгерах – рис. 3.1в.

Слід додатково ввести поняття робочої довжини стовбура башти-атракціону – прямолінійної ділянки стовбура, яку не перетинає жодна додаткова підпірка чи в'язь (рис. 3.1, частина ділянки А довжиною 12 м). Саме по цій поверхні здійснює свій рух технологічне обладнання атракціону. Очевидно, що необхідно аналізувати та порівнювати башти з однаковою робочою довжиною. При розрахунку незначними відмінностями у позначці верхівки, внаслідок різної висоти опорної частини (ділянки Б), можна знехтувати.

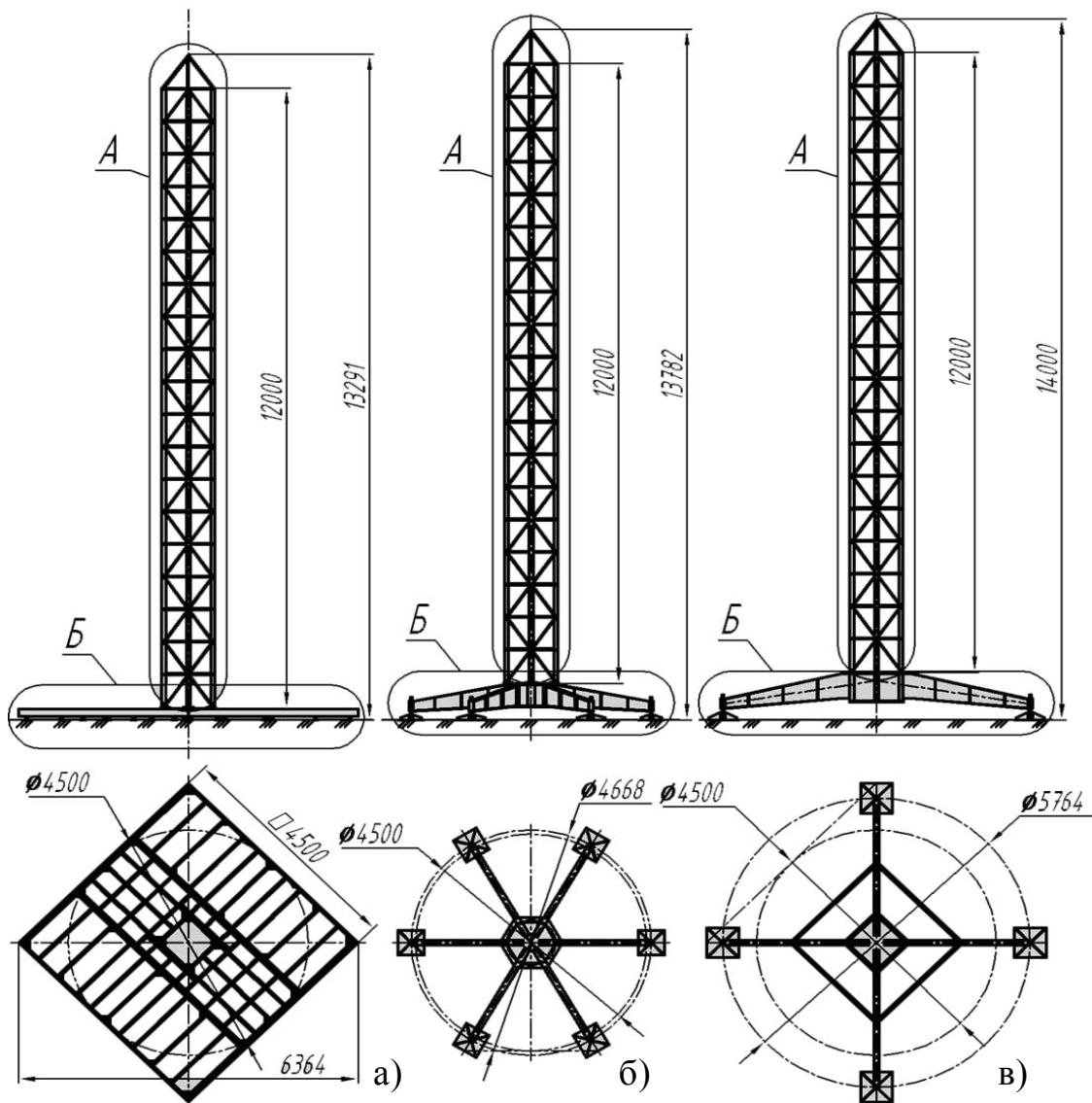


Рис. 3.1. Конструктивні вирішення башти-атракціону висотою 14 м: а – башта на типовій жорсткій платформі; б – башта з платформою на шести флюгерах; в – те саме на чотирьох флюгерах

Таким чином загальне порівняння варіантів необхідно виконати за таким алгоритмом:

- моделювання окремого стовбура башти (ділянка А),
- моделювання опорної частини (ділянка Б) для кожного варіанту конструктивного вирішення.

3.2.2. Моделювання стовбура башти

Моделювання стовбура башти (ділянки А, рис. 4.2) виконано на прикладі башти вільного падіння “Шторм” [35] загальною висотою $H = 14$ м та робочою висотою 12 м.

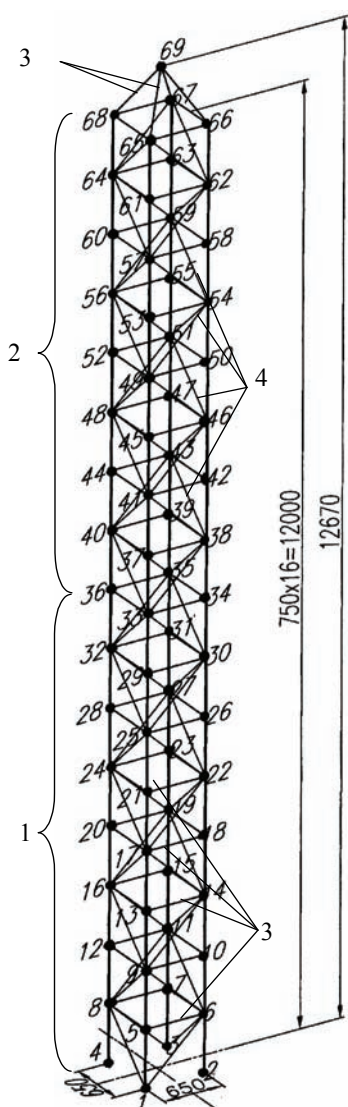


Рис. 3.2. Розрахункова схема стовбура башти-атракціону

Висота стовбура разом з оголовком у цьому випадку – 12,67 м. Вибираємо район будівництва за товщиною крижаної кірки – 4, за вітровим навантаженням – 3, тип місцевості – П. Башта-атракціон сприймає комплекс навантажень, що детально розглянуто у [2]. Модель стовбура зображена на рис. 3.2.

Розрахунок виконаємо за можливими комбінаціями навантажень для башт-атракціонів [36, 37, 97]. Відповідно до [98] експлуатація заборонена при сильному вітрі та ожеледі. Тому в основній комбінації навантажень необхідно врахувати тільки статичне технологічне навантаження від шин. Динамічне технологічне навантаження, що створюється рухомих обладнанням виділимо у особливу комбінацію з врахуванням 25 % вітрового навантаження (додаток Б, табл. Б.1).

Виходячи з конструктивних міркувань, вимог [36, 37, 97, 98], та проаналізувавши конструкції типових аналогів башт-атракціонів [2, 34, 35, 43–53, 66, 67], попередньо призначаємо перерізи елементів, що наведені у додатку Б, табл. Б.2).

3.2.3. Власна вага та статичне технологічне навантаження

Власна вага металоконструкції стовбура башти $P_{cm} = M_{cm} \cdot g = 723,6 \text{ кг} \cdot 9,81 \text{ м/с}^2 = 7,10 \text{ кН}$, центр мас розташований на позначці $z_{cm} = 5,727 \text{ м}$. До статичного технологічного навантаження належить вага реактивних біметалевих шин. До динамічного – навантаження від рухомого візка. Вага реактивних шин, що розташовані на башті складає $P_r = M_r \cdot g = 550 \text{ кг} \cdot 9,81 \text{ м/с}^2 = 5,40 \text{ кН}$. Центр мас шин розташований на осі башти на позначці $z_r = 3,0 \text{ м}$. Центр мас стовбура разом з статичним технологічним навантаженням у цьому випадку знаходиться на позначці:

$$z_{цм} = \frac{P_r \cdot z_r + P_{cm} \cdot z_{cm}}{P_r + P_{cm}}. \quad (3.3)$$

$$\text{Звідки } z_{цм} = \frac{5,4 \cdot 10^3 \cdot 3,0 + 7,1 \cdot 10^3 \cdot 5,727}{(5,4 + 7,1) \cdot 10^3} = 4,550 \text{ м}.$$

Сніговим навантаженням, у зв'язку з малою площею гратчастого стовбура та температурними впливами, у зв'язку із відносно невеликою довжиною, при розрахунку нехтуємо [2].

Отже, за основною комбінацією навантажень, випадок а (див. додаток Б, табл. Б.1), $N_{A-A} = P_{cm} + P_r = 7,10 + 5,40 = 12,5 \text{ кН}$.

3.2.4. Моделювання дії ожеледі

Характеристичне значення товщини стінки ожеледі (для 4 району) $b = 22 \text{ мм}$.

Характеристичне значення поверхневого навантаження крижаної кірки (для елементів круглого перерізу з $\emptyset \leq 70 \text{ мм}$):

$$G_e = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 \cdot \rho \cdot g \cdot (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \cdot 10^{-3} \text{ Н/м}, \quad (3.4)$$

Характеристичне значення поверхневого навантаження крижаної кірки (для елементів круглого перерізу з $\emptyset > 70 \text{ мм}$):

$$G_e' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g, \text{ Па}, \quad (3.5)$$

де k – коефіцієнт, що враховує зміну товщини крижаної кірки по висоті [97, табл. 10.2]; $b = 15 \text{ мм}$ – товщина крижаної кірки (що переви-

щується 1 раз на 5 років), на елементах Ø10 мм, розташованих на висоті 10 м від поверхні землі; d – діаметр елемента; μ_1 – коефіцієнт, що враховує зміну товщини крижаної кірки в залежності від діаметра елементів [97, табл. 10.3]; $\mu_2 = 0,6$ – коефіцієнт, що враховує відсоток покриття поверхні елемента крижаною кіркою; $\rho = 0,9 \text{ г/см}^3$ – густина льоду; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння [2, 97].

Питома довжина елементів на 1 м. п. стовбура башти складає: Ø32 мм – $l_{32} = 5,293 \text{ м/м. п.}$; Ø42 мм – $l_{42} = 3,467 \text{ м/м. п.}$; Ø76 мм – $l_{76} = 4 \text{ м/м. п.}$

Складові розподіленого по висоті стовбура башти навантаження від ожеледі для відповідного елемента $j_d, \text{ Н/м}$ і загальне $j_\Sigma, \text{ Н/м}$ отримуємо, підставляючи дані у формули (3.4) і (3.5):

$$j_{32} = G_{32} \cdot l_{32} = 1,741 \cdot k \cdot (32 + 11,85 \cdot k), (\text{Ø}32 \text{ мм}), \quad (3.6)$$

$$j_{42} = G_{42} \cdot l_{42} = 1,068 \cdot k \cdot (42 + 11,1 \cdot k), (\text{Ø}42 \text{ мм}); \quad (3.7)$$

$$j_{76} = G'_{76} \cdot i'_{76} \cdot \pi \cdot d = 75,89 \cdot k, (\text{Ø}76 \text{ мм}); \quad (3.8)$$

$$j_\Sigma = j_{32} + j_{42} + j_{76}. \quad (3.9)$$

Залежність розподілу погонного навантаження $i_\Sigma, \text{ Н/м}$ (враховуючи сумарну поверхню трубчастих перерізів) від висоти наведена в табл. 3.1 та на рис. 3.3. Коефіцієнт надійності з навантаження ожеледю: $\gamma_{fm} = 0,8$ (для 20-річного терміну експлуатації) [97].

Таблиця 3.1

Залежність розподілу погонного навантаження ожеледі від висоти

$z, \text{ м}$	k	$j_{32}, \text{ Н/м}$	$j_{42}, \text{ Н/м}$	$j_{76}, \text{ Н/м}$	$j_\Sigma, \text{ кН/м}$
0	0,8	57,73	43,44	60,71	0,162
5	0,8	57,73	43,44	60,71	0,162
10	1,0	76,29	56,67	75,89	0,209
12	1,04	80,53	59,43	78,92	0,219
12,67	1,053	0	84,47	0	0,084

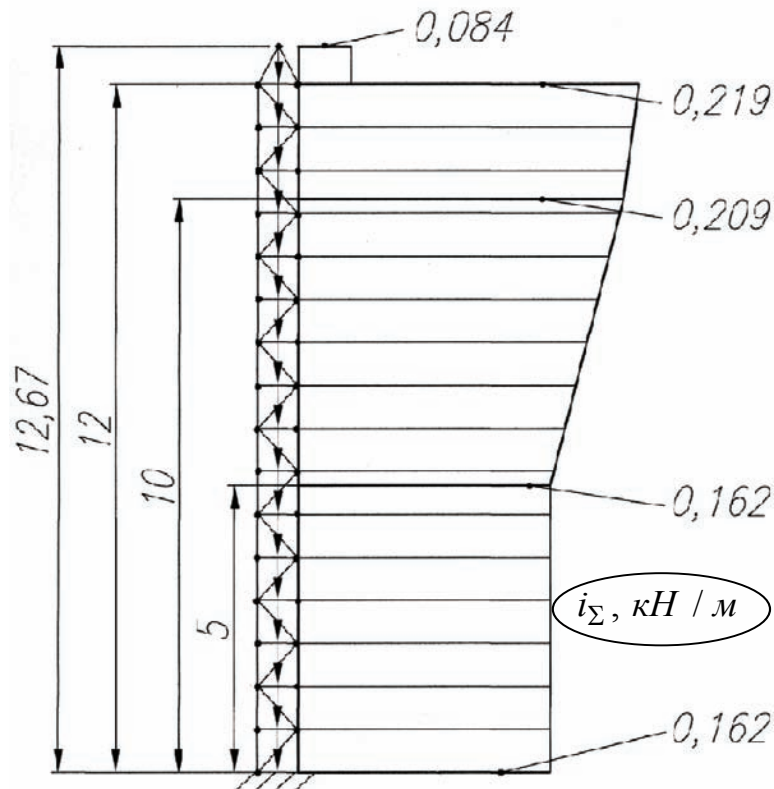


Рис. 3.3. Навантаження від ожеледі

Рівнодійна від дії ожеледі $F_{i_{\Sigma}} = 2,186 \text{ кН}$.

3.2.5. Моделювання вітрового навантаження (лобове)

Вітрове навантаження на баштову споруду розраховується за принципами, викладеними у [97, С. 35–40]. Необхідно розглянути випадок лобового та діагонального завантаження, а також завантаження із врахуванням впливу ожеледі.

Випадок вітрового впливу без ожеледі.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження W_m на висоті z від поверхні землі для ґратчастих башт визначимо з:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C, \quad (3.10)$$

де $W_0 = 0,5 \text{ кПа}$ – характеристичне значення вітрового тиску для третього вітрового району [97, с. 26], $\gamma_{fm} = 0,82$ – коефіцієнт надійності для 20-річного терміну експлуатації [97, с. 26], C – коефіцієнт.

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d. \quad (3.11)$$

де $C_{dir} = 1$ – коефіцієнт напрямку; $C_{rel} = 1$ – коефіцієнт рельєфу (для узбережжя при $\varphi < 0,05$); $C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти (для узбережжя); оскільки висота споруди $H < 15$ м, ширина $b > 0,5$ м коефіцієнт динамічності – $C_d = 1,2$ (не потрібно виконувати додатковий динамічний розрахунок); $C_{aer} = C_t$ – аеродинамічний коефіцієнт, C_h – коефіцієнт висоти споруди, що визначений за зміною № 1 до [97] та затверджений наказом № 143 Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 13.08.2007.

$$C_t = C_x \cdot (1 + \eta) \cdot k, \quad (3.12)$$

$$Re = 0,88 \cdot d \cdot \sqrt{W_0 \cdot K(z_{max}) \cdot \gamma_{fm}} \cdot 10^5, \quad (3.13)$$

де $d = 0,076$ м – максимальний діаметр трубчастих елементів; z_{max} – висота верхівки башти; $\gamma_{fm} = 0,82$ – коефіцієнт надійності за вітровим навантаженням [97].

Оскільки $Re_{12,67}^{max} = 0,88 \cdot 0,076 \cdot \sqrt{0,5 \cdot 1,24 \cdot 0,82} \cdot 10^5 \approx 0,048 \cdot 10^5 \ll 4 \cdot 10^5$, $C_e = 0,2$; оскільки $\Delta = 0,001$ м – абразивність поверхні металевих споруд [97], $\Delta/d = 0,013$ $b/h = 1$, – $A_k = 8,97$ м² – площа лобової поверхні стрижневої конструкції; $\sum A_i = 2,84$ м² – площа всіх трубчастих елементів конструкції, що обдуваються при лобовому напрямку вітру.

$\varphi = \frac{\sum A_i}{A_k} = \frac{2,84}{8,97} \approx 0,32 < 0,8$, тому: $\eta = 0,61$, $k_1 = 1,0$ – для лобового напрямку вітру [97].

$$C_x = \frac{1}{A_k} \cdot \sum C_{x\infty i} \cdot A_i, \quad (3.14)$$

Оскільки $C_{x\infty} = 1,15$ [97] для всіх елементів, отримуємо: $C_x = 0,368$.

Для розрахунку інерційних впливів необхідно оцінити частоту вільних коливань споруди за першою формою f_1 :

$$f_1 = 1/T_1. \quad (3.15)$$

Стовбур являє собою стрижень з двома ділянками постійного зовнішнього перерізу, але не однакової жорсткості, з рівномірно розподіленими вздовж ділянок масами та оголовком. Згідно з рекомендаціями [99, с. 477-478] для стрижня з різними умовами закріплення кінців довжину слід розділити на непарну кількість ділянок. Однак для простоти розрахунку, у зв'язку з тим, що конструктивно стовбур розділений на парну кількість ділянок, скористаємося рекомендаціями [100, С. 537–538, 101] для складних систем. Половину маси ділянки зосередимо у центрі, а по чверті – на кінцях (рис. 3.4).

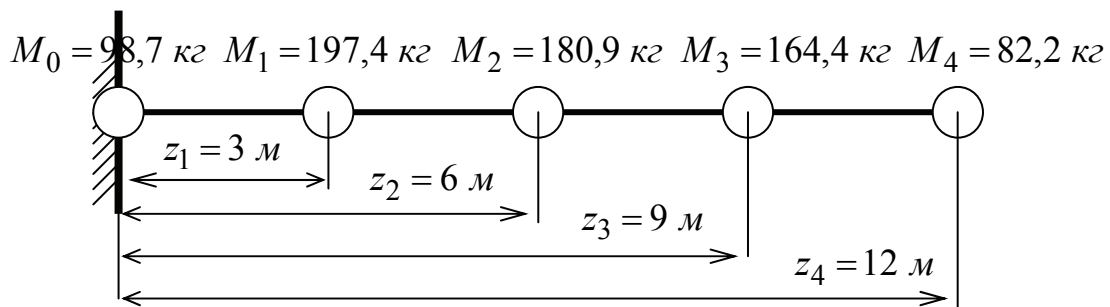


Рис. 3.4. Схема до визначення частоти власних коливань (без ожеледі)

Наближено період власних коливань по основному тону (по першій формі) можна визначити за формулою 3.16 [1, 2]:

$$T_1 \approx 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\sum_{j=1}^r (M_j \cdot z_j^2 / z_r)}, \quad (3.16)$$

де z_j – ординати пружної лінії консольного стрижня в j -й точці від дії поперечної одиничної сили, прикладеної на кінці; z_r – ордината пружної лінії на вільному кінці від дії поперечної одиничної сили.

Значення z_j та z_r розраховано чисельно з допомогою програмного комплексу “Lira 9.4” (табл. 3.2).

Таблиця 3.2

Результати чисельного розрахунку параметрів z_j та z_r

j	0	1	2	3	4
$z_j \cdot 10^{-6}$	0	0,53	1,85	3,70	$z_r = 6,00$
$M_j, \text{кг}$	98,7	197,4	180,9	164,4	82,2

Період власних коливань по першій формі для башти $T_1 \approx 0,197 \text{ с} < 0,25 \text{ с}$, частота $f_1 \approx 5 \text{ Гц}$. Приблизно таке саме значення частоти отримуємо з допомогою інших наближених методів $f_1 \approx 5 \pm 0,5 \text{ Гц}$. Граничне значення частоти власних коливань, при якому допускається не враховувати інерційні сили, $f_{ul} = 3,8 \text{ Гц}$ в третьому вітровому районі та $\delta = 0,15$ [1, 97].

Оскільки $f_1 \approx 5,0 \text{ Гц} > f_{ul} = 3,8 \text{ Гц}$, динамічний розрахунок не потрібний. $C_t = 0,368 \cdot (1 + 0,61) \cdot 1 = 0,593$. Таким чином $C = 0,593 \cdot C_h \times 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,712 \cdot C_h$, $W_m = 0,82 \cdot 0,5 \cdot 0,712 \cdot C_h = 0,292 \cdot C_h$, кПа .

Випадок вітрового впливу з ожеледдю.

При ожеледі вітровий тиск істотно зменшується [97], однак з'являються два суттєвих негативних моменти – площа перерізів елементів збільшується, окрім цього змінюється частота вільних коливань башти, що може призвести до того, що саме це навантаження буде найбільш не вигідним при розрахунку. Базуючись на останніх дослідженнях з цієї тематики [102] відомо, що для башт із елементами з круглих труб як при дії лобового, так і діагонального вітрового навантаження коефіцієнт обмерзання знаходиться у межах $0,54 \dots 0,62$, що відповідає зібраним навантаженням у п.п. 3.2.4. Масові характеристики із врахуванням ожеледі показані на рис. 3.4а.

Підставляючи дані у формулу (3.16) отримуємо період коливань першої форми для башти $T_1 \approx 0,222 \text{ с} < 0,25 \text{ с}$, частота $f_1 \approx 4,5 \text{ Гц}$. Граничне значення частоти власних коливань, при якому допускається не враховувати інерційні сили, $f_{ul} = 3,8 \text{ Гц}$ при III вітровому районі [97].

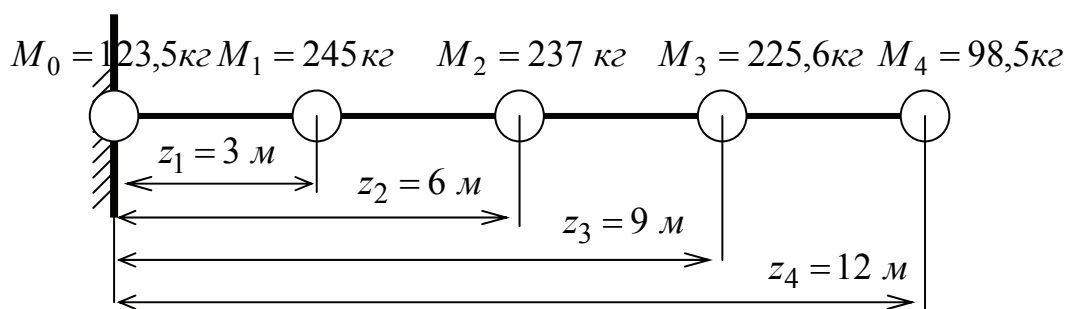


Рис. 3.4 а. Схема до визначення частоти вільних коливань (із ожеледдю)

У башти, що вкрита ожеледдю, змінюється параметр $\varphi = \frac{\sum A_i}{A_k} = \frac{3,84}{9,01} \approx 0,426 < 0,8$, $\eta = 0,47$. Оскільки $C_{x\infty} = 1,15$ [97] для

всіх елементів, отримуємо: $C_x = 0,490$; $C_t = 0,490 \cdot (1 + 0,47) \cdot 1 = 0,726$.
 Таким чином $C = 0,726 \cdot C_h \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,871 \cdot C_h$, $W_m = (0,6 \cdot 0,015 \cdot 2 + 0,82) \times$
 $\times 0,35 \cdot 0,871 \cdot C_h = 0,256 \cdot C_h$, *кПа* (за співвідношенням (3.10), де
 $W_0 = 350$ *Па* для п'ятого району за значенням вітрового тиску при
 ожеледі, що характерний для узбережжя). Якщо скористатись іншим
 підходом [97, с. 35], значення вітрового тиску при ожеледі
 $W_q = W_0 \cdot \gamma_{fm} = 0,35 \cdot 0,82 = 0,287$ *кПа*.

Отже, значення вітрового впливу без ожеледі більше за вітровий
 вплив при ожеледі $W_m = 0,292 \cdot C_h > W_m = 0,256 \cdot C_h$ та $W_m = 0,292 \cdot C_h >$
 $W_q = 0,287$ *кПа*, тому як розрахунковий при лобовому вітровому
 впливі слід брати вплив без ожеледі.

Стовбур башти-атракціону є призматичним (див. рис. 3.3) і за-
 вантаженим лінійно розподіленими навантаженнями від вітру без вра-
 хування ожеледі $q_m = W_m \cdot b = 0,213 \cdot C_h$ та разом із ожеледдю
 $q_p = W_q \cdot b = 0,241$ *кН/м* складових, епюра яких зображена на рис. 3.5.

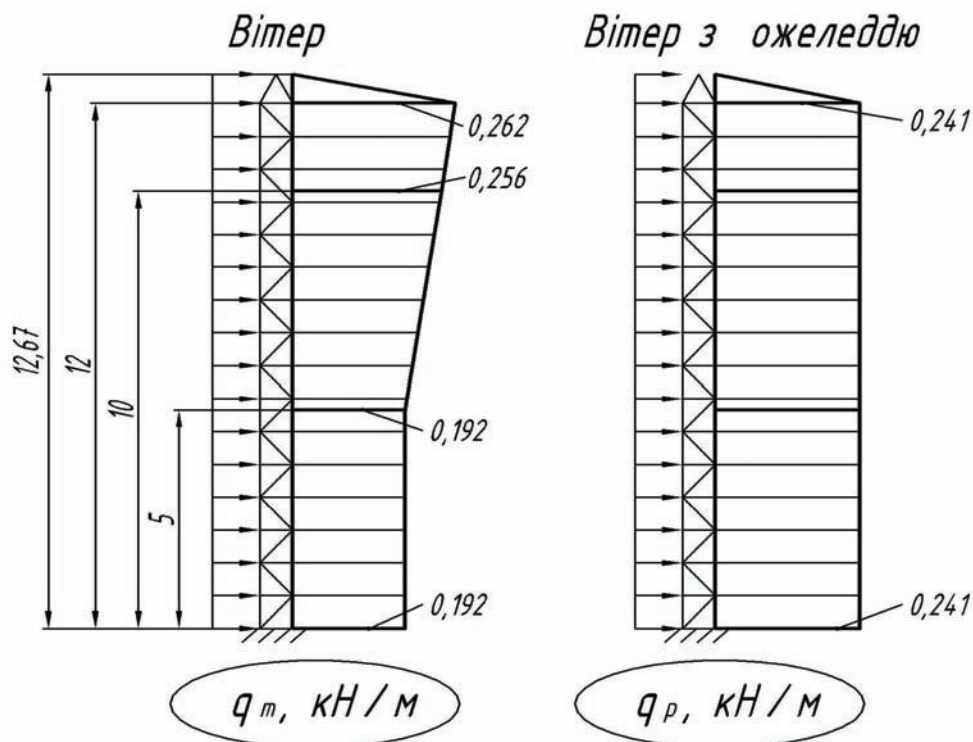


Рис. 3.5. Навантаження від вітру (лобовий напрямок): а – без ожеледі,
 б – із ожеледдю (за табл. 3.3)

Рівнодійна вітрового навантаження при лобовому напрямку
 $Q^l_{A-A} = F_m^l = 2,76$ *кН*.

Точка прикладання зусилля F_m^l розташована на позначці $z_l = 7,1$ м (отримано на програмному комплексі “Lira 9.4”).

Загальний згинальний момент, що діє у перерізі А–А опорної частини стовбура башти при лобовому напрямку вітрового навантаження $M^l_{A-A} = Q^l_{A-A} \cdot z_l = 19,6$ кН · м.

Таблиця 3.3

Залежність складової вітрового навантаження q_m та вітру з врахуванням ожеледі на споруду, від висоти (лобовий напрямок)

z, м	C_h	$q_m, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	$q_p, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
0	0,9	0,192	0,241
5	0,9	0,192	0,241
10	1,20	0,256	0,241
12	1,23	0,262	0,241
12,67	1,24	0	0

3.2.6. Моделювання вітрового навантаження (діагональне)

Випадок без ожеледі.

Для діагонального напрямку вітрового навантаження $W_0 = 0,5$ кПа; $Re_{12,67}^{\max} \approx 0,05 \cdot 10^5 \ll 4 \cdot 10^5$; $\Delta/d = 0,013$; $b/h = 1$; $A_k^d = 12,30$ м² – площа діагональної поверхні конструкції; $\sum A_i^d = 4,34$ м² – площа всіх трубчастих елементів конструкції, що обдуваються при діагональному напрямку вітру; $\varphi \approx 0,353 < 0,8$ тому: $\eta = 0,560$, $k_1 = 1,2 \cdot 0,9 = 1,08$ – для діагонального напрямку вітру із врахуванням зменшувального коефіцієнта для сталевих башт – 0,9, $C_{x\infty} = 1,15$, $C_x = 0,406$, $C_t = 0,406 \cdot (1 + 0,560) \cdot 1,08 = 0,684$, $C = 0,684 C_h \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,821 C_h$, $W_m = 0,82 \cdot 0,5 \cdot 0,821 C_h = 0,337 C_h$, кПа [97].

Для випадку із ожеледдю.

$\varphi \approx 0,476 < 0,8$, $\eta = 0,37$, $k_1 = 1,08$, $C_{x\infty} = 1,16$, $C_x = 0,552$, $C_t = 0,552 \cdot (1 + 0,37) \cdot 1,08 = 0,817$, $C = 0,817 \cdot C_h \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,980 \cdot C_h$, $W_m = 0,82 \cdot 0,35 \cdot 0,980 \cdot C_h = 0,281 \cdot C_h$, кПа [97].

Оскільки значення вітрового впливу без ожеледі більше за вітровий вплив при ожеледі $W_m = 0,337 C_h > W_m = 0,281 C_h$ та $W_m = 0,337 C_h > W_q = 0,287$ кПа, тому як розрахунковий при діагональному вітровому впливі слід брати вплив без ожеледі.

Таким чином $q_m = W_m \cdot b = 0,337 \cdot C_h \cdot 0,995 = 0,335 \cdot C_h$,
 $q_p = W_q \cdot b = 0,286 \text{ кН/м}$. Результат розрахунку q_m , q_p для діагонального напрямку вітру наведено у табл. 3.4 та на рис. 3.6.

Таблиця 3.4
 Залежність складової вітрового навантаження q_m та вітру з врахуванням ожеледі на споруду, від висоти (діагональний напрямок)

$z, \text{ м}$	C_h	$q_m, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	$q_p, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
0	0,9	0,301	0,286
5	0,9	0,301	0,286
10	1,20	0,402	0,286
12	1,23	0,412	0,286
12,67	1,24	0	0

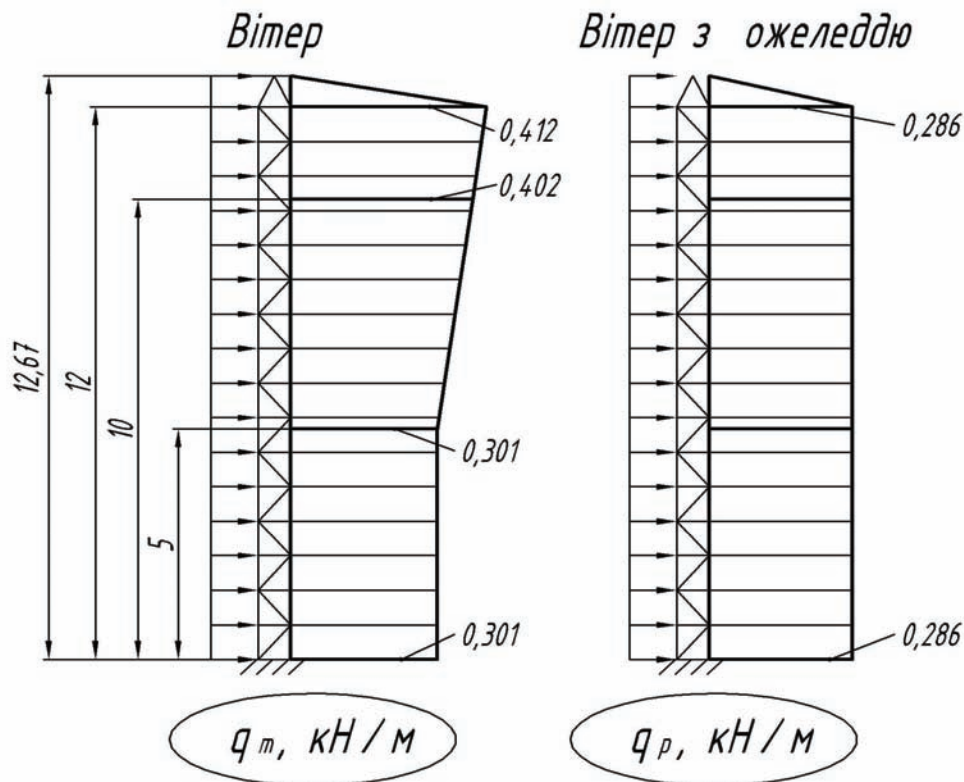


Рис. 3.6. Навантаження від вітру (діагональний напрямок): а – без ожеледі, б – із ожеледдю

Рівнодійна вітрового навантаження при діагональному напрямку $Q^{\partial}_{A-A} = F_m^{\partial} + F_p^{\partial} = 4,33 \text{ кН}$. Точка прикладання зусилля

$z_{\partial} = 7,1 \text{ м}$ (отримано чисельно на програмному комплексі “Lira 9.4”). Загальний згинальний момент, що діє у перерізі А–А опорної частини стовбура башти при діагональному напрямку вітрового навантаження $M^{\partial}_{A-A} = Q^{\partial}_{A-A} \cdot z_{\partial} = 4,330 \cdot 7,1 = 30,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

3.2.7. Моделювання технологічного динамічного навантаження

Башта-атракціон сприймає складне, змінне у часі навантаження від рухомого візка, цикл роботи якого складається з трьох послідовних етапів. Перший етап – повільний підйом за допомогою лебідки до верхньої робочої позначки (у нашому випадку – $H_0 = 11,6 \text{ м}$, $z_0 = 0$). Другий – вільне падіння з верхньої робочої позначки до певної позначки (у нашому випадку – $H_{10} = 6,5 \text{ м}$, $z_{10} = H_0 - H_{10} = 11,6 - 6,5 = 5,1 \text{ м}$). Третій – гальмування з допомогою системи постійних магнітів та реактивної шини (дивись розділ 2) до нижньої робочої позначки (у нашому випадку – $H_{20} = 0,8 \text{ м}$; $z_{20} = H_0 - H_{20} = 11,6 - 0,8 = 10,8 \text{ м}$). Протягом усього циклу роботи технологічне динамічне навантаження на несучий стовбур змінюється за своєю величиною та точкою прикладання. Максимальна розрахункова вага візка разом із корисним навантаженням (пасажирами) складає $M = 750 \text{ кг}$. Максимальний ексцентриситет прикладання корисної ваги до геометричного центра візка складає $\varepsilon = 0,110 \text{ м}$. При моделюванні силою тертя ковчання, що виникає у роликах, та опором повітря нехтуємо у зв’язку з їх малою величиною, у порівнянні з іншими силовими факторами [99–101].

При підйомі до верхнього положення на стовбур передається вертикальне зусилля від власної ваги $M \cdot g$ та від роликів візка H_1 , що виникає внаслідок наявності ексцентриситету ε . Під час вільного падіння на стовбур при відсутності сил опору зусилля не передається.

$$H_1 = M \cdot g \cdot \varepsilon / l_1 \quad (3.18)$$

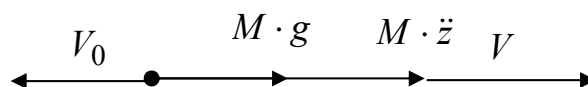


Рис. 3.7. Модель руху ЦМ візка під час вільного падіння

Диференціальне рівняння руху візка, що рухається під дією сили тяжіння з початковою швидкістю при вільному падінні $V_0 = -0,2 \text{ м/с}$:

$$M \cdot \ddot{z} = M \cdot g, \quad (3.19)$$

$$\ddot{z} - g = 0. \quad (3.20)$$

При гальмуванні візка виникає змінне за величиною, вертикальне, направлене вгору, гальмівне зусилля $T = T(V) = T(\dot{z})$, що діє на візок, та таке саме за величиною, але протилежне за напрямком зусилля, що діє на стовбур. Вектор зусилля \vec{T} прикладений точно по геометричній осі симетрії візка, виходячи з конструктивних особливостей улаштування магнітних елементів. Внаслідок цього виникає пара сил H_2 , що розраховується за формулою (3.21):

$$H_2 = T(\dot{z}) \cdot \varepsilon / l_1. \quad (3.21)$$

Вектори сил H_2 мають напрямок та точку прикладання аналогічно векторам сил H_1 (рис. 3.8).

Візок рухається під дією гальмівної сили з відповідною початковою швидкістю V_{10} . На рис. 3.9 зображено модель руху вздовж осі Oz центра мас (далі – ЦМ) візка маси M , що рухається під дією сили власної ваги та гальмівного зусилля.

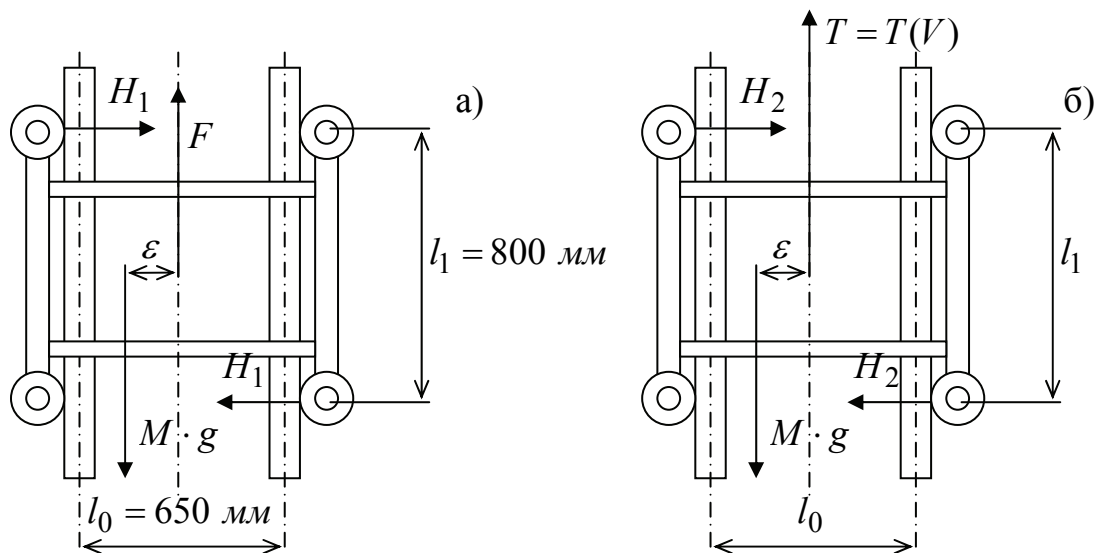


Рис. 3.8. Схема до розрахунку навантажень на стовбур від візка:
а – при підйомі, б – під час гальмування

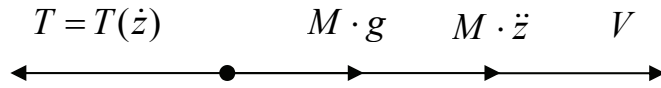


Рис. 3.9. Модель руху ЦМ візка при гальмуванні

Оскільки пара сил H_2 не впливає на кінематику візка вздовж Oz, отримуємо диференціальне рівняння руху ЦМ візка (3.22):

$$M \cdot z = M \cdot g - T(\dot{z}); \quad (3.22)$$

$$\ddot{z} + T(\dot{z})/M - g = 0. \quad (3.23)$$

При розрахунку нехтуємо силами опору повітря та силами опору при коченні роликів по напрямних башти-атракціону.

Пари сил H_1 та H_2 створюють місцеві моменти $M_i = H_i \cdot l_i$, швидкість на початку гальмування: $V_{10} = \sqrt{2 \cdot g \cdot z_{10} + V_0^2} = 10,0 \text{ м/с}$.

Математичне моделювання силового впливу на візок збоку гальмівного пристрою (біметалевої реактивної шини з нелінійними характеристиками провідності по довжині та постійних магнітів) для башти-атракціону “Шторм” обґрунтоване у розділі 2 та працях [88–90, 93]. Залежність нелінійна, має численні злами та перепади (табл. 3.5). Для подальшого розрахунку апроксимуємо цю залежність поліномом 5-го порядку [103].

Таблиця 3.5

Залежність гальмівного зусилля, що діє на візок, від швидкості його руху

Швидкість руху візка \dot{z} , м/с	10,0	7,55	5,15	2,35	0,53	0
Гальмівне зусилля $T(\dot{z})$, кН	13,45	12,50	15,02	16,36	7,07	0

Залежність $T(\dot{z})$ в області визначення $\dot{z} \in 0 \dots 10 \text{ м/с}$, матиме такий вигляд:

$$T(\dot{z}) \approx A_5 \cdot \dot{z}^5 + A_4 \cdot \dot{z}^4 + A_3 \cdot \dot{z}^3 + A_2 \cdot \dot{z}^2 + A_1 \cdot \dot{z}, \quad (3.24)$$

$$T(\dot{z}) \approx 2,74 \cdot 10^{-3} \cdot \dot{z}^5 - 8,10 \cdot 10^{-2} \cdot \dot{z}^4 + 0,97 \cdot \dot{z}^3 - 5,75 \cdot \dot{z}^2 + 16,1 \cdot \dot{z}.$$

Порівняння наближеної поліномальної залежності та даних за теоретичними дослідженнями [88–90] показані на рис. 3.10.

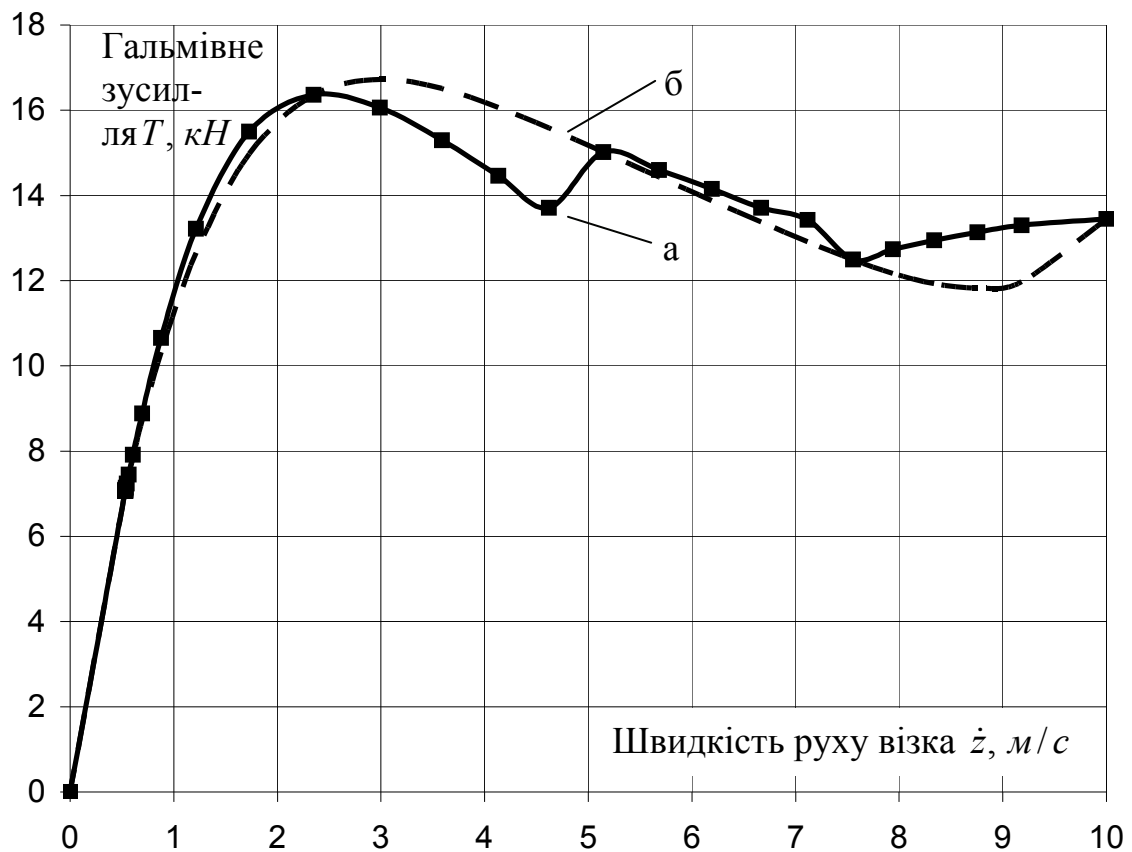
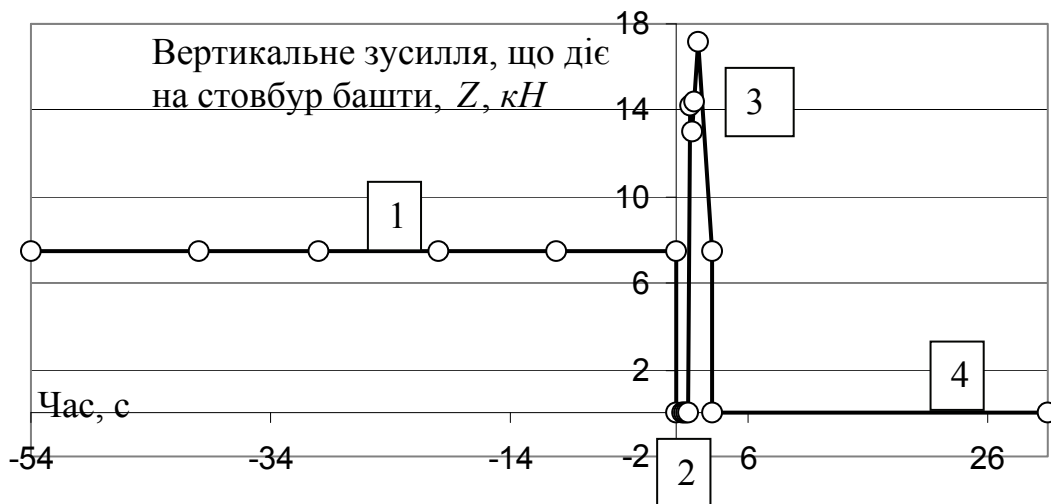


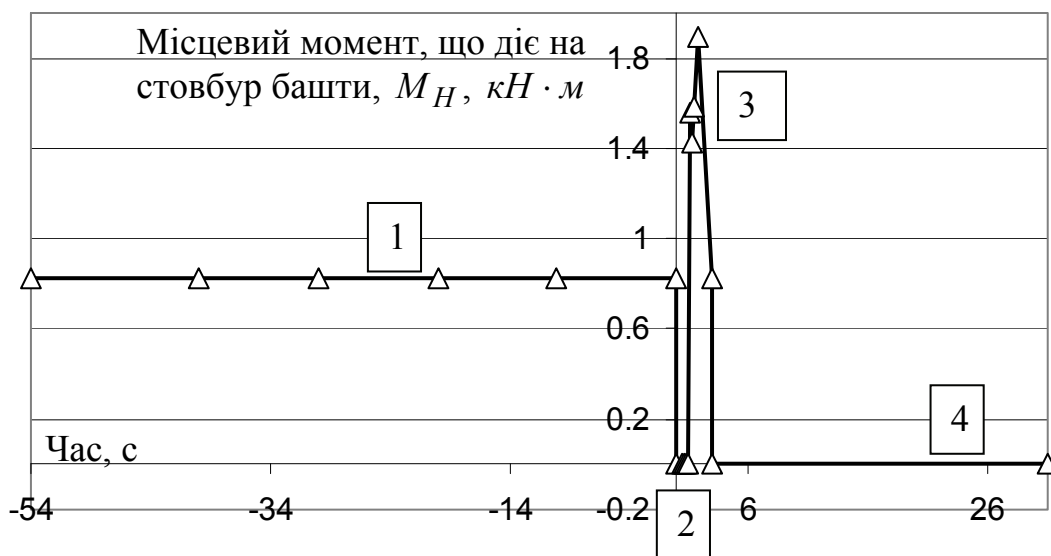
Рис. 3.10. Графіки залежності гальмівного зусилля $T(\dot{z})$, кН, від швидкості \dot{z} , м/с: а – [88–90]; б – за наближеною залежністю

Виходячи з даних, наведених на рис. 3.10, робимо висновок, що на всій області визначення $\dot{z} \in 0 \dots 10$ м/с використовувати наближену поліномальну залежність можливо з достатньою ступінню точності (похибка складає менше 15 %).

Виконавши чисельне інтегрування виразів (3.20) та (3.23), отримуємо наближену залежність навантажень на стовбур башти від часу для одного повного циклу (додаток Б, табл. Б.3). Графічна інтерпретація цих даних зображена на рис. 3.11.



а)



б)

Рис. 3.11. Циклічні зусилля, що діють на стовбур від візка в залежності від часу (за один повний цикл): а – вертикальне; б – момент; ділянка 1 – повільне піднімання візка; 2 – вільне падіння; 3 – гальмування; 4 – простій атракціону для розвантаження-завантаження пасажирів

3.2.8. Аналіз даних за РКН та аналіз системи стовбура

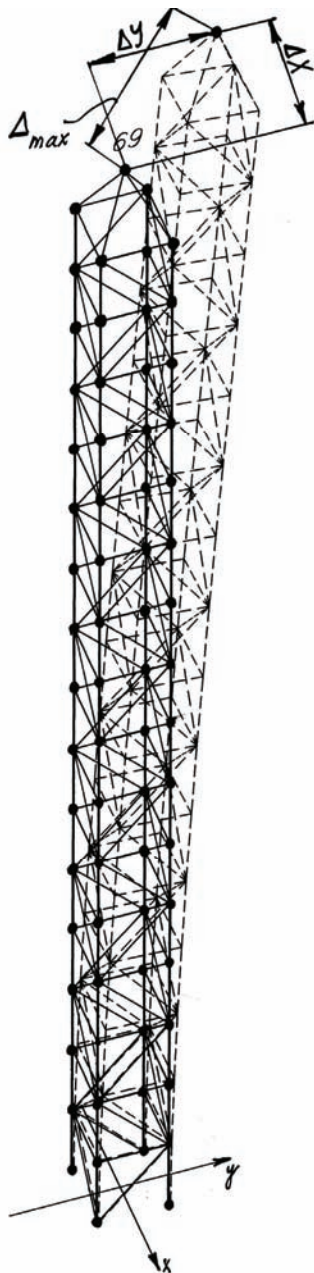


Рис. 3.12. Схема деформацій стовбура башти

Виконавши порівняльний аналіз зусиль та деформацій, що виникають у елементах башти при лобовому та діагональному напрямках вітру за РКН (рис. 3.12), можна зробити висновок, що найбільш небезпечним є РКН при діагональному напрямку вітру за основною схемою, випадок а) (див. додаток Б, табл. Б.2). Тому для подальшого розрахунку використовуємо такі значення силових факторів, що передаються від стовбура башти на опорну платформу:

$$N_{A-A} = N^{\partial}_{A-A} = 12,5 \text{ кН};$$

$$M_{A-A} = M^{\partial}_{A-A} = 30,75 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{A-A} = Q^{\partial}_{A-A} = 4,33 \text{ кН}.$$

Від розрахункових навантажень у елементах стовбура виникають напруження, що є меншими за допустимі. Перевірка окремих елементів за II групою граничних станів (за допустимими деформаціями) також доводить, що елементи стовбура башти задовольняють вимоги стійкості. Допустимі деформації стовбура за [1, 2, 35–37, 104]: $f_{uc} = [\Delta_c] = h_c / 100 = 12,67 \text{ м} / 100 = 126,7 \text{ мм}$. Загальні деформації стовбура башти від найбільших при РСЗ (діагональних) експлуатаційних навантажень від вітру:

$$\Delta^c_{\text{max}} = \Delta_{69} = \sqrt{8,62^2 + 8,62^2} = 12,19 \text{ мм}.$$

Оскільки $\Delta^c_{\text{max}} = 12,19 \text{ мм} \ll [\Delta_c] = 126,7 \text{ мм}$ (загальні деформації стовбура є на порядок меншими за допустимі), загальна стійкість стовбура башти-атракціону забезпечена.

3.2.9. Математичне моделювання типової платформи безфундаментної башти-атракціону

Необхідно оцінити витрати металу на типову платформу під башту-атракціон, щоб отримати відправну точку при техніко-економічному порівнянні. Виконаємо моделювання типової жорсткої платформи, що сприймає навантаження від стовбура башти-атракціону та опирається на ґрунт через опорні п'яти. Ширина опорної бази $L \approx H/3 = 14/3 \approx 4,5$ м (див. підпункт 3.2.1). Конструктивне вирішення такої платформи зображено на рис. 3.1а та на рис. 3.13а.

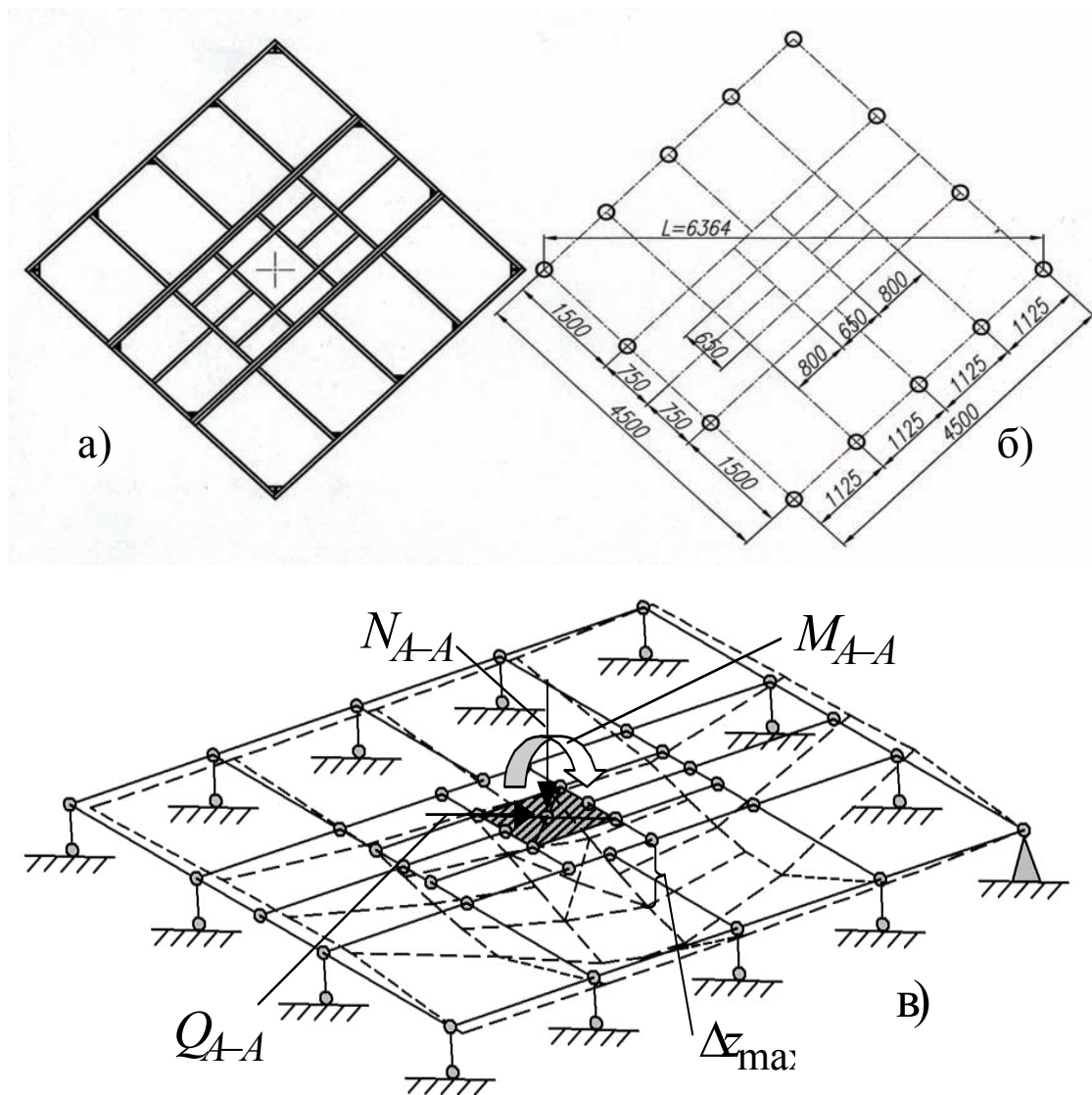


Рис. 3.13. Схема типової платформи: а – конструктивне вирішення; б – геометрична схема; в – модель та деформації моделі від дії розрахункових навантажень (пунктиром у збільшеному масштабі показано деформації платформи від дії розрахункових навантажень)

Модель платформи зображена на рис. 3.13 (кружечками показано місця розташування опорних п'ят). Опорна платформа є рамною конструкцією, що завантажена власною вагою з інтенсивністю q та навантаженнями від стовбура N_{A-A} , Q_{A-A} , M_{A-A} .

Для чисельного розрахунку задаємося перерізами елементів рами, які використовує для даного атракціону ТОВ «Сармат» (НВО «Завод Аналог») – Швелер №14П [35]. Розглядається діагональний напрямок вітрового навантаження, як найбільш не вигідний (див. п. п. 3.2.6). Чисельний розрахунок за двома групами граничних станів, виконаний на програмному комплексі «Lira 9.4», показав, що конструкція опорної рами відповідає вимогам міцності та стійкості. При цьому максимальні деформації рами $\Delta z_{\max} = -8,46 \text{ мм}$ (див. рис. 3.13в) не перевищують допустимих значень $f_{uz} = -L/500 = -12,73 \text{ мм}$ [37, с. 7].

На рис. 3.14 фотографія типового конструктивного вирішення платформи башти-атракціону «Шторм». Виходячи з умов транспортability, рамну систему ділять на три окремі ферми (додаткові зв'язки не є несучими та служать для улаштування помосту).

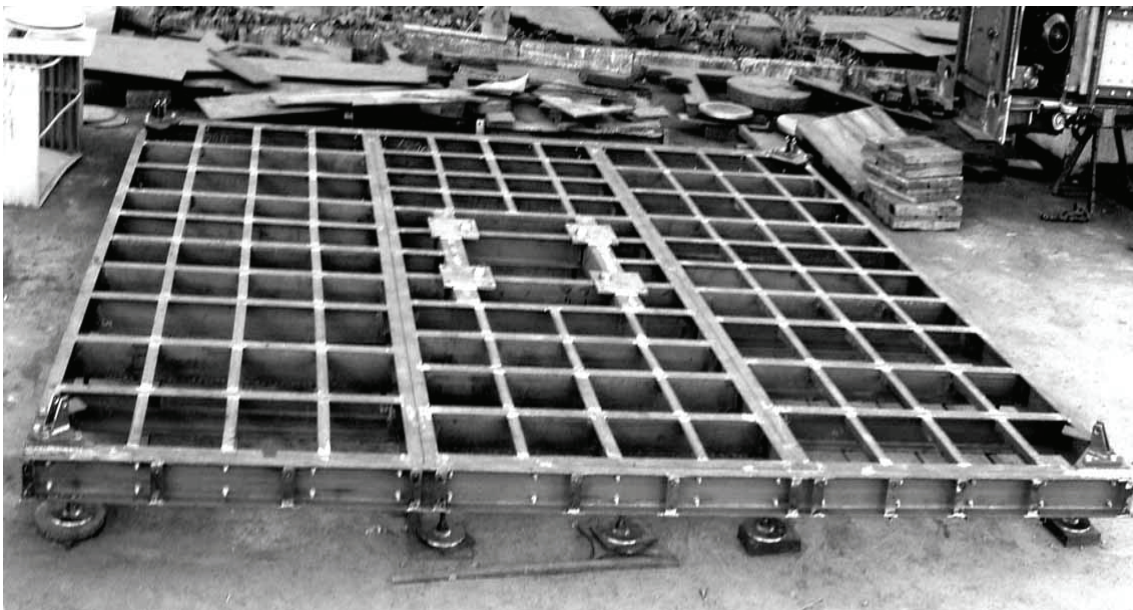


Рис. 3.14. Типове конструктивне вирішення опорної частини башти

3.2.10. Математичне моделювання безфундаментної башти, що пропонується влаштувати на флюгерах

Виконаємо математичне моделювання безфундаментної башти-атракціону запропонованої конструкції, що опирається на ґрунт кінцевої жорсткості за допомогою опор – флюгерів, які мають певний нахил до горизонталі, внаслідок чого прогнозується перерозподіл зги-

нальних моментів та зменшення їх максимальної величини (рис. 2.18б). Подібна конструкція опорної платформи використовується для влаштування рухомих баштових та автомобільних кранів [59; 60, с. 7; 61, С. 474–475; 62, 105], вона також нагадує портал порталних кранів [61, С. 457–472].

Ідея влаштування конструкції з флюгерами полягає у наступному. Балка-флюгер має значно більшу жорсткість у вертикальній площині, у порівнянні з класичним рамним конструктивними вирішеннями, окрім цього конструкція флюгера (на відміну від класичних конструктивних рішень опор башт-атракціонів) дозволяє влаштувати опорні елементи – п'яти на максимальній віддалі від осі стовбура башти (точкове розташування по своєрідному кільцю). Прогнозується збільшення жорсткості опорної системи, що призведе до можливості економії металу у порівнянні з класичною баштою на плоскій рамній платформі.

3.2.11. Моделювання плоскої задачі

Розрахункова схема запропонованої конструкції на флюгерах зображена на рис. 3.15.

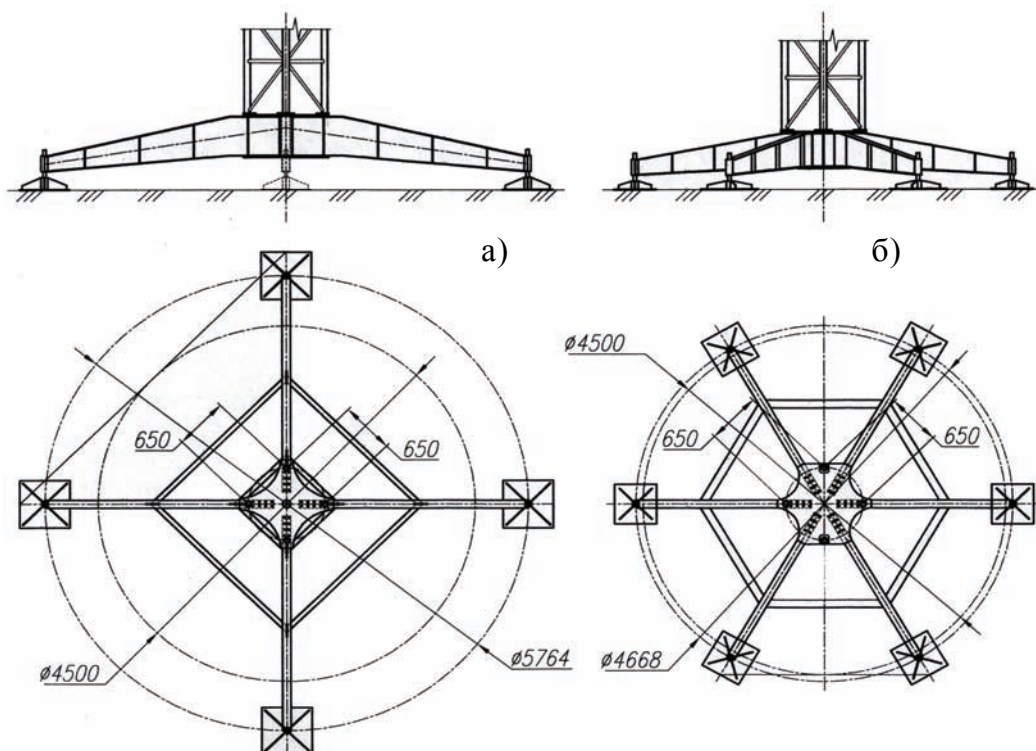


Рис. 3.15. Варіанти конструктивного вирішення запропонованої опорної платформи: а – на чотирьох несучих флюгерах; б – на шести несучих флюгерах

Очевидно, що при роботі реальної конструкції опорні елементи “А” і “В” мають змогу переміщуватись по поверхні ґрунту. При переміщенні опорних елементів виникає сила опору (сила тертя). Розрахункова схема (рис. 3.16) відповідає плоскому випадку конструктивного вирішення (рис. 3.15а), та діагональному напрямку дії вітрового навантаження (Q_{A-A} , M_{A-A}). При цьому $L = 5,764$ м.

Мінімальна сила тертя у опорному елементі F_{mp}^{\min} повинна бути не меншою за горизонтальні розпірні сили (H_A і H_B), що виникають у рамній конструкції:

$$F_{mp}^{\min} \geq H_{A(B)}. \quad (3.25)$$

Для спрощення припускаємо, що розподілена вага від баласту і самої металоконструкції q та геометричні характеристики перерізу (площа A та момент інерції відносно місцевої осі флюгера I) статично невизначеної симетричної двошарнірної рами (ступінь статичної невизначеності $n = 1$) є сталими вздовж довжини: $q, A, I - const$.

Розглянувши суму моментів відповідно відносно точок “А” і “В” отримуємо величини вертикальних реакцій:

$$V_A = \frac{N_{A-A}}{2} - \frac{M_{A-A}}{L} + \frac{q \cdot L}{2} - \frac{Q_{A-A} \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}{2}; \quad (3.26)$$

$$V_B = \frac{N_{A-A}}{2} + \frac{M_{A-A}}{L} + \frac{q \cdot L}{2} + \frac{Q_{A-A} \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}{2}. \quad (3.27)$$

Невідомі величини розпірних сил H_A та H_B знайдемо, розкривши статичну невизначеність методом сил згідно з рекомендаціями [99, с. 378–379; 100, с. 369–370; 90]. Основна система – криволінійна балка, що показана на рис. 3.16б. Канонічне рівняння методу сил для цього випадку:

$$X_1 \cdot \delta_{11} + \Delta_{1p} = 0, \quad (3.28)$$

$$\text{де } \delta_{11} = \sum \int_0^{S_i} \frac{\bar{M}_1^2 ds}{E \cdot I} + \sum \int_0^{S_i} \frac{\bar{N}_1^2 ds}{E \cdot A}; \quad \Delta_{1p} = \sum \int_0^{S_i} \frac{\bar{M}_1 \cdot \bar{M}_p ds}{E \cdot I} + \sum \int_0^{S_i} \frac{\bar{N}_1 \cdot \bar{N}_p ds}{E \cdot A}.$$

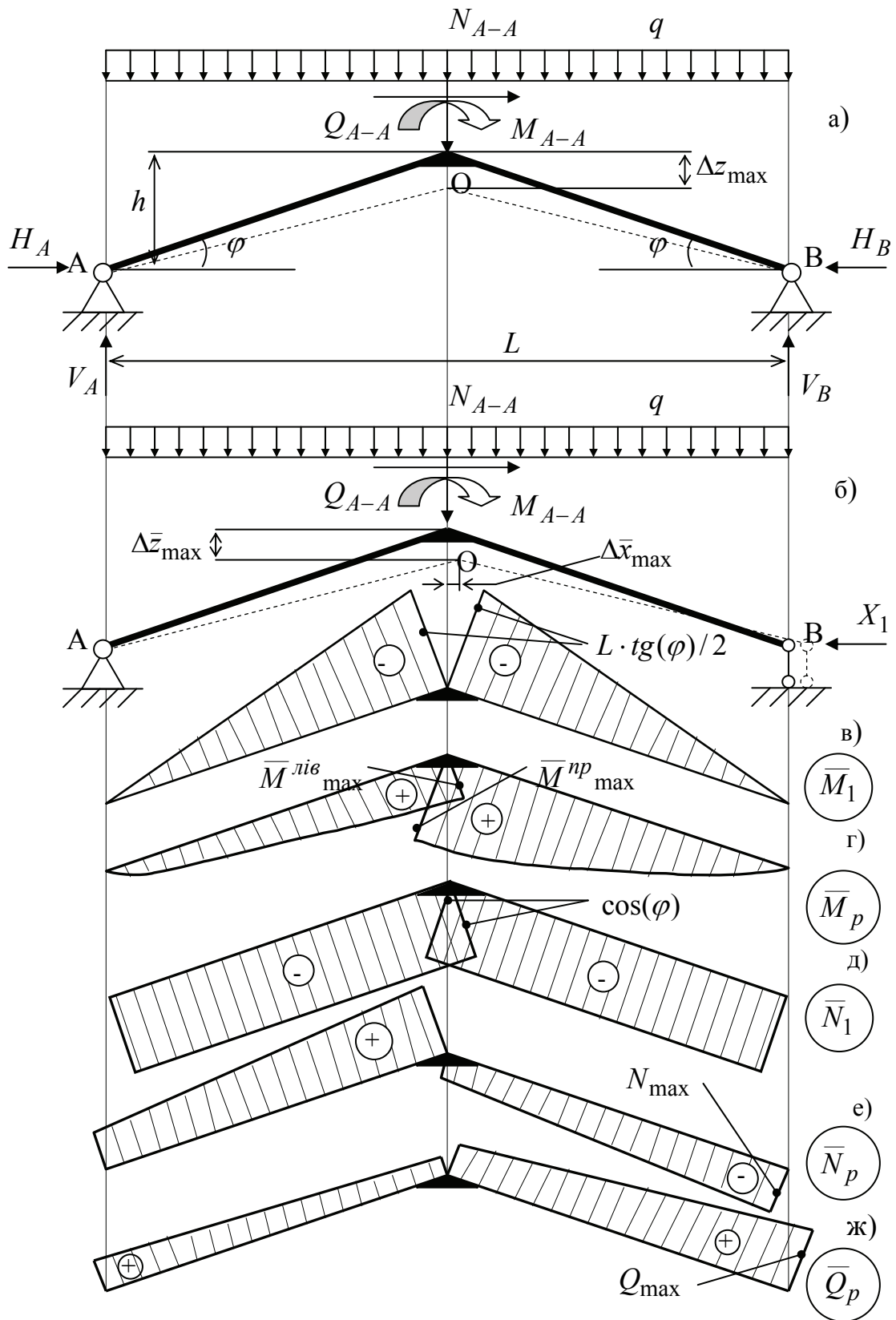


Рис. 3.16. Плоска модель флюгерів: а – схема прикладання сил; б – основна система; в – \bar{M}_1 ; г – \bar{M}_p ; д – \bar{N}_1 ; е – \bar{N}_p ; ж – \bar{Q}_p

Слід ввести додатковий конструктивний критерій висоти опорної платформи h (рис. 3.16) у зв'язку з її додатковим призначенням як посадочної платформи. З конструктивних міркувань опорна платформа башти повинна бути мінімальної висоти. Із збільшенням кута нахилу φ суттєво зростає і параметр h (табл. 3.6).

Таблиця 3.6

Залежність висоти платформи h від кута нахилу флюгерів φ

φ°	0	9	12	16	19	30	45
h_{\max} , мм	150	610	763	944	1142	1814	3032

Попередньо задаємося конструктивною висотою профілю флюгера $h_1 = 300$ мм. Допустима конструктивна висота $h_{\max} = h + h_1/2$ для стовбура башти висотою 12,67 м не повинна перевищувати 1000 мм [98]. Це суттєво звужує границі пошуку оптимального кута яка з конструктивних міркувань повинна складати $\varphi_{opt}^k \in 0...16^\circ$. Ділянка АО: місцева вісь O_s – вздовж стрижня, вправо; початок відліку – у т. А: $S_{AO} \in (0...L/(2 \cdot \cos(\varphi)))$; $\bar{N}_1 = -\cos(\varphi)$; $\bar{M}_1 = \sin(\varphi) \cdot s$; $\bar{M}_p = (V_A \cdot \cos(\varphi) + Q_{A-A} \cdot \sin(\varphi)) \cdot s - q \cdot (s \cdot \cos(\varphi))^2 / 2$. Ділянка ВО: місцева вісь O_s – вздовж стрижня, вліво; початок відліку – у т. В: $S_{BO} \in (0...L/(2 \cdot \cos(\varphi)))$; $\bar{N}_1 = -\cos(\varphi)$; $\bar{M}_1 = \sin(\varphi) \cdot s$; $\bar{M}_p = V_B \cdot \cos(\varphi) \cdot s - q \cdot (s \cdot \cos(\varphi))^2 / 2$.

Виходячи з цих міркувань:

$$\delta_{11} = \frac{1}{E \cdot I} \left(\int_0^{S_{AO}} \bar{M}_1^2 ds + \int_0^{S_{BO}} \bar{M}_1^2 ds \right) + \frac{1}{E \cdot A} \left(\int_0^{S_{AO}} \bar{M}_1^2 ds + \int_0^{S_{BO}} \bar{N}_1^2 ds \right); \quad (3.29)$$

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{E \cdot I} \cdot \left(\int_0^{L/2 \cos(\varphi)} \bar{M}_1 \cdot \bar{M}_p ds + \int_0^{L/2 \cos(\varphi)} \bar{M}_1 \cdot \bar{M}_p ds \right) + \frac{1}{E \cdot A} \cdot \left(\int_0^{L/2 \cos(\varphi)} \bar{M}_1 \cdot \bar{M}_p ds + \int_0^{L/2 \cos(\varphi)} \bar{M}_1 \cdot \bar{M}_p ds \right). \quad (3.30)$$

Орієнтовне значення розподіленої ваги від самої платформи з баластом (привантаженням) оцінимо за наближеною формулою (3.31) (див. п. 4.2).

$$q = 0,75 \cdot N_{A-A} / L, \quad (3.31)$$

де $L = 5,764 \text{ м}$ – проліт між опорними точками флюгерів, яку призначаємо, виходячи з рис. 3.15.

$$\text{Звідки: } q = 0,75 \cdot 12,5 \text{ кН} / 5,764 \text{ м} = 1,626 \text{ кН} / \text{м}.$$

Виконавши інтегрування для випадку основних комбінацій навантажень а) (див. додаток Б, табл. Б.2), при $I = 4,55 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$; $A = 3,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$, що прийняті з конструктивних міркувань для ділянок АО і ВО та при $\varphi = 9^\circ$ (складений двотавр № 30, полиці 100×8 , стійка 284×6): $V_A = 5,260 \text{ кН}$; $V_B = 16,615 \text{ кН}$. Виходячи із співвідношення $\sum H = 0$ отримуємо $H_A + Q_{A-A} - H_B = 0$, розкривши статичну невідомість, отримуємо величину горизонтальних реакцій $H_A = 46,114 \text{ кН}$; $H_B = 50,457 \text{ кН}$.

Виконаємо наближений чисельний розрахунок сил тертя, що виникають від взаємодії ґрунту та опор “А” (F^{mp}_A) і “В” (F^{mp}_B), що спричиняють у ґрунті відповідні вертикальні реакції V_A і V_B :

$$F^{mp}_A = V_A \cdot f; \quad F^{mp}_B = V_B \cdot f, \quad (3.32)$$

де $f = 0,2 \dots 0,7 \approx 0,4$ – коефіцієнт тертя ковзання гладкої металевої поверхні (або дерев’яної у випадку використання додаткових подушок) по абразивній поверхні ґрунту [32; 33, с. 181; 107, с.129].

$$\text{Виходячи із співвідношень (3.32) } F^{mp}_A = 5,260 \cdot 0,4 = 2,104 \text{ кН}; \\ F^{mp}_B = 16,615 \cdot 0,4 = 6,646 \text{ кН}.$$

Порівнюючи величини розпору під п’ятами “А” і “В” з відповідними силами тертя робимо висновок, що величина розпору у опорних точках для малоуклісних рамних систем опорної основи башти-атракціону на порядок більша за очікувану силу тертя:

$$H_A = 46,114 \text{ кН} \gg F^{mp}_A = 2,104 \text{ кН};$$

$$H_B = 50,457 \text{ кН} \gg F^{mp}_B = 6,646 \text{ кН}.$$

Аналогічний характер результатів отримуємо на всій множині області визначення кута $\varphi = 0 \dots 45^\circ$. Тому розрахункова схема, що зо-

бражена на рис. 3.16а, є прийнятною тільки у випадку анкерування опорних точок “А” і “В” у ґрунті, або їх місцевого привантаження баластом великої ваги (останнє є нераціональним з точки зору витрат матеріалу). Дійсній розрахунковій схемі типової безфундаментної башти відповідає рис. 3.16б, тобто вона являє собою звичайну, статично визначену балку ламаної форми (для плоского випадку). Отже, у випадку коли опорні елементи не зв’язуються з ґрунтом, ефекту перерозподілу згинальних моментів у флюгерах не спостерігається.

3.2.12. Випадок анкерування опорних точок у ґрунті

Для випадку анкерування опорних точок визначимо оптимальне значення кута φ . У результаті пошуку оптимального кута нахилу флюгерів $\varphi = 0 \dots 45^\circ$ (стрижнів АО та ВО розрахункової схеми рис. 3.16а була отримана множина результатів (додаток В, табл. В.1), що зображена на рис. 3.17. Ці дані свідчать про те, що найбільш ефективним, виходячи з умов мінімального діючого у перерізах моменту, є конструктивне вирішення при $\varphi = 15^\circ$ (моменти $M^{np}_{\max} = M^{лів}_{\max}$ у стрижнях АО та ВО рівні, максимальний момент – мінімальний). Ця величина лежить у області визначення кута φ з конструктивних міркувань $\varphi^k_{opt} \in 0 \dots 16^\circ$.

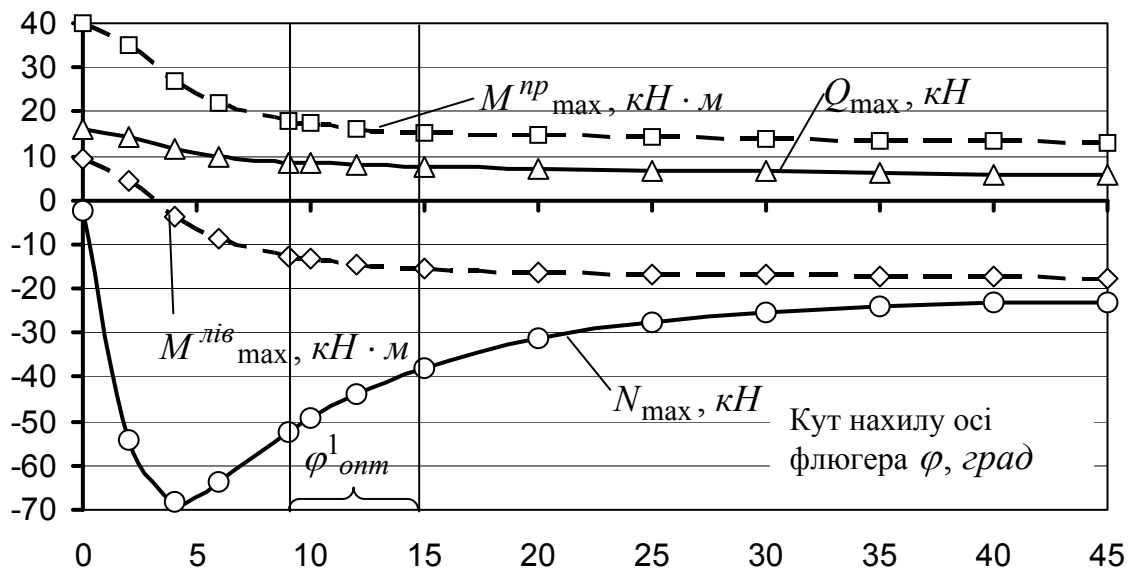


Рис. 3.17. Силові фактори, що діють у платформі з флюгерами при анкеруванні опорних точок в залежності від кута нахилу осі флюгера

На проміжку від 9° до 15° величини згинальних моментів змінюються на незначну величину (у межах 18 %). Звідки випливає, що оптимальний кут для платформи на флюгерах з анкеруванням опорних точок у ґрунті, виходячи з критерію мінімальності згинальних моментів та конструктивних міркувань, складає $\varphi^1_{opt} = 9...15^\circ$. Чисельні дослідження доводять, що величина оптимального кута при анкеруванні опорних точок не є сталою, а залежить від зовнішніх зусиль та параметрів самої рами.

Шляхом інтегрування виразів (3.29) та (3.30) та аналізу отриманих епюр згинальних моментів, було виведено функціональний вираз у вигляді трансцендентного рівняння (3.33), що дозволяє обчислити величину φ^1_{opt} безпосередньо підстановкою шляхом послідовного наближення для будь-яких N_{A-A} , M_{A-A} , Q_{A-A} , q , L , I , A (при I та A – сталих вздовж L):

$$M_{лів}^p(\varphi) + X_1 \cdot L \cdot \operatorname{tg}(\varphi)/2 = -M_{пр}^p(\varphi) - X_1 \cdot L \cdot \operatorname{tg}(\varphi)/2, \quad (3.33)$$

де $M_{лів}^p = L \cdot (Q_{A-A} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + V_A)/2 + qL^2/8$; $M_{пр}^p = V_B \cdot L/2 - qL^2/8$; V_A обчислюємо за формулою (3.26); V_B обчислюємо за формулою

$$(3.27); X_1 = -\frac{\Delta_{1p}^M + \Delta_{1p}^N}{\delta_{11}^M + \delta_{11}^N}; \delta_{11}^M = \frac{L^3 \cdot \operatorname{tg}^2(\varphi)}{12 \cdot E \cdot I \cdot \cos(\varphi)}; \delta_{11}^N = L \cdot \cos(\varphi)/(E \cdot A);$$

$$\Delta_{1p}^M = -\frac{L^3 \operatorname{tg}(\varphi) \cdot [8 \cdot (Q_{A-A} \cdot \sin(\varphi) + (N_{A-A} + qL) \cdot \cos(\varphi)) - 3 \cdot qL \cdot \cos(\varphi)]}{192 \cdot E \cdot I \cdot \cos^2(\varphi)},$$

$$\Delta_{1p}^N = \frac{2 \cdot L \cdot \cos^2(\varphi) \cdot [(N_{A-A} + qL) \cdot \sin(\varphi) - Q_{A-A} \cdot \cos(\varphi)] - qL^2 \cdot \sin(\varphi)}{E \cdot A \cdot \cos^2(\varphi)}.$$

Аналізуючи рівність (3.33) можна зробити висновок, що оптимальний кут нахилу φ^1_{opt} не залежить від модуля пружності E .

Для автоматизованого визначення оптимального кута нахилу флюгерів була розроблена програма Fluger2.exe (алгоритм програми див. додаток Д). Чисельний аналіз, проведений на розробленій програмі для множини довільних випадків показав, що φ^1_{opt} має два значення (симетричні відносно “0”), φ^1_{opt} головним чином залежить від параметрів q , L , співвідношення I/A , та не залежить від параме-

трів N_{A-A} , Q_{A-A} , M_{A-A} тобто $\varphi^1_{ont} = \varphi^1_{ont}(q, L, I/A)$ (див. додатки В та Д).

Допустиме значення величини стріли прогину цієї конструкції $f_{uz} = [\Delta z] = -L/500 = -5764/500 = -11,53$ мм [37, с. 7].

З точки зору мінімальних загальних деформацій споруди (рис. 3.18) найбільш раціональним є варіант при $\varphi^2_{ont} = 9...45^\circ$. При $\varphi^1_{ont} = 9...15^\circ$ значення загального прогину системи $\Delta z_{max} = (-1,360... - 0,580)$ мм не перевищують 12 % від допустимого значення $[\Delta z] = -11,53$ мм. Знак “-” свідчить про те, що переміщення направлені донизу (додаток В, табл. В.1).

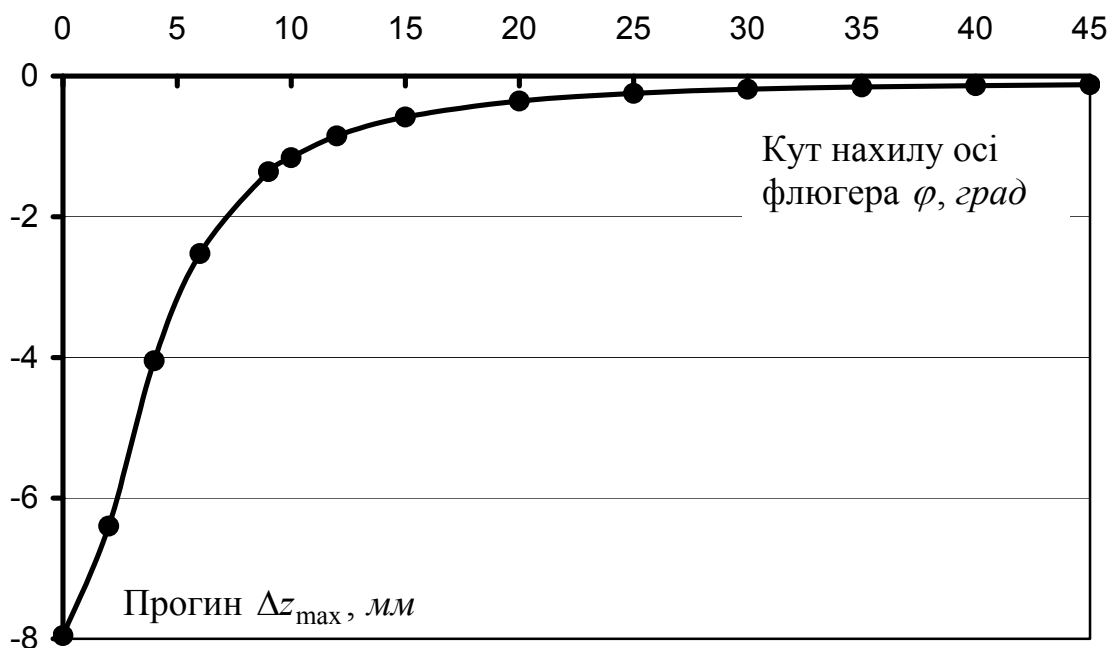


Рис. 3.18. Максимальні деформації, що виникають у платформі з флюгерами при анкеруванні опорних точок в залежності від кута нахилу осі флюгера до горизонту

Виходячи з конструктивних міркувань, критеріїв мінімальності згинальних моментів та мінімальних деформацій, можна зробити висновок, щодо доцільності улаштування опорних флюгерів на запропонованій конструкції під кутом $\varphi^a_{ont} = \varphi^1_{ont} = 9...15^\circ$ з анкеруванням опорних точок.

Подальші розрахунки (включаючи просторовий випадок) виконаємо для вирішення влаштування платформи башти-атракціону без анкерування опорних точок у ґрунті.

3.2.13. Конструктивне вирішення без анкерування

Епюри моментів, нормальних та дотичних зусиль для плоского випадку зображені відповідно на рис. 3.16г, е, ж. Для цього випадку необхідно оцінити, чи не виникає повзучість споруди. Умовою повзучості (ковзання) безфундаментної споруди є випадок, коли дотичні зусилля, що діють на систему, перевищують результуючу силу тертя:

$$\sum F^{mp}_i \leq \sum H_i . \quad (3.34)$$

Для варіанта плоского випадку, розглянутого вище:

$$\sum F^{mp}_i = F^{mp}_A + F^{mp}_B = 2,104 + 6,646 = 8,750 \text{ кН} ;$$

$$\sum H_i = Q_{A-A} = 4,33 \text{ кН} ;$$

$$\sum F^{mp}_i = 8,750 \text{ кН} > \sum H_i = 4,33 \text{ кН} .$$

З огляду на це, повзучості (ковзання) споруди по поверхні ґрунту при дії розрахункових горизонтальних навантажень не виникає. Аналізуючи дані (додаток В, табл. В.2), що зображені на рис. 3.19, робимо висновок, що мінімальні зусилля діють в елементах рами при $\varphi^3_{opt} = 0^\circ$.

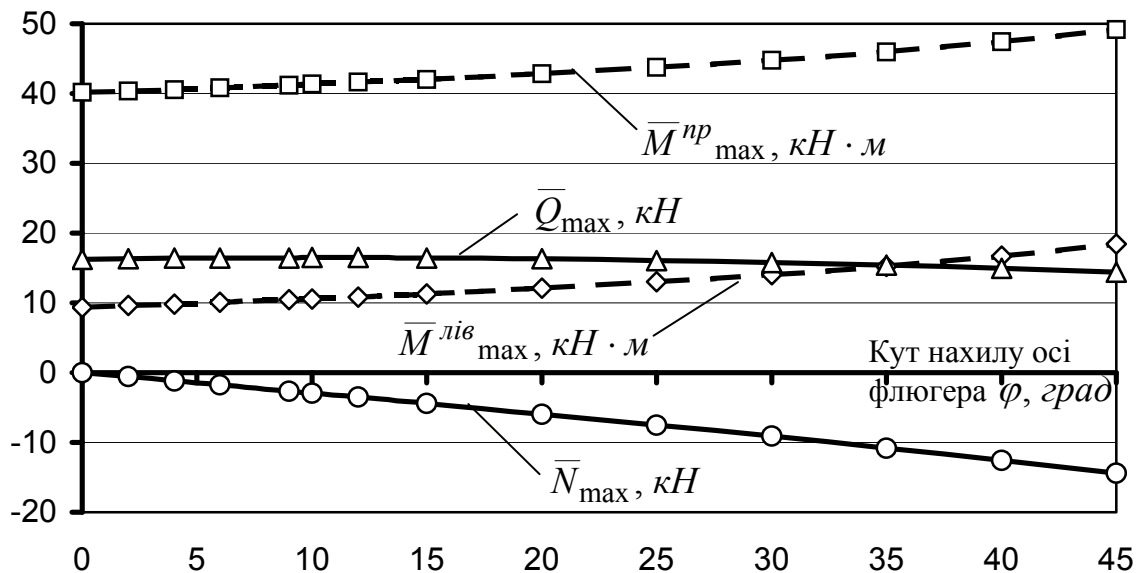


Рис. 3.19. Силові фактори, що діють у запропонованій платформі з флюгерами без анкерування в залежності від кута нахилу осі флюгера

За критерієм мінімальних загальних деформацій (рис. 3.20) найбільш раціональним є $\varphi_{opt}^4 = 0^\circ$.

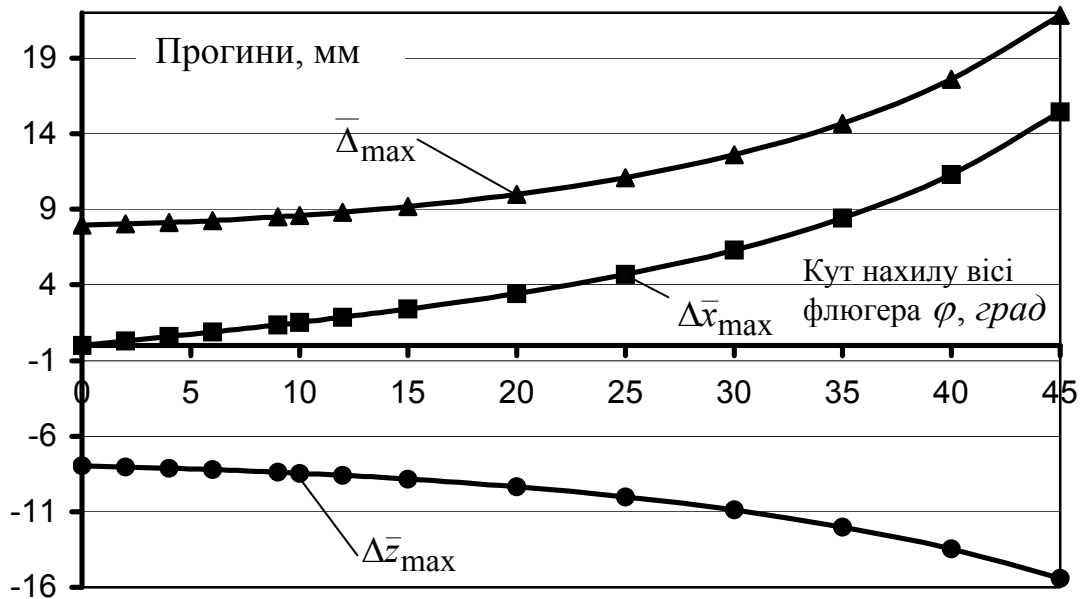


Рис. 3.20. Стріла прогину та горизонтальне розповзання опорних точок платформи з флюгерами без анкерування в залежності від кута нахилу вісі флюгера

Отже, виходячи з попередніх міркувань, оптимальним для улаштування флюгерів опорної рами для варіанту без анкерування є кут $\varphi_{opt}^{ba} = 0^\circ$.

3.2.14. Порівняння варіантів платформ з анкеруванням та без нього

Аналізуючи епюри згинальних моментів, зусиль N та Q , що відповідають розрахунковим схемам з анкеруванням опорних вузлів та без нього в області визначення кута $\varphi = 0 \dots 45^\circ$ (див. рис. 3.17 та рис. 3.19), робимо висновок, що у випадку коли анкерування відсутнє, у перерізах опорних флюгерів виникають згинальні моменти, максимальне значення яких є значно більшими за максимальне значення згинальних моментів, що виникають у випадку, коли має місце закріплення опорних точок (анкерування), при цьому виникає своєрідний ефект перерозподілу згинальних моментів між лівим та правим флюгером.

Аналізуючи модулі максимальних деформацій (стрілу прогину) при анкеруванні та без нього (див. рис. 3.18 та рис. 3.20) робимо ви-

без анкерування $\Delta \bar{z}_{\max}$ більша у порівнянні з анкерним варіантом при $\varphi = 0 \dots 45^\circ$, тобто на всій області кута φ .

Порівнюючи значення згинальних моментів та модулі деформацій при оптимальних значеннях кутів $\varphi^a_{opt} = 9 \dots 15^\circ$ (з анкеруванням) та $\varphi^{ba}_{opt} = 0^\circ$ (без анкерування), робимо висновок, що при анкеруванні згинальні моменти та модулі деформацій є значно меншими, аніж при відсутності анкерування:

$$\bar{M}_{\max}(\varphi^{ba}_{opt}) = 40,140 \text{ кН} \cdot \text{м} \gg M_{\max}(\varphi^a_{opt}) = (18,020 \dots 15,386) \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$|\bar{\Delta}(\varphi^{ba}_{opt})| = 7,956 \text{ мм} \gg |\Delta z(\varphi^a_{opt})| = (1,360 \dots 0,580) \text{ мм}.$$

Тому більш ефективним, з точки зору діючих у перерізах елементів опорної системи максимальних згинальних моментів та загальних деформацій системи, є варіант з анкеруванням опорних точок.

3.2.15. Пошук раціональної кількості флюгерів

Чисельне дослідження плоскої задачі не дає відповіді на запитання про раціональну кількість флюгерів (просторовий випадок). За критерії оптимальності використаємо критерій мінімальних витрат металу для забезпечення необхідної жорсткості та стійкості конструкції опорної платформи.

Розглянемо критерій стійкості. Для забезпечення стійкості баштової споруди необхідним та достатнім є конструктивне вирішення платформи з трьома симетрично розташованими флюгерами (та, відповідно, з трьома точками обпирання). Розташування осі перекидання залежить від орієнтації платформи. У найбільш не вигідному випадку відбувається перекидання вздовж осі О–О, що зображена на рис. 3.21.

Для платформ, точки обпирання яких утворюють правильний багатокутник, вісь О–О є дотичною до кола, вписаного у цей багатокутник та збігається з одною із сторін самого багатокутника. З рис. 3.21 добре видно, що чим більша кількість опорних флюгерів, тим менша їх довжина, тобто $L^{\phi_3} > L^{\phi_4} > L^{\phi_5} > L^{\phi_6} \dots$. Довжина L^{ϕ_i} , в залежності від діаметра “невигідного кола перекидання” D_{O-O} , розраховується за формулою (3.35) [103, с. 167]:

$$L^{\phi_i} = \frac{D_{O-O}}{2 \cdot \cos(\pi/i)} - \frac{a}{2}. \quad (3.35)$$

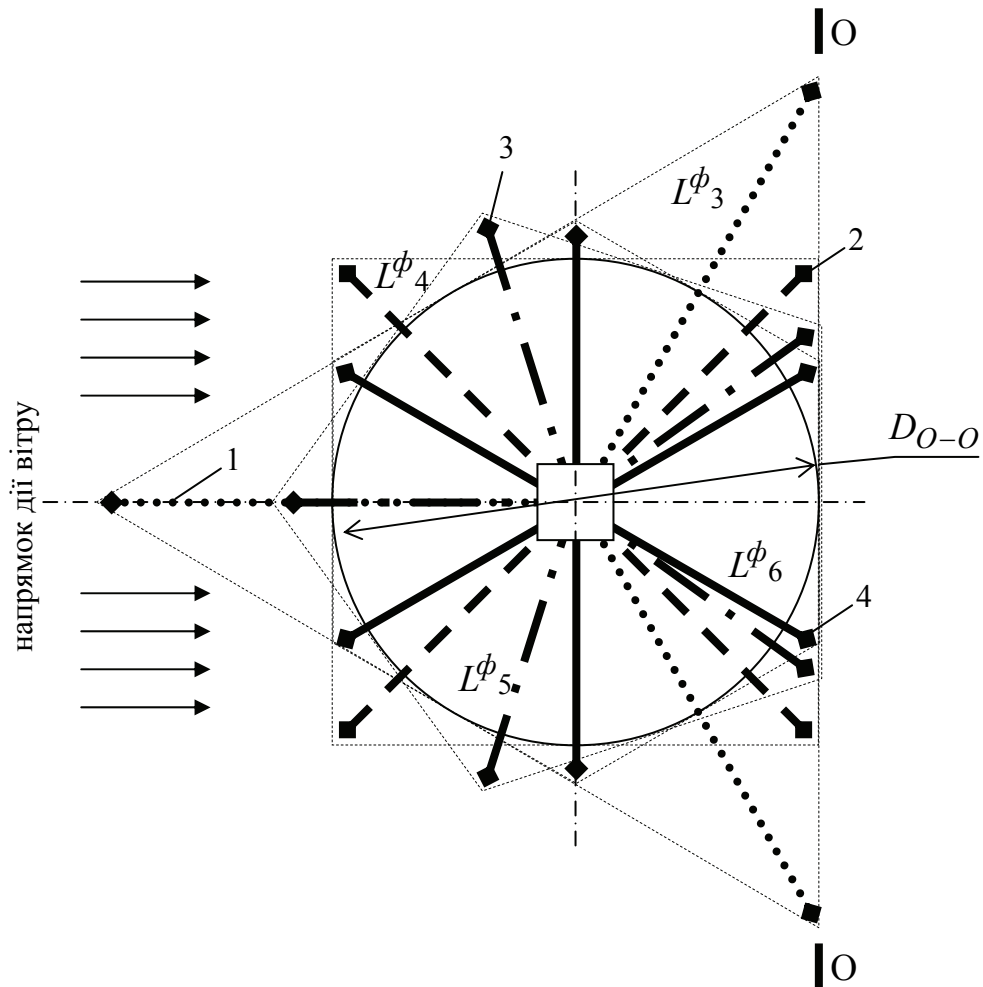


Рис. 3.21. Проекції опорних платформ на: 1 – тривиносних, 2 – чотири-, 3 – п’яти-, 4 – шестивиносних флюгерах, L^{ϕ_i} – довжина флюгера при їх i -й кількості, a – розмір опорної п’яти

Розмір опорної п’яти необхідно враховувати для випадку її конструктивного вирішення (рис. 3.22а).

Для випадку конструктивного вирішення (рис. 3.22б), тобто у випадку аналогічному конструктивному вирішенню для пересувних кранів, п’ята не додає споруді стійкості. У цьому випадку розмір флюгера необхідно розраховувати за формулою (3.36):

$$L^{\phi_i} = D_{O-O} / 2 \cdot \cos(\pi / i). \quad (3.36)$$

За цією ж формулою слід розраховувати безфундаментні споруди на флюгерах у випадку конструктивного вирішення опорної п’яти, коли вести регулювання (закручування гвинта) згори неможливо і доводиться проводити регулювання знизу (рис. 3.23).

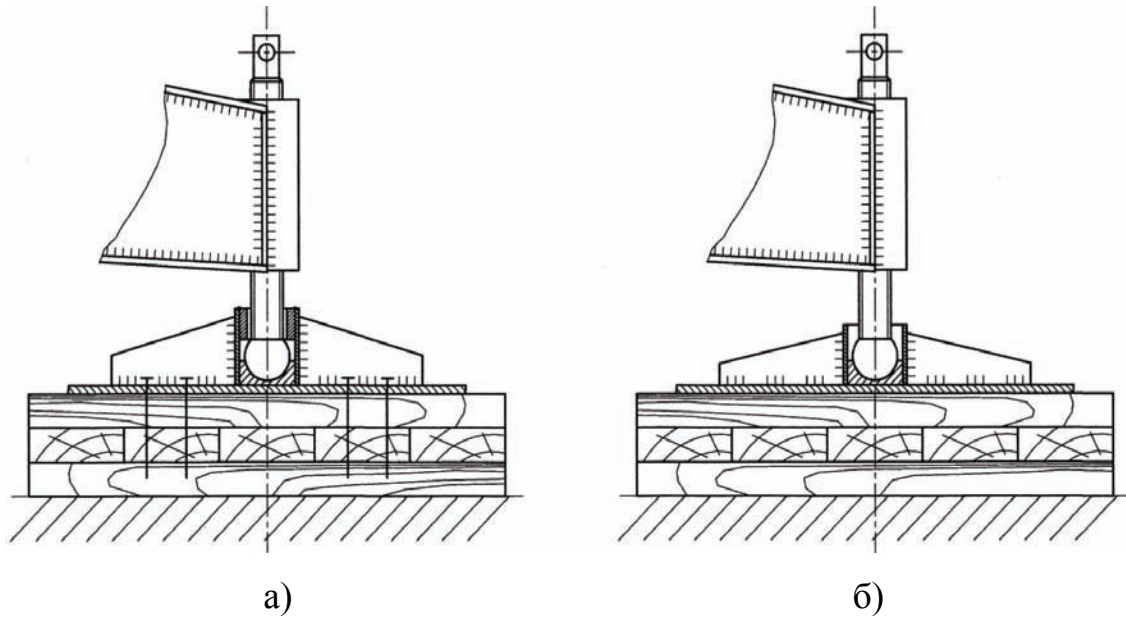


Рис. 3.22. Варіанти конструктивного вирішення опорних п'ят: а – з підвищенням стійкості рівноваги споруди; б – типові

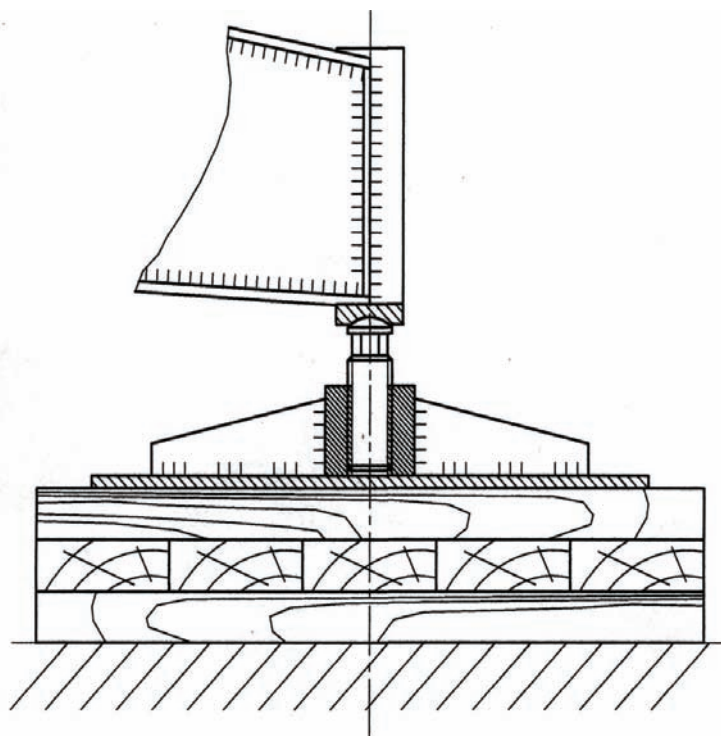


Рис. 3.23. Конструктивне вирішення опорної п'яти платформи для регулювання знизу

У табл. 3.7 представлено результати розрахунку розміру L^{ϕ}_i за формулами (3.35) і (3.36) для випадку башти-атракціону “Шторм” ($D_{O-O} = 4500 \text{ мм}$, $a = 600 \text{ мм}$).

Таблиця 3.7

Залежність геометричних розмірів флюгерів від їх кількості
(виділено оптимальне значення)

i , шт.	L^{ϕ}_i , мм за (2.41)	ΣL^{ϕ}_i , мм	ΔL_i , мм	ε_i , %	L^{ϕ}_i , мм за (2.40)
3	4500	13500	–	–	4200
4	3182	12728	1318	29,3	2882
5	2781	13906	1719	38,2	2481
6	2598	15588	1902	42,3	2298
7	2497	17481	2003	44,5	2197
8	2435	19483	2065	45,9	2135
...
∞	2250	∞	2250	50	1950

За порівняльний критерій візьмемо абсолютне ΔL_i , мм та відносне ε_i , % зменшення довжини флюгера у порівнянні з найбільш простим конструктивним вирішенням на трьох флюгерах: $\Delta L_i = L_3 - L_i$; $\varepsilon_i = (\Delta L_i / L_3) \cdot 100$ %, а також найбільш вагомий критерій – сумарна довжина усіх флюгерів системи: $\Sigma L^{\phi}_i = i \cdot L^{\phi}_i$, мм. Найбільш раціональним з геометричних вимог будемо вважати випадок, коли ΣL^{ϕ}_i є мінімальним, а ε_i – максимальне.

Аналіз даних табл. 3.7 доводить:

1. За критерієм ΣL^{ϕ}_i найбільш раціональним є конструктивне вирішення опорної платформи на чотирьох флюгерах.

2. Відносне зменшення довжини флюгера ε_i , починаючи з конструктивного вирішення на шести флюгерах і більше, зростає незначно (у межах 8 %). Тому конструктивні вирішення при кількості флюгерів більше шести можна надалі не розглядати як неефективні.

3. Очевидно, що для будь-якої іншої башти (більшої чи меншої висоти), попередні висновки є адекватними.

Варіант платформи на трьох несучих флюгерах відкидаємо через те, що він є менш ефективним за критерієм ΣL^{ϕ}_i у порівнянні з варіантом платформи на чотирьох несучих флюгерах, та найменш надійним, оскільки при виході з ладу одного з флюгерів неминучо є втрата стійкості рівноваги башти. Очевидно, що у флюгерах такої трипроменевої платформи, будуть з'являтися найбільші напруження при дії однакових зовнішніх навантажень N , Q , M від стовбура ба-

шти. Необхідно також відкинути варіант платформи на п'яти флюгерах, як нетехнологічний у виготовленні.

Подальші дослідження будемо вести для платформ на чотирьох та шести несучих флюгерах.

Модель платформи при діагональному напрямку вітрового навантаження на чотирьох і шести несучих флюгерах, зображена відповідно на рис. 3.24а та рис. 3.24б. Під час моделювання враховувалася можливість вертикального зміщення п'яти (відриву від опорної поверхні). Математичне моделювання просторового випадку поставленої задачі є достатньо громіздким, тому скористаємося чисельним розрахунком на програмі "Lira 9.4".

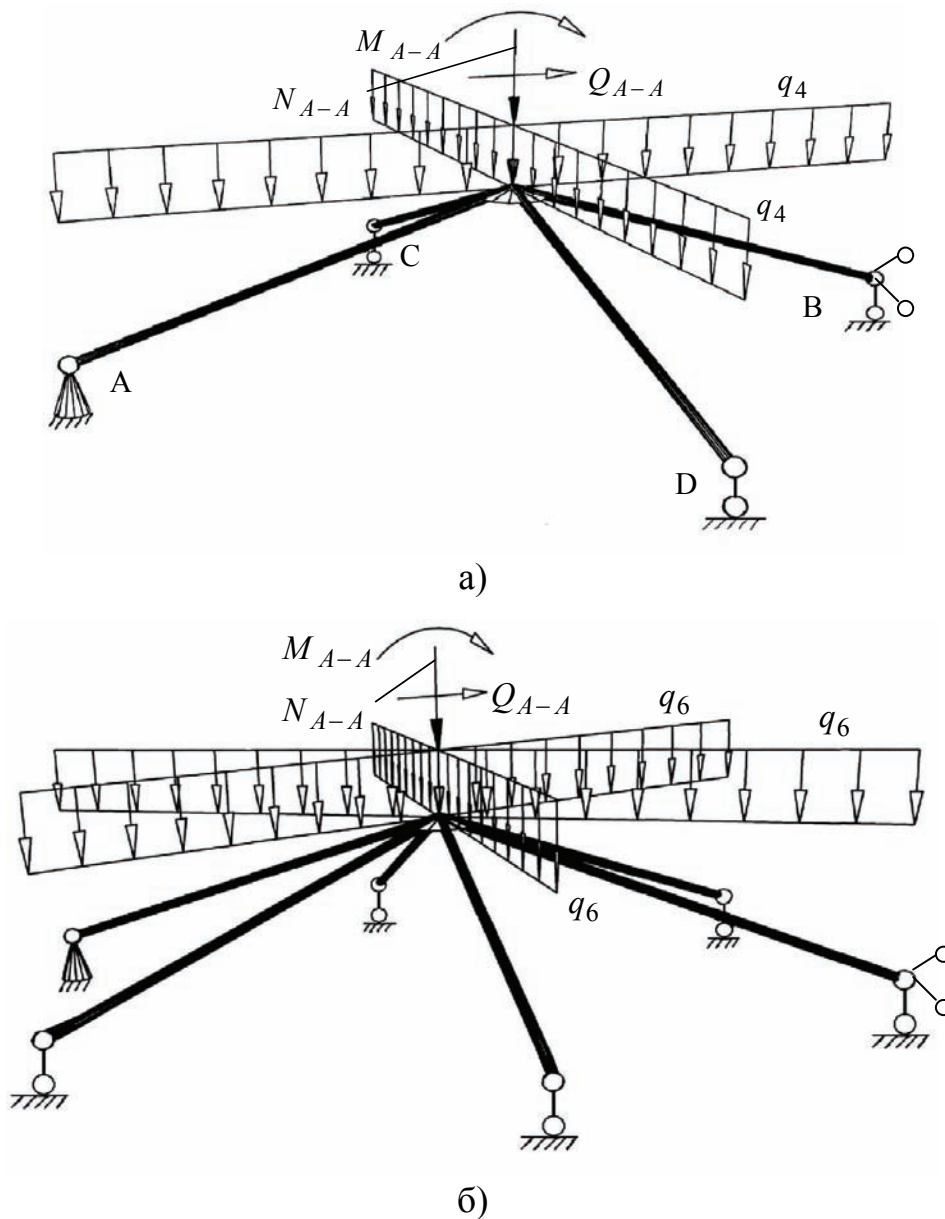


Рис. 3.24. Варіанти просторових розрахункових схем: а – з чотирма несучими флюгерами; б – з шістьма несучими флюгерами

Порівняльний розрахунок ведемо на прикладі башти-атракціону з робочою висотою стовбура – 12 м для кута нахилу осі флюгера $\varphi = 9^\circ$ (див. рис. 3.1). Всі розрахункові дані – такі як для плоского випадку, окрім $q = q_4 = (0,75 \cdot 12,5 \text{ кН}) / (4 \cdot 5,764 / 2 \text{ м}) = 0,813 \text{ кН/м}$ (з чотирма флюгерами) та $q = q_6 = \frac{0,75 \cdot 12,5 \text{ кН}}{6 \cdot 4,668 / 2 \text{ м}} = 0,670 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ (з шістьма

флюгерами). За порівняльний критерій приймемо витрати матеріалу на виготовлення запропонованої платформи необхідної жорсткості, які при оптимальному конструктивному вирішенні повинні бути мінімальними. Розрахунок витрат металу (пункт 3.5) доводить, що більш ефективно використовувати конструктивне вирішення, якому відповідає розрахункова схема (рис. 3.24а), тобто при варіанті опорної платформи на чотирьох опорних флюгерах. При цьому загальна вага опорної платформи разом із жорстким осердям складає 732 кг (табл. 3.9). У той же час вага металу при улаштуванні шести опорних флюгерів еквівалентної жорсткості буде 825 кг (+12 %) і майже на 30 % більші витрати праці (табл. 3.10). Варіант конструкції платформи на шести опорних флюгерах може бути більш ефективним при улаштуванні стовбуру башти-атракціону шестигранної форми через суттєве конструктивне спрощення стиків.

3.3. Конструктивні вирішення опорної платформи на флюгерах

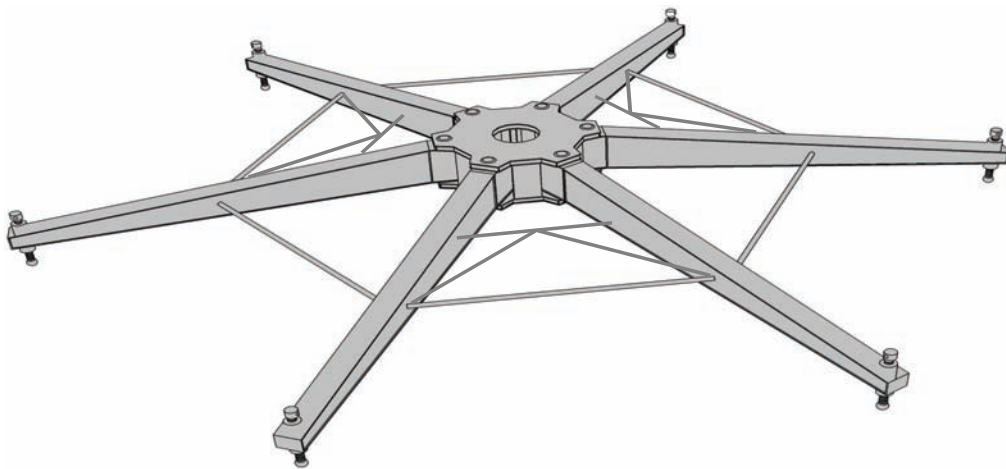
Пропонуються дві основні конструктивні схеми влаштування опорної платформи башти-атракціону на флюгерах: на циліндричному шарнірі зі зв'язками (рис. 3.25) та на болтовому кріпленні з жорстким защемленням з розпірками (рис. 3.26а) та (рис. 3.26б).

Сам флюгер може мати прямолінійну та криволінійну (арочну) форми. Виходячи з принципу раціонального розподілу металу, переріз флюгерів повинен бути змінним по довжині, причому у місці контакту з ґрунтом – мінімальним, а у зоні з'єднання зі стовбуром башти – максимальним, повторюючи епюру згинальних моментів.

Принцип конструювання таких балок-флюгерів детально викладений у [4, с. 97–127; 108, с. 57–58; 109–111]. Запропоновані конструктивні схеми мають свої позитивні та негативні риси.

Конструктивне вирішення платформи з центральним жорстким осердям та шарнірно закріпленими флюгерами за крановою схемою (рис. 3.25) зручне у перевезенні та монтажі, однак потребує встановлення дистанційних елементів для забезпечення просторової жорсткості та геометричної незмінності форми.

Основним несучим елементом при цьому є вісь флюгера, яку легко виготовити. Конструктивне вирішення опорної платформи (рис. 3.26а) з вертикальними фланцями та з центральним жорстким осердям перевозити та монтувати складніше у порівнянні з попереднім, болти у цьому випадку є основним несучим елементом та працюють на зріз. Конструктивне вирішення опорної платформи (рис. 3.26б) з горизонтальними несучими діафрагмами не потребує складного у виготовленні жорсткого коробчастого осердя, тому є найбільш економічним у виготовленні та найменш металомістким у порівнянні з двома попередніми варіантами. Але монтаж такої конструкції є досить складним, базові поверхні флюгерів під діафрагми повинні бути горизонтальними з високим ступенем площинності.

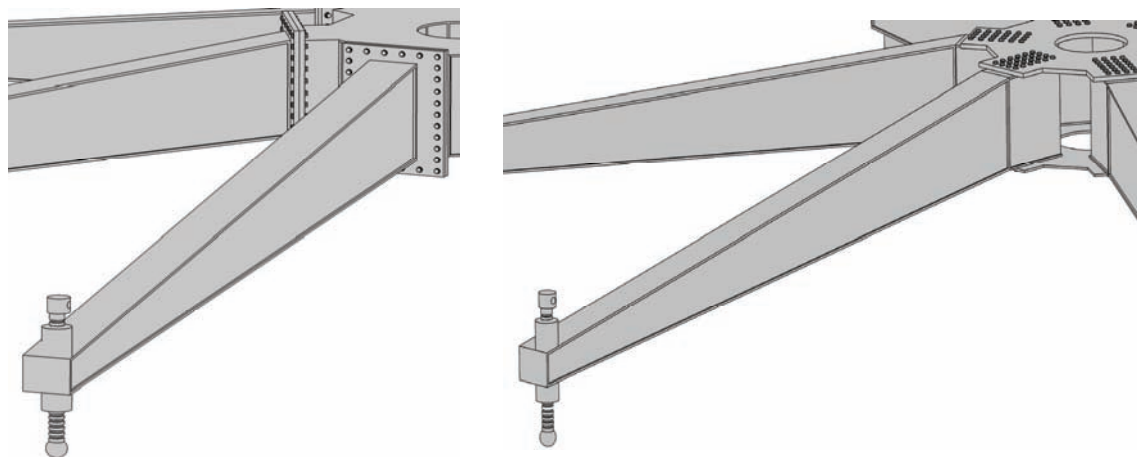


а)



б)

Рис. 3.25. Конструктивне вирішення платформи на флюгерах, з'єднаних: а – з допомогою шарніра із жорстким осердям та системою зв'язків, б – жорстким осердям у вигляді ферми



а)

б)



в)

Рис. 3.26. Конструктивне вирішення платформи башти-атракціону на флюгерах та: а – жорсткому осерді з вертикальними фланцями, б – двох горизонтальних діафрагмах, в – конструктивна реалізація попереднього варіанта ТОВ «Сармат» (НВО «Завод Аналог») на атракціоні «Магнетик-XXL»

Вирішення платформи, що показане на рис. 3.26, розроблене на основі досліджень, виконаних С. І. Біликом [109, 110]. Для уникнення перевантажень болтового поля діафрагм було запропоновано влаштувати додаткові дистанційні елементи, що, загалом, суттєво підвищило загальну жорсткість, і, відповідно, надійність споруди.

3.4. Чисельне моделювання платформи на 4 флюгерах

З допомогою програми програмного комплексу “Lira 9.4” створена скінченно-елементна пластинчаста модель конструкції (рис. 3.27) без ребер жорсткості. При моделюванні враховано взаємодію зі слабким пружним ґрунтом (модуль пружності $E_p = 9 \text{ МПа}$) із наданням опорам можливості відриву від його поверхні та ковзанням (односторонні зв’язки). Опір ковзанню платформи по ґрунту визначено згідно з рекомендаціями, викладеними у [32, 33]. Момент M_{A-A} змодельований у вигляді пари сил, що передається від стійок стовбура башти до платформи. Коефіцієнти постелі визначені з [32, 33]. З’єднання між діафрагмами та двотавровими флюгерами пружно-піддатливе. Коефіцієнт підатливості визначений, виходячи з конструкції болтового поля. Результати виконаних на програмному комплексі “Lira 9.4” розрахунків показані на рис. 3.28. Чисельні результати свідчать, що умова міцності, жорсткості та стійкості для цієї платформи виконується, тобто її конструкція є достатньо надійною. Аналіз еквівалентних напружень (рис. 3.28б, рис. 3.28д) показує, що як при лобовому, так і при діагональному напрямку вітрового навантаження максимальні еквівалентні напруження зосереджені у середині стійки флюгера безпосередньо під діафрагмою ($\sigma_{екв}^{лоб} = 45 \text{ МПа}$, $\sigma_{екв}^{diag} = 63 \text{ МПа}$). Порівняно великі еквівалентні напруження спостерігаються також у верхній та нижній полиці підвітряних флюгерів. Таким чином виникає потреба у підсиленні цих ділянок шляхом введення додаткових вертикальних ребер жорсткості.

Аналіз деформацій конструкції (див. рис. 3.28в, рис. 3.28е) доводить, що при діагональному напрямку вітрового навантаження відрив опорної точки навітряного флюгера відбувається набагато раніше, аніж при лобовому, причому умова стійкості рівноваги виконується, що свідчить про граничний стан при підніманні опор, який за умови пульсаційного нерівномірного впливу вітру може привести до «стукання» опор по ґрунту. Для лобового напрямку вітрового навантаження відрив опорних точок від поверхні супроводжується перекиданням конструкції.

В діафрагмі опорної платформи (як верхній так і нижній) наявні великі згинальні моменти на ділянках приєднань флюгерів (див. рис. 3.28а, рис. 3.28г), що приводить до необхідності їх конструктивного підсилення, наприклад, шляхом введення ребер жорсткості.

Центральна частина верхньої діафрагми платформи знаходиться під впливом стискаючих внутрішніх зусиль, водночас центральна частина нижньої діафрагми – розтягуючих. Звідси випливає, що товщина

верхньої діафрагми повинна бути більшою аніж нижньої для уникнення втрати її стійкості. Для економії матеріалу доцільно замість потовщення влаштувати ребра жорсткості, що підвищують опір втрати стійкості з площини та зменшують гнучкість верхньої діафрагми.

Для башти-атракціону висотою 50 м (див. рис. 3.26) у тісній співпраці із групою науковців кафедри металевих та дерев'яних конструкцій КНУБіА на чолі із відомим вченим С. І. Біликом було виконано ґрунтовні дослідження поведінки подібної платформи на шести флюгерах та було виконано оптимізацію її конструкції.

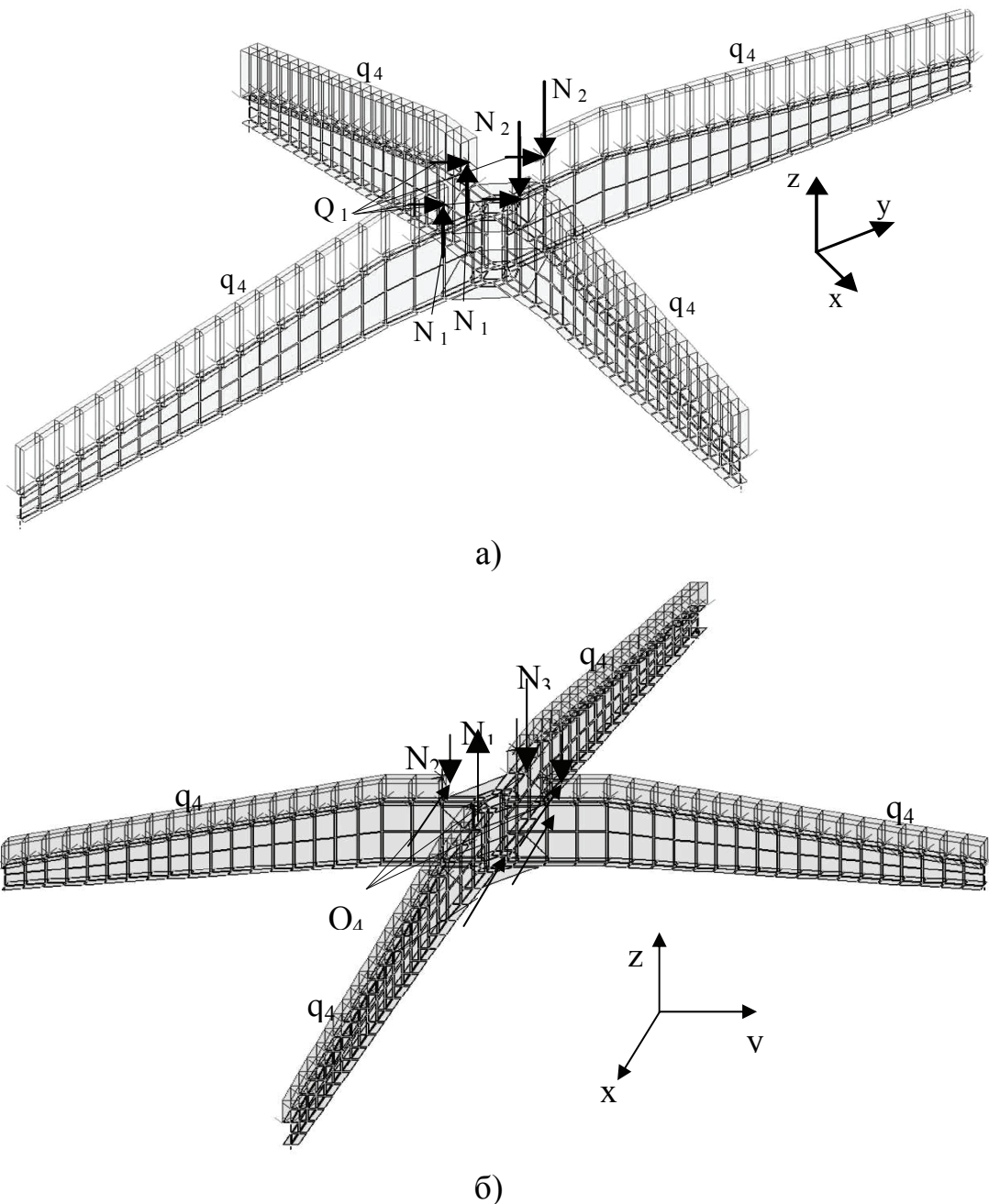


Рис. 3.27. Модель платформи на флюгерах на пружному ґрунті: а – лобовий напрямок вітру; б – діагональний напрямок вітру

Наукові напрацювання з цієї тематики [109, 110] дозволяють раціоналізувати не тільки загальне конструктивне вирішення самої платформи, а і оптимізувати витрати металу на її головні елементи – флюгери. На даний момент С. І. Білик та його учні продовжують активні наукові пошуки по розробленню ефективних моделей, що більш повно охоплюють проблеми концентрації та розподілу напружень у балках із змінною висотою по довжині.

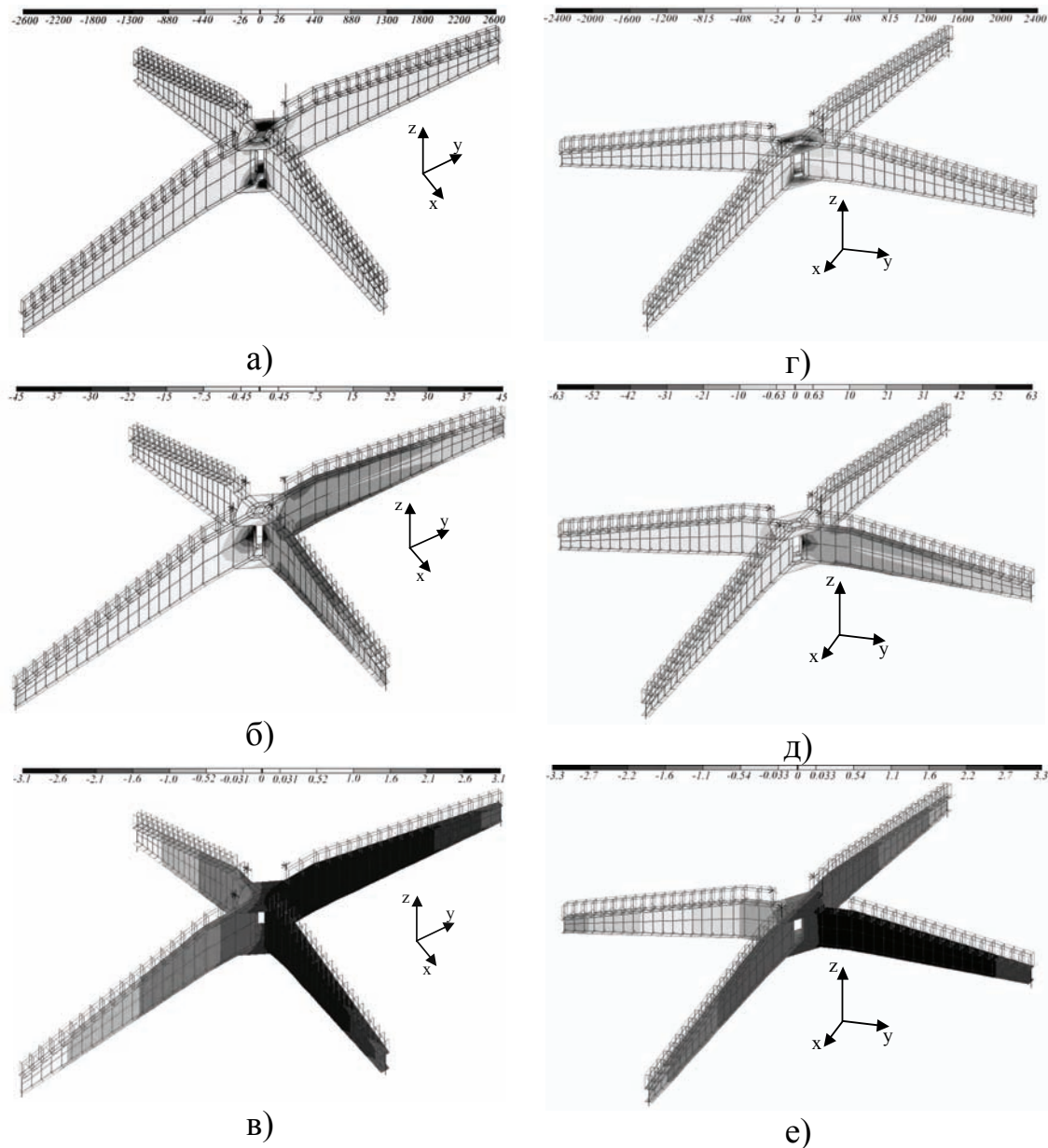


Рис. 3.28. Напружено-деформований стан платформи на пружному ґрунті. Лобовий напрямок вітру: а – ізополя моментів M_{xy} , б – ізополя еквівалентних напружень за третьою теорією міцності, в – ізополя деформацій по Oz . Діагональний напрямок вітру: г – ізополя моментів M_{xy} , д – ізополя еквівалентних напружень за третьою теорією міцності, е – ізополя деформацій по Oz

3.5. Техніко-економічне порівняння

Оцінимо вартість металу для виготовлення платформи башти-атракціону за різними конструктивними схемами. Докладний розрахунок цих витрат (розрахунок порівняльної вартості) виконаємо для башти висотою 14 м.

Витрати металу на улаштування класичного конструктивного рішення платформи (рис. 3.29) башти-атракціону “Шторм” (без врахування конструктивних елементів для влаштування настилу та самого настилу) наведені у табл. 3.8.

Витрати металу на улаштування запропонованого конструктивного вирішення платформи башти-атракціону “Шторм” на чотирьох флюгерах (рис. 3.30) наведені у табл. 3.9.

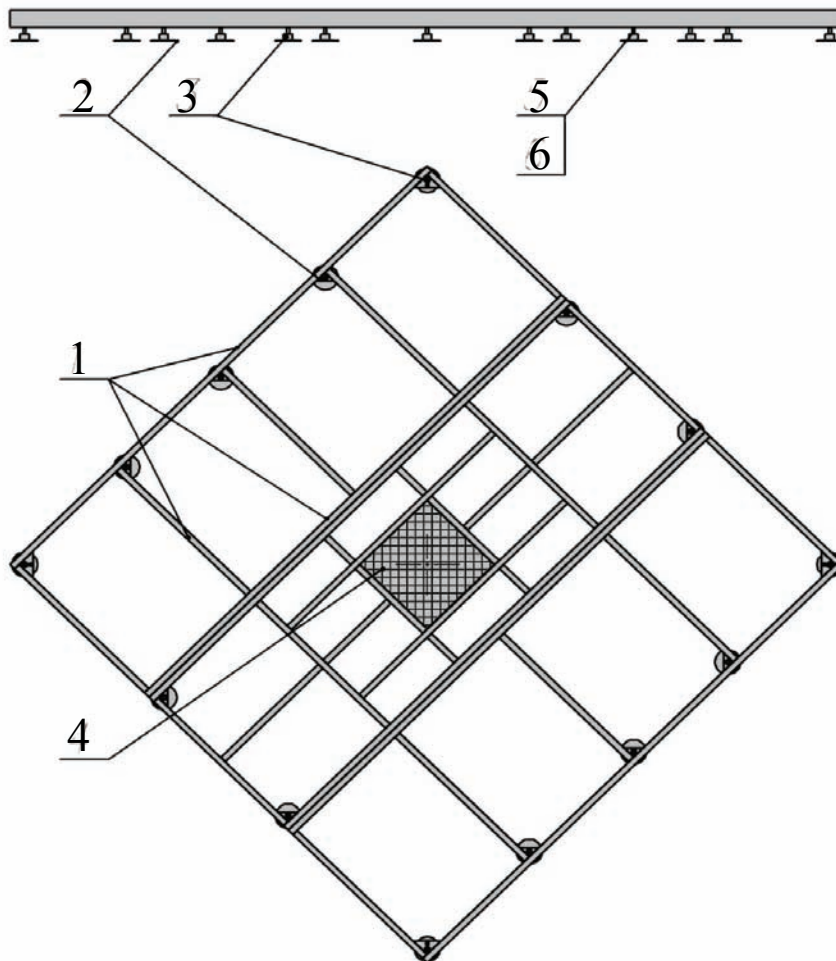


Рис. 3.29. Конструктивне вирішення класичної жорсткої платформи: 1 – основні несучі елементи; 2 – опорні п’яти; 3 – втулки опорних п’ят; 4 – центральна опорна діафрагма; 5 – болт для регулювання; 6 – гайка

Таблиця 3.8

Витрати металу для класичного вирішення платформи

№ поз.	Сортамент	Матеріал	Норма витрат	Вага металу, кг	Вартість од., грн.	Вартість, грн.
1	Швелер 14П	ВСт3пс6	71 м.п.	1100	3,09	3400
2	Лист 6	ВСт3пс6	0,6 м ²	29	3,49	102
3	Круг 42	ВСт3пс6	1,4 м.п.	16	3,33	53
4	Лист 12	ВСт3пс6	1,1 м ²	104	3,54	368
5	Болт М24	Сталь 20	14 шт.	–	–	40
6	Гайка М24	Сталь 20	28 шт.	–	–	34
Всього:				1249		3997

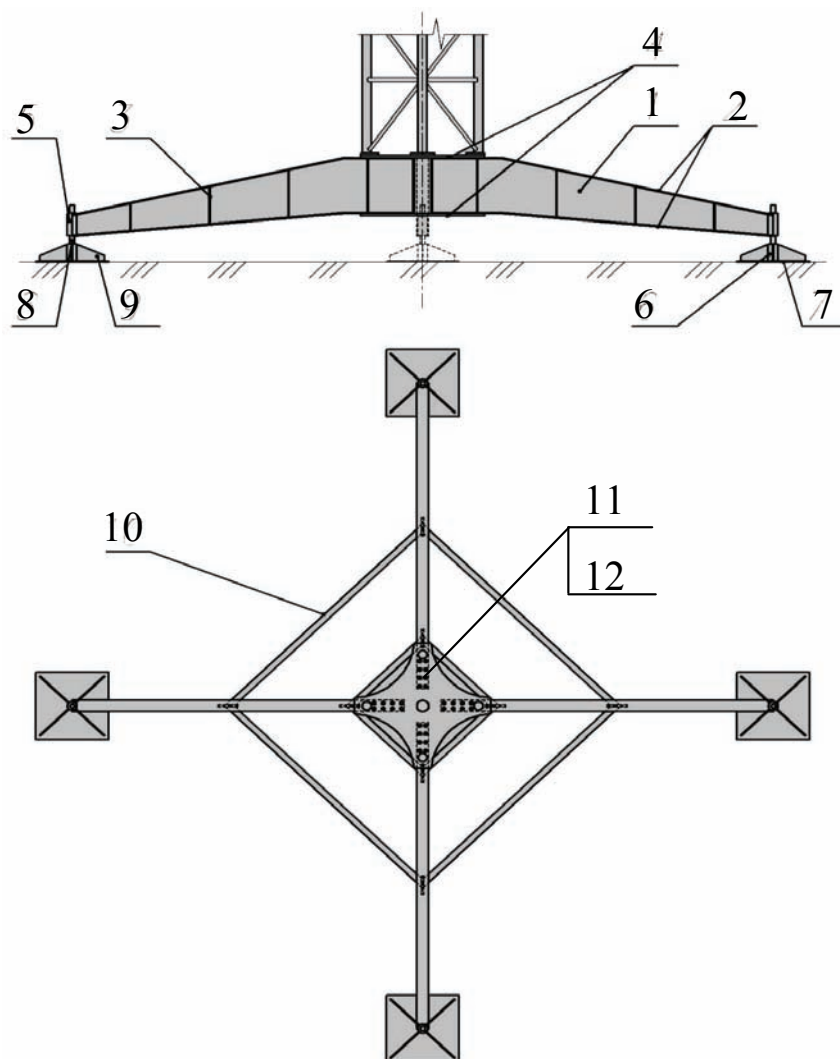


Рис. 3.30. Конструктивне вирішення платформи у вигляді тригера на чотирьох флюгерах: 1 – стінка балки; 2 – полиці балки; 3 – ребра жорсткості; 4 – з’єднувальна діафрагма; 5 – втулка з різьбою; 6 – втулка із сферичною п’ятою; 7 – опорна пластина; 8 – гвинт; 9 – ребро; 10 – зв’язки; 11 – болт; 12 – гайка

Таблиця 3.9

Витрати металу для реалізації запропонованого вирішення платформи на тригері із чотирма флюгерами

№ поз.	Сортамент	Матеріал	Норма витрат	Вага металу, кг	Вартість од., грн.	Вартість, грн.
1, 7	Лист 6	ВСт3пс6	5,84 м ²	276	3,49	964
2	Лист 8	ВСт3пс6	2,4 м ²	151	3,54	535
3, 9	Лист 4	ВСт3пс6	0,97 м ²	31	3,59	111
4	Лист 12	ВСт3пс6	2,0 м ²	188	3,54	667
5, 6	Круг 60	Сталь 20	1,6 м.п.	35	3,48	122
8	Круг 42	Сталь 45	2,0 м.п.	21	4,20	88
10	Тр.40×40×3	Сталь 20	8 м.п.	30	3,99	120
11	Болт М14	Сталь 20	32 шт.	–	–	67
12	Гайка М14	Сталь 20	64 шт.	–	–	55
Всього:				732		2729

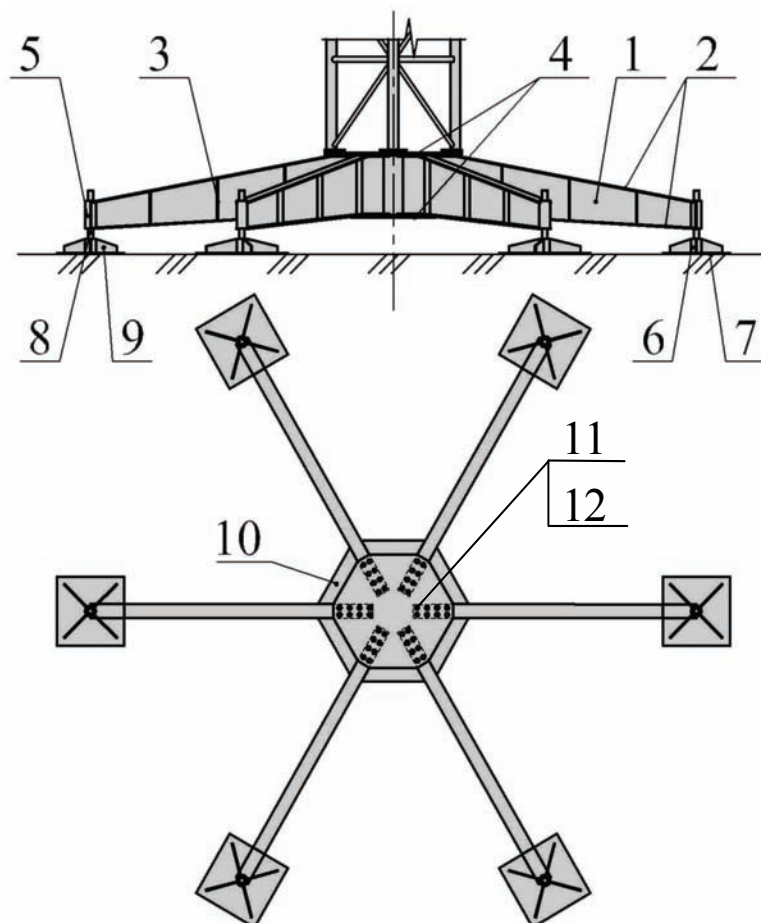


Рис. 3.31. Конструктивне вирішення платформи на шести флюгерах: 1 – стінка; 2 – полиці; 3 – ребра жорсткості; 4 – діафрагма; 5 – втулка; 6 – втулка; 7 – пластина; 8 – гвинт; 9 – ребро; 10 – зв’язки; 11 – болт; 12 – гайка

Таблиця 3.10

Витрати металу для реалізації запропонованого вирішення
платформи на тригері з шістьма флюгерами

№ поз.	Сортамент	Матеріал	Норма витрат	Вага металу, кг	Вартість од., грн.	Вартість, грн.
1, 7	Лист 6	ВСтЗпс6	6,62 м ²	312	3,49	1089
2	Лист 8	ВСтЗпс6	2,84 м ²	179	3,54	634
3, 9	Лист 4	ВСтЗпс6	1,27 м ²	50	3,59	180
4	Лист 12	ВСтЗпс6	2,0 м ²	188	3,54	667
5, 6	Круг 60	Сталь 20	2,4 м.п.	53	3,48	202
8	Круг 42	Сталь 45	3,0 м.п.	32	4,20	134
10	Тр.40x40x3	Сталь 20	3 м.п.	11	3,99	44
11	Болт М14	Сталь 20	48 шт.	–	–	100
12	Гайка М14	Сталь 20	96 шт.	–	–	83
Всього:				825		3133

Аналізуючи дані, що наведені у табл. 3.8, табл. 3.9, табл. 3.10, відповідно для типової та запропонованих конструктивних рішень опорних платформ можна зробити висновок, що запропонований варіант з чотирма опорними флюгерами найменш металомісткий. Зведені результати розрахунку витрат матеріалів дивись табл. 3.11.

Таблиця 3.11

ТЕП варіантів опорних платформ

Платформа	Витрати металу		Вартість матеріалів	
	кг	%	грн.	%
Типова (рис. 3.29)	1249	100	3997	100
На шести флюгерах (рис. 3.31)	825	67	3133	78
На чотирьох флюгерах (рис. 3.30)	732	59	2729	69

Окрім витрат металу на виготовлення опорних платформ суттєве значення мають витрати праці на виготовлення цих конструкцій [112], однак розрахунок витрат праці виходить за межі досліджень, оскільки за основний критерій вибрано витрати матеріалів.

РОЗДІЛ 4 ДОСЛІДЖЕННЯ ОПОРНИХ ПЛАТФОРМ БАШТ- АТРАКЦІОНІВ. РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ КОНСТРУКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ

4.1. Загальні принципи розрахунку втрати стійкості рівноваги

У сучасній вітчизняній науковій літературі та нормативних документах увага приділяється в основному металевим регулярним баштам із стаціонарним залізобетонним фундаментом. Наприклад, у [80, 81] розглядається спільна робота фундаменту різних конструктивних вирішень із металевим стовбуром. Вирішується завдання пошуку раціональної форми та розмірів залізобетонного фундаменту з міркувань максимальної економії матеріалів та мінімальної площі забудови. Саме таке завдання необхідно вирішити і для металеві башти без стаціонарного фундаменту.

Отже, постановка задачі дослідження полягає у знаходженні раціонального співвідношення між висотою металеві безфундаментної башти та геометричними розмірами опорної частини, виходячи з критерію забезпечення стійкості рівноваги.

Під час досліджень необхідно врахувати такі обмеження:

- платформа повинна бути максимально жорсткою для сприйняття навантажень від стовбура башти та передачі їх на ґрунт;
- платформа повинна бути мінімальних розмірів для зменшення площі під влаштування;
- платформа повинна містити мінімальну кількість металу виходячи з вимог зберігання енергоресурсів та матеріальних ресурсів;
- металева башта разом із платформою повинна мати архітектурну виразність, виходячи з вимог естетичності баштових споруд-атракціонів;
- платформа безфундаментної башти повинна виконувати додаткові технологічні функції посадкової платформи та бази для кріплення приводу.

В сучасних закордонних нормах з розрахунку споруд розрізняють три види втрати стійкості: втрата стійкості форми, втрата стійкості рівноваги, ковзання (повзучість споруди).

Принцип розрахунку втрати стійкості рівноваги подібний до розрахунку від перекидання баштових кранів, що детально описаний у [59 – 63, 65]. Він базується на припущенні, що споруда не перекинеться навколо відповідної осі перекидання $O - O$, якщо корисний (стабілізуючий) момент навколо цієї осі, створений власною вагою споруди

з платформою, привантаженням та вагою обладнання ($\sum P$), буде більший за максимальний момент перекидання. Максимальний момент перекидання, що створюється сукупністю навантажень, розраховується за формулою (4.1).

$$M_p = \sum_{i=1}^n F_{xi} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n F_{yi} \cdot e_i, \quad (4.1)$$

де F_{xi} , F_{yi} – відповідно горизонтальна та вертикальна складова i -го навантаження; h_i – висота прикладання горизонтальної складової F_{xi} ; e_i – ексцентриситет прикладання вертикальної складової F_{yi} ; n – кількість усіх навантажень на баштову споруду.

До таких навантажень належать: вітрове навантаження, горизонтальна складова сейсмічних впливів, інерційна горизонтальна складова при коливаннях башти, горизонтальна складова технологічних навантажень та вертикальні зусилля від елементів башти, що мають ексцентриситет відносно осі симетрії [2]. Аналіз джерел [1–9, 18, 19, 36–41] доводить, що для башт-атракціонів, перекидний момент, головним чином, створюється вітровим навантаженням. З (4.1) умова стійкості споруди від перекидання набуде вигляду (4.2):

$$\sum_{i=1}^n F_{yi} \cdot X_i > M_p, \quad (4.2)$$

де X_i – відстань від вектора F_{yi} до осі (точки) перекидання.

При розрахунку у першому наближенні можна припустити, що перекидання відбувається навколо осі O , що лежить на габариті платформи. Про це свідчить оціночний розрахунок, проведений у додатку А та у п. 4.3.

4.2. Дослідження геометричних співвідношень

Проведемо дослідження залежності геометричних форм безфундаментної металеві споруди від висоти стовбура башти. Вихідні дані: металева баштова безфундаментна споруда складається зі стовбура висотою H , з осьовим діаметром основних несучих елементів d та дископодібної металеві опорної платформи діаметром D , яка передає навантаження на ґрунт.

Результат аналізу конструкцій металевих стовбурів сучасних башт-атракціонів [2, 34, 35] доводить, що конструктивно розмір d призначається у межах:

$$d = (1/15 \dots 1/22) \cdot H. \quad (4.3)$$

Для порівняння класичні телекомунікаційні башти мають діаметр кола, описаний навколо стовбура, у межах $d = (1/6 \dots 1/15) \cdot H$. Очевидно, що $D > d$. Водночас, з естетичних міркувань при $D > H/2$ (рис. 4.1) платформа виглядає громіздкою.

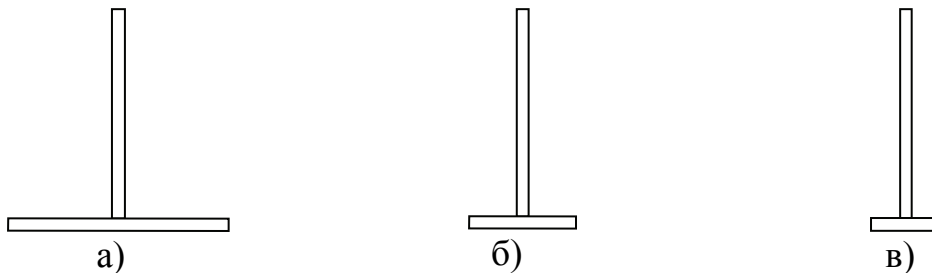


Рис. 4.1. Схеми башт при різних геометричних співвідношеннях висоти башти H та діаметром D кола, описаного навколо опорної платформи: а – $D = H$; б – $D = H/2$; в – $D = H/3$

Більшість сучасних пересувних баштових кранів – найближчих аналогів башт-атракціонів, мають ширину опорної платформи у межах $(1/5 \dots 1/9) H$.

З огляду на згадане вище, пошук параметра D ведемо у межах:

$$D = (1/2 \dots 1/15) \cdot H. \quad (4.4)$$

Виходячи із співвідношення (4.2) можна зробити висновок, що діаметр D суттєво впливає на стійкість рівноваги споруди (рис. 4.2а). Мінімальний діаметр, що забезпечує стійкість споруди від перекидання при заданому дестабілізуючому моменті та стабілізуючій вазі розраховується за (4.5):

$$D_{\min} = 2 \cdot M_p / \sum P. \quad (4.5)$$

Використовуючи чисельні дані, отримані НВО “Завод Аналог”, можна зробити висновок, що вага платформи для типової безфундаментної башти будь-якої висоти разом з технологічним устаткуванням наближено дорівнюється 0,75 ваги стовбура [34, 35]. У цьому випадку

конструктивне вирішення опорної платформи атракціону виконано як на рис. 1.59в).

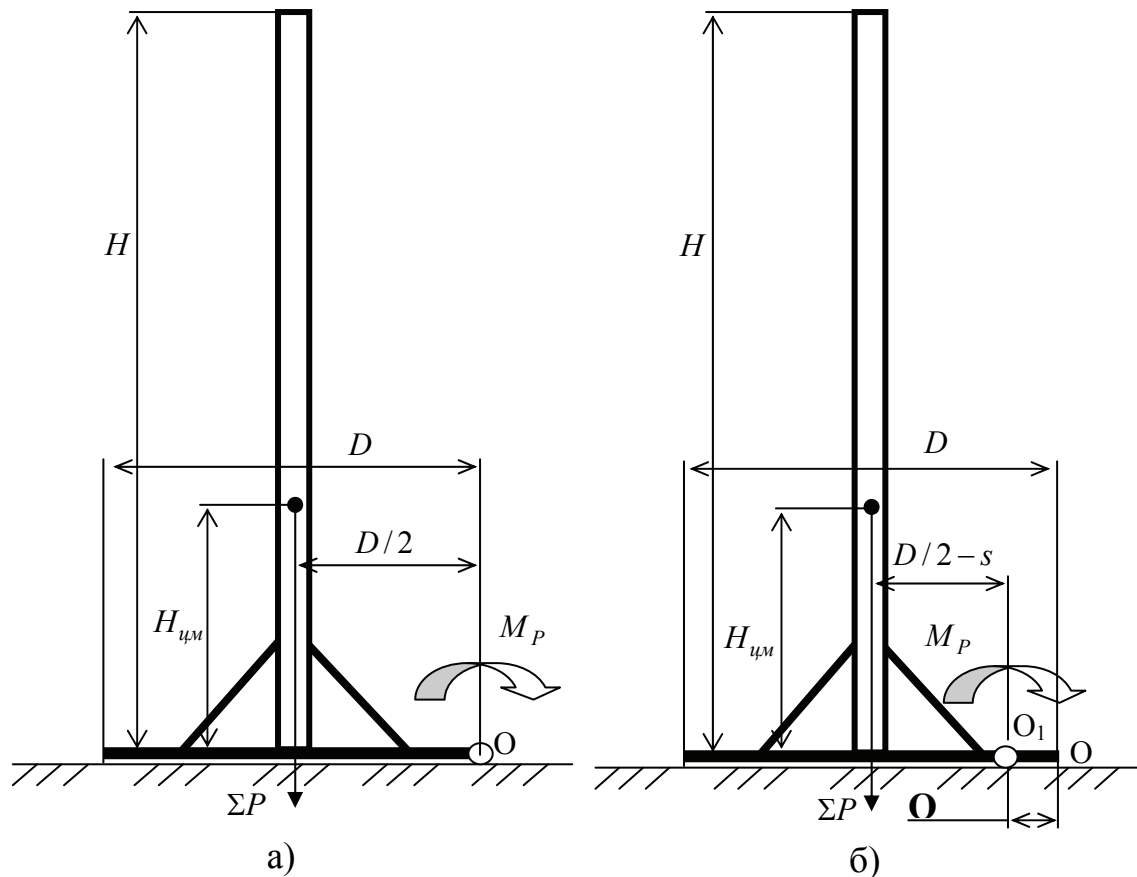


Рис. 4.2. Модель безфундаментної башти на стійкість від перекидання: а – на жорсткій основі; б – на пружному ґрунті

Аналітично та чисельно (з допомогою програми “Lira 9.4”) було проаналізовано башти-атракціони різної висоти (14 м, 30 м, 45 м), що необхідно влаштувати у 2–5 вітрових районах, причому конструкція стовбура (перерізи елементів, їхня власна вага) необхідної жорсткості розраховувалася тільки для 5-го вітрового району з умов уніфікації та типізації конструкцій. При цьому не враховувалися збільшувальні коефіцієнти запасу, що необхідно вводити при розрахунку M_p та зменшувальні коефіцієнти запасу, які необхідно вводити при розрахунку ΣP . Дані чисельного розрахунку наведені у табл. 4.1.

Переріз башт для табл. 4.1 показаний на рис. 4.3. Виходячи з даних табл. 4.1, співвідношення розмірів опорної платформи башти-атракціону, що забезпечує стійкість споруди від перекидання, до його висоти для 1–5 вітрових районів коливається у межах (1/4...1/1,9). За орієнтир беремо територію України, де найбільш типовий – 3-й віт-

ровий район. З огляду на це, діаметр опорної бази $D_{\min} = (1/3,0 \dots 1/3,2) \cdot H \approx H/3$.

Таблиця 4.1

Дослідження співвідношення між висотою башти-атракціону та діаметром вписаного у основу кола в залежності від вітрового району

H , м	Діаметр основи гратчастого стовбура d , мм	Перекидний момент M_p , $\kappa H \cdot м$	Вага башти з платформою $\sum P$, κH	Діаметр D_{\min} , м	$\frac{D_{\min}}{H}$
2 вітровий район					
14	919	30,4	17,5	3,47	1/4,0
30	1980	402	100	8,04	1/3,7
45	2400	2001	335	11,95	1/3,8
3 вітровий район					
14	919	39,0	17,5	4,44	1/3,2
30	1980	505	100	10,10	1/3,0
45	2400	2513	335	15,00	1/3,0
4 вітровий район					
14	919	48,8	17,5	5,58	1/2,5
30	1980	637	100	12,74	1/2,4
45	2400	3224	335	19,20	1/2,3
5 вітровий район					
14	919	60,9	17,5	6,97	1/2,0
30	1980	770	100	15,40	1/2,0
45	2400	4032	335	24,07	1/1,9

Для збереження стійкості рівноваги башти-атракціону при влаштуванні башти у 4-му та 5-му вітрових районах необхідно додатково завантажувати платформу баластом розрахункової ваги, що повинен жорстко кріпитися до платформи. Вагу баласту P_6 необхідно розрахувати із співвідношення

$$P_6 > \frac{2 \cdot M_p}{D_{\min}} - \sum P. \quad (4.6)$$

При розрахунках безфундаментних конструкцій необхідно обов'язково врахувати коефіцієнт запасу (п. 4.3).

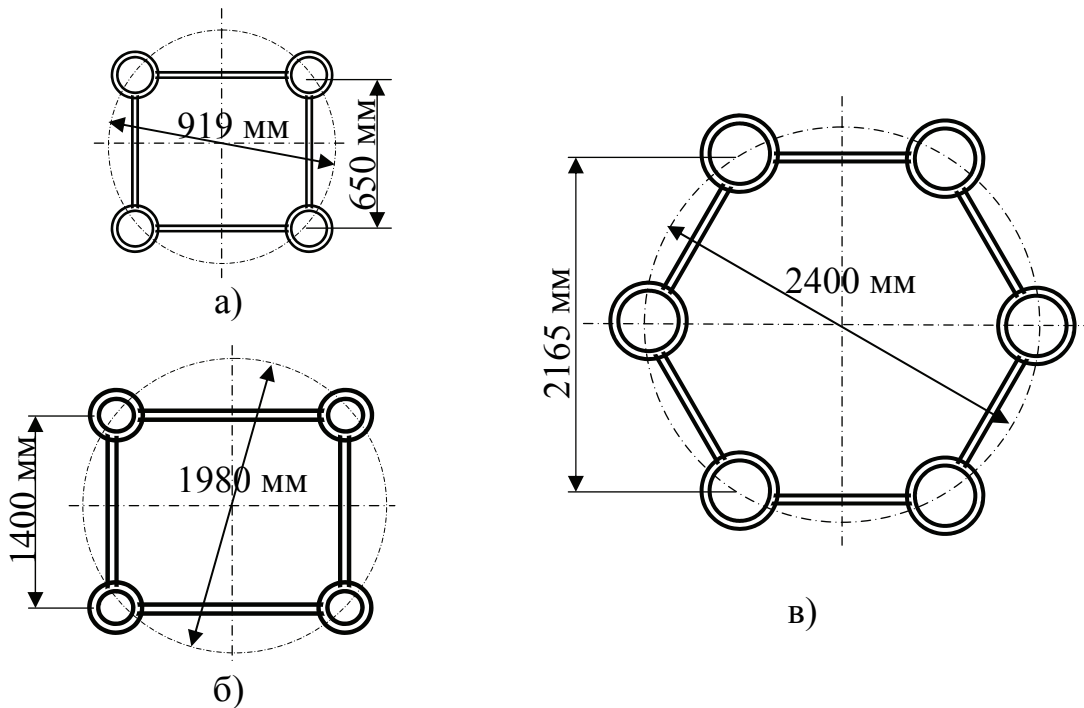


Рис. 4.3. Переріз досліджуваних башт: а – висотою 14 м, б – висотою 30 м, в – висотою 45 м

4.3. Моделювання втрати стійкості башти-атракціону на пружному ґрунті з опорною платформою довільної форми.

Попередній розрахунок безфундаментної башти-атракціону на опорній платформі виконано виходячи з припущення, що ґрунт під платформою є абсолютно жорстким. Однак при роботі реальних споруд платформа опирається на ґрунт певної кінцевої жорсткості. Постає задача створення математичної моделі роботи конструкції з урахуванням деформацій ґрунту. При цьому внаслідок просідання ґрунту миттєва вісь перекидання башти-атракціону розташована не на габариті (т. О, рис. 4.2а), а дещо зміщена ближче до центра споруди (т. O_1 рис. 4.2б).

У додатку А наведено модель втрати стійкості платформи на пружному ґрунті, виходячи з припущення, що це відбудеться при досягненні під платформою тиску певного граничного значення. Однак, як засвідчує практика експлуатації безфундаментних баштових споруд, втрата стійкості рівноваги може відбутись набагато раніше.

Розглянемо граничний стан баштової споруди на круглій платформі перед самим перекиданням. Ґрунт, що zdeформував під поверхнею O_1OO_1 , створює вертикальну силу опору R_{zp} та додатковий момент M_{zp} , кут повороту споруди, яку будемо вважати абсолютно жо-

рсткою, у момент перед самим перекиданням - φ , причому $\varphi \rightarrow 0$. При моделюванні виходимо з припущення про пружну поведінку ґрунту, тобто напруження σ пов'язано прямо пропорційно з деформаціями під опорною поверхнею z через коефіцієнт жорсткості C : $\sigma = C \cdot z = C \cdot x \cdot \varphi$.

Для малих φ зміщення осі перекидання від габариту $s \approx z_{\max} \cdot \varphi = \Delta h \cdot \varphi$. При розрахунку не враховуємо вертикальне зміщення центра мас споруди. Розглянувши суму моментів всіх силових факторів відносно осі O_1O_1 та суму всіх сил на вісь Oz , отримуємо вираз для миттєвої рівноваги системи (формула (4.7) та (4.8)):

$$\sum M_{O_1O_1} : M_{zp} + M_{цм} - M_P = 0, \quad (4.7)$$

$$\sum Z : \sum P - R_{zp} = 0. \quad (4.8)$$

На рис. 4.4 заштрихована ділянка ґрунту O_1OO_1 площею $A = A(s)$ під платформою, що просідає. Згідно з формулою (4.8) у момент перекидання ця ділянка ґрунту сприймає навантаження ΣP , тобто всю вагу баштової конструкції.

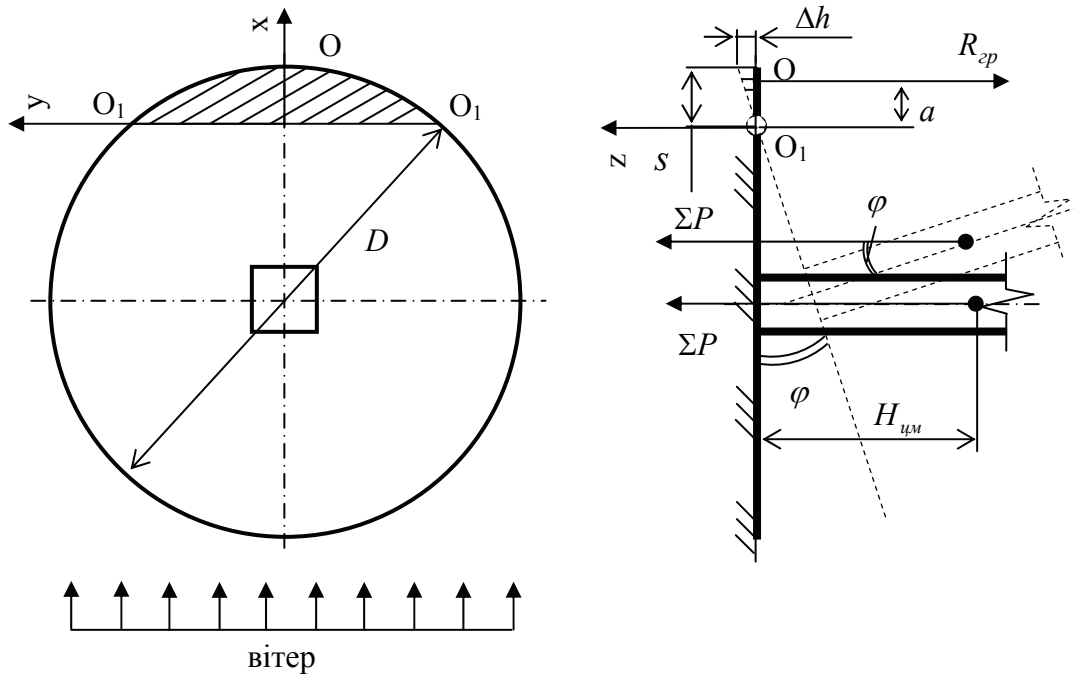


Рис. 4.4. Розрахункова схема опорної платформи безфундаментної баштової споруди на пружному ґрунті

З умови пружності ґрунту впливає, що епюра напружень σ має вигляд аналогічній епюрі деформацій z . Рівнодійну R_{ep} можна знайти, виконавши інтегрування виразу $R_{ep} = C \cdot \varphi \cdot \int_0^s y(x) \cdot x dx$, де $y(x)$ – ширина платформи в залежності від координати x , або із співвідношення $R_{ep} = C \cdot \varphi \cdot A(s) \cdot a(s)$, де $a(s)$ – координата по Ох розташування центра інерції епюри σ .

Момент M_{ep} знаходимо з виразу $M_{ep} = C \cdot \varphi \int_0^s y(x) \cdot x^2 dx$, або із співвідношення $M_{ep} = C \cdot \varphi \cdot A(s) \cdot a(s)^2$. Окрім цього, виникає зміщення центра мас споруди на величину $\Delta_{cm} \approx H_{cm} \cdot \varphi$ і, відповідно, зменшується стабілізаційний момент до значення $M_{cm} = \sum P \cdot (D/2 - H_{cm} \cdot \varphi - s)$. З попередніх міркувань та з рівностей (4.7) та (4.8) впливають вирази (4.9) та (4.10) для знаходження критичного перекидного моменту:

$$M_P = \sum P \cdot (D/2 - H_{cm} \cdot \varphi - s) + C \cdot \varphi \cdot \int_0^s y(x) \cdot x^2 dx, \quad (4.9)$$

$$C \cdot \varphi \cdot \int_0^s y(x) \cdot x dx = \sum P. \quad (4.10)$$

Ці вирази також можуть бути записані у спрощеній формі:

$$M_P = \sum P \cdot (D/2 - H_{cm} \cdot \varphi - s) + C \cdot \varphi \cdot A(s) \cdot a(s)^2, \quad (4.11)$$

$$C \cdot \varphi \cdot A(s) \cdot a(s) = \sum P. \quad (4.12)$$

Аналітичний розв'язок залежності M_P від параметра s та кута перекосу φ у вигляді системи рівнянь (4.9), (4.10) або (4.11), (4.12) справедливий не тільки для круглої платформи, а і для опуклої форми платформи, що задається виразом $y(x)$. Легко довести, що випадок прямокутної платформи, проаналізований у [113], є окремим випадком втрати стійкості рівноваги башти із платформою довільної форми, а розв'язок, отриманий у [113], є окремим випадком розв'язку вищезгаданих систем рівнянь (4.11 та 4.12).

Оціночний розрахунок зміщення осі перекидання виконаємо для башти-атракціону ($H = 14$ м, $H_{цм} \approx 0,286 \cdot 14 = 4$ м, $\Sigma P = 17,5$ кН, $D = 4,5$ м), задаючись граничним значенням жорсткості слабого ґрунту $C \approx 7 \cdot 10^7$ Па/м. Чисельний розрахунок виразів (4.11) та (4.12), приводить до трансцендентного рівняння виду (4.13), що не залежить від φ .

$$M_p = \Sigma P \cdot \left(\frac{D}{2} - s + a(s) - \frac{H_{цм} \cdot \Sigma P}{C \cdot A(s) \cdot a(s)} \right). \quad (4.13)$$

Розв'язок (4.13) відносно параметра s дає його значення $s \approx 0,2$ м, що складає усього 4,6 % від D . Значення $s \approx 0,2$ м майже збіглося із значенням, отриманим в додатку А ($s = 0,207$ м), однак це відбулося абсолютно випадково для заданого конкретного ґрунту.

При розрахунку стійкості рівноваги безфундаментної башти-атракціону обов'язково необхідно враховувати коефіцієнт запасу. При цьому врахуємо його не для збільшення габаритів опорної платформи, а для додаткового привантаження баластом. Оцінку коефіцієнта запасу виконаємо, виходячи з рівняння рівноваги системи на абсолютно жорсткій поверхні з врахуванням результатів моделювання системи на пружному ґрунті, що знаходиться у граничному стані перед перекиданням (4.6).

Як було доведено вище, внаслідок просідання ґрунту, миттєва вісь перекидання зміщується до центра платформи на величину $s < 5$ % від D ($\gamma_D = 0,95$). У [36, 37, 41] вимагається зменшувати вагу елементів ΣP та баласту P_{δ} на величину $\gamma_{fm} = 0,9$. Коефіцієнт запасу при розрахунку перекидного моменту M_p , що виникає від дії вітру $\gamma_{fw} = 1,4$. Згідно з [3] необхідно ввести коефіцієнт надійності $\gamma_n = 2$ через те, що при перекиданні конструкції може виникнути небезпека для пасажирів та оточуючих. Виходячи з попередніх міркувань, при врахуванні усіх коефіцієнтів, рівняння (4.6) запишеться у вигляді:

$$\gamma_D \cdot D_{\min} = 2 \cdot M_p \cdot \gamma_{fw} \cdot \gamma_n / ((\Sigma P + P_{\delta}) \cdot \gamma_{fm}). \quad (4.14)$$

З (4.14) випливає, що вагу баласту, з врахуванням коефіцієнтів запасу, необхідно розраховувати за формулою:

$$P_{\delta} = 2 \cdot M_p \cdot \gamma_{\delta} / D_{\min} - \Sigma P, \quad (4.14a)$$

$$\text{де } \gamma_{\delta} = \frac{\gamma_{fw} \cdot \gamma_n}{\gamma_D \cdot \gamma_{fm}} = \frac{1,4 \cdot 2}{0,95 \cdot 0,9} = 3,28.$$

4.4. Втрати стійкості запропонованої башти на флюгерах

Втрати стійкості запропонованої башти на опорних флюгерах суттєво відрізняється від втрати стійкості класичної металевої башти на фундаменті. При розрахунку необхідно враховувати не тільки деформації стрижневого стовбура башти, а і деформації опорної платформи на флюгерах, перекис рамної системи, внаслідок нерівномірного просідання ґрунту [33, с. 149]. Розглядаємо випадок улаштування башти на платформі з чотирма опорними флюгерами при діагональному напрямку вітрового навантаження (рис. 3.24а). На програмному комплексі “Lira 9.4” одержуємо значення $V_A = 0$, $V_B = 11,355 \text{ кН}$, $V_C = V_D = 5,314 \text{ кН}$. Маючи значення $V_{\max}^i = V_B = 11,355 \text{ кН}$, легко оцінити розміри квадратних (як найбільш технологічних у виготовленні) опорних п’ят (площею $A = a \times a$) з умови максимально допустимого тиску під ними $[p] = 200 \text{ кПа}$ [35, с. 55].

$$p_{\max} = V_{\max}^i / A > [p], \quad (4.15)$$

$$A > V_{\max}^i / [p]. \quad (4.16)$$

Виходячи з (4.16) маємо $A_{\min} = 11,355 \text{ кН} / 200 \text{ кПа} = 0,057 \text{ м}^2$, звідки $a_{\min} = \sqrt{A_{\min}} = 239 \text{ мм}$. З конструктивних міркувань влаштуємо опорні п’яти розміром $a_1 \times a_1 = 300 \times 300 \text{ мм}$, та опираємо їх на дерев’яні подушки $a \times a = 600 \times 600 \text{ мм}$. Тоді $A = a^2 = 0,36 \text{ м}^2$. Максимальний середній тиск на ґрунт під п’ятою “В” буде складати $p_{\max}^i = p_B = 31,55 \text{ кПа}$. Такий тиск витримують найслабші ґрунти [32, 33, 107, 114]. Максимальний середній тиск на ґрунт під п’ятами “С” і “D” буде складати $p_C = p_D = 14,76 \text{ кПа}$. Тиск на ґрунт під п’ятою “А” відсутній, тобто $p_A = 0$.

Виконаємо оціночний розрахунок перекосу опорної рами на флюгерах (чисельний розв’язок просторової задачі) внаслідок нерівномірного тиску під п’ятами “А”, “В”, “С”, “D” і відповідно нерівномірного просідання ґрунту під ними. Розрахунок просадки ведемо за класичною методикою, описаною у [32, 33, 107]. Для визначення осадки використовуємо теорію лінійно деформівного напівпростору, методом поширеного додавання (рис. 4.5).

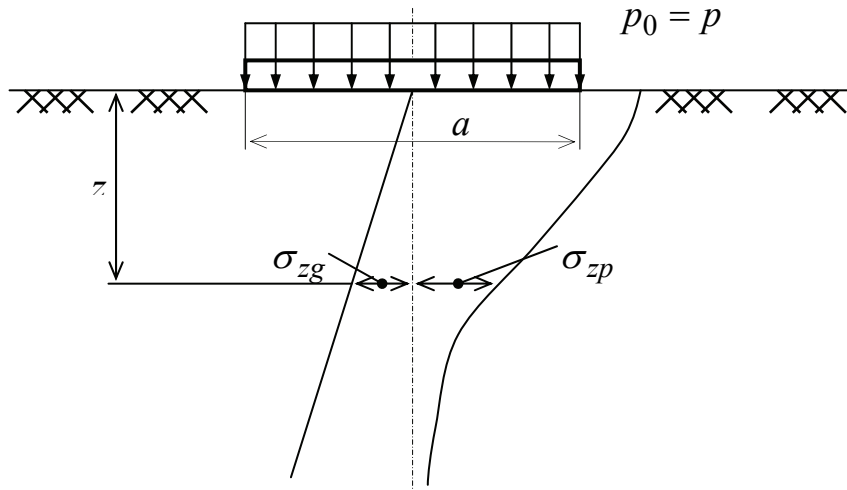


Рис. 4.5. Схема розподілу тиску під п'ятою

Просадка основи під п'ятою визначається за формулою (4.17):

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n (\sigma_{zp,i} \cdot h_i / E_i), \quad (4.17)$$

де $\beta = 0,8$; $E_i = E_p = 9 \text{ МПа}$; $h_i = \text{const} = a/4 = 0,15 \text{ м}$ – товщина пружного шару; $\sigma_{zp,i}$ – середнє значення додаткового нормального напруження у i -му шарі ґрунту [32, с. 28].

Для запропонованої башти-атракціону

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0; \quad (4.18)$$

$$\sigma_{zg,i} = \gamma_{II} \cdot \sum_{i=1}^n h_i = \gamma_{II} \cdot z_i, \quad (4.19)$$

де α_i – коефіцієнт, що приймається з [32, с.30] в залежності від форми опорної п'яти $\eta = a/a = 1$ (для квадратних п'ят) та відносної глибини $\zeta = 2 \cdot z/a$; $p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ – додатковий середній тиск на основу. У нашому випадку $\sigma_{zg,0} = 0$, звідки $p_0 = p$. Результати розрахунку для опорних п'ят “В”, “С” та “D” наведені у табл. 4.2 та 4.3.

Таблиця 4.2

Розрахунок просідання для п'яти В при $p_B = 31,55$ кПа

i	$z_i, м$	ζ	α_i	$\sigma_{zp,i},$ кПа	$\sigma_{zg,i},$ кПа	$\sigma_{zp,i} + \sigma_{zg,i},$ кПа	$s_i, мм$
0	0	0	1,000	31,55	0	31,55	0,421
1	0,15	0,5	0,920	29,03	2,40	31,43	0,387
2	0,30	1	0,703	22,18	4,80	26,98	0,296
3	0,45	1,5	0,488	15,40	7,20	22,60	0,205
4	0,60	2	0,336	10,60	9,60	20,20	0,141
5	0,75	2,5	0,243	7,67	12,00	19,67	0,102
6	0,90	3	0,181	5,71	14,40	20,11	0,076
7	1,05	3,5	0,138	4,36	16,80	21,15	0,058
8	1,20	4	0,108	3,41	19,20	22,61	0,045
9	1,35	4,5	0,088	2,78	21,60	24,38	0,037
$s_B, мм$							1,769

Таблиця 4.3

Розрахунок просідання для п'яти С та D при $p_C = p_D = 14,76$ кПа

i	$z_i, м$	ζ	α_i	$\sigma_{zp,i},$ кПа	$\sigma_{zg,i},$ кПа	$\sigma_{zp,i} + \sigma_{zg,i},$ кПа	$s_i, мм$
0	0	0	1,000	14,76	0	14,76	0,197
1	0,15	0,5	0,920	13,58	2,40	15,98	0,181
2	0,30	1	0,703	10,38	4,80	15,18	0,138
3	0,45	1,5	0,488	7,20	7,20	14,40	0,096
4	0,60	2	0,336	4,97	9,60	14,56	0,066
5	0,75	2,5	0,243	3,59	12,00	15,59	0,048
6	0,90	3	0,181	2,67	14,40	17,07	0,036
7	1,05	3,5	0,138	2,04	16,80	18,84	0,027
8	1,20	4	0,108	1,60	19,20	20,79	0,021
9	1,35	4,5	0,088	1,30	21,60	22,90	0,017
$s_A, мм$							0,828

Виходячи з даних табл. 4.2 та табл. 4.3, різниця просідань $\Delta s = s_B - s_{C,D} = 1,769 - 0,828 = 0,941$ мм. Розрахунковий перекис опорної бази “В-CD-А” $i = \Delta s / (L/2) = 0,941 / (5764/2) = 3,27 \cdot 10^{-4}$. За даними [32, додаток 4] та [107, с. 87] допустимий перекис основи баштової споруди $i_u = 0,004$. Це значення перекоосу є на порядок меншим за

допустиме: $i = 3,27 \cdot 10^{-4} \ll i_u = 4 \cdot 10^{-3}$. Отже, умова стійкості опорної частини забезпечена.

Вказаний перекис призведе до додаткового перекосу стовбура башти. Верхівка стовбура відхилиться на величину f_s :

$$f_s = i \cdot (h_c + L \cdot \sin(\varphi) / 2 + h_1). \quad (4.20)$$

При $\varphi = 0^\circ$: $f_s = 3,27 \cdot 10^{-4} \cdot (12,67 + 0 + 0,3) = 4,33 \text{ мм}$. Значення f_s втричі менше за максимальний прогин верхівки стовбура башти ($\Delta^c_{\max} = 12,19 \text{ мм}$).

Моделювання роботи башти атракціону з допомогою програмного комплексу “Lira 9.4” доводить, що при збільшенні горизонтальних навантажень на 50 % у порівнянні з розрахунковими відбувається втрата стійкості споруди внаслідок перекидання. У той же час металоконструкція стовбура башти та опорна платформа ще не досягають граничного стану. Просідання ґрунту під опорними п’ятами знаходиться у допустимих межах. Виходячи з отриманих результатів, можна зробити висновок, що для збільшення загальної стійкості споруди необхідно збільшити стійкість від перекидання.

4.5. Розрахунок додаткових монтажних факторів, що впливають на стійкість рівноваги

Відповідно до [32, 33, 37] максимальний монтажний прогин для стовбура башти-атракціону $f_m = H_c / 1000$, тобто для нашого випадку $f_m = 12,67 \text{ мм}$. Центр мас башти з статичним технологічним обладнанням зазнає зміщення $f^{z^M}_m$. У найгіршому випадку центр мас стовбура зміститься на величину $f^{z^M}_m \approx f_m \cdot z^{z^M} / H_c$, звідки: $f^{z^M}_m = 4,55 \text{ мм}$. Внаслідок монтажних перекосів виникає додатковий згинальний момент M_m від ексцентриситету прикладання ваги:

$$M_m = (P_r + P_{cm}) \cdot f^{z^M}_m. \quad (4.21)$$

$$M_m = (7,1 + 5,4) \cdot 4,55 \cdot 10^{-3} = 0,057 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

У зв’язку з тим, що $M_m = 0,057 \text{ кН} \cdot \text{м} \ll M_{A-A} = 30,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$ у розрахунку M_m можна знехтувати.

4.6. Моделювання роботи гвинтової палі

Конструктивне вирішення анкерного вузла для пересувної башти-атракціону тісно пов'язане з необхідністю його багаторазового переміщення (мінімум двічі на рік) з місця на місце. Улаштування спеціальної ґрунтової підготовки та улаштування фундаментів з анкерними вузлами у деяких випадках неможливе у зв'язку з тим, що башти-атракціони часто влаштовують у парковій та курортній зонах, де не допускається проведення будь-яких земляних робіт. Тому для анкерування споруди на слабких ґрунтах пропонується влаштування гвинтових палей, які при необхідності легко улаштувати та демонтувати [107, с. 189; 115].

Задаємося конструктивно гвинтовою палею довжиною $L = 1,5$ м для башти-атракціону з робочою висотою стовбура 12 м (рис. 2.31). Таку палю зручно закручувати у ґрунт вручну без додаткової механізації.

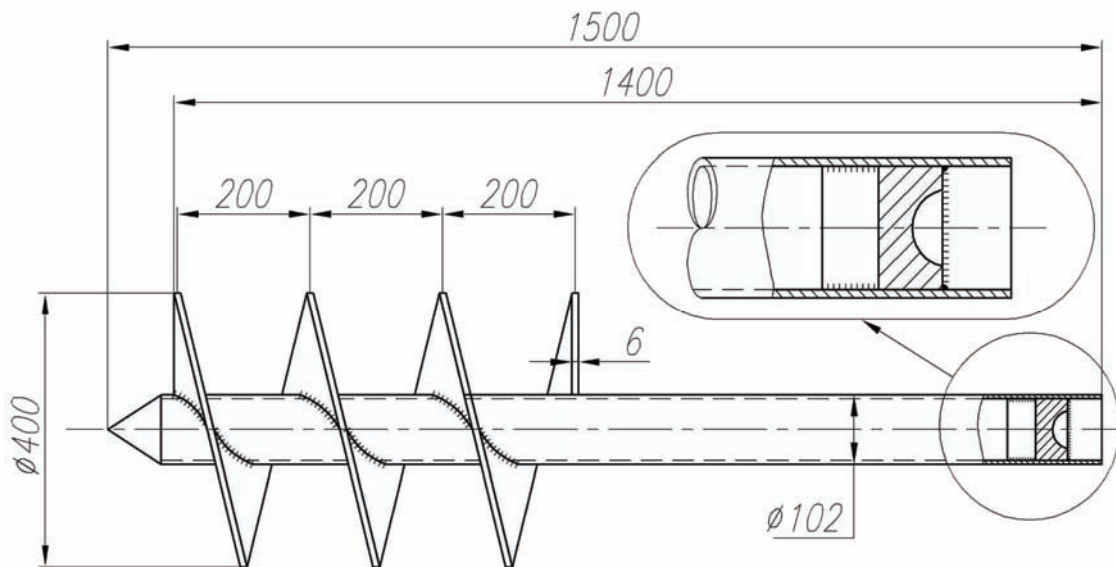


Рис. 4.6. Схематичне креслення палі для башти-атракціону з робочою висотою стовбура 12 м (всі розміри на кресленні вказані у міліметрах)

Розрахунок гвинтової палі ведемо згідно з методикою, викладеної у [115, 116]. Несуча здатність гвинтової палі діаметром лопаті $d \leq 1,2$ м та довжиною $L < 10$ м визначається з формули:

$$F_d = \gamma_c \cdot [(\alpha_1 \cdot c_I + \alpha_2 \cdot \gamma_I \cdot h_1) \cdot A + u \cdot f_i \cdot (h - d)], \quad (4.22)$$

де $\gamma_c = 0,7$ – коефіцієнт умов роботи [116]; $\alpha_1 = 38$ і $\alpha_2 = 22,5$ – коефіцієнти, що залежать від $\varphi_I = 30^\circ$; $c_I = 0$ кПа – параметр лінійності піщаного ґрунту; $\gamma_I = 15,12$ кН/м³ – усереднене значення питомої ваги ґрунту, що розташований вище лопаті палі; $h_1 = 0,140$ м – глибина залягання нижньої лопаті від рівня рельєфу; $A = 1,178 \cdot 10^{-3}$ м² – робоча площа лопаті палі за винятком стовбура палі; $f_i' = 35$ кПа – розрахунковий опір піщаного ґрунту з частками середньої крупності при середній щільності ґрунту; для пухкого ґрунту задаємося величиною розрахункового опору у межах 0...75 % від f_i' : $f_i = (0...0,75) \cdot f_i' = (0...26,3)$ кПа; $u = 0,0314$ м – периметр стовбура гвинтової палі; $h = h_1 = 0,140$ м – довжина палі без врахування загострення; $d = 0,04$ м – діаметр лопаті палі.

З врахуванням ваги самої палі її несуча здатність збільшується:

$$F = F_d + \gamma_c \cdot G_n, \quad (4.23)$$

де $G_n = 1,02$ кН – розрахункова вага палі.

Несуча здатність гвинтової палі з формули (4.23):

$$F = 0,7 \cdot \left[(38 \cdot 0 + 22,5 \cdot 15,12 \cdot 1,4) \cdot 0,118 + \right. \\ \left. + 0,314 \cdot (0...26,3) \cdot (1,4 - 0,4) + 1,02 \right] \cdot 10^3 = (57,2...65,5) \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Несуча здатність гвинтової палі без врахування коефіцієнтів запасу та з врахуванням ваги самої палі:

$$F = \left[(38 \cdot 0 + 22,5 \cdot 15,12 \cdot 1,4) \cdot 0,118 + \right. \\ \left. + 0,314 \cdot (0...26,3) \cdot (1,4 - 0,4) + 1,02 \right] \cdot 10^3 = (58,1...139,6) \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

З отриманих числових даних для запропонованої гвинтової палі можна зробити висновок, що улаштування системи з чотирьох таких палей еквівалентне улаштуванню баласту на платформі башти-атракціону вагою $F_G = 114,4$ кН, що в 6,5 разів більше ваги усієї металоконструкції атракціону разом із платформою.

Тимчасове анкерування платформи на тригерах пересувної башти-атракціону з використанням гвинтових палей не тільки збільшує

стійкість споруди від перекидання. Воно дозволяє зменшити величину просідання ґрунту у місцях максимального тиску та забезпечує необхідний ефект перерозподілу моментів, що покращує умови роботи усієї конструкції платформи в цілому.

Для зменшення витрат праці рекомендується для запропонованої конструкції на флюгерах замість системи гвинтових паль, що приєднані до флюгерів, влаштувати одну палю під центральним стовбуром та з'єднати її із нижньою стовбуром гнучкою в'яззю (у вигляді натягнутого троса). У цьому випадку паля працює тільки на висмикання під час дії горизонтальних впливів.

4.7. Висновки з моделювання платформ

У розділах 3 та 4 було виконане моделювання роботи металевої стрижневої башти з робочою висотою стовбура $h_c = 12$ м з різними варіантами опорних платформ для третього вітрового району та четвертого району за товщиною крижаної кірки (типові для території України). Модель, що враховує спільну роботу безфундаментної башти, що опирається на ґрунт через спеціальну платформу дозволяє зробити такі висновки:

1. Серед множини існуючих конструктивних вирішень опорних платформ вибрано раціональне з точки зору витрат металу. Це конструктивне вирішення опорної платформи являє собою тригер, що складається з центрального жорсткого осердя та виносних лап – флюгерів (за крановою схемою).

2. Вибране конструктивне вирішення платформи проаналізовано для випадку анкерування у ґрунті та без нього. Для випадку без анкерування виявлено, що сумарні оціночні сили тертя, які виникають під опорними елементами платформи, є більшими за горизонтальне розрахункове навантаження, тобто ковзання башти-атракціону при дії розрахункових навантажень не спостерігається. Виявлено, що величини можливих розпорів є на порядок більшими за відповідні оціночні сили тертя, і через це прогнозований ефект перерозподілу згинальних моментів виникає тільки у випадку анкерування опорних точок.

3. Запропоновано конструктивне вирішення тимчасового анкерного вузла на гвинтових металевих палях, що влаштовується на майданчику за короткий проміжок часу (до 1 зміни). Доведено їх більшу ефективність у порівнянні з існуючим на цей момент привантаженням баластом.

4. Виконаний оптимізаційний пошук кута нахилу осі флюгерів до горизонту для випадку анкерування та без нього. За порівняльний критерій взятий максимальний згинальний момент, що діє у флюге-

рах, стріла деформації та висота опорної платформи (ці критерії повинні бути мінімальними). Виявилося, що для випадку анкерування опорних точок у ґрунті оптимальний кут нахилу залежить від силових та геометричних параметрів та знаходиться у межах $\varphi^a_{opt} \in -30^\circ \dots +30^\circ$. Для випадку без анкерування флюгерів оптимальний кут $\varphi^{ba}_{opt} = 0^\circ$.

5. Для випадку анкерування аналітично отримано трансцендентне рівняння (2.39) для обчислення оптимального кута нахилу осі флюгера в залежності від параметрів N_{A-A} , M_{A-A} , Q_{A-A} , q , L , I/A . Під час чисельних досліджень на розробленому програмному комплексі Fluger2.exe виявлено, що силові фактори N_{A-A} , M_{A-A} , Q_{A-A} не впливають на величину оптимального кута φ . Доведено, що існує два (симетричних відносно 0°) оптимальних кути нахилу (додаток Е, рис. Е.1, рис. Е.2, табл. Е.1).

6. Виконано верифікацію розробленої програми Fluger2.exe (порівняння із результатами, що були отримані на стандартному програмному комплексі "Lira 9.4"). Максимальна похибка (відхилення результатів) складає $< 2\%$ (додаток Е, табл. Е.1), що свідчить про достовірність результатів.

7. Проаналізований випадок просторової задачі для варіанта без анкерування для чотирьох та шести опорних флюгерів. Виявлено перевагу чотирьох опорних флюгерів, виходячи з критерію мінімальних витрат металу. Запропоновано новий варіант конструктивного вирішення самих флюгерів для башт-атракціонів, що відрізняється від закордонних аналогів методами закріплення, перерізом флюгера, схемою створення просторової жорсткості.

8. Дослідження втрати стійкості запропонованої споруди без стаціонарного фундаменту на флюгерах без анкерування з урахуванням нерівномірного просідання ґрунту під опорними п'ятами доводить, що протягом просідання виникають деформації які є в чотири рази меншими за деформації металоконструкції стовбура.

9. Виведено математичне співвідношення, що дозволяє оцінити вагу баласту, яким необхідно завантажити башту-атракціон без стаціонарного фундаменту для уникнення втрати стійкості рівноваги, оцінено коефіцієнти запасу, які при цьому необхідно враховувати (4.14а).

10. Виконано порівняння вартості матеріалів на виготовлення запропонованих конструктивних вирішень опорної платформи башти з вартістю матеріалів на виготовлення типової платформи. Для споруди, що розглядалася, було досягнуто відчутний економічний ефект – зменшення вартості матеріалів опорної платформи у межах (22...31 %).

РОЗДІЛ 5

МОДЕЛЮВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК УДОСКОНАЛЕНИХ МІЖСЕКЦІЙНИХ ЕЛЕМЕНТІВ (ВУЗЛІВ)

5.1. Конструктивне вирішення запропонованого вузла

Виходячи з призначення високоточних башт, як напрямних для рухомого обладнання, стовбур таких конструкцій влаштовують призматичним. Дослідження вітчизняних та закордонних вчених та конструкторів показали, що найбільш ефективною формою таких споруд до висоти 100–120 м є чотиригранна призма. З попередніх міркувань зовнішня поверхня стовбура башт-атракціонів не повинна містити перепадів, зламів та виступів. Тому як несучі стійки необхідно використовувати елементи однакового зовнішнього перерізу. Виходячи з вимог раціонального розподілу металу, відповідно до розподілу згинальних моментів, необхідно змінювати товщину стінок несучих елементів (в основному, поясів) залишаючи незмінним зовнішній переріз. Вузлові з'єднання таких конструкцій повинні не тільки містити вивільнення під ролики ковзного обладнання, а й забезпечувати необхідну точність з'єднання (у межах 0,1 мм). У сучасній вітчизняній нормативній документації, класичних посібниках та підручниках не достатньо вивчені високоточні вузлові з'єднання, отже у цьому розділі досліджуються як існуючі, так і запропоновані авторами високоточні вузлові з'єднання секцій гратчастих башт, що виготовлені з круглих труб.

Докладно розглядається високоточне міжсекційне вузлове з'єднання башти-атракціону, пояси якої виконані з круглих труб. Воно пропонується замість класичного фланцевого з'єднання [64, с. 8] та швидкороз'ємних з'єднань, що використовуються для баштових кранів іноземними фірмами POTAİN (Франція), LINDEN ALIMAK (Швеція) [59, с. 36], Liebherr (Швейцарія) [68], що є дорогим у виготовленні. Цей вузол подібний до з'єднань валів машинних приводів [117–128], де необхідно передавати крутильні моменти, тільки у випадку влаштування з'єднання (рис. 5.1) у баштових конструкціях, воно працює, головним чином, на розтяг-стиск.

Вузол складається з таких конструктивних елементів: трубчастих несучих елементів (1), що необхідно з'єднати між собою, забезпечивши високий рівень точності збігу зовнішніх поверхонь, а також максимально вивільнити зовнішню поверхню для можливості ковзання ролика технологічного устаткування; вставки-пальця (2) та відповідної вставки-втулки (3), що з'єднують з несучими трубами за допомогою зварювання кільцевим швом, для чого влаштовують фаску згідно з рекомендаціями [2, 117–122], причому вставку-палець рекомен-

дується приєднувати до труби з більш товстою стінкою з конструктивних міркувань; додатково для збільшення зчеплення можна влаштувати несучі електрозаклепки (5).

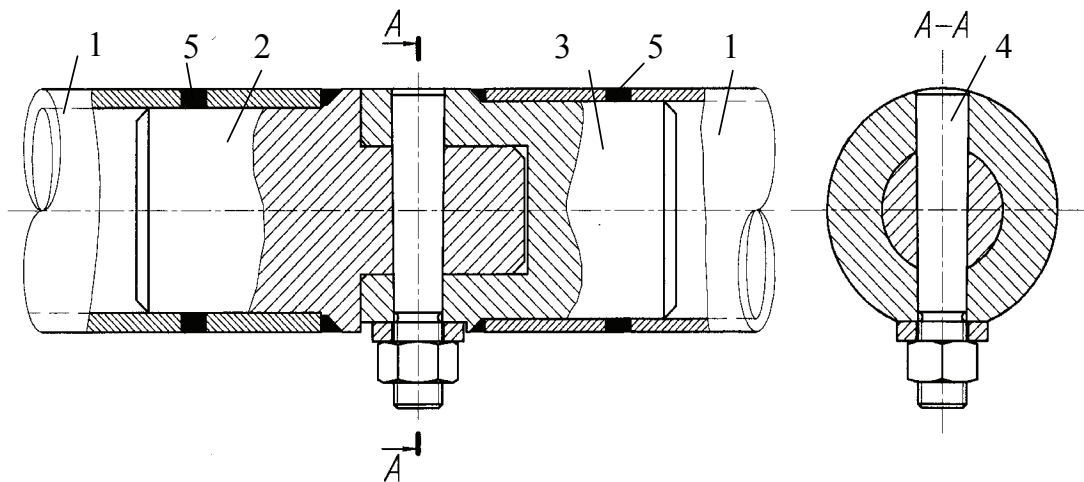


Рис. 5.1. Запропоноване з'єднання: 1 – несучі труби, 2 – вставка-палець, 3 – вставка-втулка, 4 – конічний штифт, 5 – додаткові електрозаклепки

Зварювальні шви необхідно зачистити шліфувальними машинками врівень. Вставка-палець містить циліндричний палець з конічним хвостовиком для полегшення збирання-розбирання секцій башти. Пальцю відповідає аналогічний циліндричний паз на вставці-втулці. Конічний штифт (4) служить замковим пристроєм. Його виготовляють із якісних сталей та надають високу поверхневу твердість для зменшення зносу та сприйняття великих зрізаючих зусиль. Затяжка штифта здійснюється гайкою (звичайною чи корончастою). Доцільно додатково шплінтувати гайку для уникнення несанкціонованого розкручування.

5.2. Моделювання та розрахунок запропонованого з'єднання

Для того, щоб правильно проектувати це з'єднання необхідно проаналізувати його напружено-деформований стан у споруді, виконати математичне моделювання, виявити найбільш небезпечні перерізи, правильно підібрати відповідні геометричні співвідношення між деталями та матеріали складових елементів [129].

У високоточних стовбурах башт-атракціонів міжсекційне вузлове з'єднання працює головним чином на розтяг-стиск. Однак крутильні коливання башти та місцеві навантаження викликають у вузловому з'єднанні крутильні та згинальні моменти та зусилля зрізу. До вузло-

вого з'єднання примикають лише несучі труби (пояси), тому його конструювання і розрахунок необхідно виконати тільки після правильного підбору діаметра та товщини стінки несучих труб.

Припускаємо, що вузол буде мати достатню міцність, якщо він буде сприймати навантаження у межах 80...95 % від несучої здатності найбільш міцного елемента, що примикає до цього вузла.

5.2.1. Моделювання напружено-деформованого стану запропонованого з'єднання при розтязі-стиску

Високоточно з'єднаними мають бути дві труби з зовнішнім діаметром D та товщинами стінок відповідно Δ_1 та Δ_2 , причому $\Delta_1 \geq \Delta_2$. З'єднання виконуємо на конічному штифті з малою конусністю (від 1:50 до 1:25) згідно з [119, 120]. У зв'язку з тим, що металеві конструкції башт-атракціонів в основному виконують з якісних або легованих сталей, розрахунок вузлового з'єднання виконано за методикою, викладеною у [117–120, 129, 130], тобто за допустимими напруженнями.

Допустимі дотичні напруження у конічному штифті при зрізі – $[\tau_{zp}]^m$, нормальні напруження, що виникають при зминанні $[\sigma_{zm}]^m$. Ці та інші геометричні параметри зображено на рис. 5.2. Допустимі нормальні напруження у трубах, вставці-пальці та вставці-втулці при розтязі – $[\sigma_p]$, при зминанні – $[\sigma_{zm}]$. Найбільш небезпечним при роботі на розтяг є переріз А–А. При роботі на стиск в основному працює на зминання буртик на вставках. Необхідно визначитися з діаметром конічного штифта d , та діаметром циліндричного пальця та відповідного паза D_1 .

Виходячи з попередніх міркувань та з [2, 120, 129–131], умова міцності для конічного штифта при розтязі:

$$[\tau_{zp}]^m \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \sum_{i=1}^2 d_i^2 > [\sigma_p] \cdot A, \quad (5.1)$$

де $A = \pi \cdot \Delta_1 \cdot (D - \Delta_1)$ – площа труби нетто.

$$\sum_{i=1}^2 d_i^2 > \frac{4 \cdot [\sigma_p]}{\pi \cdot [\tau_{zp}]^m} \cdot A. \quad (5.2)$$

При малій конусності ($\sim 1:50$) $d_1 \approx d_2 \approx d$. Звідки мінімальний діаметр штифта по середній лінії буде складати:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{2 \cdot [\sigma_p] \cdot A}{\pi \cdot [\tau_{zp}]^{uu}}} \quad (5.3)$$

Умова міцності циліндричного пальця при розтязі:

$$[\sigma_p] \cdot \left(\frac{\pi \cdot D_1^2}{4} - d_k \cdot D_1 \right) > [\sigma_p] \cdot A, \quad (5.4)$$

де d_k – вибраний конструктивно діаметр штифта, причому $d_k > d_{\min}$.

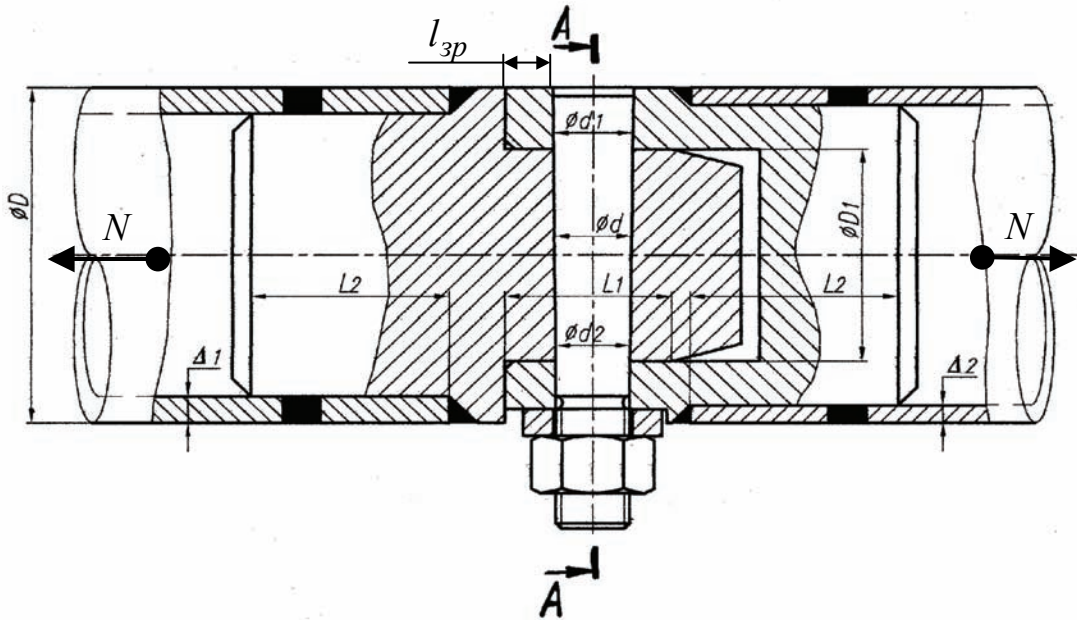


Рис. 5.2. Схема до розрахунку запропонованого вузла

Відкидаючи від'ємний корінь, що не має сенсу, отримуємо мінімальний розрахунковий діаметр пальця:

$$D_{1\min} = \frac{2}{\pi} \cdot \left(d_k + \sqrt{\pi \cdot A + d_k^2} \right). \quad (5.5)$$

Умова міцності вставки-втулки у небезпечному перерізі:

$$[\sigma_p] \cdot \frac{\pi \cdot (D^2 - D_1^2)}{4} > [\sigma_p] \cdot A. \quad (5.6)$$

Максимальний розмір вибірки під палець не повинен перевищувати розміру $D_{1\max}$:

$$D_{1\max} = D - 2 \cdot \Delta_1. \quad (5.7)$$

Якщо визначені з формул (5.5) і (5.7) $D_{1\min} > D_{1\max}$ – необхідно влаштувати вузол з використанням двох штифтів. Три і більше штифтів влаштувати не доцільно у зв'язку з тим, що суттєво зростає довжина вузла (приблизно у 2,5 рази) у порівнянні з одноштифтовим. У цьому випадку доцільно замінити матеріал штифта на більш міцний, збільшивши параметр $[\tau_{зр}]^m$ і відповідно зменшивши параметр d_k у формулі (5.5). Результати чисельного аналізу співвідношень (5.2), (5.5) та (5.7), для довільних D і Δ_1 , в залежності від співвідношення Δ_1 / D , наведено у табл. 5.1.

Таблиця 5.1

Аналіз геометричних параметрів запропонованого з'єднання

Δ_1 / D	Кількість штифтів	Висновок про можливість влаштування з'єднання
$\leq 0,1002$	1	можливе
$0,1002 \dots 0,1126$	2	можливе
$> 0,1126$	> 3	не можливе (не раціональне)

Розмір L_2 приймаємо конструктивно:

$$(D - 2 \cdot \Delta_1) / 2 < L_2 < D - 2 \cdot \Delta_1. \quad (5.7a)$$

Після первинного аналізу несучої здатності елементів вузла, необхідно виконати перевірку на можливе зминання у зоні контакту штифта з відповідними елементами муфти.

Умова міцності штифта на зминання:

$$[\sigma_{зм}]^m \cdot (D - D_1) \cdot d_{\min} > [\sigma_p] \cdot A. \quad (5.8)$$

Умова міцності втулок на зминання:

$$[\sigma_{зм}] \cdot (D - D_1) \cdot d_{\min} > [\sigma_p] \cdot A. \quad (5.9)$$

Оскільки $[\sigma_{зм}]^{III} \gg [\sigma_{зм}]$, перевірку виконуємо тільки з рівняння (5.9).

Запропоноване вузлове з'єднання при розтязі може зруйнуватися через зріз стінки (вздовж $l_{зр}$, зображеного на рис. 5.3а. При цьому відбувається розкриття штифтового отвору на вставках.

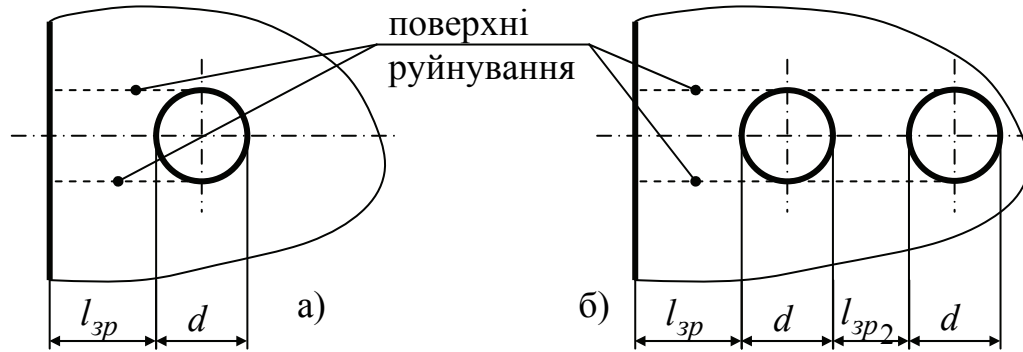


Рис. 5.3. Схема руйнування стінки вставки: а – при одному штифті, б – при двох штифтах

У цьому випадку допустимі дотичні напруження, що виникають у втулці – $[\tau_{зр}]$. Умова міцності стінки вставок при цьому набуде вигляду:

$$[\tau_{зр}] \geq \frac{N}{2 \cdot (D - D_1) \cdot (l_{зр} + d/2)}. \quad (5.10)$$

Оскільки допустиме значення розривного зусилля $N = [\sigma_p] \cdot A$, отримуємо функціонал для визначення значення параметра $l_{зр}$:

$$l_{зр} \geq \frac{[\sigma_p] \cdot A}{2 \cdot (D - D_1) \cdot [\tau_{зр}]} - \frac{d}{2}. \quad (5.11)$$

У випадку улаштування двох штифтів (рис. 5.3б), необхідно врахувати, що зрізається також метал між штифтами. У цьому випадку вираз (5.11) набуде такого вигляду:

$$\Sigma l_{зр} = l_{зр} + l_{зр2} \geq \frac{[\sigma_p] \cdot A}{2 \cdot (D - D_1) \cdot [\tau_{зр}]} - \frac{3 \cdot d}{2}. \quad (5.12)$$

Для труби та вставок, виготовлених із сталі 10 ($[\sigma_p] = 80 \text{ МПа}$, $[\sigma_{зм}] = 135 \text{ МПа}$, $[\tau_{зр}] = 50 \text{ МПа}$ – для динамічних знакозмінних навантажень) та штифта із сталі 40Х з термічним зміцненням до твердості М48 $[\tau_{зр}]^{ш} = 195 \text{ МПа}$; $[\sigma_{зм}]^{ш} = 490 \text{ МПа}$ [117], кількість та діаметр штифтів по середній лінії для різних діаметрів труб наведено у табл. 5.2.

Таблиця 5.2

Залежність геометричних параметрів запропонованого вузла від характеристик труби

Труби		Для штифтів		Для вставки			Перевірка на зминання
D , мм	Δ_1 , мм	d_{\min} , мм	Кількість n , шт.	$D_{1\min}$, мм	$D_{1\max}$, мм	$\Sigma l_{зр}^{\min}$, мм	
38	3	9,28	1	27,26	32	20	Умову (2.9) виконано
57	4	13,19	1	38,72	49	22,6	
57	6	11,21	2	42,92	45	37,7	
76	4	15,38	1	45,14	68	15,8	
76	6	18,57	1	54,51	64	40,0	
89	6	20,21	1	59,39	77	32,2	
89	8	23,06	1	67,70	73	65,0	
89	10	18,01	2	68,91	69	71,7	
102	8	24,84	1	72,95	86	52,6	
102	10	27,48	1	80,66	82	94,6	
102	12	17,19	3	77,59	78	94,8	

Якщо при розрахунку отримані геометричні параметри, які неможливо реалізувати конструктивно, необхідно застосувати два або більше конічних штифти, як показано на рис. 5.4. Такий випадок зустрічається головним чином на найбільш навантажених секціях башти, де несучі труби мають максимальну товщину стінки. Якщо конструктивні особливості башти дозволяють, бажано розміщувати штифти у взаємно перпендикулярних напрямках.

Геометричний параметр L_1 – розмір робочої частини вставки-пальця – призначаємо, виходячи із співвідношення $L_1 > \Sigma l_{зр} + d \cdot (n + 1)$, де n – кількість штифтів та $L_1 \geq 1,2 \cdot D$, причому з цих співвідношень вибираємо більше значення L_1 .

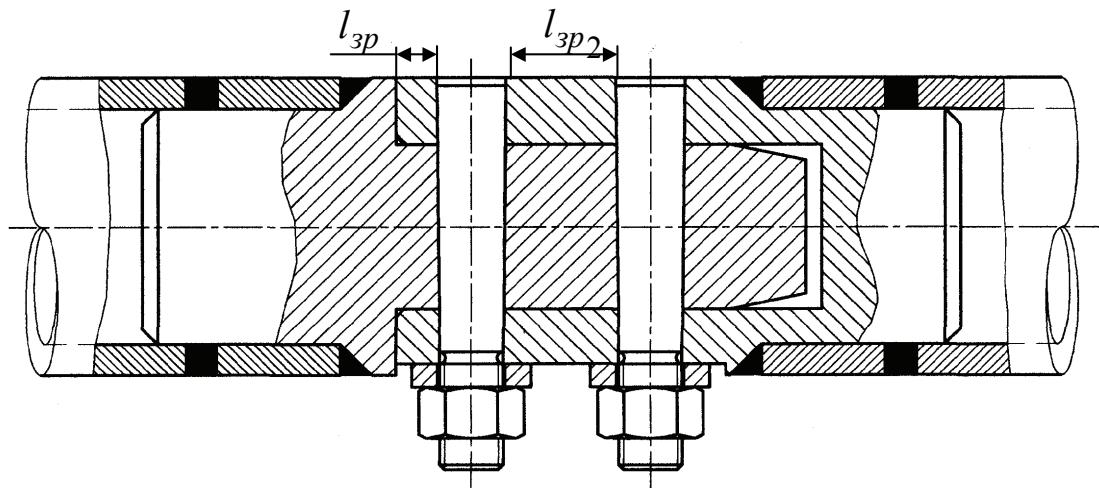


Рис. 5.4. Схема влаштування вузла на двох штифтах

5.2.2. Моделювання роботи напружено-деформованого стану запропонованого вузла при закручуванні

Під час роботи башти-атракціону, тобто при завантаженні стовбура, у міжсекційному вузлі, окрім зусиль розтягу-стиску, можуть виникати крутільні моменти. При цьому штифт працює на зріз, а переріз труби, що примикає до штифта працює на закручування. До вузла у площині, перпендикулярній головній осі, прикладений крутільний момент $M_{кр}$ (рис. 5.5).

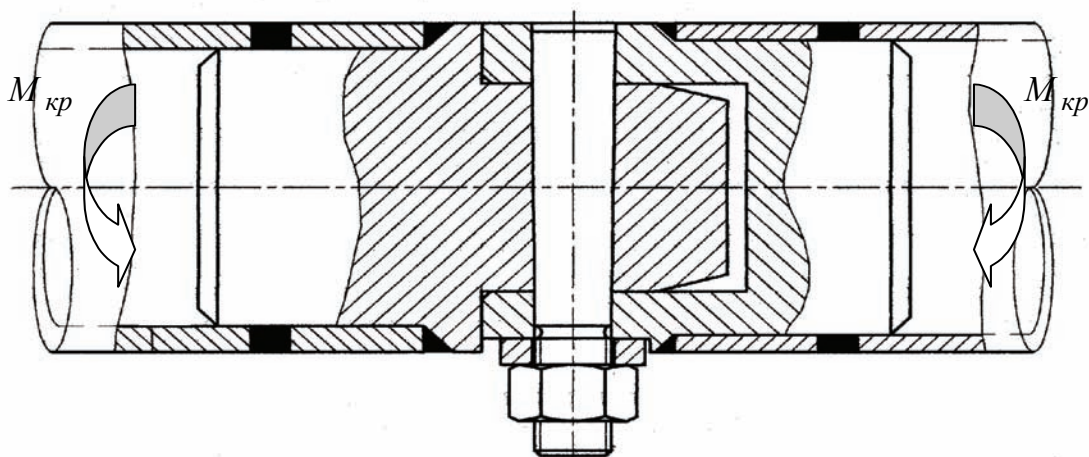


Рис. 5.5. Схема до розрахунку запропонованого вузла на закручування

Умова міцності штифта при закручуванні набуде вигляду (5.13):

$$[\tau_{зр}]^{ш} \geq \frac{2 \cdot M_{кр}}{D_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot n \cdot \sum_{i=1}^2 d_i^2} \quad (5.13)$$

Умова міцності труби при закручуванні:

$$[\tau_{кр}] \geq M_{кр} / W_p, \quad (5.14)$$

де $W_p = \pi \cdot (D^4 - (D - 2 \cdot \Delta_1)^4) / (16 \cdot D)$ – полярний момент опору труби.

Із співвідношень (5.13) та (5.14) визначаємо значення крутильного моменту $M_{кр}$, що може сприйняти вузол:

$$M_{кр} \leq \left\{ \begin{array}{l} M_{кр}^{ш} = [\tau_{зр}]^{ш} \cdot \frac{\pi}{8} \cdot n \cdot D_1 \cdot \sum_{i=1}^2 d_i^2 \\ M_{кр}^{мп} = [\tau_{кр}] \cdot W_p \end{array} \right\}. \quad (5.15)$$

Для зразку з підпункту 5.2.1 $[\tau_{кр}] = 65 \text{ МПа}$ [117] результати розрахунків допустимого крутильного моменту зведені у табл. 5.3.

Таблиця 5.3

Залежність допустимого крутильного моменту від геометричних параметрів запропонованого вузла

Для труби				Для штифтів		
D , мм	Δ_1 , мм	W_p , мм ³	$M_{кр}^{мп}$, Н·м	d_{\min} , мм	Кількість n , шт.	$M_{кр}^{ш}$, Н·м
38	3	5356	348	9,28	1	361
57	4	16504	1072	13,19	1	1033
57	6	22237	1445	11,21	2	1678
76	4	30952	2011	15,38	1	1640
76	6	42848	2785	18,57	1	2888
89	6	60867	3956	20,21	1	3748
89	8	75768	4924	23,06	1	5533
89	10	88412	5746	18,01	2	6914
102	8	103068	6700	24,84	1	6926
102	10	121334	7887	27,48	1	9340
102	12	137113	8912	17,19	3	10545

Порівнюючи значення $M_{кр}^{mp}$ та $M_{кр}^{ш}$, робимо висновок, що вони приблизно рівні. Різниця складає не більше $\pm 20\%$. Отже, при правильно підібраних геометричних параметрах за методикою, викладеною у підпункту 5.2.1, штифт сприймає такий самий крутильний момент, як і труба.

5.2.3. Розрахунок запропонованого вузла на згин

Запропоноване з'єднання можна використовувати не тільки у високоточних баштових конструкціях, де вони працюють головним чином на розтяг-стиск, але і у високоточних балочних конструкціях, наприклад, трубчастих рейкових шляхах для вагонеток (наприклад, індустрії розваг – «Американських гірках»), у промисловості – гірничо-видобувній). У цьому випадку вузлове з'єднання працює головним чином на згин. Згинальний момент діє у площині, що проходить через поздовжню вісь запропонованого вузлового з'єднання.

Під дією згинальних моментів фактично працюють бічні поверхні вставки-пальця та вставки втулки (рис. 5.6, виділено жирною лінією). Окрім цього буртик також сприймає зусилля від згину. Тому запірний штифт фактично виключається з роботи у стиснутій зоні.

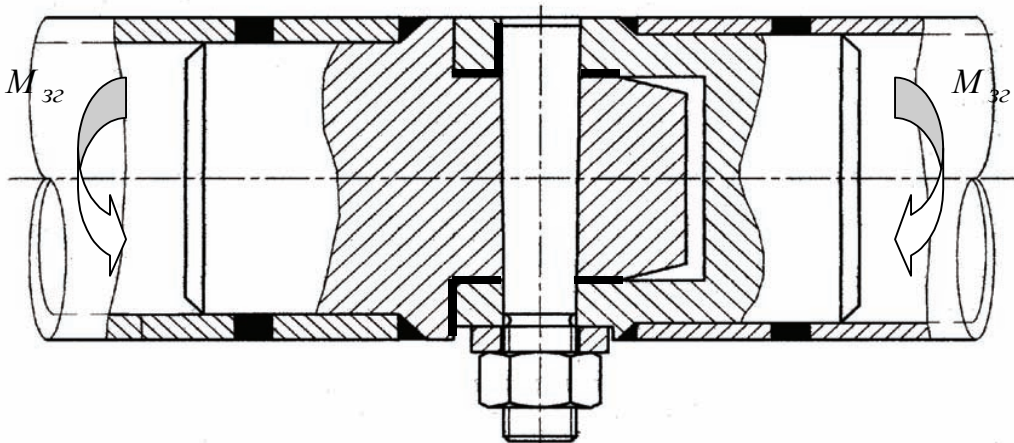


Рис. 5.6. Схема до розрахунку запропонованого вузла на згин

Аналіз цього вузлового з'єднання з допомогою програмного комплексу "Cosmos-Works" доводить, що воно може сприйняти згинальний момент, значно більший за прилеглу трубу. Тому при розрахунку це з'єднання можна замінити найбільш міцним прилеглим перерізом поясу. Чисельний аналіз показує, що при локальному збільшенні згинального моменту на сам вузол, відбувається руйнування вставки-втулки через зміну форми, та зминання ділянки її металу, що

прилягає до завантаженої частини штифта. Отже, це вузлове з'єднання можна з успіхом використовувати для сприйняття ними згинальних моментів.

5.2.4. Оцінка несучої здатності та величини руйнівного зусилля запропонованого з'єднання

Фактична несуча здатність вузлового з'єднання обмежується виникненням зони текучості. Однак межа руйнування такого з'єднання є значно вищою. У табл. 5.4 наведено величину несучої здатності запропонованого з'єднання при розтязі та згині, величини руйнівних зусиль для штифта та труби та прогнозований характер руйнування.

Таблиця 5.4

Несуча здатність запропонованого з'єднання

Параметри труби, мм (Сталь 10)		Параметри штифта (Сталь 40Х)		Руйнівне зусилля (розтяг), кН		Характер руйнувань при розтязі	Згин*	
D	Δ_1	d , мм	n , шт.	труби	штифта		Руйнівн. момент, $кН \cdot м$	Характ. руйнув.
38	3	9,3	1	112	122	По трубі	0,911	Руйнування прилеглої труби, або деформація вставки-втулки, зминання волокон вставки втулки у зоні штифта
57	4	13,2	1	226	246		2,806	
57	6	11,3	2	326	361		3,780	
76	4	15,4	1	307	335		5,262	
76	6	18,6	1	448	489		7,284	
89	6	20,3	1	532	582		10,34	
89	8	23,1	1	692	754		12,88	
89	10	18,1	2	844	926		15,03	
102	8	24,9	1	803	876		17,52	
102	10	27,5	1	982	1069		20,63	
102	12	17,2	3	1153	1254		23,30	

*Руйнівний згинальний момент розрахований для труби

Розглянутий вище алгоритм розрахунку було реалізовано у вигляді програми Vuzol_shtift.exe на Visual Basic у середовищі Microsoft Excel (додаток 3). Вихідними даними для програми є діаметр та товщини стінок труб, які необхідно з'єднати, що попередньо обчислені у спеціалізованих програмах ("Lira 9.4", "SCAD 11.1"...), характеристики металу штифтів, вставок та труб.

5.2.5. Моделювання напружено-деформованого стану з'єднання при розтязі-стиску на програмі "Cosmos-2004"

Для верифікації отриманих аналітичних даних доцільно скористатись ефективними програмними продуктами, що реалізують метод кінцевих елементів, наприклад "SCAD 11.1", "Lira 9.4", "Cosmos-2004", "ANSYS".

Модель вузла виконаємо засобами графічного пакета "Solid Works-2004", використовуючи дані табл.5.2. Модель роботи вузла на розтяг виконаємо на програмі "Cosmos-2004", алгоритм роботи з якою показаний на рис. 5.7 [132–134].

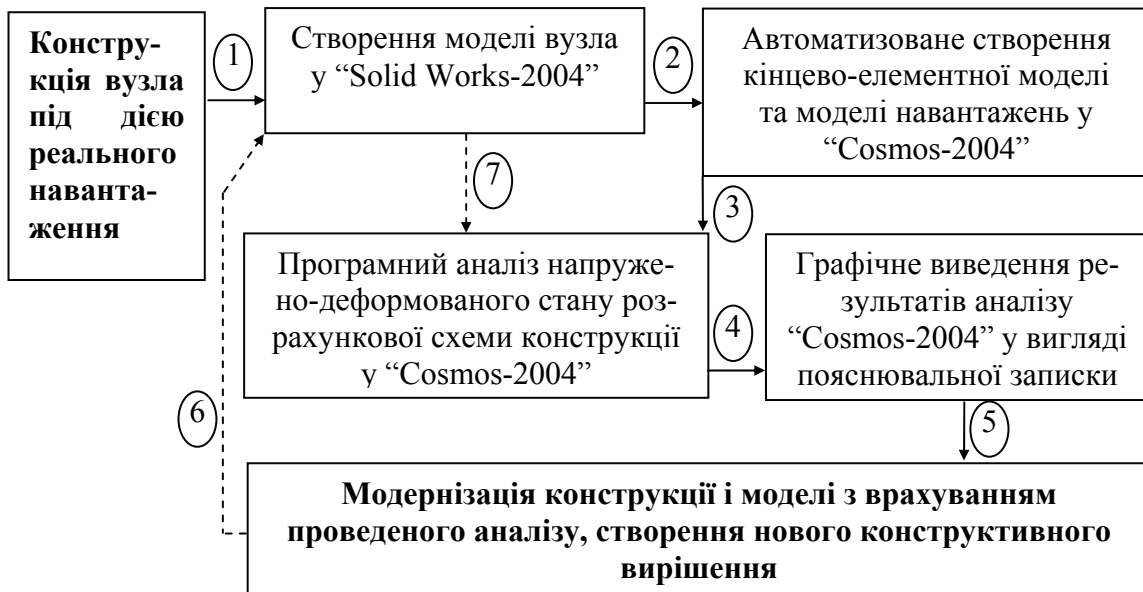


Рис. 5.7. Алгоритм моделювання напружено-деформованого стану конструкції на програмі "Cosmos-2004", де процедури 1, 5, 6 виконуються користувачем; процедури 3, 4, 7 – розрахунковою програмою; процедури 6, 7 – виконуються у випадку раціоналізації конструкції

Результати моделювання під навантаженням розтягу 53 кН, що складає близько 50 % від руйнівного, показані на рис. 5.8 і рис. 5.9. Основні чисельні результати у вигляді розподілу напружень в основних елементах вузла збігаються з результатами аналітичного моделювання. Виявлено наявність концентратора напружень в зоні переходу частини вставки-пальця з меншим діаметром до більшого (недостатній радіус заокруглення, що вибраний із конструктивних міркувань). Шляхом збільшення радіуса переходу з $R = 1$ мм до $R = 2,5$ мм напруження у концентраторі зменшено на 90 % (рис. 5.8б).

Побудовано ізополі коефіцієнтів запасу міцності елементів з'єднання, використовуючи вбудовані у "Cosmos-2004" процедури.

Підтверджено висновки, отримані за результатами аналітичних досліджень, що проведені в [2], а саме, теза про те, що найменший коефіцієнт запасу міцності на розтяг буде мати труба поясу башти.

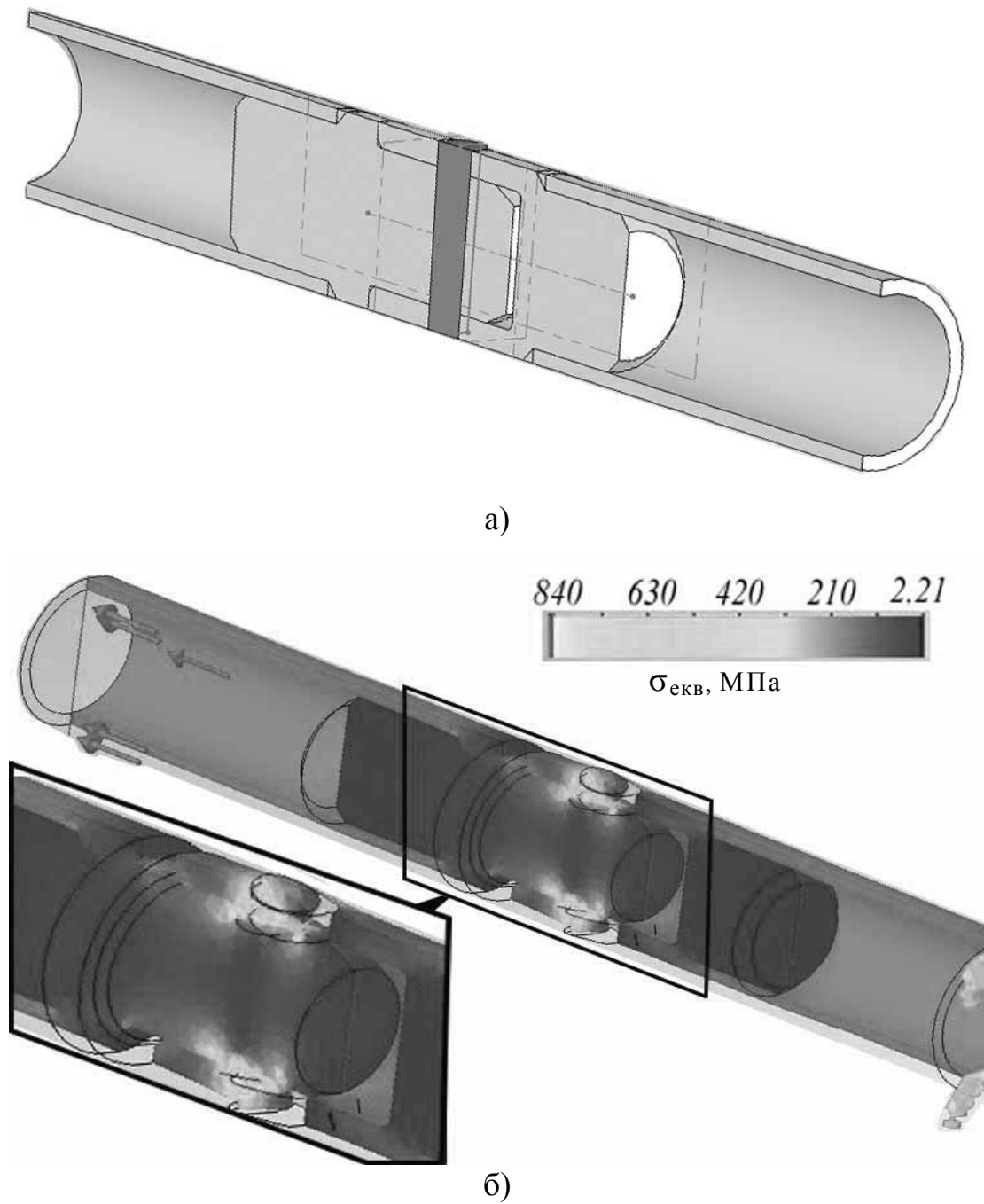


Рис. 5.8. Модель напружено-деформованого стану запропонованого вузла при розтязі виконана програмою “Cosmos-2004”: а – переріз розрахункової схема вузла для з’єднання труб $\varnothing 32$ мм, що складається з 113714 об’ємних скінченних елементів, згенерованих програмою автоматично, б – розподіл напружень при зусиллі розтягу 53 кН

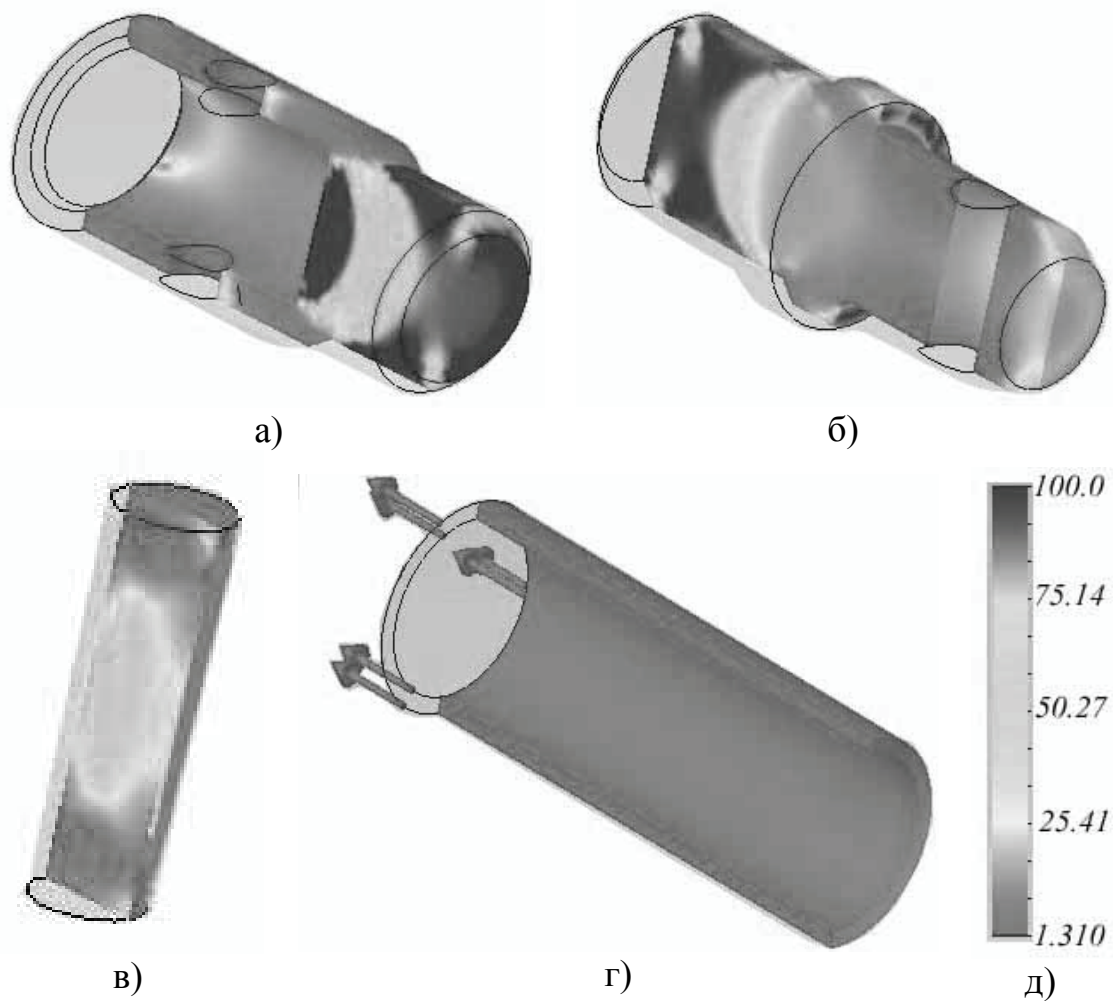


Рис. 5.9. Розподіл коефіцієнтів запасу міцності елементів запропонованого вузла: а – вставки-втулки, б – вставки-пальця, в – штифта, г – труби, д – шкала коефіцієнтів запасу

Аналізуючи результати аналітичних та чисельних досліджень на програмному комплексі “Cosmos-2004” напружено-деформованого стану запропонованого з’єднання на втулках та запірному штифті, що працює на розтяг, можна зробити висновок про адекватність аналітичної методики, а також про те, що найбільш навантаженими елементами з’єднання, як і передбачалося є вставки та запірний штифт. Чисельне моделювання об’ємними кінцевими елементами дозволило оцінити напруження у різних зонах кожного із складових елементів з’єднання.

5.2.6. Конструктивні реалізації запропонованого вузла

Запропоноване вузлове з’єднання має декілька різновидів конструктивних реалізацій, що характеризуються відповідними позитивними та негативними рисами (рис. 5.10).

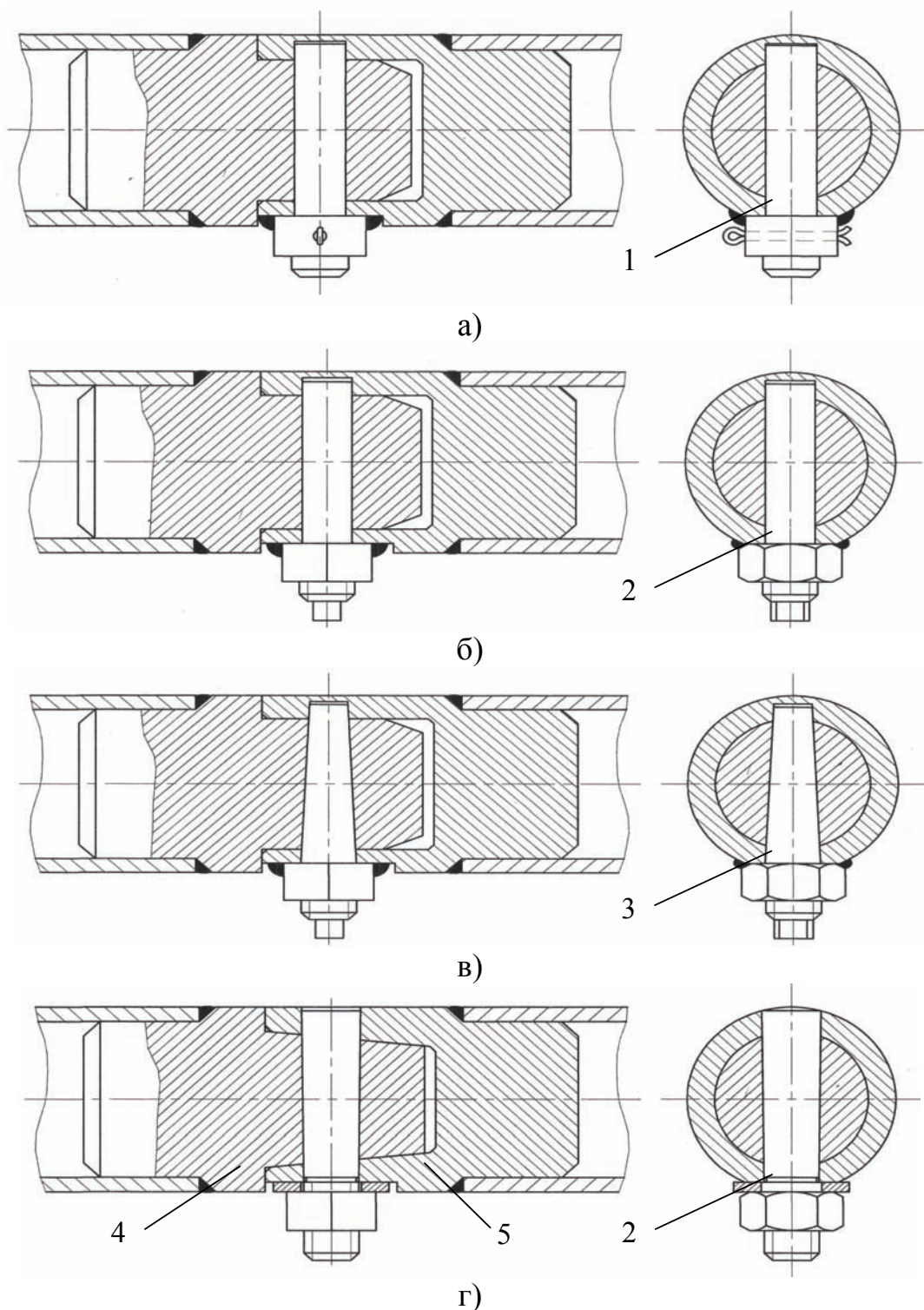


Рис. 5.10. Конструктивні реалізації запропонованого вузла: 1 – циліндричний штифт, 2 – те саме з різьбовим хвостовиком, 3 – конічний штифт з різьбовим хвостовиком, 4 – конічна вставка-палець, 5 – конічна вставка-втулка

Найпростіше для виконання є конструктивне вирішення (рис. 5.10а). Воно відрізняється від зображеного на рис. 5.1 тим, що замість конічного штифта влаштовано циліндричний, отвір під штифт зроблений не наскрізним, а глухим. Фіксацію штифта виконують шплінтуванням або додатковим штифтуванням. Позитивні риси – менша вартість, відсутність отвору на робочій поверхні (по якій здійснює ковзання ролик технологічного устаткування). Негативні риси – важка збірність-розбірність; відсутність регулювання затяжки; можливість появи люфтів при зносі штифта.

З'єднання (рис. 5.10б) відрізняється від попереднього тим, що циліндричний штифт має різбову частину (причому діаметр різби є більшим за діаметр штифтової частини). Встановлення штифта у цьому випадку іде способом закручування. Позитивні і негативні риси подібні до конструктивного вирішення, зображеного на рис. 5.10а).

З'єднання (рис. 5.10в) відрізняється від з'єднання, зображеного на рис. 5.10б) тим, що замість циліндричного влаштовується конічний штифт. Позитивні риси – наявність регулювання затяжки при зношуванні штифта, відсутність отвору. Негативні риси – більша вартість виготовлення.

З'єднання (рис. 5.10г) відрізняється від з'єднання, зображеного на рис. 5.1 тим, що напрямна частина втулок є конічною. Позитивні риси – легка збірність-розбірність, регулювання затяжки штифта. Негативні риси – більша вартість виготовлення; технологічна складність для виконання.

5.3. Техніко-економічне порівняння

У цьому пункті розглядаються лише високоточні стрижневі конструкції башт-атракціонів, несучі елементи котрих виконані з круглих труб. Виконаємо ТЕП міжсекційних вузлових з'єднань для башт висотою 14, 30 та 45 м, тобто для типових представників башт-атракціонів (див. п. 1.5). У пункті 5.2 аналітично обґрунтовано надійність запропонованого вузлового з'єднання, водночас, таке з'єднання є більш естетичним у порівнянні з класичними зразками. Оцінимо вартість металу, витрати праці та витрати електроенергії для такого з'єднання. Докладний розрахунок цих витрат (розрахунок порівняльної вартості) виконаємо для башти висотою 14 м. Для башт висотою 30 м та 45 м наведемо лише результати аналогічного розрахунку. Башти висотою 14 та 30 м – чотиригранні, башта висотою 45 м – шестигранна.

Креслення запропонованого вузлового високоточного з'єднання показано на рис. 5.11. Схема складання з'єднання наведена у додатку К.

Нормування виконано за принципом, викладеним у [112]. Витрати металу та стандартних виробів (покупних) на одне з'єднання з врахуванням технологічного припуску наведено у табл. 5.5.

Таблиця 5.5

Матеріальні витрати на запропонований вузол

№ поз.	Сортамент	Матеріал	Норма витрат	Вага металу, кг	Вартість од., грн.	Вартість, грн.
2	Круг 80	Сталь 10	135 мм	5,327	3,54	18,86
3	Круг 80	Сталь 10	114 мм	4,498	3,54	15,92
4	Круг 20	Сталь 40X	108 мм	0,267	4,19	1,12
6	Шайба 16	–	1 шт.	–	0,10	0,10
7	Гайка М16	–	1 шт.	–	0,32	0,32
–	Електроди 4	АНО-21	5 шт.	–	0,24	1,20
					Усього:	37,52

Витрати праці на заготівельні операції, виготовлення деталей, накладання швів, виконання електрозаклепок, складання вузла, без врахування підготовки поверхні, ґрунтування та фарбування наведені у таблиці 5.6.

Таблиця 5.6

Витрати праці на запропонований вузол

Найменування робіт	Норма, хв.	Вартість 1 хв., грн	Вартість, грн.
Заготівельні операції	35	0,096	3,36
Токарна обробка	22	0,140	3,00
Фрезерування	10	0,150	1,50
Виконання конічного отвору розгорткою	3	0,145	0,44
Термічна обробка штифта (загартування)	5	0,150	0,75
Зварювання електродами $k_f = 4$ мм	15	0,100	1,40
Виконання електрозаклепок	5	0,100	0,50
Зачищення врівень шліф. машинкою	25	0,096	2,50
Складання вузла	6	0,090	0,54
		Всього:	13,99

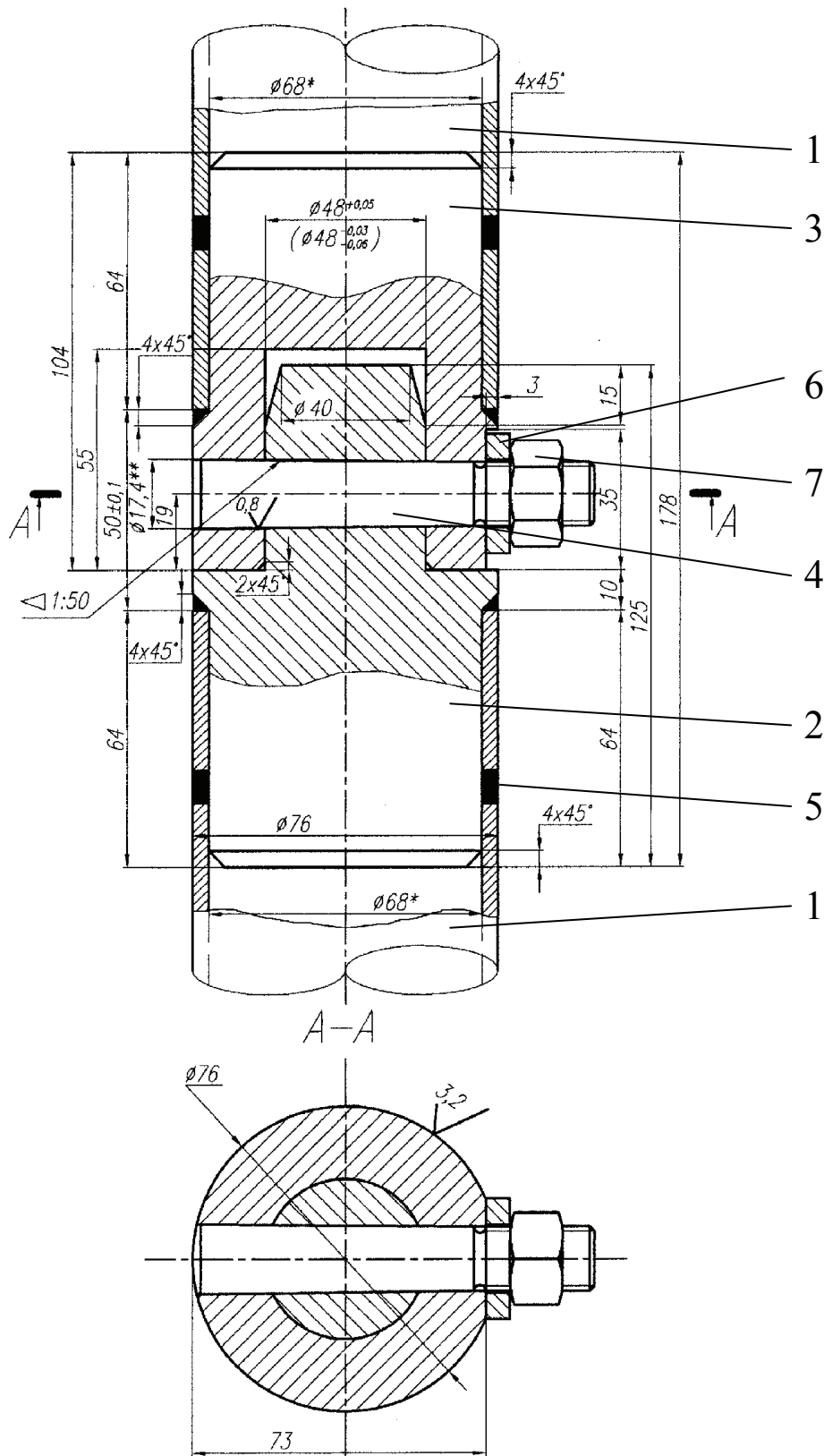


Рис. 5.11. Креслення вузлового з'єднання: 1 – труби, що необхідно з'єднати з високою точністю, 2 – вставка-палець, 3 – вставка-втулка, 4 – конічний штифт, 5 – додаткові електрозаклепки, 6 – шайба, 7 – гайка (звичайна або корончаста)

Тут і надалі вартість роботи взята з внутрішніх заводських стандартів оплати праці ТОВ “Сармат” (НВО “Завод Аналог”) станом на 06.2005, вартість металу взята станом на 06.2005. Витрати електроенергії згідно з внутрішніми стандартами заводу “Аналог” складають 12,8 % від вартості праці $V_{np} = 13,99$ грн :

$$V_{эл} = 0,128 \cdot V_{np} = 0,128 \cdot 13,99 = 1,79 \text{ грн} .$$

Додаткові витрати електроенергії для гартування одного кінцевого штифта (при дрібнооптовому виробництві) у печі малої місткості разом з врахуванням осереднених витрат для виходу на режим гартування:

$$V_{эд} = \frac{1 \text{ шт.} \cdot 90 \text{ кВт} \cdot 0,40 \frac{\text{грн.}}{\text{кВт}}}{25 \text{ шт}} = 1,44 \text{ грн} .$$

Загальна порівняльна вартість запропонованого вузла:

$$V_1 = V_m + V_{np} + V_{эл} + V_{эд} = 37,52 + 13,99 + 1,79 + 1,44 = 54,74 \text{ грн} .$$

Креслення класичного вітчизняного високоточного вузлового з’єднання з вивільненнями, що використовується для баштових кранів наведено на рис. 5.12. Витрати металу та стандартних виробів (покупних) на одне з’єднання з врахуванням технологічного припуску наведено у табл. 5.7.

Таблиця 5.7

Матеріальні витрати на стандартний вузол

№ поз.	Сортамент	Матеріал	Норма витрат	Вага металу, кг	Вартість одиниці, грн.	Вартість, грн.
2	Круг 150	Сталь 10	94 мм	13,040	3,54	46,16
3	Круг 150	Сталь 10	84 мм	11,653	3,54	41,25
6	Болт М16х60	–	4 шт.	–	1,23	4,92
7	Гайка М16	–	8 шт.	–	0,32	2,56
–	Електроди 4	АНО-21	5 шт.	–	0,24	1,200
					Всього:	96,09

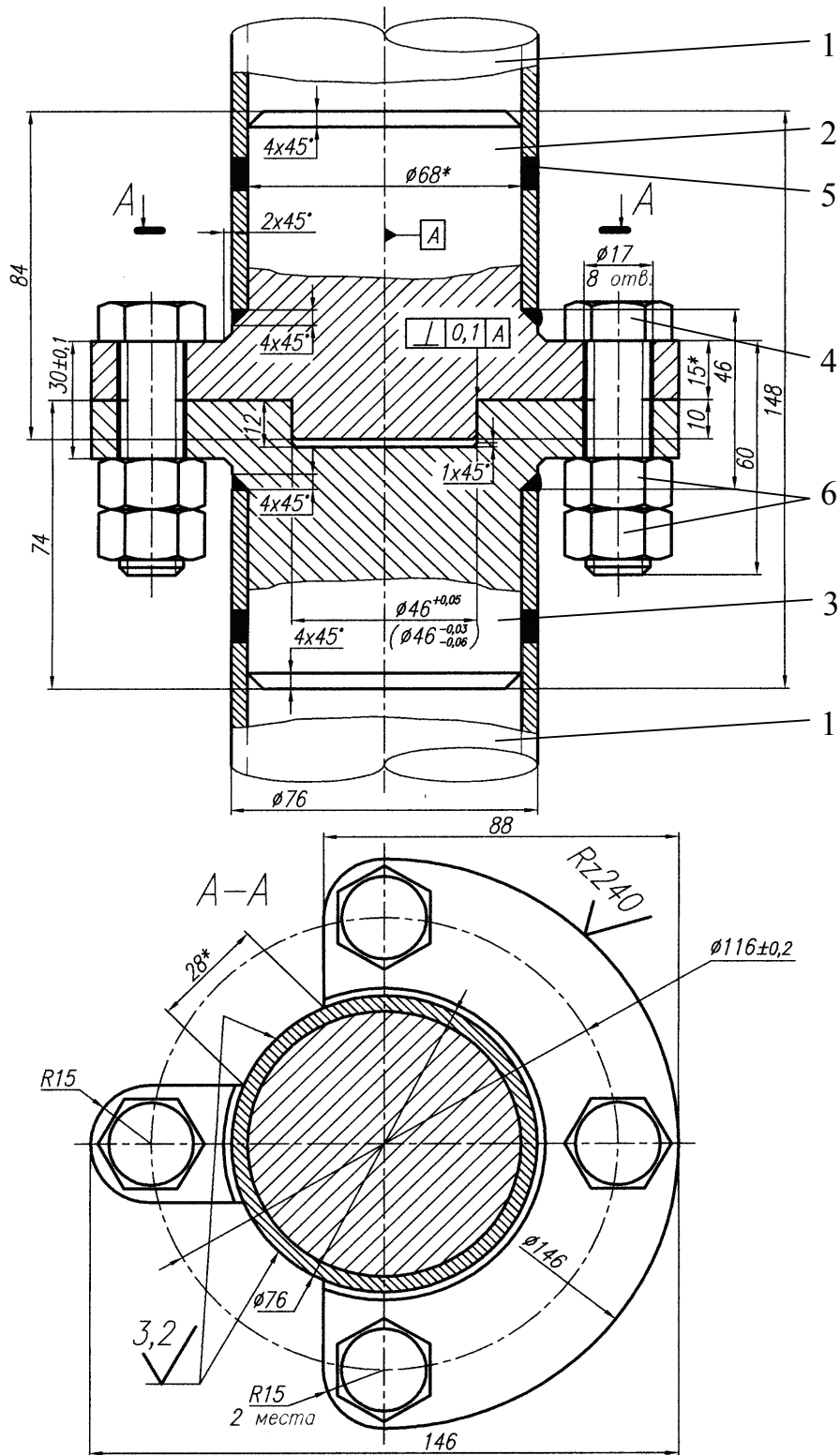


Рис. 5.12. Креслення типового високоточного вузлового з'єднання: 1 – труби, що необхідно з'єднати з високою точністю, 2 – фланець з буртиком, 3 – фланець з пазом, 4 – болт, 5 – додаткові електрозаклепки, 6 – гайка

Витрати праці на заготівельні операції, виготовлення деталей, накладання швів, виконання електрозаклепок, складання типового високоточного вузлу, без врахування підготовки поверхні, ґрунтування та фарбування наведені у таблиці 5.8.

Таблиця 5.8

Витрати праці на стандартний вузол

Найменування робіт	Норма, хв.	Вартість 1 хв., грн.	Вартість, грн.
Заготівельні операції	45	0,096	4,32
Токарна обробка	39	0,140	5,44
Фрезерування на станку з ЧПУ	70	0,160	11,20
Виконання отворів свердлом	7	0,135	0,94
Зварювання електродами $k_f = 4$ мм	15	0,100	1,50
Виконання електрозаклепок	5	0,100	0,50
Зачищення поверхні врівень шліф. машинкою	5	0,096	0,48
Складання вузла	8	0,090	0,72
		Всього:	25,10

$$V_{эл} = 0,128 \cdot V_{np} = 0,128 \cdot 25,10 = 3,21 \text{ грн.}$$

Загальна порівняльна вартість типового високоточного вузла:

$$V_2 = V_m + V_{np} + V_{эл} = 96,09 + 25,10 + 3,21 = 124,40 \text{ грн.}$$

Результати порівняння техніко-економічних показників запропонованого та типового високоточного вузлового з'єднання для башт різної висоти (14, 30, 45 м) з несучими трубами відповідно $\varnothing 76$, $\varnothing 89$, $\varnothing 102$ мм наведені у табл. 5.9. Причому башти висотою 14 і 30 м – чотиригранні, а висотою 45 м – шестигранна.

Для порівняння введемо два параметри – відносна економія η , % та економічний ефект E , грн.

Відносна економія η – відносна кількість коштів у %, що зекономлені при влаштуванні одного запропонованого вузла у порівнянні з типовим зразком:

$$\eta = \frac{V_2 - V_1}{V_2} \cdot 100\%. \quad (5.16)$$

Економічний ефект E – кількість коштів у грн., що зекономлені при влаштуванні усіх вузлів на башти за запропонованим зразком у порівнянні з вартістю вузлів, що влаштовані за типовим зразком:

$$E = (V_2 - V_1) \cdot N, \text{ грн.}, \quad (5.17)$$

де N , *шт.* – кількість високоточних міжсекційних вузлів у типовій башті.

Таблиця 5.9

Техніко-економічні характеристики варіантів виконання вузлів та їх порівняння для башт-атракціонів різної висоти (на один виріб)

Вартість металу, грн.		Порівняльна вартість		Відносна економія	Кількість вузлів у башті	Економічний ефект
запропонованого	типового	запропонованого	типового			
		V_1 , грн.	V_2 , грн.	η , %	N , шт.	E , грн.
Башта-атракціон висотою 14 м						
37,52	96,09	54,74	124,40	60,0	12	835,92
Башта-атракціон висотою 30 м						
61,7	190,4	90,20	250,47	64,0	16	2564,32
Башта-атракціон висотою 45 м						
112,1	300,0	165,11	395,20	58,2	32	7362,88
				Середнє значення		
				59,4	–	–

При ТЕП варіантів було розглянуто лише варіант з одним штифтовим з'єднанням. Однак техніко-економічний розрахунок порівняльної вартості варіанта на двох штифтах (див. рис. 5.4) також виявив відносну економію у порівнянні з класичним з'єднанням: $\eta \sim 11 \div 13 \%$.

Виходячи з попередніх міркувань можна зробити висновок, що запропоноване високоточне з'єднання несучих труб башт-атракціонів у порівнянні з класичним, що використовується на цей момент, є більш ефективним за критерієм порівняльної вартості та є більш зручним при монтажі.

5.4. Висновки

У розділі 5 було проведено моделювання роботи запропонованого вузлового з'єднання на втулках та запірному штифті. При цьому отримано такі результати:

1. Для башт-атракціонів, пояси (несучі стійки) яких виконані з круглих труб, запропоновано конструктивне вирішення міжсекційного роз'ємного вузла на втулці та запірному штифті та його конструктивні модифікації. У порівнянні з класичним (фланцевим) з'єднанням воно має низку якісних та кількісних переваг, а саме:

- менша металомісткість (на 50–60 %) та менші витрати праці на виготовлення (на 50–60 %) і, відповідно, менша вартість виготовлення (на 50–60 %);
- більша зручність при монтажі – немає необхідності у затягуванні чотирьох болтів на висоті, центрувальний конус виконує функцію своєрідного уловлювача, що спрощує стикування;
- більш естетичне (не містить виступаючих елементів);
- забезпечує необхідну високу точність з'єднання ($\pm 0,1$ мм).

2. Виконано дослідження залежності геометричних параметрів елементів з'єднання від діаметра, товщини стінки та марки сталі з'єднувальних труб та розроблено рекомендації щодо використання для інженерних потреб:

- виявлено, що запропоноване з'єднання не є універсальним для всього діапазону трубного прокату, його нераціонально застосовувати для з'єднання товстостінних трубчастих елементів (у яких відношення товщини стінки Δ_1 до діаметра труби D перевищує граничну величину $(\Delta_1 / D)_{\max} = 0,1126$);
- при співвідношенні $\Delta_1 / D \leq 0,1002$ раціональним є з'єднання з одним штифтом; при співвідношенні $0,1002 < \Delta_1 / D \leq 0,1126$ – раціональним є з'єднання з двома штифтами;
- мінімальний діаметр штифта, виходячи з умови міцності, слід розраховувати за формулою (5.3);
- особливу увагу слід приділяти величині шийки l_{zp} . Необхідно, щоб $l_{zp} > 2 \cdot d$ та уточнювати за формулою (5.11) або (5.12);
- мінімальний розрахунковий діаметр пальця слід розраховувати за формулою (5.5).

3. Доведено, що запропоноване вузлове з'єднання можна використати не тільки для високоточних башт-атракціонів, де воно, як елемент просторової ферми, працює в основному на розтяг-стиск, а і для улаштування високоточного з'єднання балок, що використовуються як рейкові напрямні, наприклад для шахтних вагонеток, де запропоноване вузлове з'єднання сприймає згинальні моменти.

4. Чисельним моделюванням на програмі "Cosmos-2004", що реалізує метод кінцевих елементів, виконано верифікацію запропонованої аналітичної методики розрахунку. Виявлено, що результати чисельного і аналітичного моделювання збігаються із похибкою меншою 15 %, що свідчить про достовірність запропонованих аналітичних закономірностей. Програмно виявлено характер розподілу напружень по тілу кожного з елементів запропонованого з'єднання, виявлені концентратори напружень, надані конструктивні рекомендації зі зменшення концентрації напружень.

РОЗДІЛ 6

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ БАШТИ-АТРАКЦІОНУ ПІД ДІЄЮ СТАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

6.1. Мета і задачі експериментальних досліджень

В цьому розділі розглядаються експериментальні дослідження з виявлення форми втрати стійкості моделі (1:10) башти-атракціону.

Метою експериментальних досліджень на моделі є перевірка результатів теоретичних досліджень роботи башти-атракціону без стаціонарного фундаменту на платформі з флюгерами для випадку улаштування споруди без анкерування. Необхідно експериментально підтвердити (або спростувати) такі результати:

- платформа на чотирьох флюгерах є достатньо надійною при прикладанні розрахункового горизонтального навантаження (забезпечує стійкість споруди від перекидання, виключає можливість ковзання (повзучості) по ґрунту, деформує на величини, що не перевищують нормативних значень);

- втрата стійкості споруди з опорною платформою на чотирьох флюгерах при понаднормованому збільшенні горизонтального навантаження відбувається внаслідок втрати стійкості рівноваги (відбувається перекидання).

6.2. Опис експериментальної установки

Експериментальна установка є моделлю (1:10) металоконструкції безфундаментної високоточної башти-атракціону загальною висотою 14 м (робочою висотою 12 м), що влаштована на піщаному ґрунті з додатковими елементами, що моделюють дію статичної складової вітрового навантаження та вимірювальних пристроїв. Установка складається з таких основних частин: моделі башти атракціону (1:10) та додаткових елементів.

У свою чергу модель складається з несучого стовбура, який в складається з опорної діафрагми, чотирьох несучих стояків, розкідної системи та оголовка; опорної платформи, що складається з жорсткого осердя, до якого приєднуються флюгери різної конфігурації та системи зв'язків, що додають системі просторової жорсткості; опорних п'ят, що передають навантаження від флюгерів на дерев'яні підставки або на гвинтові палі. Дерев'яні підставки розміром $a_m \times a_m = 60 \times 60$ мм служать для збільшення площини опирання опорних п'ят на ґрунт. Додаткові елементи: лоток з ґрунтом; поздовжні ваги, що моделюють навантаження від власної ваги та ваги технологі-

чного устаткування; підвіска з блоком; додаткова рамна конструкція; індикатори. Складальне креслення моделі представлено на рис. 6.1.

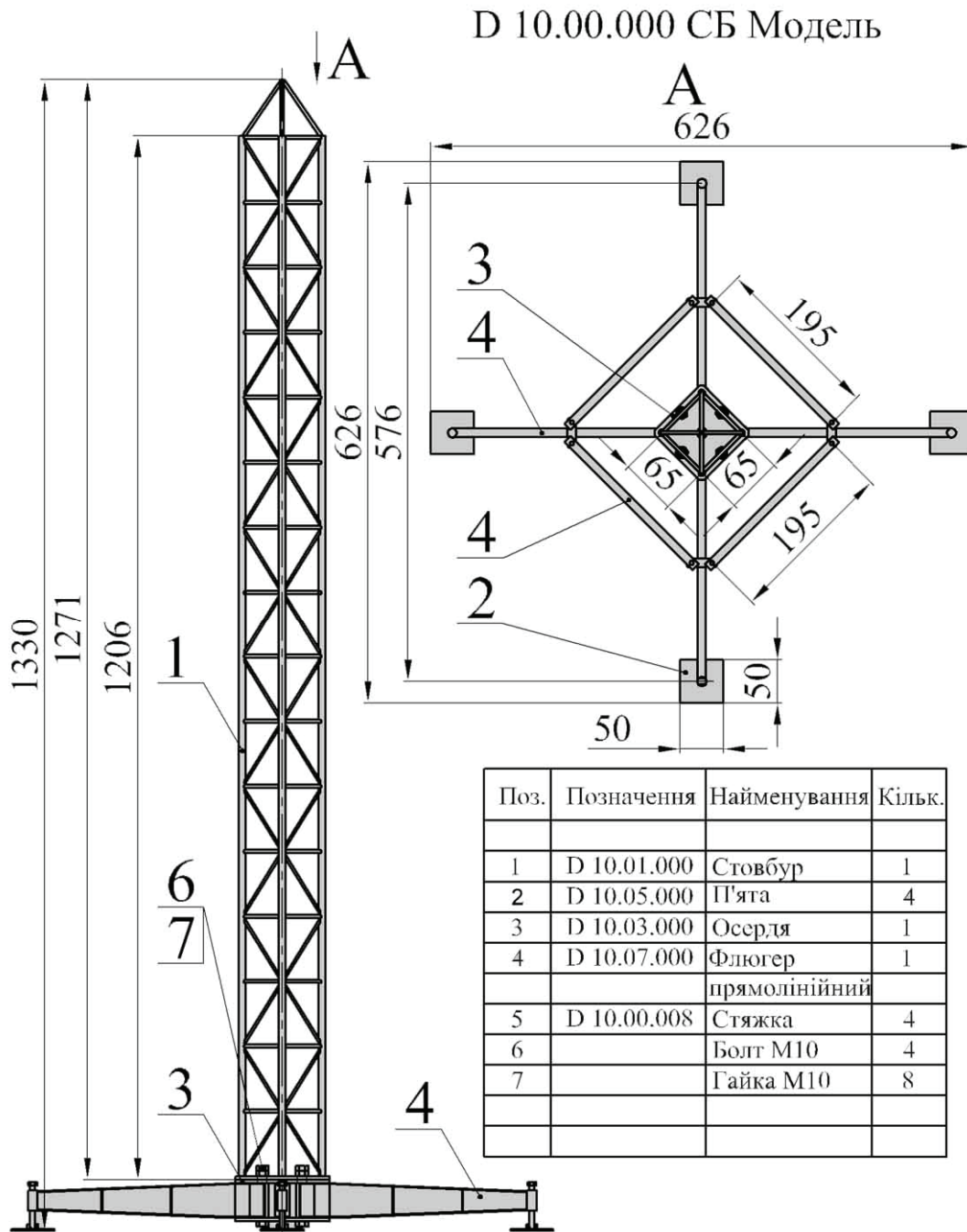


Рис. 6.1. Схема моделі (1:10) башти-атракціону з опорною платформою на чотирьох флюгерах

Фотографія незавантаженої установки наведена на рис. 6.2.

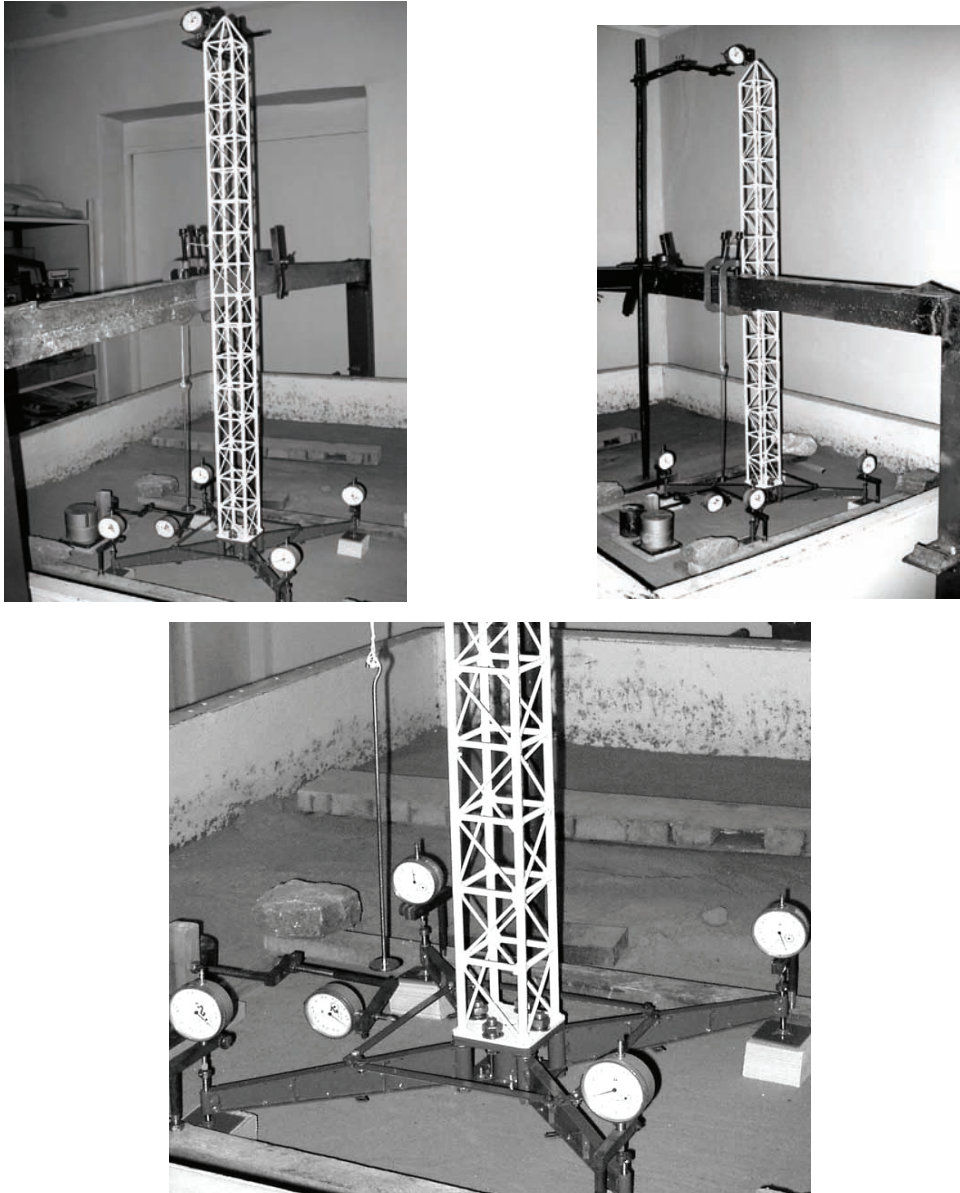


Рис. 6.2. Фотографії незавантаженої експериментальної установки

6.3. Навантаження на модель башти-атракціону

При моделюванні навантажень на модель (1:10) основним є відтворення тиску на ґрунт, тобто загальна вага елементів моделі N_M повинна створювати такий самий тиск на ґрунт p_M , як і вага усіх елементів башти-атракціону, включаючи статичне технологічне навантаження $(N_{A-A} + 2 \cdot q \cdot L) - p$, тобто:

$$\left(p_M = \frac{N_M}{4 \cdot a_M^2} \right) = \left(p = \frac{N_{A-A} + 2 \cdot q \cdot L}{4 \cdot a^2} \right), \text{ звідки} \quad (6.1)$$

$$N_M = (N_{A-A} + 2 \cdot q \cdot L) \cdot a_M^2 / a^2. \quad (6.2)$$

Підставляючи дані у рівність (6.2), отримуємо необхідну загальну вагу елементів моделі:

$$N_M = (12,5 \cdot 10^3 + 2 \cdot 0,813 \cdot 10^3 \cdot 5,764) \cdot 0,06^2 / 0,6^2 = 219 \text{ Н}.$$

Контрольне зважування показало, що вага металоконструкції моделі – $N_{M1} = 54,78 \text{ Н}$. Звідки вага баласту, що встановлюємо симетрично вісі симетрії по чотирьох гранях конструкції башти, – $N_{M2} = N_M - N_{M1} = 219 - 54,78 = 164,22 \text{ Н}$. Вага баласту на одній грані – $N_{M2}^1 = N_{M2} / 4 = 164,22 / 4 = 41,06 \text{ Н}$.

Вітрове навантаження моделюємо для лобового та діагонального напрямків. Необхідно зберегти співвідношення між загальними вертикальними навантаженнями та горизонтальною рівнодійною від дії вітру.

Для лобового напрямку величина рівнодійної Q_M^l :

$$\frac{Q_M^l}{N_M} = \frac{Q_{A-A}^l}{N_{A-A} + 2 \cdot q \cdot L}, \text{ звідки} \quad (6.3)$$

$$Q_M^l = \frac{N_M \cdot Q_{A-A}^l}{N_{A-A} + 2 \cdot q \cdot L}. \quad (6.4)$$

Підставляючи дані у рівність (6.4) отримуємо величину рівнодійної від лобового вітрового впливу, що необхідно прикласти на експериментальну установку:

$$Q_M^l = \frac{219 \cdot 2,76 \cdot 10^3}{12,5 \cdot 10^3 + 2 \cdot 0,813 \cdot 10^3 \cdot 5,764} = 27,6 \text{ Н}.$$

Для діагонального напрямку величина рівнодійної:

$$Q_M^d = \frac{N_M \cdot Q_{A-A}^d}{N_{A-A} + 2 \cdot q \cdot L}; \quad (6.5)$$

$$Q_M^d = \frac{219 \cdot 4,33 \cdot 10^3}{12,5 \cdot 10^3 + 2 \cdot 0,813 \cdot 10^3 \cdot 5,764} = 43,3 \text{ Н}.$$

Виходячи з геометричної подібності, точка прикладання горизонтального навантаження, що моделює вітровий вплив, знаходиться на позначці $z_m^l = z_m^d = z_m = 0,710 \text{ м}$ (для лобового та діагонального напрямків). Нульова позначка знаходиться на початку ділянки стовбура.

Схема установки та прикладання зусиль до споруди показані на рис. 6.3.

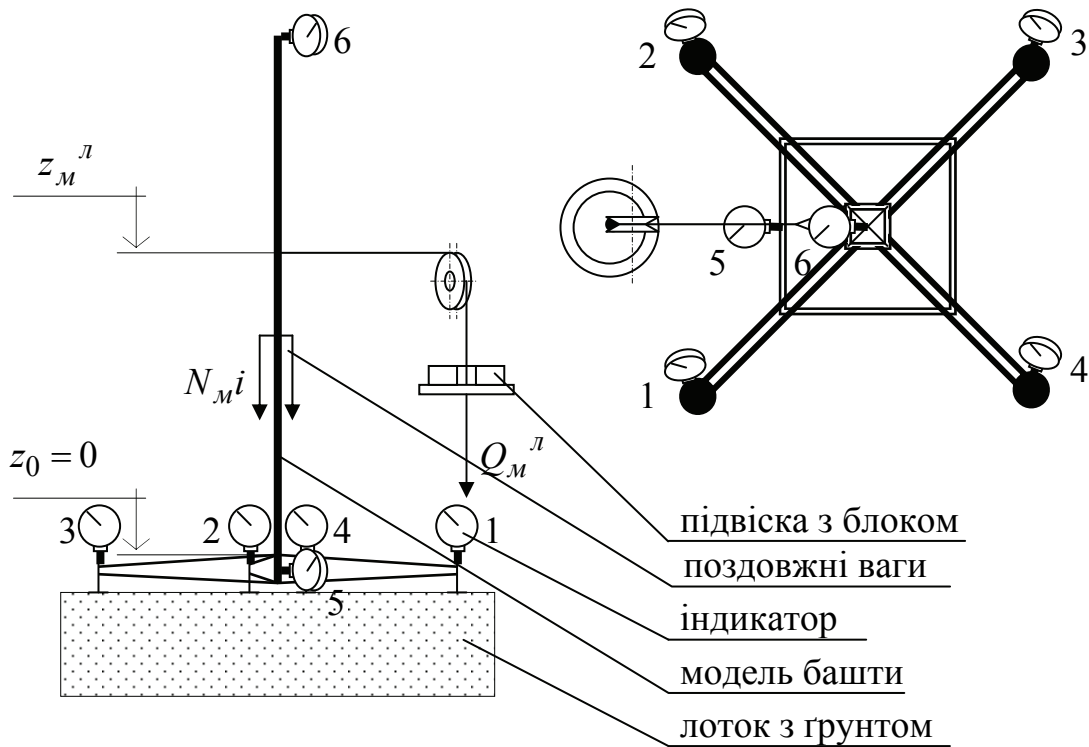


Рис. 6.3. Схема розташування індикаторів та прикладання горизонтальних та вертикальних навантажень для дослідження установки при моделюванні лобового напрямку вітру

З [32, 33, 107] відомо, що експериментальне дослідження вважається коректним у випадку випробувань на піщаних ґрунтах. Тому для випробувань використовуємо лоток з піщаним насипним ґрунтом. Фізичні та механічні характеристики ґрунту наведені у табл. 6.1.

Таблиця 6.1

Фізичні та механічні характеристики ґрунту

S_r	e	φ_n°	$c_n, \text{кПа}$	$\gamma_{II}, \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$E, \text{МПа}$	Характеристика ґрунту
0,115	0,855	30	0	15,12	9	Піщаний, з частками середньої крупності, пухкий, маловологий

Характеристики визначені для реального слабкого насипного ґрунту на основі випробувань (див. додаток Н, протокол № 1).

6.4. Експериментальне дослідження роботи моделі під дією розрахункових навантажень

Теоретичне моделювання роботи установки, що виконане за методикою, викладеною у розділі 2, дало такі результати поведінки споруди на опорній платформі з флюгерами без улаштування додаткового анкерування.

1. Металоконструкція установки повинна витримати розраховані вище комбінації вертикального та горизонтального навантаження ($N_m + Q^l_m$).

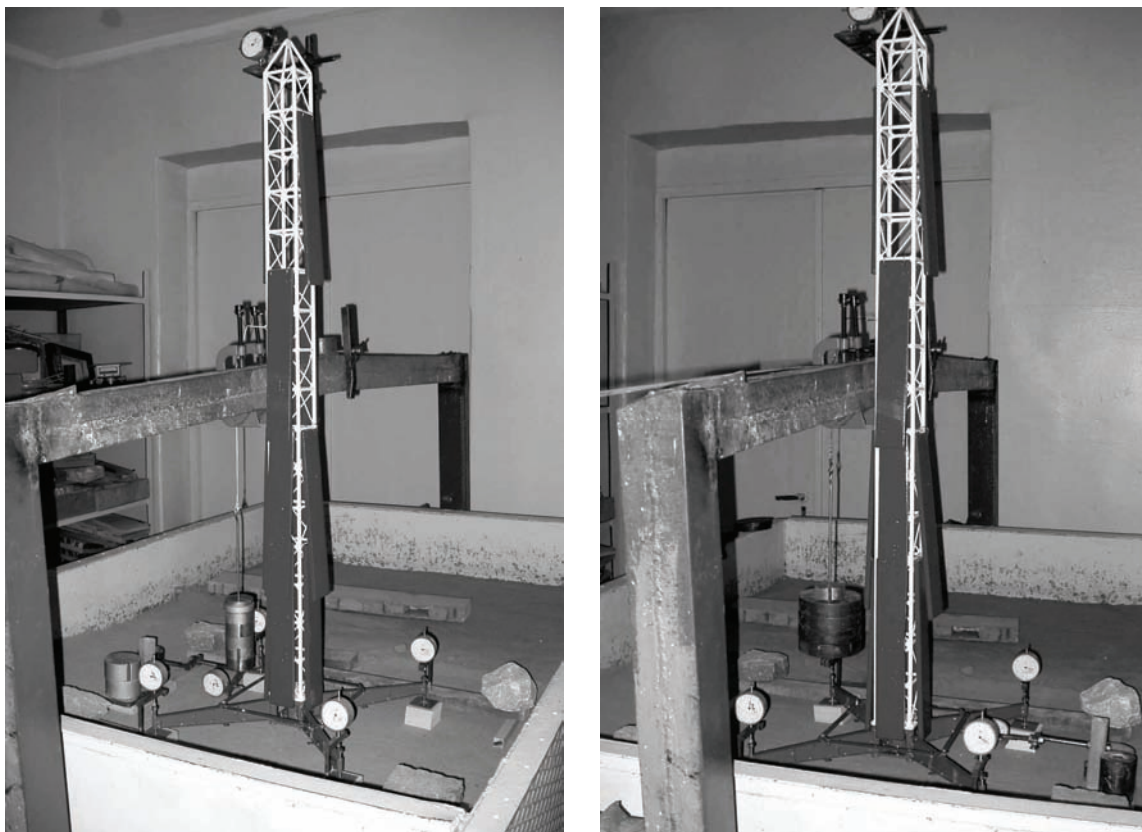
2. Повзучість споруди при максимальному горизонтальному навантаженні не повинна спостерігатися (комбінація $N_m + Q^o_m$).

3. При збільшенні горизонтального навантаження втрата стійкості моделі відбувається внаслідок перекидання (у той же час перекис стовбура башти, деформації металоконструкції основи, нерівномірне просідання ґрунту знаходяться у допустимих межах).

6.5. Методика випробувань

У зв'язку з тим, що вага металоконструкції моделі $N_{y1} = 54,78 \text{ Н}$ складає лише 25 % від загальної ваги моделі разом із привантаженням $N_y = 219 \text{ Н}$ та створює на ґрунт початковий тиск $p_{y0} = N_{y1} / (4a_y^2) = 3,8 \text{ кПа}$, початкові показники на вертикальних датчиках № 1, № 2, № 3, № 4 будемо вважати нульовими. Моделювання велося на прикладі лобової дії вітрового навантаження на моделі без анкерування опорних точок гвинтовими палями. При такій схемі прикладання зусиль та опирання, конструкція є найбільш нестійкою. Прикладання навантажень на модель споруди велося у три стадії. Спочатку ступінчасто було прикладене вертикальне навантаження, що моделювало власну вагу споруди та стаціонарне технологічне навантаження. Потім ступінчасто прикладалося горизонтальне навантаження до досягнення величини Q^l_m і, потім, Q^o_m . Кожному новому завантаженню моделі передувала умовна стабілізація [32, 33, 107]. Далі від розрахункової величини Q^o_m навантаження збільшувалося до виникнення втрати стійкості (рис. 4.4). Критерієм втрати стійкості через перекидання є зміна напрямку руху стрілки на індикаторах № 3 та № 4

на протилежний (відрив від поверхні). Критерієм втрати стійкості споруди через виникнення повзучості є зрушення стрілки індикатора №5 з місця. Критерієм втрати стійкості металокопункції стовбура башти, внаслідок недопустимих перекосів опорної рами, деформації стовбура та нерівномірного просідання ґрунту під опорними п'ятами, є збільшення показників індикатора №6 до величини $[\Delta_c^M] = h_c^M / 100 = 1330 / 100 = 13,3 \text{ (мм)}$ [135–140]. Дану величину можна експериментально визначити за методикою, викладеною в [2, 141].



а)

б)

Рис. 6.4. Фотографії завантаженої експериментальної установки: а – розрахунковою комбінацією навантажень $N_M + Q^M$, б – розрахунковим вертикальним навантаженням та горизонтальним навантаженням, при якому спостерігалася втрата стійкості через перекидання

Практичні результати випробувань зведені у табл. 6.2 (протокол випробувань див. додаток М, протокол № 2).

Таблиця 6.2

Результати випробувань моделі башти-атракціону

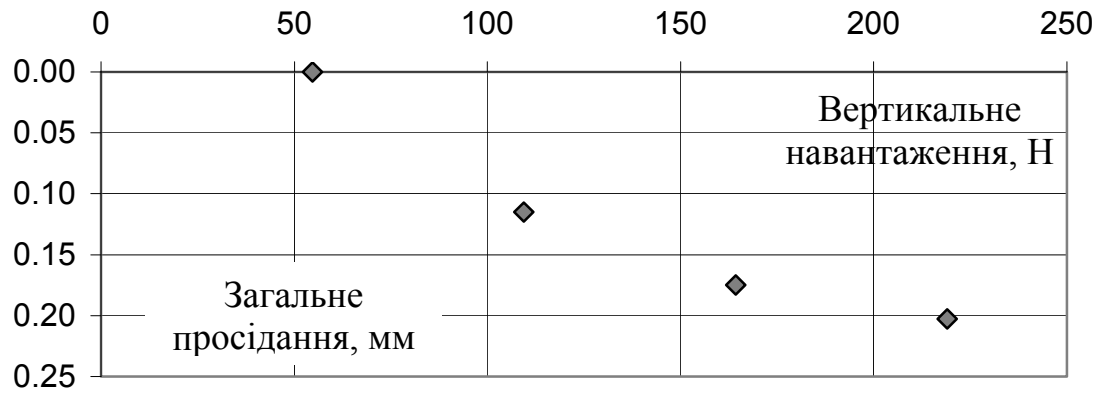
i	Навантаження		Показники індикаторів, мм							Примітка
	N_M^i, H	Q_M^L, H	№1	№2	№3	№4	Сер.	№5	№6	
1.1	54,78	0	0	0	0	0	0	0	0	Стадія завантаження моделі розрахунковим вертикальним навантаженням
1.2	109,4	0	0,04	0,22	0,14	0,06	0,12	0	0	
1.3	164,26	0	0,07	0,34	0,19	0,10	0,18	0	0	
1.4	219,0	0	0,08	0,41	0,21	0,11	0,20	0	0	
2.1	219,0	10	0,08	0,41	0,21	0,11	0,20	0	0,08	Стадія завантаження моделі розрахунковим горизонтальним навантаженням
2.2	219,0	20	0,08	0,42	0,21	0,11	0,21	0	0,45	
2.3	219,0	27,6	0,09	0,42	0,22	0,12	0,21	0	0,8	
3.1	219,0	40	0,09	0,42	0,22	0,12	0,21	0	1,57	Стадія збільшення горизонтального навантаження до досягнення конструкцією граничного стану
3.2	219,0	60	0,10	0,43	0,22	0,12	0,22	0	3,07	
3.3	219,0	61	0,11	0,44	0,22	0,12	0,22	0	3,22	
3.4	219,0	64,5	0,11	0,44	0,22	0,12	0,22	0	4,37	
3.5	219,0	65	0,13	0,44	0,19	0,07	0,21	0,04	4,49	

Аналізуючи дані табл. 6.2, рис. 6.5 та рис. 6.6 робимо такі висновки:

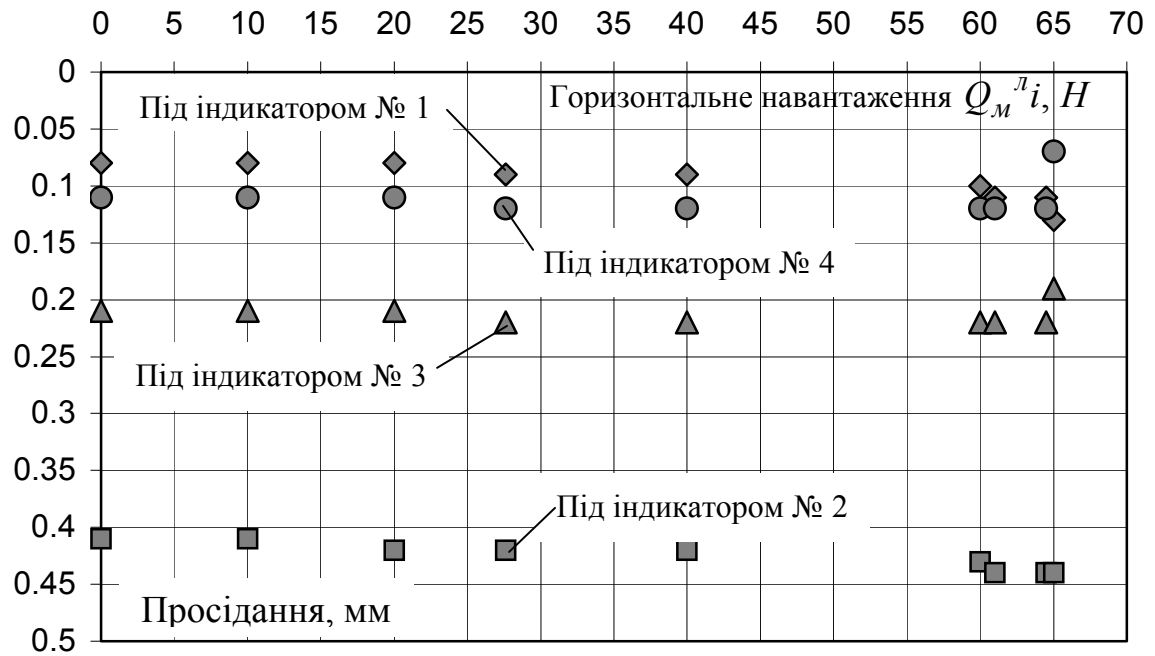
1. Модель (платформа на 4 флюгерах) витримала розрахункову комбінацію горизонтального та вертикального навантажень $N_M + Q_M^L$ (рядок 2.3).

2. Модель витримала горизонтальне навантаження, що на 50 % більше за комбінацію навантажень $N_M + Q_M^D$ (рядок 3.4).

3. Втрата стійкості відбулася через перекидання конструкції. Одночасно з перекиданням модель зсунулася у напрямку вектора прикладання горизонтального навантаження.



а)



б)

Рис. 6.5. Залежність величини просідання ґрунту під опорними п'ятами: а – від вертикального навантаження; б – від горизонтального навантаження з додатковим постійним вертикальним навантаженням 219 Н



Рис. 6.6. Залежність загальних горизонтальних деформацій верхівки споруди від прикладеного горизонтального навантаження

6.6. Висновки

Під час проведення експериментального модельного дослідження втрати стійкості безфундаментної башти були досягнуті такі результати.

1. Експериментальне дослідження моделі башти-атракціону на платформі з флюгерами довело правильність теоретичних вишукувань, а саме:

- доведено, що модель, а відповідно і башта-атракціон на запропонованій платформі, витримує розрахункове навантаження;
- при збільшенні горизонтального навантаження на модель на 50 % вона, а відповідно і башта-атракціон, втрачає стійкість через перекидання металоконструкції (а не через ковзання споруди, нерівномірне просідання слабого ґрунту чи недопустимі деформації металоконструкції).

2. Розроблено експериментальну методику визначення форми втрати стійкості моделі безфундаментної башти-атракціону у випадку її улаштування на платформі з флюгерами.

РОЗДІЛ 7 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ГВИНТОВИХ ПАЛЬ

7.1. Мета і задачі експериментальних досліджень

Метою цих експериментальних досліджень є підтвердження ефективності використання гвинтових палей для збільшення стійкості без фундаментної споруди від перекидання, тобто при улаштуванні додаткових анкерних гвинтових палей стійкість системи від перекидання суттєво збільшується у порівнянні з варіантом улаштування споруди без анкерування.

Таким чином в цих експериментах досліджувалась модель (1:10) гвинтової палі на стійкість від висмикування.

7.2. Методика експерименту

Для улаштування додаткового кріплення споруди від перекидання та для забезпечення рамного ефекту перерозподілу моментів між флюгерами пропонується спосіб анкерування опорної точки флюгера з допомогою тимчасових гвинтових палей (п. 2.4). Виконаємо експериментальне дослідження роботи моделі (1:10) гвинтової палі.

Установка для дослідження гвинтової палі під дією висмикуючого навантаження складається з таких основних частин: моделі (1:10) гвинтової палі (схема якої показана на рис. 7.1), лотка з ґрунтом, індикатора годинникового типу. Методика для визначення несучої здатності моделі гвинтової палі полягає у ступінчастому завантаженні установки (рис. 7.2) навантаженням, що висмикує палю. Кожній наступній стадії завантаження передувала умовна стабілізація [116].

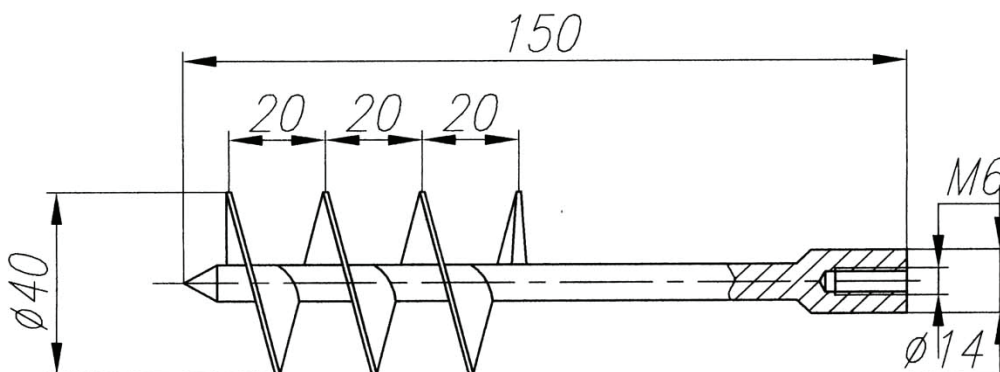


Рис. 7.1. Схема моделі (1:10) гвинтової палі (розміри у мм)

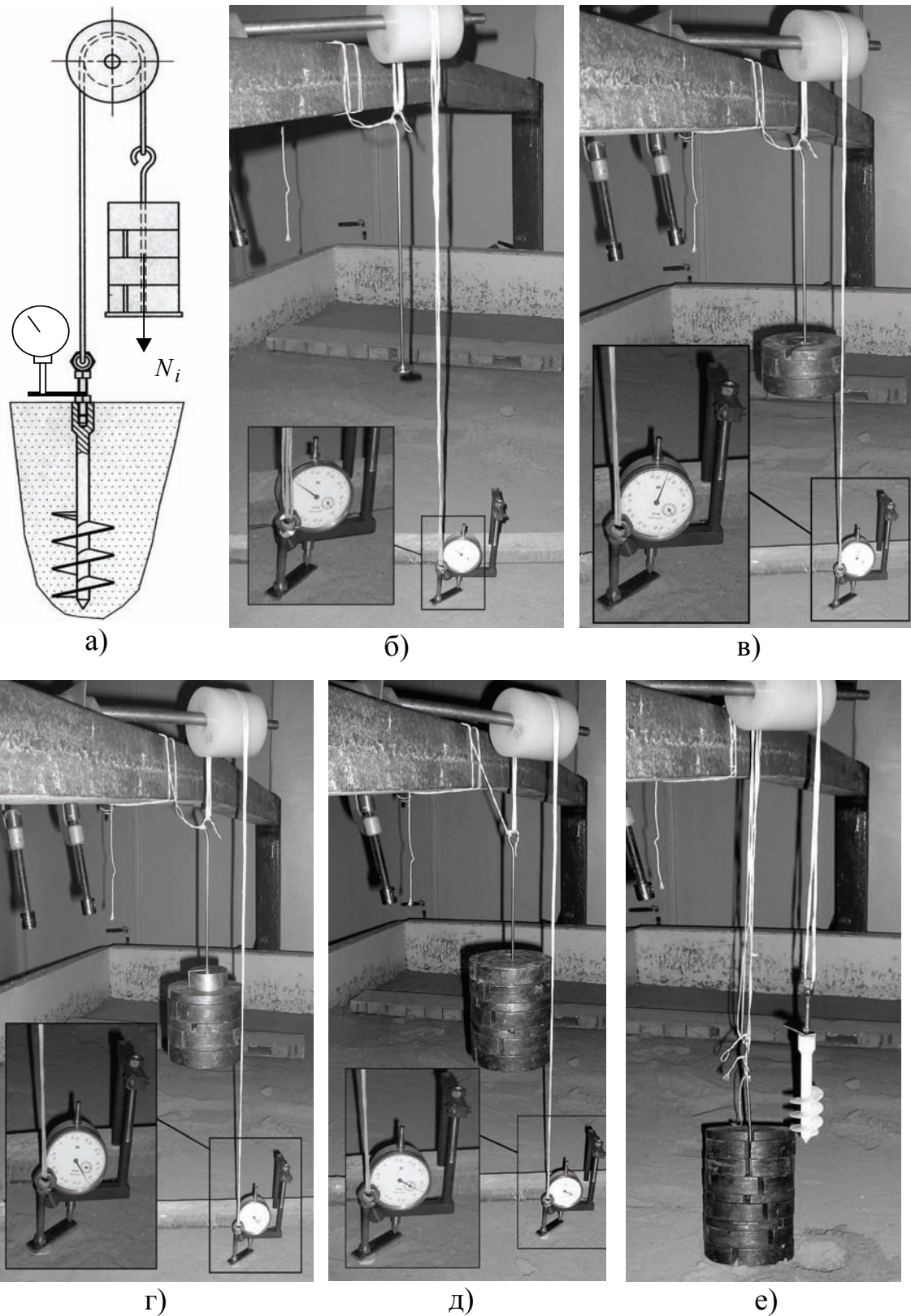


Рис. 7.2. Експериментальне дослідження моделі гвинтової палі на висмикування: а – схема випробувань; б – фотографія установки; в – завантаження зусиллям 50 Н; г – 85 Н; д – 120 Н; е – висмикування

Експериментальне дослідження виконувалося у три етапи. На кожному з етапів одна і та сама модель гвинтової палі занурювалася у слабкий насипний ґрунт, після чого здійснювалося її стадійне навантаження із потрібною (не меншою 2 годин) витримкою кожної зі стадій до моменту висмикування. Вимірювання вертикальних переміщень здійснено для верхнього обрізу палі індикатором годинникового типу.

7.3. Результати дослідження стійкості гвинтової палі від висмикування

Результатом експериментального дослідження роботи моделі гвинтової палі є залежність величини вертикального переміщення палі (для експерименту № 1 – z^1_i , мм, № 2 – z^2_i , мм, № 3 – z^3_i , мм) від величини прикладеного висмикуючого навантаження N_i , Н, що наведено у табл. 7.1 та на рис. 7.3 (див. додаток Н, протокол № 3).

Таблиця 7.1

Результати випробувань моделі гвинтової палі

i	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
N_i , Н	0	20	40	50	60	65	70	80	85	90	100	120	145	150
z^1_i , мм	0	0,10	0,20	0,37	0,40	0,50	0,70	1,35	1,60	1,90	2,44	3,60	4,40	ВИСМИКУВАННЯ
z^2_i , мм	0	0,08	0,17	0,30	0,45	0,49	0,69	1,28	1,54	1,82	2,49	3,61	5,67	
z^3_i , мм	0	0,12	0,22	0,32	0,44	0,51	0,67	1,31	1,55	1,80	2,40	3,58	5,61	

Згідно з [115, 116] допустима вертикальна деформація будь-якої гвинтової палі складає $[\Delta z] = 25$ мм для випадку моделі (1:10) гвинтової палі довжиною $L = 1500$ мм за критерій висмикування беремо вертикальне переміщення $\Delta z_{\max} = [\Delta z]/10 = 25/10 = 2,5$ мм. Отже, гранична вертикальна величина деформації палі на висмикування $\Delta z \leq \Delta z_{\max} = 2,5$ мм.

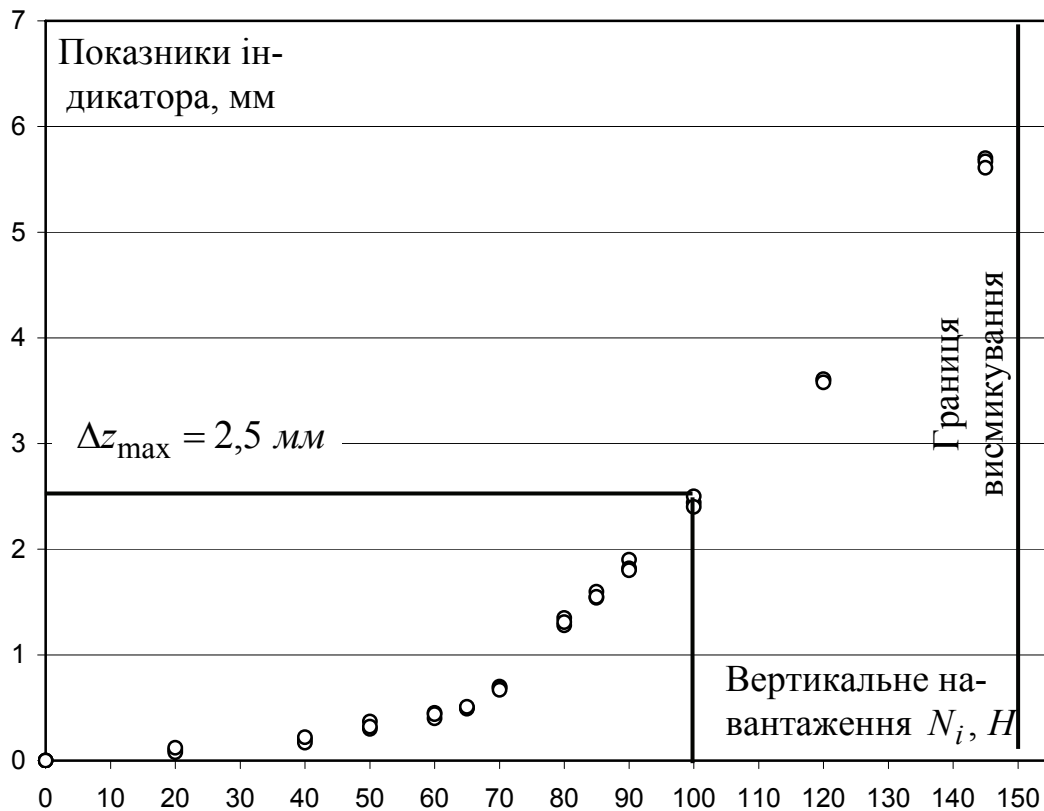


Рис. 7.3. Залежність величини вертикального переміщення палі від вертикального висмикуючого навантаження

7.4. Теоретичний пошук коефіцієнтів масштабності для переходу від моделі до натурної палі

Для визначення несучої здатності гвинтової палі, базуючись на даних експерименту, необхідно обчислити відповідні коефіцієнти масштабності. Розрахунок моделі гвинтової палі ведемо за методикою, викладеною у п. 4.6. Через те, що під час теоретичного моделювання роботи палі до розрахунку прийнятий ґрунт, що використовується для експерименту, у формули 4.22 та 4.23 підставляємо дані, що не залежать від геометричних розмірів палі: $\gamma_c = 0,7$; $\alpha_1 = 38$; $\alpha_2 = 22,5$; $c_I = 0 \text{ кПа}$; $\gamma_I = 15,12 \text{ кН/м}^3$; $f_i = 0,5 \cdot 35 \text{ кПа} = 17,5 \text{ кПа}$; та дані, що залежать від геометричних розмірів палі: $h_1 = 0,140 \text{ м}$ – глибина залягання нижньої лопаті моделі палі від рівня рельєфу, $A = 1,178 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$ – робоча площа лопаті моделі палі за винятком стовбура палі; $u = 0,0314 \text{ м}$ – периметр стовбура моделі гвинтової палі; $h = h_1 = 0,140 \text{ м}$ – довжина моделі палі без врахування загострення; $d = 0,04 \text{ м}$ – діаметр лопаті моделі палі.

$$F_d^M = 0,7 \cdot \left[(38 \cdot 0 + 22,5 \cdot 15,12 \cdot 10^3 \cdot 0,14) \cdot 1,178 \cdot 10^{-3} + \right. \\ \left. + 0,0314 \cdot 17,5 \cdot 10^3 \cdot (0,14 - 0,04) \right] = 77,7 \text{ Н}.$$

Без врахування коефіцієнтів запасу несуча здатність моделі гвинтової палі повинна становити $F_d^M = 56,1 + 54,9 = 111,0 \text{ Н}$.

Для визначення коефіцієнтів масштабності скористаємося фізичним змістом формул (4.22) та (4.23). Введемо такі позначення:

$F_1 = \alpha_1 \cdot c_I \cdot A + u \cdot f_i \cdot (h - d)$; $F_2 = \alpha_2 \cdot \gamma_I \cdot h_1 \cdot A + V_n \cdot \gamma_n$, де V_n – об'єм палі; γ_n – середня питома вага палі; $V_n \cdot \gamma_n = G_n$.

Тоді несуча здатність палі: $F = F_1 + F_2$; несуча здатність моделі палі: $F^M = F_1^M + F_2^M$.

При точному масштабуванні усіх розмірів палі у ε разів (у нашому випадку $\varepsilon = 0,1$) для моделі палі геометричні характеристики набудуть таких значень: $A^M = A \cdot \varepsilon^2$; $h_1^M = h_1 \cdot \varepsilon$; $V_n^M = V_n \cdot \varepsilon^3$; $(h - d)^M = (h - d) \cdot \varepsilon$.

Використовуючи попередні рівності, отримаємо теоретичне значення несучої здатності палі через несучу здатність її моделі:

$$F = F_1^M \cdot (1/\varepsilon)^2 + F_2^M \cdot (1/\varepsilon)^3. \quad (7.1)$$

7.5. Аналіз даних експериментальних досліджень. Висновки.

З даних, зображених на рис. 7.3 можна зробити такі висновки:

1. При експериментальних випробуваннях модель гвинтової палі (1:10) витримала вертикальне висмикуючи навантаження 145 Н.
2. Висмикування палі спостерігалось при прикладенні вертикального навантаження – 150 Н.
3. Характер висмикування – лавиноподібний.
4. Граничне значення висмикуючого зусилля згідно з [115, 116] – 100 Н.

5. Експериментальне значення 100 Н є на 9 % меншим за теоретичне розрахункове $F_d^M = 111,0 \text{ Н}$. Тому при розрахунку несучої здатності натурної палі, базуючись на даних експерименту моделі з коефіцієнтом масштабності ε за запропонованою формулою (7.1), необхідно зменшувати отримане значення не менше, аніж на 10 %, тобто розрахунок вести за формулою:

$$F = \left[F_1^M \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon} \right)^2 + F_2^M \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon} \right)^3 \right] \cdot \gamma_c \cdot k, \quad (7.2)$$

де $k \leq 0,9$ – запропонований перевідний коефіцієнт.

6. Це експериментальне дослідження, що складалося з трьох дослідів, дало достатньо щільні результати (див. рис. 7.3), тому його можна вважати достовірним.

7. Експериментальне дослідження моделі гвинтової палі за стандартною методикою підтверджує правильність теоретичних вишукувань, а саме, підтвердилася несуча здатність моделі гвинтової палі, а відповідно і самої палі, на висмикування у межах 90 % від розрахованої теоретично.

8. Протягом експериментальних досліджень було виведено теоретичне співвідношення (формула 7.2), що дозволяє визначити несучу здатність гвинтової палі з результатів експериментальних досліджень її моделі з використанням відповідного геометричного коефіцієнта масштабності ε .

РОЗДІЛ 8

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗАПРОПОНОВАНИХ ВИСОКОТОЧНИХ З'ЄДНАНЬ ПІД ДІЄЮ СТАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

8.1. Мета і задачі експериментальних досліджень

Метою досліджень є експериментальна перевірка надійності запропонованого високоточного з'єднання під час роботи на різні види напружено-деформованого стану. Необхідно експериментально підтвердити (або спростувати) такі результати теоретичних досліджень:

- запропоноване вузлове з'єднання, що запроектоване за методикою, викладеною у розділі 5 з допомогою розробленої програми Vuzol_shtift.exe, є достатньо надійним при роботі на розтяг та згин;
- несуча здатності запропонованого вузлового з'єднання наближається до несучої здатності найбільш міцного примикаючого елемента.

8.2. Експериментальне дослідження запропонованого з'єднання

Досліджувані зразки являють собою міжсекційні високоточні стикові вузли поясів, що можуть бути використані для металевої башти-атракціону з поясами (основними несучими трубами) Ø38 мм. Схема зразка, що запроектований з врахуванням вимог [2, 117–120, 129, 130, 142–150], показана на рис. 8.1. Фотографія зразків до випробувань показана на рис. 8.2.

Дослідження зразків проводилося на розтяг та згин згідно з рекомендаціями [143–149] та вимогами [151–152]. Протокол випробувань наведено у додатку М.

Необхідно експериментально перевірити теоретичну модель напружено-деформованого стану запропонованого високоточного з'єднання при розтязі та згині.

8.2.1. Експериментальне дослідження зразків на розтяг

Для підтвердження правильності моделювання напружено-деформованого стану запропонованого з'єднання при розтязі було проведено експериментальне дослідження двох типів зразків по три у вибірці на розривній машині. Зразки відрізнялися за конструктивним виконанням лиски під штифт, за розміром циліндричної частини та за місцем розташування штифта (див. рис. 8.1, табл. 8.1 та додаток Л).

Таблиця 8.1

Відмінність виконання зразків

Зразки, що виконані за кресленням	l_1 , мм	Лиска, мм
D 01.00.000	12	2
D 03.00.000	24	1

Фотографія випробувань зразків другої вибірки показана на рис. 8.3, зразки після випробувань – на рис. 8.4в, г.

Під час дослідження було експериментально визначено: значення зусилля, при якому вузол досягає граничного стану першої групи (виникає ділянка текучості матеріалу); місце розташування ділянки текучості; величину зусилля, що призводить до руйнування зразка та характер руйнування.

Згідно з теоретичним моделюванням з допомогою розробленої методики та програми Vuzol_shtift.exe, зразок повинен був вийти з ладу за рахунок того, що напруження у трубах досягли границі текучості. Розрахункове значення розтягуючого зусилля труби 38×3, сталь 10, при якому виникає текучість з врахуванням коефіцієнтів запасу – 32,98 кН та без врахування – 69,27 кН. При збільшенні навантаження на зразок згідно з табл. 5.4 він повинен був зруйнуватись по трубі у зоні концентрації напружень внаслідок термічного впливу зварювання. Розрахункове значення руйнівного зусилля при розтязі без врахувань коефіцієнтів запасу для труби 38×3 сталь 10 – 112 кН (табл. 5.4).

Експериментальне дослідження зразків з першої вибірки (табл. 8.2) показало, що характер руйнування зразка – зріз тонкої стінки на вставці-втулці.

Таблиця 8.2

Результати випробувань на розтяг вибірки зразків D 01.00.000

Показник	Зразок з першої вибірки			Сер.
	№1	№2	№3	
Зусилля границі текучості N_m , кН	39,8	40,2	40,0	40,0
Розривне зусилля, N_v , кН	48,8	48,4	46,3	47,8
Характер руйнувань	Руйнування відбувалося по вставці-втулці у результаті розриву стінки металу. До цього моменту виникали пластичні деформації на вставці-пальці та вставці-втулці			

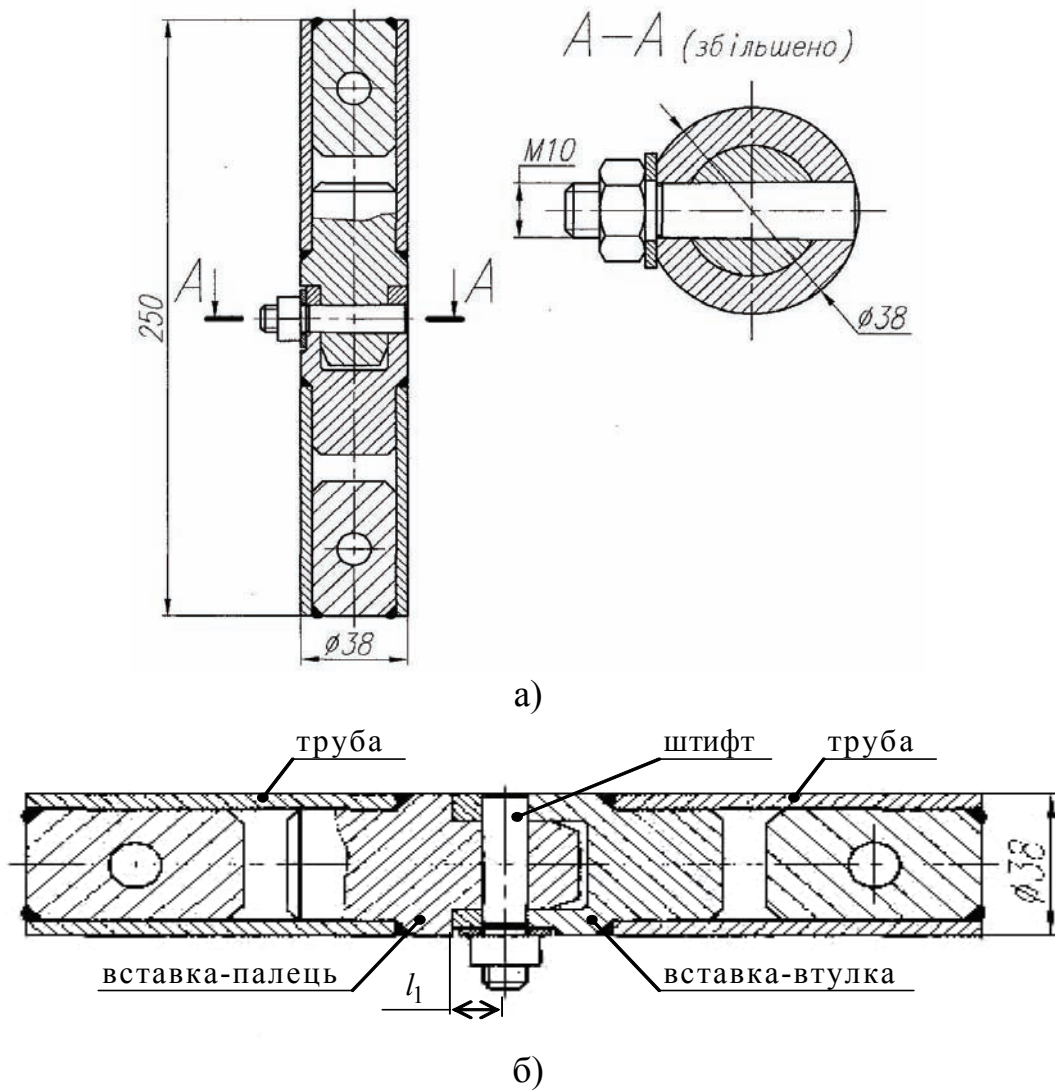


Рис. 8.1. Схематичне зображення зразка: а – креслення з габаритними розмірами, б – схема розташування складових елементів

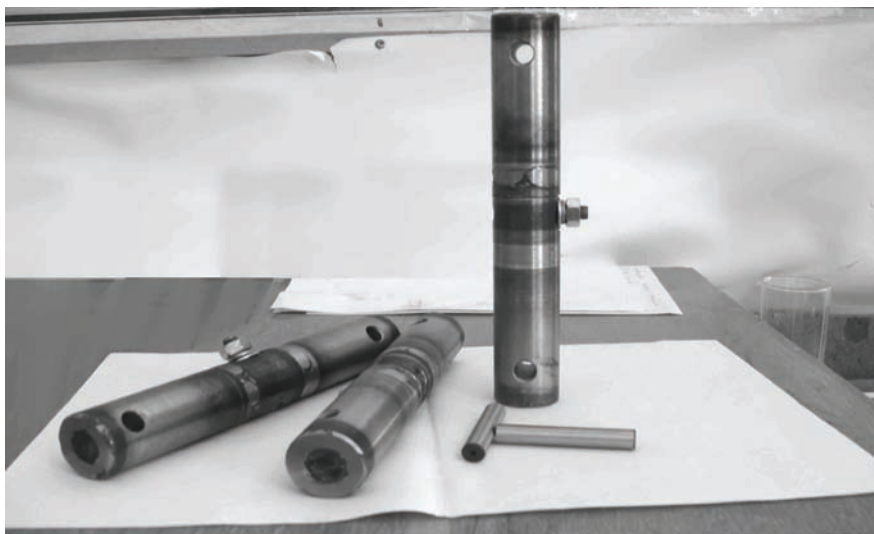
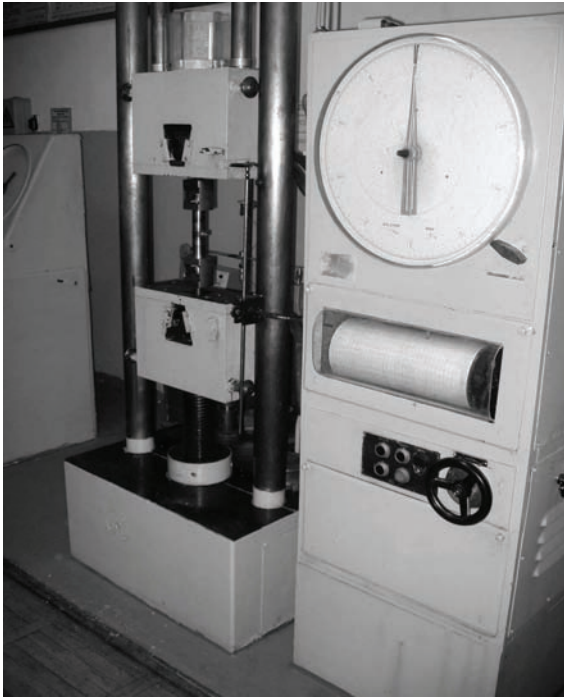
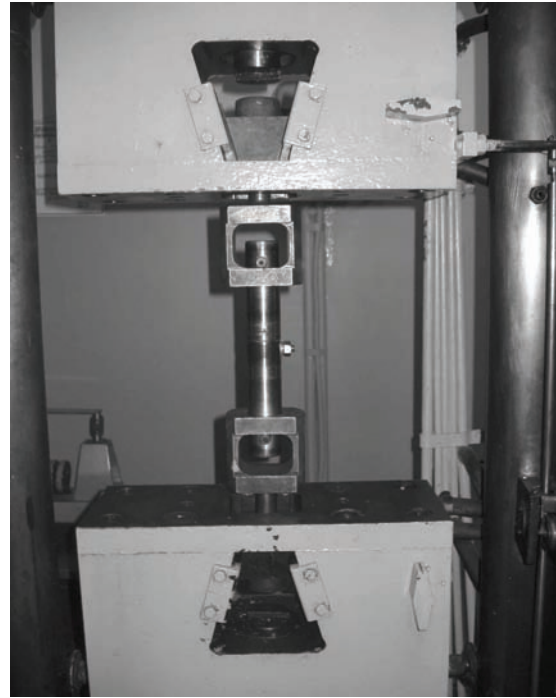


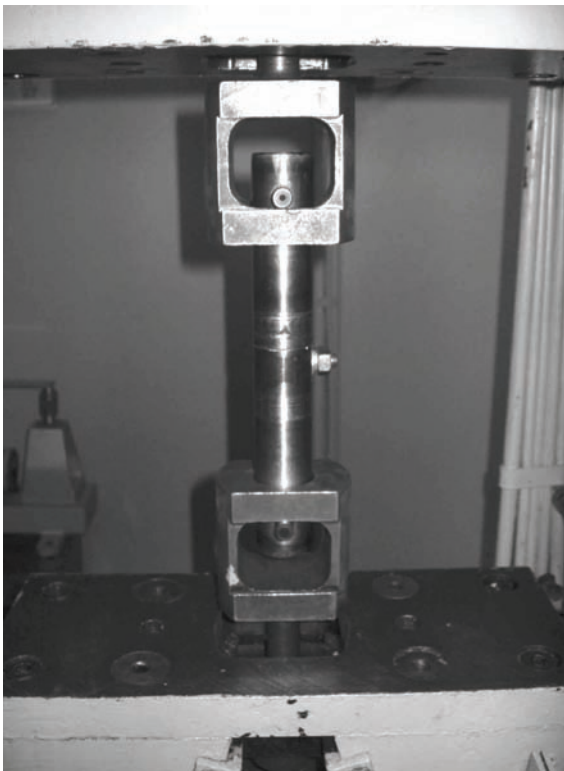
Рис. 8.2. Зразки запропонованого вузла для випробувань



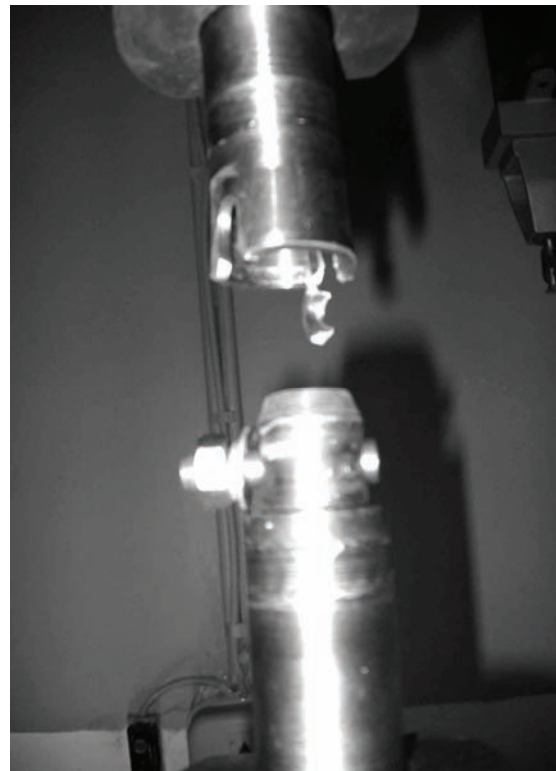
а)



б)

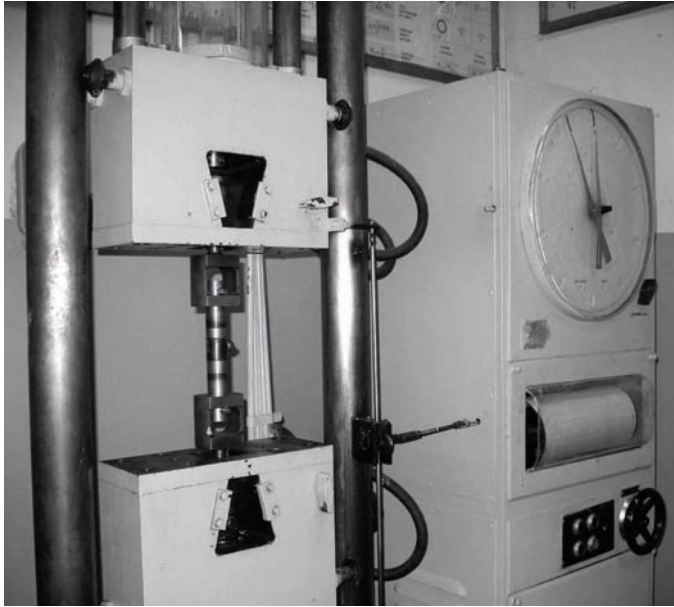


в)



г)

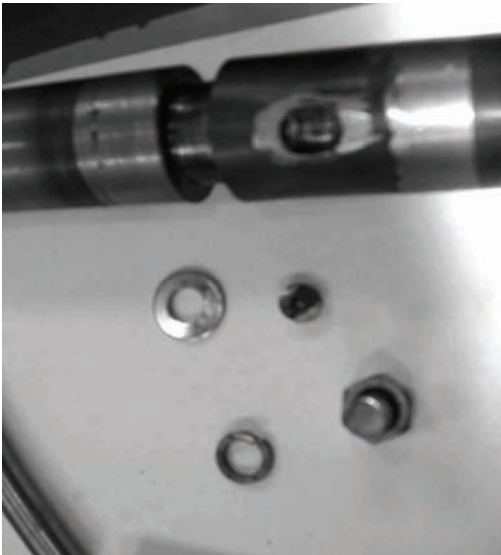
Рис. 8.3. Зразки першої вибірки (D 01.00.000) при випробуваннях на розтяг: а – загальний вигляд; б – зразок, затиснутий у губках; в – початок текучості; г – руйнування зразка



а)



б)



в)



г)

Рис. 8.4. Зразки другої вибірки (D 02.00.000) у розривній машині: а – загальний вигляд; б – зразок, затиснутий у губках; в, г – руйнування

Результати випробувань для зразків D 01.00.000 (із конструктивним недоліком):

- середнє навантаження, при якому досягається границя текучості, $N_m = 40 \text{ кН}$;

- середнє значення руйнівного навантаження $N_g = 47,8 \text{ кН}$;

- руйнування усіх трьох зразків вибірки відбувалося по вставці-втулці у результаті розриву витонченої стінки металу. До цього моме-

нту виникали пластичні деформації на вставці-пальці та вставці-втулці.

Порівнюючи дані табл. 8.2 з теоретично розрахованими для труби, робимо висновок, що вузол, внаслідок конструктивної помилки – наявності витончення стінки на вставці-втулці, не витримав розрахункових навантажень. Коефіцієнт несучої здатності у порівнянні з основною трубою не перевищує $K_{p1} = 0,57$.

У таблиці 8.3 наведено результати експериментальних досліджень зразків D 03.00.000, у яких усунуті конструктивні недоліки, виявлені протягом попередніх експериментальних досліджень.

Таблиця 8.3

Результати випробувань на розтяг вибірки зразків D 03.00.000

Показник	Зразок з другої вибірки			Сер.
	№ 1	№ 2	№ 3	
Зусилля границі текучості N_m , кН	80,2	81,1	80,8	80,7
Розривне зусилля N_g , кН	91,1	91,7	91,3	91,3
Характер руйнувань	Руйнування відбувалося у результаті зрізу запірною штифта. До цього моменту виникали пластичні ділянки на вставці-пальці та вставці-втулці			

Аналізуючи результати експериментальних досліджень наведені в табл. 8.3 середнє значення навантаження, при якому досягається границя текучості $N_m = 80,7$ кН, середнє значення руйнівного навантаження $N_g = 91,3$ кН, руйнування усіх трьох зразків вибірки відбулися у результаті зрізу запірною штифта, до цього виникали пластичні ділянки на вставці-пальці та вставці-втулці. Коефіцієнт несучої здатності K_{p1}' у порівнянні з основною трубою не менше 0,81.

8.2.2. Експериментальне дослідження зразків на згин

Для підтвердження моделювання напружено-деформованого стану зразка при згині було проведено експериментальне дослідження двох типів зразків по три у вибірці на пресі.

Під час дослідження було експериментально визначено характер руйнування зразків та руйнівне зусилля.

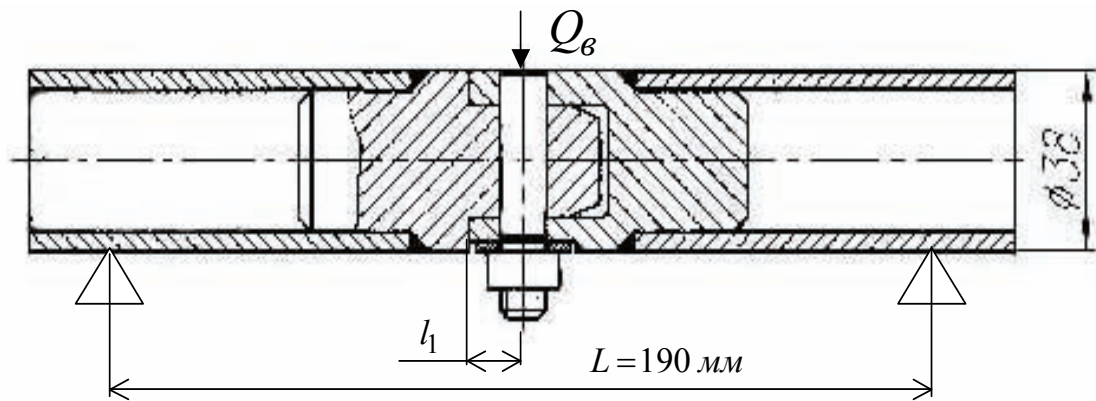


Рис. 8.5. Схема зразка для випробувань на згин

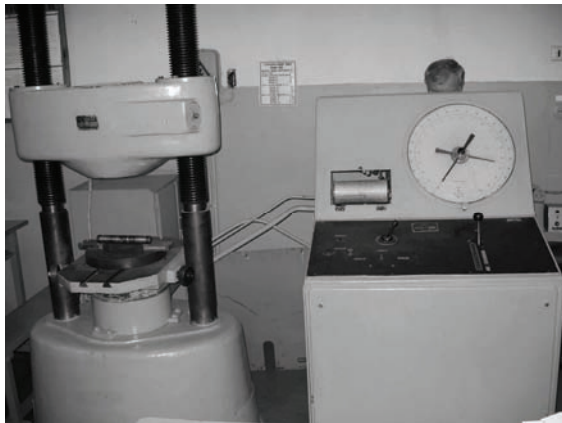
Згідно з теоретичним моделюванням з допомогою розробленої методики та програми Vuzol_shtift.exe, зразок повинен був вийти з ладу за рахунок складних пружно-пластичних деформацій вставки втулки через те, що вузол сприймав місцевий зосереджений згинальний момент. У випадку улаштування у цьому місці труби Ø38×3 сталь 10, вона б сприйняла згинальний момент 0,911 кН·м. Фотографії зразків першої вибірки до та після випробувань показані на рис. 8.6, результати випробувань наведені у табл. 8.4.

Таблиця 8.4

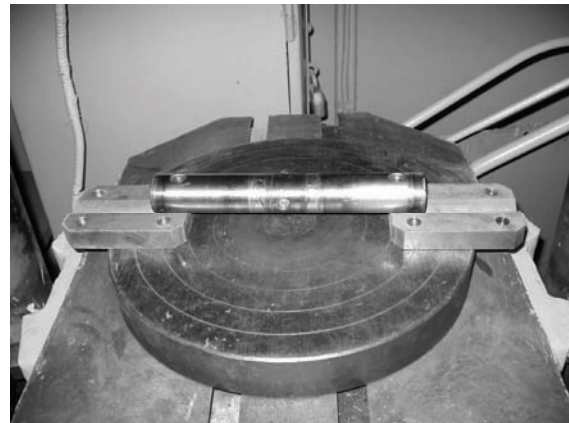
Результати випробувань на згин вибірки зразків D 02.00.000

Показник	Зразок з першої вибірки			Сер.
	№ 1	№ 2	№ 3	
Руйнівне зусилля, Q_b , кН	20,8	21,0	20,8	20,9
Руйнівний згинальний момент M_b , кН·м	0,988	0,998	0,988	0,992
Характер руйнувань	Складні пластичні деформації вставки-втулки та змінання волокон отворів під штифт			

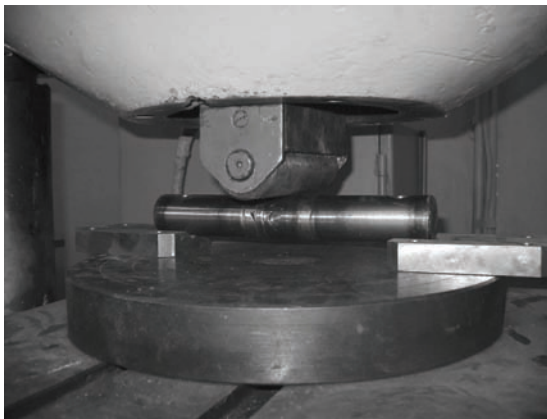
Результати випробувань для зразків D 02.00.000: середнє значення руйнівного навантаження $Q_b = 20,9$ кН, середнє значення руйнівного моменту, $M_b = 0,992$ кН·м, руйнування усіх трьох зразків вибірки відбувалося у результаті складних пластичних деформацій вставки-втулки та змінання волокон отворів під штифт. Порівнюючи дані табл. 8.4 з теоретично розрахованими, робимо висновок, що вузол сприймає згинальний момент краще за примикаючу трубу. Коефіцієнт несучої здатності у порівнянні з основною трубою $K_{321} = 1,08$.



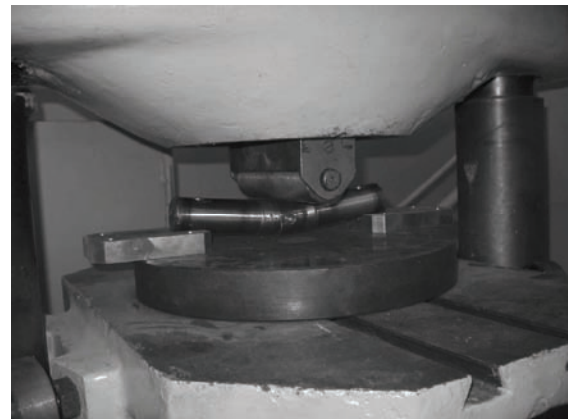
а)



б)



в)



г)

Рис. 8.6. Зразки першої вибірки при випробуваннях на згин: а – загальний вигляд; б, в – зразок на призмах; г – руйнування

Фотографії зразків другої вибірки до та після випробувань показані на рис. 8.7, результати випробувань в табл. 8.5.

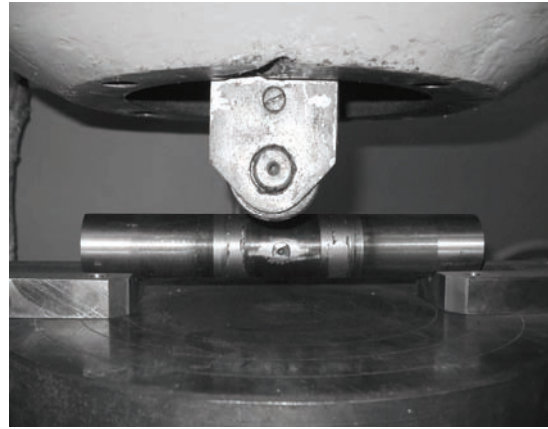
Таблиця 8.5

Результати випробувань на згин вибірки зразків D 04.00.000

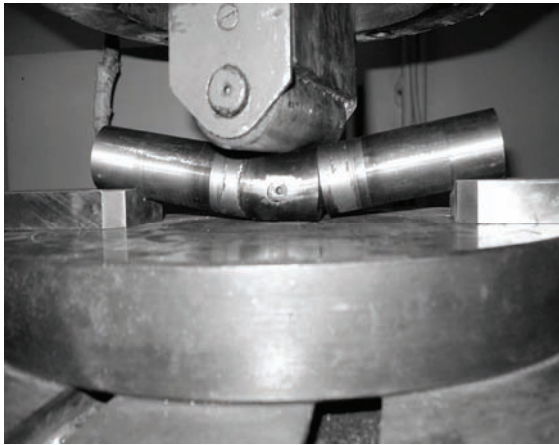
Показник	Зразок з другої вибірки			Сер.
	№ 1	№ 2	№ 3	
Руйнівне зусилля Q_b , кН	45,5	45,1	44,8	45,1
Руйнівний згинальний момент, M_b , кН·м	2,161	2,142	2,128	2,143
Характер руйнувань	Руйнування відбулися у результаті складних пластичних деформацій вставки-втулки та зминання волокон отворів під штифт			



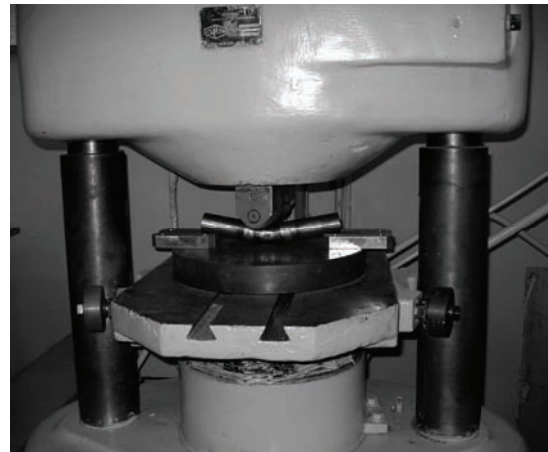
а)



б)



в)



г)

Рис. 8.7. Зразки другої вибірки при випробуваннях на згин: а – загальний вигляд; б – зразок на призмах; в, г – руйнування

Результати випробувань для зразків D 04.00.000:

- середнє значення руйнівного навантаження, $Q_{\text{р}} = 45,1 \text{ кН}$;
- середнє значення руйнівного моменту, $M_{\text{р}} = 2,143 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
- руйнування усіх трьох зразків вибірки відбувалося у результаті складних пластичних деформацій вставки-втулки та зминання волокон отворів під запірний штифт.

Протягом експериментальних досліджень виявлено та усунуто конструктивний недолік дослідних зразків. При дослідженнях зразків без конструктивного недоліку (D 03.00.000 та D 04.00.000) було отримано експериментальні результати, що збігаються з результатами теоретичних досліджень.

Порівнюючи експериментальні дані (табл. 8.3) з теоретично розрахованими (табл. 5.3), робимо висновок, що вузол витримав запроєктоване розтягуюче навантаження до границі текучості. Коефіцієнт несучої здатності у порівнянні з основною трубою $K_{p2} \approx 1$.

Після збільшення навантажень відбулося непередбачене теоретично руйнування запірного штифта. Коефіцієнт прихованої несучої здатності (запасу міцності до руйнування) у порівнянні з основною трубою $K_{p1}' = 0,814$. Дане відхилення від результатів теоретичних досліджень пояснюється можливими порушеннями під час термічної обробки запірного штифта усіх трьох зразків (недостатній рівень твердості у порівнянні з запроєктованим).

Порівнюючи дані табл. 8.5 з теоретично розрахованими (табл. 5.4), робимо висновок, що вузол сприймає згинальний момент краще за примикаючу трубу. Коефіцієнт несучої здатності у порівнянні з основною трубою $K_{z2} = 2,35$.

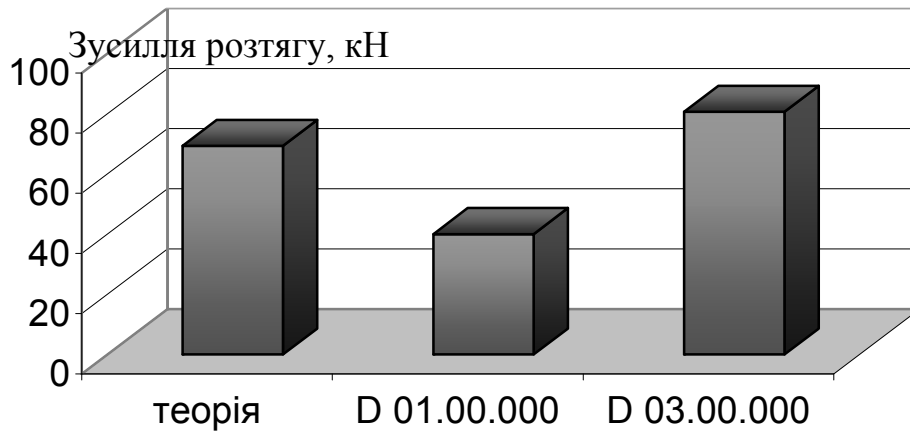
У табл. 8.6 наведено порівняльну таблицю теоретичних розрахунків, за допомогою розробленої програми Vuzol_shtift.exe, з експериментальними даними.

Таблиця 8.6

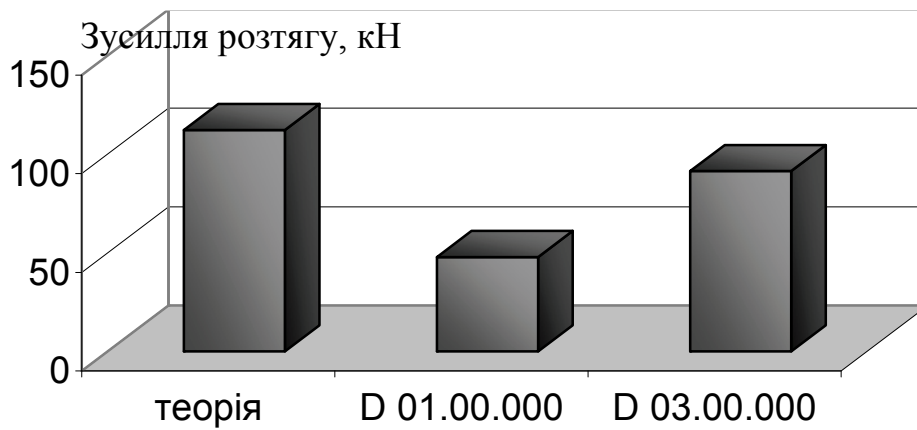
Порівняння теоретичних розрахунків з результатами експериментальних досліджень для вузлового з'єднання

При розтязі				При згині			
Теорія		Експеримент		Теорія		Експеримент	
$N_m,$ кН	$N_b,$ кН	$N_m,$ кН	$N_b,$ кН	$Q_b,$ кН	$M_b,$ кН · м	$Q_b,$ кН	$M_b,$ кН · м
69,27	112,15	80,7	91,3	19,18	0,911	45,1	2,143

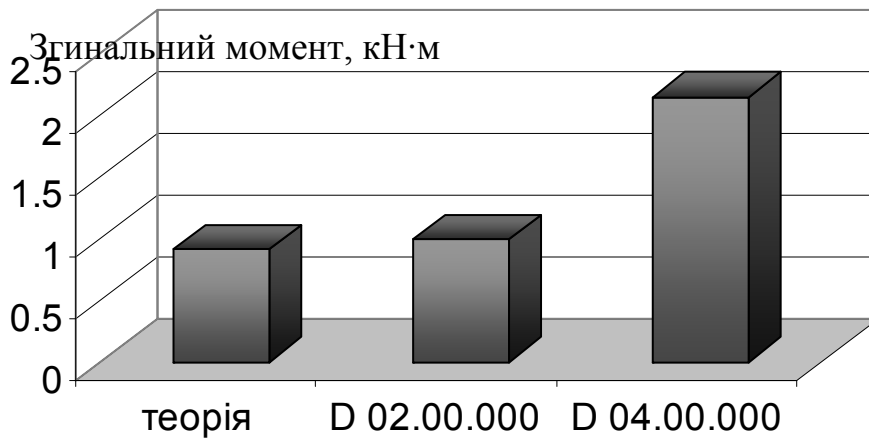
Порівняння результатів експериментальних досліджень зразків запропонованого вузла з теоретично розрахованими даними у випадку влаштування цілісної труби (теорія) проілюстровано на рис. 8.8.



а)



б)



в)

Рис. 8.8. Порівняння результатів теоретичних та експериментальних досліджень зразків запропонованого вузла: а – зусилля, що викликає текучість при роботі на розтяг, б – руйнівне зусилля при роботі на розтяг, в – руйнівний момент при роботі на згин

8.3. Висновки

Експериментальне дослідження запропонованого вузлового з'єднання довело:

- з'єднання з першої вибірки (із конструктивним дефектом – зниженою шийкою на вставці-втулці) малоефективне для сприйняття зусиль розтягу, однак достатньо ефективно для сприйняття згинальних моментів;

- запропоноване вузлове з'єднання з другої вибірки зразків із усунутими конструктивними дефектами ефективно як для сприйняття зусиль розтягу так і для сприйняття згинальних моментів (див. табл. 8.6 та рис. 8.8);

- експериментально доведено, що коефіцієнт несучої здатності у порівнянні з основною трубою (поясом башти) при випробуваннях на розтяг вузлового з'єднання без конструктивного дефекту $K_{p2} \approx 1$, а коефіцієнт прихованої несучої здатності (запасу міцності до руйнування) у порівнянні з основною трубою $K_{p1}' = 0,814$, що свідчить про загальну надійність запропонованого з'єднання.

ОСНОВНІ ВИСНОВКИ

У монографії висвітлено основні конструктивні особливості сучасних башт-атракціонів, розглянуто конструктивні дбрішення їх основних частин – платформ, стовбурів, вузлових з'єднань з врахуванням технологічного устаткування та актуальних інженерних напрацювань з даної тематики [154–158]. Описано методику визначення силового впливу збоку магнітних гальмівних систем на несучі елементи цих споруд та основні принципи проектування таких систем.

Розв'язані такі наукові задачі.

1. На підставі проведених теоретичних (з допомогою чисельного моделювання на програмному комплексі “Lira 9.4”) та експериментальних модельних досліджень виявлено раціональні конструктивні вирішення опорної платформи безфундаментної башти-атракціону, виходячи з критерію мінімальних витрат металу. Такому критерію відповідає конструктивне рішенням платформи на тригері з чотирма опорними флюгерами та її модифікації. Запропоновані конструктивні вирішення безфундаментних опорних платформ на флюгерах рекомендується використовувати для будівництва будь-яких безфундаментних металевих споруд, що потребують мобільності, мінімальної ваги для транспортування та швидкості при зведенні.

2. Розроблено методику для визначення оптимального кута нахилу осі флюгера до горизонту з точки зору мінімальності діючих у перерізах флюгера згинальних моментів. Доведено, що у випадку улаштування споруди без додаткового анкерування у ґрунті вісь флюгера повинна бути горизонтальною. Для обчислення оптимального кута нахилу осі флюгера в залежності від параметрів N_{A-A} , M_{A-A} , Q_{A-A} , q , L , I/A (плоский випадок) у випадку анкерування знайдено трансцендентне рівняння $M_{лив}^p(\varphi) + X_1 \cdot L \cdot tg(\varphi)/2 = -M_{пр}^p(\varphi) - X_1 \cdot L \cdot tg(\varphi)/2$. В процесі чисельних досліджень на розробленому програмному комплексі Fluger2.exe виявлено, що параметри N_{A-A} , M_{A-A} , Q_{A-A} не впливають на величину оптимального кута, і доведено, що існує два (симетричних відносно 0°) оптимальних кута нахилу φ .

3. Виявлено раціональне співвідношення між розміром опорної платформи D (діаметр вписаного у основу кола) та висотою споруди

H , виходячи з критерію стійкості від перекидання та архітектурної виразності споруди: $D \approx H/3$.

4. Розроблено спеціалізовану методику експериментального визначення форми втрати стійкості моделі металокопункції башти-атракціону під дією комбінації навантажень, в умовах перевищення розрахункових. Запропоновану методику можна застосовувати для будь-яких інших споруд без стаціонарного фундаменту.

5. Для башт-атракціонів без анкерування у ґрунті втрата стійкості пов'язана з перекиданням металокопункції (втрата стійкої рівноваги).

6. За допомогою аналітичного і чисельного моделювання та експериментальних досліджень виявлено більшу ефективність використання додаткових анкерних елементів у вигляді гвинтових паль для підвищення стійкості у порівнянні з привантаженням баластом з точки зору загальних витрат матеріалів та праці.

7. Розроблена методика раціонального проектування та розрахунку несучої здатності запропонованого ефективного конструктивного вирішення міжсекційного вузлового з'єднання башт-атракціонів. Проведено чисельні та експериментальні дослідження роботи запропонованого з'єднання на різні види напружено-деформованого стану. На основі запропонованої методики розроблено програму для інженерних цілей `Vuzol_shtift.exe`, яка обчислює оптимальні геометричні параметри запропонованого з'єднання. Вхідними даними для програми є попередньо підібраний (наприклад, на ПК "Lira 9.4") сортамент та марка сталі примикаючих труб.

8. Шляхом техніко-економічного порівняння доведена ефективність запропонованих конструктивних вирішень у порівнянні з існуючими:

- для запропонованих платформ на чотирьох опорних флюгерах у порівнянні з класичними конструктивними вирішеннями досягається економія матеріалу у межах від 37 до 41 %;

- для запропонованих високоточних вузлових з'єднань у порівнянні з класичними фланцевими конструктивними вирішеннями досягається економія металу у межах 50–60 % та менші витрати праці на виготовлення також на 50–60 %.

9. Виконано верифікацію аналітичної методики визначення несучої здатності запропонованих вузлових з'єднань на програмі "Cosmos-2004", що реалізує метод кінцевих елементів. Доведено, що аналітична методика дає достовірні результати.

10. Запропоновано технічне виконання системи електродинамічного гальмування із застосуванням постійних магнітів.

11. Розроблено методи аналізу електромагнітних процесів в лінійних машинах з постійними магнітами і створено методики розрахунку динамічних характеристик таких систем.

12. Для забезпечення ефективного і плавного гальмування запропоновано конструкцію реактивної шини зі змінними електрофізичними параметрами.

13. Результати монографії пропонуються для використання науковими і промисловими організаціями, що здійснюють наукові дослідження і розроблення безфундаментних високоточних башт-атракціонів, інших безфундаментних споруд; рейкових шляхів з напрямними, виконаними з круглих труб; лінійних машин на постійних магнітах та динамічних систем гальмування.

ЛІТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции : в 3-х т. – Т.3. Специальные конструкции и сооружения: Учебное пособие для строит. вузов / [Горев В. В., Уваров Б. Ю., Филиппов В. В. и др.]; под ред. В. В. Горева. – М. : Высшая школа, 1999. – 554 с.
2. Свердлов В. Д. Металеві баштові споруди з високим ступенем співосності несучих елементів : монографія / В. Свердлов, В. Попов – Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2005. – 141 с.
3. Клименко Ф. Є. Металеві конструкції : підручник для вузів. / Ф. Клименко, В. Барабаш. – Львів : Світ, 1994. – 280 с.
4. Металеві конструкції : підручник. Ч. 1 / [Свердлов В. Д., Середюк І. П., Середюк В. Ф., Жарко Л. О.] – Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263 с.
5. Перельмутер А. В. Башни для ветроэнергетических установок: тенденции развития / А. В. Перельмутер, М. А. Микитаренко // Вестник ДонГАСА. – Макеевка. – 2001. – № 2001-5 (30). – С. 8–13.
6. Проектирование металлических конструкций: Специальный курс : учебник для вузов / [Бирюлев В. В., Кошин И. И., Крылов И. И., Сильвестров А. В.] – Л. : Стройиздат, 1990. – 432 с.
7. Ярошенко М. М. Тайны стальных конструкций / Ярошенко М. М., Гордеев В. Н., Лебедич И. Н. – К. : Сталь, 2004. – 306 с.
8. Металлические конструкции. Общий курс : учебник для вузов / [Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Ведеников и др.] – М. : Стройиздат. 1986. – 560 с.
9. Металлические конструкции. Спец. курс : учебник для вузов / под общ. ред. Е. И. Беленя. – М. : Стройиздат, 1991. – 683 с.
10. Деркач Т. М. Нормування вітрового навантаження на будівельні конструкції для території України : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Т. М. Деркач ; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава, 2002. – 20 с.
11. Склярів В. О. Міцність і розрахункові характеристики анкерних болтових з'єднань на модифікованих акрилових клеях : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / В. О. Склярів ; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава, 2003. – 20 с.

12. Некрасов Ю. П. Динамічні дії вітру на металеві гратчасті башти вітроенергетичних установок : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Ю. П. Некрасов ; Донбас. держ. акад. буд-ва і архіт. – Макіївка, 2002. – 19 с.

13. Білик А. С. Вибір оптимальних конструктивних рішень при аналізі якісних умов проектування / А. І. Білик // Будівельні конструкції : зб. наук. праць, вип. 63 – К. : НДІБК, 2005. – С. 335–340.

14. Пермяков В. А. Современное состояние проблемы оптимального проектирования стальных конструкций / В. А. Пермяков. // Металеві конструкції. – 1998. – № 1. – С. 17–20.

15. Общие правила проектирования стальных конструкций: СП 53-102-204 / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М. : ЦНИИСК им. Кучеренко, 2005. – 131 с. – (Строительные правила).

16. Сварные строительные конструкции : в 3-х томах. Т. 3. / [Лобанов Л. И., Шимановский В. Н., Шимановский А. В. и др.] – К. : ИЭС им. Е.О.Патона, 2003. – 378 с.

17. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. / А. Перельмутер, В. Сливкер – К. : Сталь, 2002. – 362 с.

18. Металлические конструкции : в 3 т. – Т. 1. Элементы стальных конструкций : учебное пособие для вузов / [Горев В. В., Уваров Б. Ю., Филиппов В. В. и др.] : под ред. Горева В. В. – М. : Высшая школа. 1997. – 527 с.

19. Развитие металлических конструкций. Работы школы Н. С. Стрелецкого. [под ред. В. В. Кузнецова]. – М. : Стройиздат, 1987. – 576 с.

20. Електронний каталог висотних споруд. Режим доступу:

www.structurae.de.

21. Fernmeldeturm Berlin-schaferberg. Режим доступу:

www.structurae.de/structures/vertical_cantilever_structure/fernmeldeturm_berlin-schaferberg.html.

22. Телевізійна башта у м. Берлін. Режим доступу:

www.structurae.de/structures/vertical_cantilever_structure/berlin_television_tower.html.

23. Fallturm Bremen. Режим доступу:

[www.structurae.de/ structures / vertical cantilever structure / fallturm bremen.html](http://www.structurae.de/structures/vertical_cantilever_structure/fallturm_bremen.html).

24. Colonus. Режим доступа:

[www.structurae.de/ structures / vertical cantilever structure / Colonus.html](http://www.structurae.de/structures/vertical_cantilever_structure/Colonus.html).

25. Donnersberg TV Tower. Режим доступа:

[www.structurae.de/ structures / vertical cantilever structure / Donnersberg TV Tower.html](http://www.structurae.de/structures/vertical_cantilever_structure/Donnersberg_TV_Tower.html).

26. Florianurm. Режим доступа:

[www.structurae.de/ structures / vertical cantilever structure / Florianurm.html](http://www.structurae.de/structures/vertical_cantilever_structure/Florianurm.html).

27. Fernmeldeturm in Dresden. Режим доступа:

[www.structurae.de/ structures / vertical cantilever structure / Fernmeldeturm in Dresden.html](http://www.structurae.de/structures/vertical_cantilever_structure/Fernmeldeturm_in_Dresden.html).

28. Friedrich-Clemens-Gerke-Turm. Режим доступа:

[www.structurae.de/ structures / vertical cantilever structure / Friedrich-Clemens-Gerke-Turm.html](http://www.structurae.de/structures/vertical_cantilever_structure/Friedrich-Clemens-Gerke-Turm.html).

29. Europaturm. Режим доступа:

[www.structurae.de/ structures / vertical cantilever structure / Europaturm.html](http://www.structurae.de/structures/vertical_cantilever_structure/Europaturm.html).

30. Warsaw radio mast. Режим доступа:

http://en.wikipedia.org/wiki/Warsaw_radio_mast.html.

31. Najwiztza budowla swiata. Режим доступа:

<http://jerzyjedrzejkiewicz.webpark.pl/str01/gabin-rcn.html>.

32. Основание зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83. / Госстрой СССР. – Взамен СНиП II-15-74, СН 475-75; [Введ. 1995-01-01]. – М. : Стройиздат, 1985. – 40 с. – (Строительные нормы и правила).

33. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / НИИОСП им. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.

34. Атракцион – башня с прямолинейным подъемом до 50 м. Технические условия – ТУ У 13326217.004–2001. – Зарегистрировано 19.06.2001 в Госстандарт Украины; [Введ. 2001-06-20] – 65 с. – (Технічні умови України).

35. Атракціон “Шторм”. Технічні умови. ТУ У 36.6-13326217-017:2006 – Зареєстровано 20.03.2006 в Держстандарт України; [Чинний від 2006-03-20] – 66 с. – (Технічні умови України).

36. Безопасность аттракционов механизированных. Основные положения по проектированию стальных конструкций: ГОСТ Р 52170-2003. – [Введ. 2005-01-01] – Госстандарт России, 2005. – 78 с. – (Государственный стандарт Российской Федерации).

37. Аттракционы механизированные. Конструкции стальные: ГОСТ 29166-91. – [Введ. 1992-07-01]. – М. : Издательство стандартов, 1992. – 44 с. – (Государственный стандарт).

38. Safety of Machinery: EN 292-1. – Basic Concepts, General Principles for Design; part 1: basic terminology, methodology. (EN 292-1:1991), 59 p. – (Європейські норми).

39. Safety of Machinery: EN 292-2. – Basic Concepts, General Principles for Design; part 2: technical principles and specifications. (EN 292-2:1991), 64 p. – (Європейські норми).

40. Safety of Machinery – Principles of Risk Assessment: EN 1050 1996 – 20 p. – (Європейські норми).

41. Fairground and amusement park machinery and structures: EN 13814 – Safety. December 2004 – 200 p. – (Європейські норми).

42. Металлические конструкции. Строительные нормы и правила: СНиП III-18-75 / Госстрой СССР. – Взамен главы СНиП III-8.5-62*; [Введ. 1977-01-01] – М. : Стройиздат, 1975. – 70 с. – (Строительные нормы и правила).

43. Mega Drop 60. Ride description. – 7 p. – Режим доступу до каталогу: [http://www.fabbrigroup.com/products: Mega Drop 60. Ride description.](http://www.fabbrigroup.com/products/Mega_Drop_60_Ride_description)

44. Парки. Аквапарки. Ландшафтный дизайн. Каталог индустрии развлечений. КИР № 3 (39). – Санкт-Петербург, 2005 – С. 65–108.

45. Парки. Аквапарки. Ландшафтный дизайн. Каталог индустрии развлечений. КИР № 4 (46). – Санкт-Петербург, 2006 – С. 39 – 90.

46. Парки. Аквапарки. Ландшафтный дизайн. Каталог индустрии развлечений. КИР № 5 (29). – Санкт-Петербург, 2003 – С. 25–48.

47. Парки. Аквапарки. Ландшафтный дизайн. Каталог индустрии развлечений. КИР № 1 (19). – Санкт-Петербург, 2002 – С. 31–46.

48. Парки. Аквапарки. Ландшафтный дизайн. Каталог индустрии развлечений. КИР № 4 (28) – Санкт-Петербург, 2003 – С. 37–58.

49. Parks in the World – Part 2 Games&Parks. July/August 2001. – Padova – Italy – P. 50–117.

50. Safety: towards European standards. Games&Parks. July / August 2003. – Padova – Italy, 2003 – p. 66.

51. Gravity Tower. Ride description. – 2 p. – Режим доступа до каталогу: <http://www.moserrides.com/toprides.htm>.

52. Самая высокая башня свободного падения в мире. – 1 с. – Режим доступа до документу:

http://www.attractions.ru/info/highest_tover_vegas.html.

53. Атракцион. Экстремальные атракционы. – 5 с. – Режим доступа до документу:

http://www.kacheli.ru/catalog.asp?album_num=25&pagea=1.

54. Атракцион “Калипсо”. Профессия-досуг. – № 2/2006, 2006 – 19 с.

55. Профілі сталеві гнуті замкнуті зварні квадратні та прямокутні для будівельних конструкцій. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-8-95 (ГОСТ 30245-94). – [Чинний від 1996-04-01]. – К. : Видання офіційне, 1996 – 13 с. – (Національний стандарт України).

56. Трубы стальные квадратные. Сортамент: ГОСТ 8639-82. – Взамен ГОСТ 8639-68; [Введ. 1983-01-01]. – М. : Издательства стандартов, 1982 – 9 с. – (Государственный стандарт).

57. Трубы стальные прямоугольные. Сортамент: ГОСТ 8645-68. – Взамен ГОСТ 8645-57; [Введ. 1969-01-01]. – М. : Издательства стандартов, 1968 – 10 с. – (Государственный стандарт).

58. Eurocode-3: Design of Steel Structures/ENN 1993-1-1. Part 1.1. General rules and rules for buildings, CEN, 1992. – (Європейські норми).

59. Башенные краны / [Л. А. Невзоров, А. А. Зарецкий, Л. М. Волин и др.] – М. : Машиностроение, 1979. – 292 с.

60. Справочник по кранам : в 2 т. Характеристики материалов и нагрузок. Основы расчета кранов, их приводов и металлических конструкций – Т. 1. / [В. И. Брауде, М. М. Гохберг, И. Е. Звягин и др.] ; Под общ. ред. М. М. Гохберга. – М. : Машиностроение, 1988. – 536 с.

61. Справочник по кранам: В 2 т. Характеристики и конструктивные схемы кранов. Крановые механизмы, их детали и узлы. Техническая эксплуатация кранов – Т.2. / [М. П. Александров, М. М. Гохберг,

А. А. Ковин и др.] ; под общ. ред. М. М. Гохберга. – Л. : Машиностроение. Ленингр. отделение, 1988. – 559 с.

62. Краны башенные строительные. Общие технические условия. ГОСТ 13556-91. Взамен ГОСТ 13556-75; [Введ. 1992-07-01]. – М. : Издательство стандартов, 1992. – 52 с. (Государственный стандарт).

63. Вершинский А. В. Технологичность и несущая способность крановых металлоконструкций / [А. В. Вершинский]. – М. : Машиностроение, 1984. – 167 с.

64. Кран башенный КБ-403Б. Руководство по эксплуатации. Внешторгиздат, 1990. – 60 с. – (Руководство по эксплуатации).

65. Александров М. П. Подъемно-транспортные машины : Учебник для машиностроительных техникумов. / М. П. Александров. – 2-е изд., перераб. – М. : Машиностроение, 1984. – 336 с.

66. Пат. GB 2417499 A Великобританиї, Observation tower. МКИ А63 Е04/Н. Observation tower: Пат. GB 2417499 A Великобританиї, МКИ А63 Е04/Н. Julia Barfield, David Marks (Великобритания); Заявл. 24.08.2004. Оpubл. 01.03.2006 – 11 с.

67. Пат. WO 2004/067126 A1 Австалиї, МКИ А63 G1/44. Amusement ride: Пат. WO 2004/067126 A1 Австалиї, МКИ А63 G1/44. W. Pondorfer (Австрия); Заявл. 29.01.2004. Оpubл. 19.08.2004 – 21 с.

68. Liebherr – не просто башенный кран. – 1 с. Режим доступа:

<http://www.nestor.minsk.by/sn/2002/01/sn20116.html>.

69. Tower cranes. – 12 с. Режим доступа:

http://www.liebherr.com/cc/en/default_cc_27717.asp.

70. Северин В. О. Імовірнісний розрахунок сталевих конструкцій на сумісну дію випадкових навантажень : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / В. О. Северин ; Полтав. держ. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава, 2001. – 19 с.

71. Кузенко Л. М. Оптимальні поперечні перерізи стиснуто-зігнутих і розтягнуто-зігнутих сталевих стержнів за умови міцності в області обмежених пластичних деформацій : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Л. М. Кузенко; Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. – К., 2002. – 16 с.

72. Юрченко В.В. Оптимізація конструктивної форми перехресних металевих систем : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та

споруди” / В. В. Юрченко. ВАТ Укр. н.-д. та проект. ін-т стал. конструкцій ім. В.М.Шимановського. – К., 2003. – 19 с.

73. Семенов В. В. Удосконалення проектування і управління виробництвом опор високовольтних ліній електропередач : автореф. дис. на здобуття наук ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / В. В. Семенов / Донбас. держ. акад. буд-ва і архіт. – Макіївка, 2004. – 20 с.

74. Іванова Г. П. Динаміка рамних систем під впливом рухомих навантажень : автореф. дис. на здобуття наук ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.17 “Будівельна механіка” / Г. П. Іванова / Придніпр. держ. акад. буд-ва та архіт. – Д., 2000. – 16 с.

75. Псюк В. В. Міцність і витривалість елементів сталевих конструкцій, що згинаються, при циклічних навантаженнях : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / В. В. Псюк / Придніпр. держ. акад. буд-ва та архіт. – Д., 2003. – 19 с.

76. Сіянов О. І. Металеві одношарові циліндричні стержневі покриття : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / О. І. Сіянов / ВАТ Укр. наук.-дослід. та проект. ін-т стал. конструкцій ім. В. М. Шимановського – К., 2002. – 19 с.

77. Югов А. М. Технічна діагностика та оцінка залишкового ресурсу експлуатованих металевих конструкцій : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня д-ра техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / А. М. Югов. // Донбас. держ. акад. буд-ва і архіт. – Макіївка, 2004. – 35 с.

78. Кострицький О. С. Облік динамічного характеру особливих навантажень на конструкції укисних шахтних копрів : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / О. С. Кострицький / Донбас. держ. акад. буд-ва і архіт. – Макіївка, 2003. – 18 с.

79. Шевченко Є. В. Розрахунок баштової опори повітряної лінії електропередачі як просторової шарнірно-стрижневої системи / [Шевченко Є. В., Глухов В. О., Сапронов Ю. В., Удахін С. А.] // Будівництво України. – 2000. – № 1. – С. 41–43.

80. Шевченко Е. В. Оптимальное проектирование башенных радиорелейных опор / [Шевченко Е. В., Жук Н. Р., Удахин С. А.] // Вестник ДонГАСА. – Макеевка. – 2004. – № 2004-2 (44). – С. 7–10.

81. Жук Н. Р. Расчет и конструирование башенной опоры сотовой сети высотой 70 м / Жук Н. Р., Шевченко Е. В., Удахин С. А. // Международный научный журнал «Металлические конструкции». – Макеевка. – 2001. – Том 4, № 1. – С. 51–54.

82. Королев В. П. Узловое соединение стальных трубчатых пространственных конструкций / В. П. Королев, А. Н. Гибаленко, И. Ю. Черных // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. – Макеевка – 2000. – № 2000-1 (21). – С. 31–32.

83. Патент 44976А України, МПК E04B1/58. Вузлове з'єднання елементів з труб металевих просторових конструкцій / Корольов В. П., Гібаленко О. М., Черних І. Ю. (Україна). - № 2000041908; Заяв. 04.04.2000; Опубл. 15.03.2002. Бюл. № 3. – 3 с.

84. Королев В. П. Расчет элементов и соединений перекрестно-стержневых систем на коррозионную стойкость и долговечность / В. П. Королев, И. Ю. Черных // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Вып. 2001-4 (29). – Макеевка. – 2001. – С. 35–38.

85. Нейман Л. Р. Теоретические основы электротехники : в 2 т. / Л. Р. Нейман, К. С. Демирчян – Л. : Энергоиздат, 1981. – Т. 2. – 416 с.

86. Ландау Л. Д. Электродинамика сплошных сред. / Л. Д. Ландау, Е. М. Лифшиц. (Серия: Теоретическая физика, Т. 8). – М. : Наука, 1982. – 620 с.

87. Тамм И. Е. Основы теории электричества. / Тамм И. Е. – М. : Наука, 1976. – 616 с.

88. Архипов А. В. Динамическое торможение односторонней линейной машины с постоянными магнитами / А. В. Архипов, И. П. Кондратенко, А. П. Ращепкин // Техн. електродинаміка. – 2008. – № 1. – С. 36–41.

89. Архипов А. В. Магнитное поле и электродинамические силы в линейной машине с постоянными магнитами / А. В. Архипов, А. П. Ращепкин // Вісник Кременчуцького державного університету. – Кременчук. – 2005. – № 4/2005 (33). – С. 81–84.

90. Ращепкин А. П. Электрические характеристики линейных индукционных машин с учетом краевых эффектов / Анатолий Павлович Ращепкин // Магнитная гидродинамика. – 1968. – № 2. – С. 110–118.

91. Кошляков Н. С. Уравнения в частных производных математической физики. / Кошляков Н. С., Глинер Є. Б., Смирнов М. М. – М. : Высшая школа, 1970. – 712 с.
92. Гахов Ф. Д. Уравнения типа свертки. / Ф. Д. Гахов, Ю. И. Черский – М. : Наука, 1978. – 296 с.
93. Кондратенко И. П. Энергетические характеристики многополюсных индукционных машин с учетом конечной длины магнитопроводов / Игорь Кондратенко, Анатолий Рашепкин // Технічна електродинаміка. – 2004. – № 1. – С. 3–9.
94. Свердлов В. Д. Металеві конструкції : навчальний посібник. Ч. 1 / В. Свердлов, Л. Жарко. – К. : ІСДО, 1994. – 192 с.
95. Середюк В. Ф. Проектування металевих конструкцій одноповерхових виробничих будівель : навчальний посібник. Ч. 1 / В. Середюк. – Вінниця : ВДТУ, 1995. – 120 с.
96. Середюк І. П. Проектування металевих конструкцій одноповерхових виробничих будівель : навчальний посібник. Ч. 2 / І. Середюк, В. Середюк. – Вінниця : ВДТУ, 1996. – 142 с.
97. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2.-:2006. [На заміну СНиП 2.01.07-85 (крім розділу 10)]. [Чинний від 2007-01-01] – К. : Мінбуд України, 2006. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).
98. Правила будови і безпечної експлуатації атракціонної техніки: НПАОП 92.7-1.01-06. (На заміну НАОП 9.3.10-1.05-91; НАОП 9.3.10-2.01-88, ОСТ 43-30-88). Зареєстровано 07.04.2006 за № 405/12279 в Міністерстві юстиції України. [Чинний від 2006-06-01] – К., 2006. – 215 с.
99. Строительная механика : учебник для вузов / под ред. А. В. Даркова. М., «Высшая школа», 1976. – 600 с.
100. Строительная механика : учебник для вузов / [Ю. И. Бутенко, Н. А. Засядько, С. Н. Кан и др.]; под ред. Ю. И. Бутенко. – К. : Выща школа, 1989. – 479 с.
101. Строительная механика. Руководство к практическим занятиям / под ред. Ю. И. Бутенко. – К. : Вища школа, Головное изд-во. – 328 с.
102. Альохін А. М. Дійсна робота антенних опор під дією ожеледно-вітрових впливів : автореф. дис. на здобуття наук ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди

ди” / А. М. Альохін / Донбас. нац. акад. буд-ва і архіт. – Макіївка, 2009. – 20 с.

103. Бронштейн И. Н. Справочник по математике. / И. Бронштейн, К. Семендяев. – М. – 1971. – 608 с.

104. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. На заміну розділу 10 СНиП 2.01.07-85. [Чинний від 2007-01-01] – К. : Мінбуд України, 2006. – 10 с. – (Національний стандарт України).

105. Зарецкий А. А. О влиянии динамики башенного крана на его устойчивость против опрокидывания. / А. Зарецкий, В. Момот – Научно-техн. Реферат // «Строительные и дорожные машины» – 1971, – № 1, – С. 3–13.

106. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / [А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, Б. Я. Лашенников, Н. Н. Шарошников]. – М. : Стройиздат, 1984. – 416 с.

107. Берлинов М. В. Основания и фундаменты : учеб. для вузов по спец. «Городское строительство». / М. В. Берлинов – М. : Высш. шк., 1988. – 319 с.

108. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции. Нормы проектирования : СНиП II-23-81*. / Госстрой СССР. – Взамен СНиП II-В.3-72; СНиП II-И.9-62; СН 376-67. [Введ. 1982-01-01]. – М. : ЦИТП Госстроя СССР. 1991. – 96 с. – (Строительные нормы и правила).

109. Білик С. І. Просторова робота сталевих тонкостінних балок із змінною висотою стінки // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Часть 1. / Сергій Білик – Одесса : МОН України, Одесская ГАСА, 2006. – С. 1–160.

110. Пермяков В. А. Развитие теории прочности и стойкости стержневых стальных каркасов зданий универсального назначения // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Часть 1. / Владимир Пермяков, Сергій Білик. – Одесса : МОН України, Одесская ГАСА, 2005. – С. 151–160.

111. Сладков С.И. Устойчивость плоской формы изгиба балок с настилом // Соппротивление материалов и теория сооружений. Вып. 55. / С.И. Сладков – К. : Будівельник, 1989 – С. 86–89.

112. Краткий справочник нормировщика-машиностроителя / [Тарасевич В. И., Оноприенко Г. К., Якобас В. А., Самара Н. А.] – Минск : Беларусь, 1976. – 287 с.

113. Пановко Я. Г. Устойчивость и колебания упругих систем: Современные концепции, парадоксы и ошибки. / Я. Г. Пановко, И. И. Губанова [3-е изд.], – М. : Наука, 1979. – 384 с.

114. Моргун А. И. Механіка ґрунтів, підвалини та фундаменти. Розрахунок конструкцій на пружній основі : навчальний посібник. / [А. И. Моргун, А. С. Моргун] – Вінниця : ВДГУ, 1997. – 120 с.

115. Грунты. Методы полевых испытаний сваями : ГОСТ 5686-94. – Взамен ГОСТ 5686-78, ГОСТ 24546-81, ГОСТ 24942-81 / Минстрой России. [Введ. 1996-01-01]. – М. : ГП ЦПП, 1995. – 49 с. – (Государственный стандарт).

116. Свайные фундаменты : СНиП 2.02.03-85 Взамен СНиП II-17-77 / Минстрой России. [Введ. 1987-01-01] – М. : ГП ЦПП, 1995. – 48 с. – (Строительные нормы и правила).

117. Анурьев В. И. Справочник конструктора-машиностроителя. В 3-х т. Т. 1. / В. И. Анурьев – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Машиностроение, 1980. – 728 с.

118. Анурьев В. И. Справочник конструктора-машиностроителя. В 3-х т. Т.3. / В. И. Анурьев – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Машиностроение, 1980. – 559 с.

119. Дунаев П. Ф. Конструирование узлов и деталей машин : учеб. пособие для машиностроительных вузов. / Дунаев П. Ф. Изд. 2-е, переработ. – М. : Высшая школа, 1970. – 368 с.

120. Орлов П. И. Основы конструирования: Справочно-методическое пособие. В 2-х кн. Кн. 2. / Орлов П. И. [Под ред. П. Н. Учаева]. – 3-е изд., исправл. – М. : Машиностроение, 1988. – 544 с.

121. Пермяков В. О., Металеві конструкції. Матеріали. Основи розрахунку. З'єднання : навчальний посібник / В. О. Пермяков, В. В. Трофимович, В. Л. Тарасенко. – К. : ІЗМН, 1996. – 204 с.

122. Жербин М. М. Металлические конструкции. / М. М. Жербин, В. А. Владимирский. – К.: Вища школа, 1986. – 215 с.

123. А. с. 1651007 СССР, МКИ F 16 L 13/14. Способ сборки труб / Черноморцев В. В. (СССР) № 4732091/29; заявл. 22.08.89; опубл. 23.05.91, Бюл. № 19.

124. А. с. 561833 СССР, МКИ F 16L 13/10. Безфланцевое соединение труб / Царенко А. И. (СССР) № 2174348/27; заявл. 11.09.75, опубл. 15.06.77, Бюл. № 22.

125. А. с. 1439349 СССР, МКИ F16 L 13/14 Способ сборки труб. / В. А. Вотяков, В. П. Вавилов, Л. Г. Ковнер, В. А. Огорельцев, Ю. М. Щекочихин (СССР) № 3866989/31-29; заявл. 12.03.85, опубл. 23.11.88, Бюл. № 43.

126. Пат. 1602403 СССР, МКИ F16 L 15/00. Соединение стальных труб: Пат. 1602403 СССР, МКИ F16 L 15/00; Бернар Плакэн (FR) № 3555593/23-29; Заявл. 17.02.83, Опубл. 23.10.90, Бюл. № 39.

127. Пат. 15090 UA, МКИ F16 L 23/032. Фланец: Пат. 15090 UA, МКИ F16 L 23/032; М. П. Копак, Н. П. Копак (UA); № 4756093/SU; Заявл. 01.11.89, Опубл. 30.06.97, Бюл. № 3.

128. Металеві конструкції. (Доповіді на VII Українській науково-технічній конференції) – Дніпропетровськ: ВАТ ДЗ МК ім. І. В. Бабушкіна, 2000. – 278 с.

129. Свердлов В. Д. Конструктивні рішення прецезіонних вузлових з'єднань веж-атракціонів / В. Д. Свердлов, В. О. Попов, О. А. Кисіль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди. Рівне – 2005. – № 12. – С. 288–296.

130. Свердлов В. Д. Удосконалення вузлових з'єднань башт з високою ступінню совісності труб / В. Д. Свердлов, О. І. Сіянов, В. О. Попов // Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Том 2. Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології // Вісник Донбаської державної академії будівництва і архітектури. Макіївка – 2003. – № 2 (39). – С. 251–253.

131. Писаренко Г. С. Справочник по сопротивлению материалов. / Г. С. Писаренко, А. П. Яковлев, В. В. Матвеев – К.: Наукова думка, 1975. – 705 с.

132. Алямовский А. А. SolidWorks/COSMOSWorks. Инженерный анализ методом конечных элементов / А. А. Алямовский . – М. : ДМК Пресс, 2004. – 432 с.

133. Кузнецов И. Статьи и обзоры по «COSMOS». Режим доступа до журналу: <http://www.cadcom.ru/06/Info/index.html>.

134. SolidWorks. Компьютерное моделирование в инженерной практике. / Алямовский А. А., Собачкин А. А., Одинцов Е. В. и др. Санкт-Петербург : БХВ-Петербург. – 2006. – 799 с.

135. Васильченко В. Т. Справочник конструктора металлических конструкций / Васильченко В. Т., Рутман А. И., Лукьяненко Е. П. –К. : Будівельник, 1990. – 312 с.

136. Прочность, устойчивость, колебания : справочник, – Т. 3. [Под ред. И. А. Биргера и Я. Г. Пановко]. – М. : Машиностроение, 1968. – 567 с.
137. Нилов А. А. Стальные конструкции производственных зданий : справочник / Нилов А. А., Пермяков В. А., Прицкер А. Я. – К. : Будівельник, 1986. – 272 с.
138. Нілов О. О. Металеві конструкції. Балки. Колони : навчальний посібник / О. О. Нілов. – К. : ІЗМН, 1996. – 222 с.
139. Шимановський А. В. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. / А. В. Шимановський, А. И. Оглобля. – К. : Сталь, 2002. – 372 с.
140. Турбін С. В. Динамічні впливи на електромережеві конструкції та їх урахування при проектуванні і експлуатації : автореф. дис. на здобуття наук ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” – С. В. Турбін / Донбас. держ. акад. буд-ва і архіт. ; Макіївка, 2001. – 20 с.
141. Свердлов В. Д. Практичне визначення величини та форми переміщень висотних просторових стрижневих конструкцій башт / Володимир Свердлов, Володимир Попов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди. Рівне – 2004. Випуск 11. – С. 268–272.
142. Прокат стальной горячекатаный круглый: ГОСТ 2590-88 (СТ СЭВ 3898-82). Сортамент. – [Введ. 1990-01-01]. – М. : Издательство стандартов, 1988. – 6 с. – (Государственный стандарт).
143. Персион А. А. Справочник по монтажу специальных сооружений. / Персион А. А., Седых Ю. И., Маркман Ю. Н. – К. : Будівельник, 1981. – 272 с.
144. Волошин А. А. Расчет и конструирование фланцевых соединений : справочник. / А. А. Волошин, Г. Т. Григорьев. – Л., Машиностроение, 1972. – 136 с.
145. Иосилевич Г. Б. Затяжка и стопорение резьбовых соединений / Г. Б. Иосилевич, Ю. В. Шарловский. – М. : Машиностроение, 1971. – 184 с.
146. Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент : ГОСТ 8732-78. – Взам. ГОСТ 8732-70; [Введ. 1979-01-01] // Трубы металлические и соединительные части к ним : сборник. – М. : Изд-во стандартов, 1978. – С. 10–20. – (Государственный стандарт).

147. Теория и практика металлических конструкций : сб. трудов в 2-х т. по материалам международной конференции. – Донецк – Макеевка, 1997. Т 1. – 178 с.
148. Тимошенко С. П. Курс теории упругости. / С. П. Тимошенко – К. : Наукова думка, 1972. – 508 с.
149. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни / Власов В.З. – М. : Госиздат, 1959 – 568 с.
150. Середюк В. Ф. Сучасні металеві конструкції будівель і споруд : навч. посібник. / В. Ф. Середюк, І. П. Середюк. – Вінниця : ВДТУ, 2000 – 120 с.
151. Металлы. Методы испытаний на растяжение : ГОСТ 1497-84. – Взамен ГОСТ 1497-73 ; [Введ. 1986-01-01]. – М. : Издательство стандартов, 1984. – 37 с. – (Государственный стандарт).
152. Расчеты и испытания на прочность в машиностроении. Методы механических испытаний металлов. Методы испытаний на усталость : ГОСТ 25.502-79. – Взамен ГОСТ 23026-78, ГОСТ 2860-65 в части пп. 6.1 и 6.2 ; [Введ. 1981-01-01]. – М. : Издательство стандартов, 1981. – 25 с. – (Государственный стандарт).
153. Металлы. Методы испытания на изгиб : ГОСТ 14019-80. – [Введ. 1990-07-01]. – М. : Издательство стандартов, 1980. – 9 с. – (Государственный стандарт).
154. Управление динамическим поведением несущих конструкций башен ветроэнергетических установок / Е. В. Горохов, М.В. Бусько, С. В. Турбин, [и др.] // Вестник Донгаса. – Макеевка. – 2003. – № 2003-2 (39). – Т. 1. – С. 43–49.
155. Горохов Е. В. Определение оптимальной высоты башни ВЭУ / Е. В. Горохов, С. В. Турбин, М. В. Бусько // Современные строительные конструкции из металла и древесины. – Одесса: ОГАСА. – 2003. – С. 70-74.
156. Свердлов В. Д. Моделювання нестандартного навантаження на висотну просторову стрижневу конструкцію / Володимир Свердлов, Володимир Попов // Вісник Вінницького політехнічного інституту. – 2004. – № 3 (54). – С. 7–11.
157. Пособие по проектированию стальных конструкций / к СНиП II-23-81*/. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
158. Броверман Г. Б. Строительство мачтовых и башенных сооружений / Г.Б. Броверман – [2-е изд., перераб. и доп.] – М. : Стройиздат, 1984. – 256 с.

Додаток А

Оцінка величин зміщення миттєвої осі перекидання від габариту платформи

Як було підкреслено у п. 4.2 внаслідок місцевих випирань ґрунту миттєва вісь перекидання вежі атракціону розташована не на габариті (рис. А.1а), а дещо зміщена ближче до центра споруди (рис. А.1б).

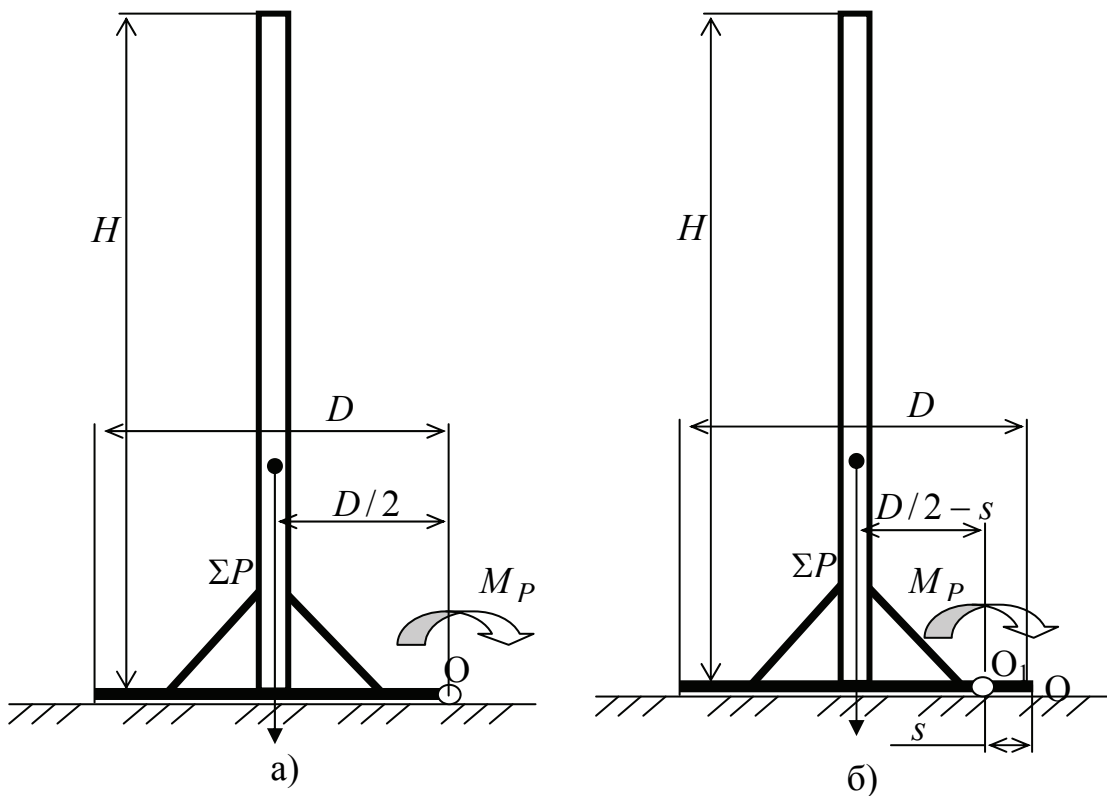


Рис. А.1. Розрахункова схема безфундаментної вежі на стійкість від перекидання: а – на жорсткій основі; б – на пружному ґрунті

Для оцінки величини зміщення s розглянемо баштову споруду на круглій платформі, що розташована на слабкому пружному ґрунті та перекидається навколо хорди O_1 . Розглянемо граничний стан перед самим перекиданням. При цьому перекидний момент M_P дорівнюватиме стабілізаційному моменту M_{cm} (формула (А.1)):

$$M_P = \Sigma P \cdot (D/2 - s). \quad (\text{А.1})$$

На рис. А.2 заштрихована ділянка ґрунту O_1O під платформою, що просідає. У момент перед перекиданням ця ділянка ґрунту сприймає навантаження ΣP .

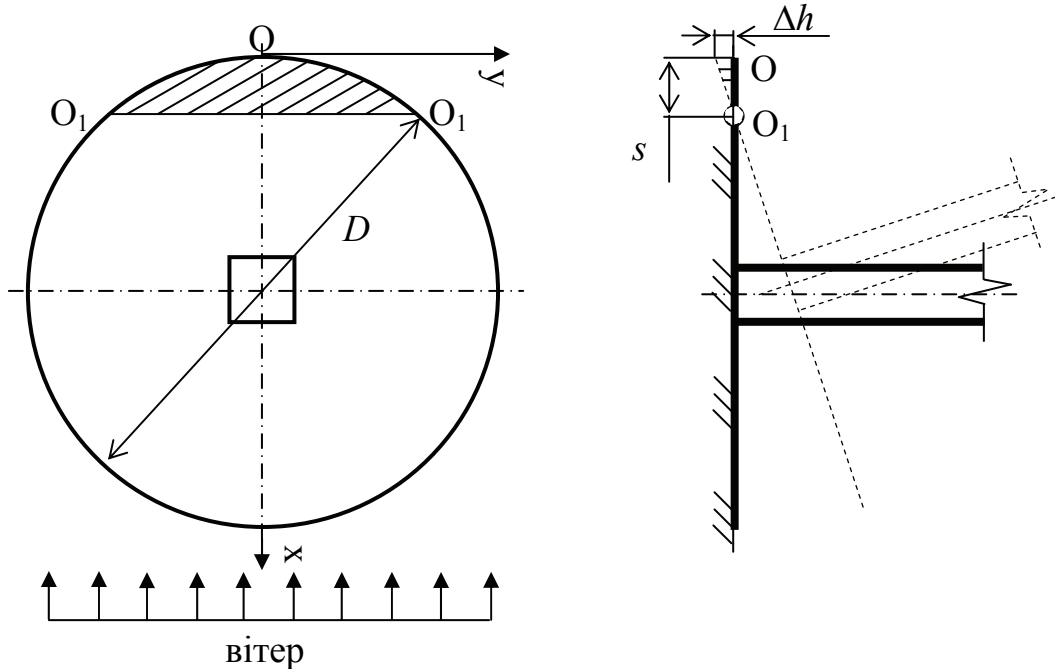


Рис. А.2. Розрахункова схема опорної платформи безфундаментної баштової споруди, що влаштована на пружному ґрунті, у момент перекидання

Максимальний тиск p_{\max} у момент перекидання буде під точкою O . Використовуючи припущення про пружну поведінку ґрунту під навантаженням отримуємо:

$$2 \cdot \int_0^s \left(p_{\max} - \frac{p_{\max}}{s} \cdot x \right) \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2} \right)^2 - \left(\frac{D}{2} + x \right)^2} dx = \Sigma P. \quad (\text{A.2})$$

Для випадку башти-атракціону, що розглянута у розділі 4 ($D = 4,5 \text{ м}$, $\Sigma P = 17,5 \text{ кН}$), задаючись граничним значенням тиску на ґрунт $p_{\max} = [p] = 200 \text{ кПа}$ [32, 33, 35], виконавши чисельний розрахунок виразу (А.2), отримаємо $s = 0,207 \text{ м}$, що складає усього 4,6 % від D .

Додаток Б

Вихідні дані для розрахунку стовбура башти-атракціону

Таблиця Б.1

Комбінації навантажень для башт-атракціонів
(таблиця розрахункових комбінацій навантажень РКН)

Вид навантажень	Основні		Особливі
	а	б	
Власна вага	1	1	1
Вітрове навантаження	1	0,25	0,25
Ожеледиця	–	1	–
Технологічне (статичне)	1	1	1
Технологічне (динамічне)	–	–	1
Коефіцієнт поєднання	1		1

Таблиця Б.2

Характеристики несучих елементів

№ поз. на рис. 3.2	Геометричні характеристики*, мм	Вага 1 м. п., кг	Призначення
1	Ø76, Δ6	10,36	Несучі стійки до 6 м
2	Ø76, Δ4	7,10	Несучі стійки (6–12 м)
3	Ø42, Δ4	3,75	Діафрагми, оголовок
4	Ø32, Δ3	2,15	Розкісна система

*Труба за ГОСТ 8732-78 зі сталі 20.

Таблиця Б.3

Залежність динамічних технологічних зусиль, що діють на стовбур башти від часу (розглядається 1 цикл)

Час, t, c^*	Переміщення вздовж Oz $z, м$	Швидкість руху візка $\dot{z}, м/с$	Вертик. зусилля $Z, кН$	Горизонт. зусилля, $кН$			Момент $M_H,$ $кН \cdot м$
				H_1	H_2	$H_1 + H_2$	
-54	10,8	-0,2	7,5	1,03	0	1,03	0,825
-40	8	-0,2	7,5	1,03	0	1,03	0,825
-30	6	-0,2	7,5	1,03	0	1,03	0,825
-20	4	-0,2	7,5	1,03	0	1,03	0,825
-10	2	-0,2	7,5	1,03	0	1,03	0,825
0*	0	-0,2	0	0	0	0	0
0,47	1	4,43	0	0	0	0	0
0,67	2	6,26	0	0	0	0	0
0,80	3	7,67	0	0	0	0	0
0,92	4	8,86	0	0	0	0	0
1,04	5,1	10	14,2	0	1,95	1,95	1,562
1,33	7,15	7,92	13,0	0	1,79	1,79	1,430
1,45	8,60	6	14,4	0	1,98	1,98	1,584
1,71	9,94	3	17,2	0	2,37	2,37	1,892
2,92	10,8	0,53	7,5	0	1,03	1,03	0,825
3...30	10,8	0	0	0	0	0	0

* За «0» умовно прийнятий час розфіксації утримувачів та, відповідно, початок вільного падіння візка.

Додаток В

Розрахункові зусилля та деформації у флюгерах

Таблиця В.1

Розрахункові зусилля та деформації у флюгерах опорної платформи у випадку анкерування опірних точок у ґрунті (плоский випадок) в залежності від кута нахилу осі флюгерів

Кут, φ°	Максимальні зусилля у елементах конструкції				Переміщення
	M^{np}_{\max} , кН·м	M^l_{\max} , кН·м	N_{\max} , кН	Q_{\max} , кН	Δz_{\max} , мм
0	40,140	9,390	-2,165	16,271	-7,956
2	34,930	4,180	-54,328	14,456	-6,401
4	27,040	3,709	-68,082	11,703	-4,047
6	21,932	-8,818	-63,765	9,911	-2,524
9	18,020	-12,730	-52,435	8,518	-1,360
10	17,342	-13,408	-49,433	8,269	-1,160
12	16,296	-14,454	-43,908	7,874	-0,851
15	15,364	-15,386	-37,793	7,493	-0,580
20	14,553	-16,198	-31,281	7,088	-0,353
25	14,119	-16,631	-27,488	6,783	-0,245
30	13,829	-16,921	-25,236	6,498	-0,187
35	13,593	-17,157	-23,950	6,207	-0,153
40	13,370	-17,380	-23,339	5,897	-0,136
45	13,130	-17,620	-23,253	5,565	-0,122

Таблиця В.2

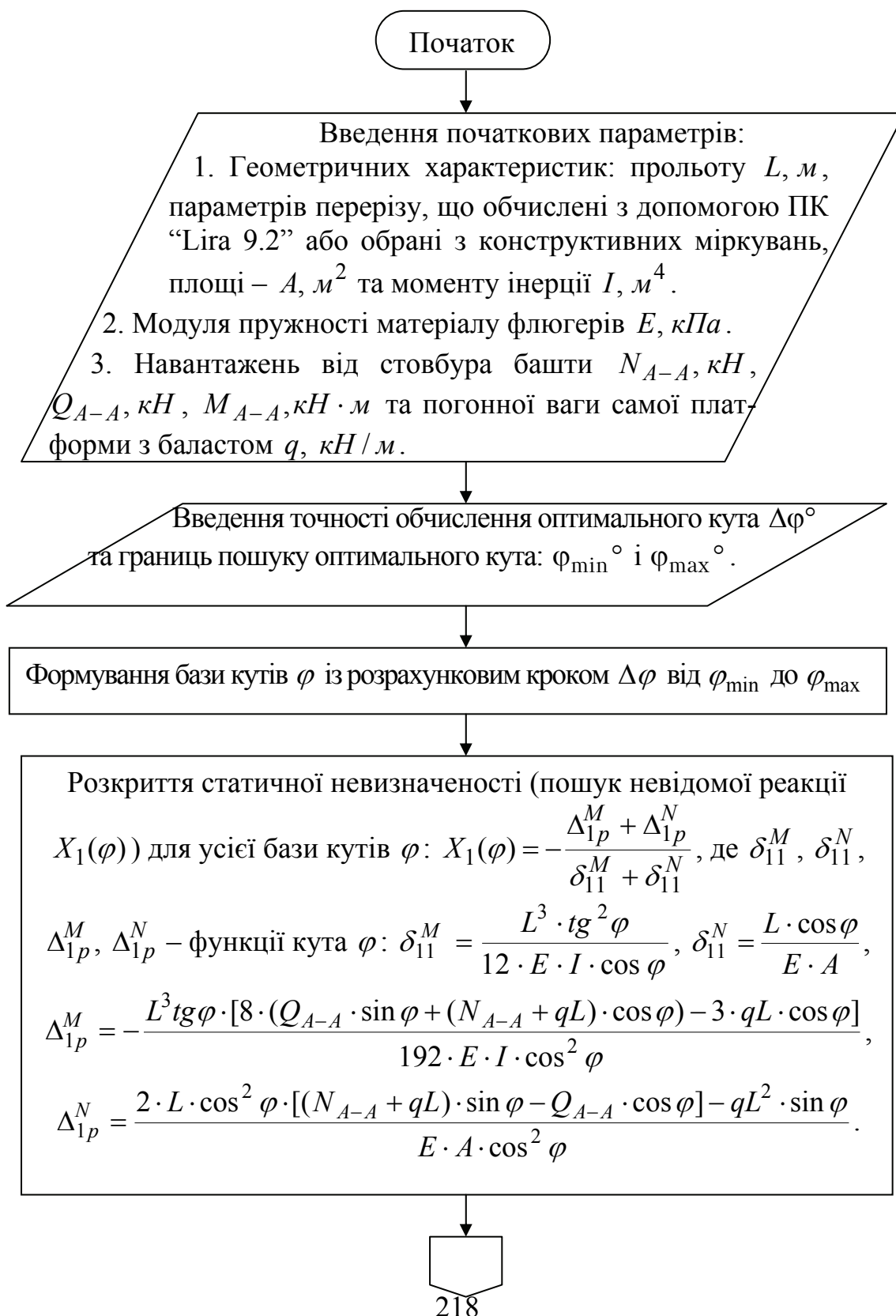
Розрахункові зусилля та деформації у флюгерах опорної платформи
без анкерування опорних точок у ґрунті (плоский випадок)
в залежності від кута нахилу осі флюгерів

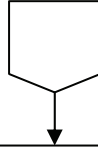
Кут, φ°	Максимальні зусилля в елементах конструкції				Переміщення
	M^{np}_{\max} , кН·м	M^l_{\max} , кН·м	N_{\max} , кН	Q_{\max} , кН	Δ_{\max} , мм
0	40,140	9,390	0	16,271	7,956
2	40,363	9,613	-0,573	16,340	8,034
4	40,593	9,844	-1,149	16,394	8,134
6	40,833	10,083	-1,728	16,434	8,259
9	41,221	10,471	-2,628	16,467	8,501
10	41,344	10,594	-2,903	16,471	8,587
12	41,618	10,868	-3,503	16,468	8,796
15	42,050	11,300	-4,403	16,437	9,166
20	42,845	12,094	-5,938	16,313	9,976
25	43,748	12,998	-7,508	16,100	11,084
30	44,787	14,037	-9,123	15,801	12,591
35	46,000	15,25	-10,795	15,418	14,671
40	47,437	16,687	-12,545	14,952	17,590
45	49,177	18,427	-14,408	14,409	21,810

Додаток Д

Алгоритм програми Fluger2.exe

(позначення відповідно до рис. 3.16)





Формування масивів $M_{лів}$ та $M_{пр}$ для усієї бази кутів φ :

$$M_{лів} = M_{лів}^p + \frac{X_1(\varphi) \cdot L \cdot \text{tg}(\varphi)}{2}, \quad M_{пр} = M_{пр}^p + \frac{X_1(\varphi) \cdot L \cdot \text{tg}(\varphi)}{2},$$

де $M_{лів}^p, M_{пр}^p, V_A, V_B$ – функції кута φ :

$$M_{лів}^p = \frac{L \cdot (Q_{A-A} \cdot \text{tg}(\varphi) + V_A)}{2} + \frac{qL^2}{8}, \quad M_{пр}^p = \frac{V_B \cdot L}{2} - \frac{qL^2}{8},$$

$$V_A = \frac{N_{A-A}}{2} - \frac{M_{A-A}}{L} + \frac{q \cdot L}{2} - \frac{Q_{A-A} \cdot \text{tg}(\varphi)}{2},$$

$$V_B = \frac{N_{A-A}}{2} + \frac{M_{A-A}}{L} + \frac{q \cdot L}{2} + \frac{Q_{A-A} \cdot \text{tg}(\varphi)}{2}.$$

Формування масиву різниці модулів $M_{лів}$ та $M_{пр}$, тобто $\Delta M(\varphi)$ для усієї бази кутів φ :

$$\Delta M(\varphi) = |M_{лів}| - |M_{пр}|$$

Пошук мінімального $|\Delta M(\varphi)|$ із сформованої бази: на області визначення кута $[\varphi_{\min} \dots \varphi_{\max}]$, та кута, що відповідає цьому значенню, тобто $|\Delta M(\varphi_{opt})| \rightarrow 0$.

- Виведення: 1. Оптимальне значення кута нахилу осі флюгерів: $\varphi_{opt} \pm \Delta\varphi^o$.
2. Значення максимальних моментів при оптимальному куті нахилу осі флюгерів відповідно у лівому та правому: $M_{лів}(\varphi_{opt})$ та $M_{пр}(\varphi_{opt})$.
3. Графічної інтерпретації пошуку оптимального кута нахилу осі флюгерів

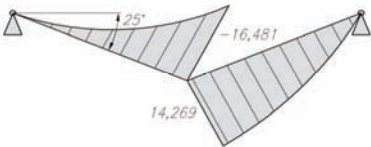
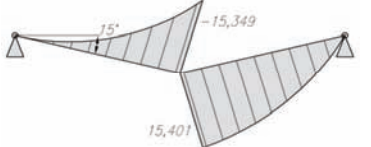
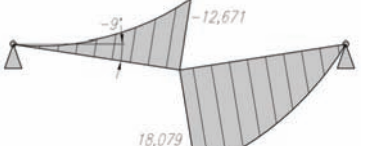
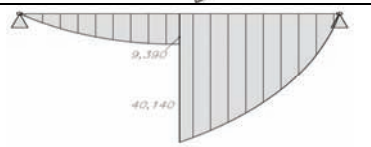
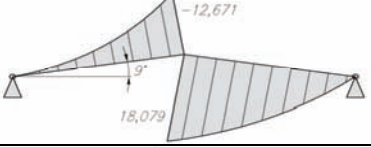
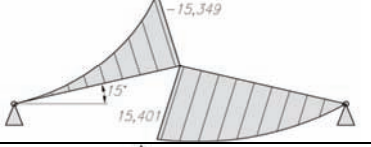
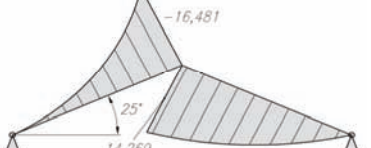
Кінець

Додаток Е

Оптимальний кут нахилу осі флюгера

Таблиця Е.1

Графічна інтерпретація пошуку оптимального кута нахилу осі флюгерів при анкеруванні опорних точок (за Fluger2.exe) та верифікація за “Lira 9.4”

φ°	Вигляд епюри згинальних моментів	$/ M^{лів}_{max} /$, кН · м		$/ M^{пр}_{max} /$, кН · м	
		Fluger2.exe	Lira 9.4	Fluger2.exe	Lira 9.4
-25		-16,481	-16,631	14,269	14,119
-15		-15,349	-15,386	15,401	15,364
-9		-12,671	-12,730	18,079	18,020
0		9,390	9,390	40,140	40,140
9		-12,671	-12,730	18,079	18,020
15		-15,349	-15,386	15,401	15,364
25		-16,481	-16,631	14,269	14,119

Відхилення абсолютного значення згинальних моментів $M^{лів}_{max}$ та $M^{пр}_{max}$, що обчислені за Fluger2.exe у порівнянні з даними, обчисленими на “Lira 9.4” відрізняються на величину $\varepsilon_{M_{max}} = 1,1\%$.

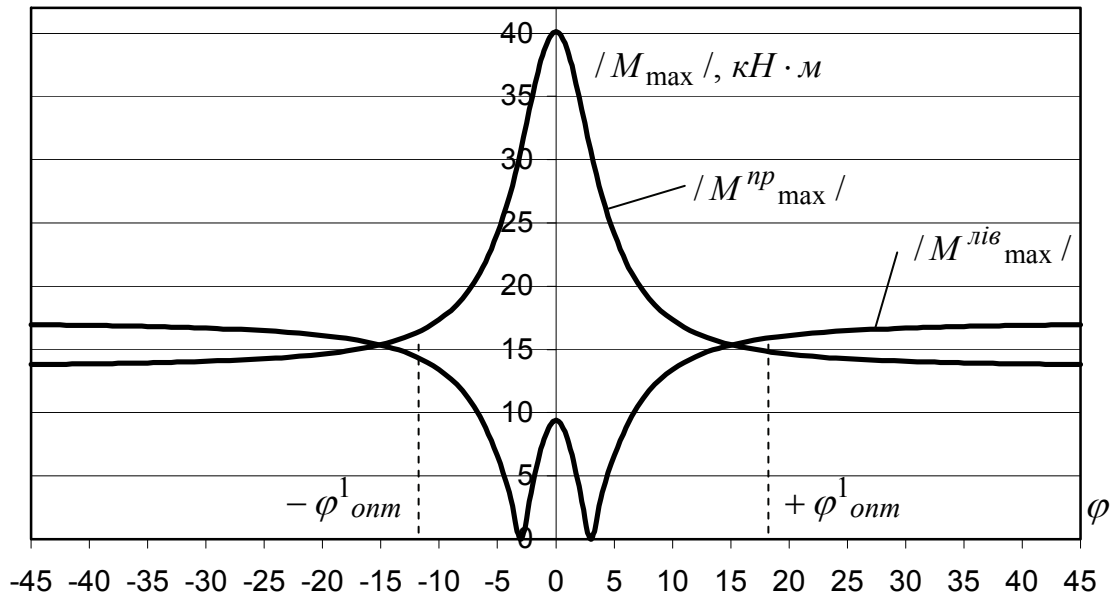


Рис. Е.1. Графіки абсолютних значень максимальних згинальних моментів у лівому та правому флюгері в залежності від кута нахилу осі флюгерів

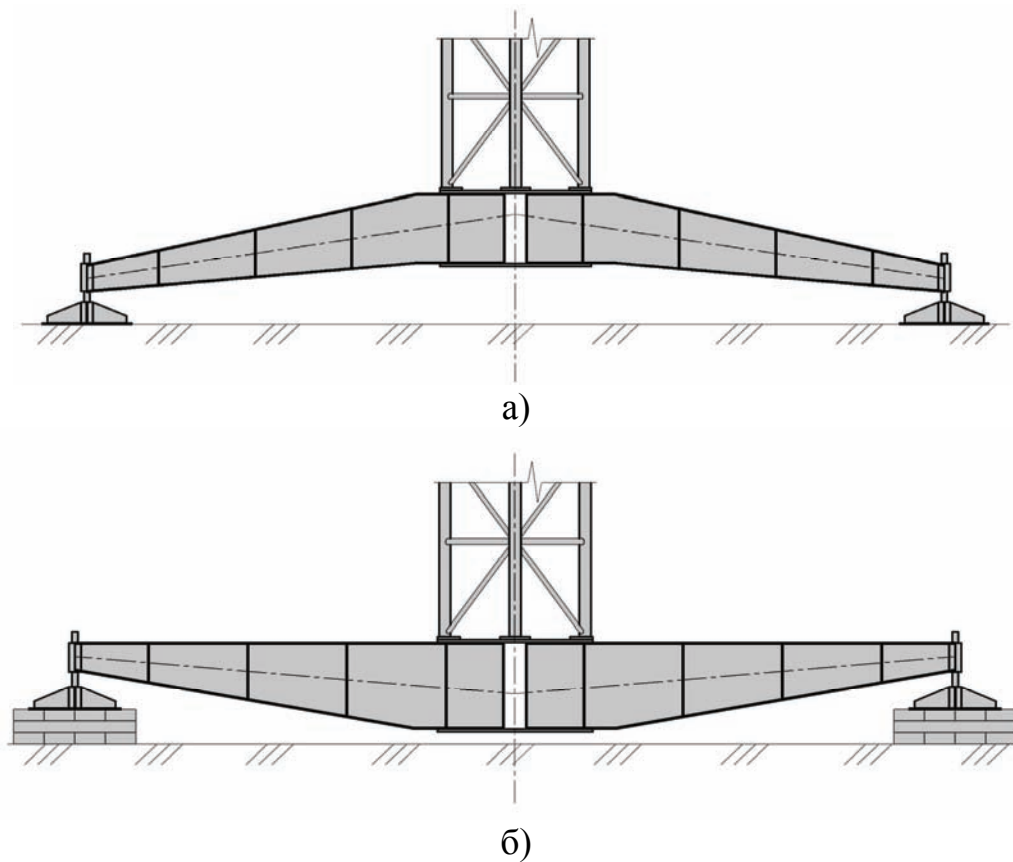


Рис. Е.2. Конструктивне вирішення опірної рами на флюгерах, що відповідає: а – $+\varphi^1_{онт}$, б – $-\varphi^1_{онт}$

Додаток Ж

Дослідження впливу параметрів N_{A-A} , M_{A-A} , Q_{A-A} , q , L , I/A на величину оптимального кута нахилу вісі флюгерів*

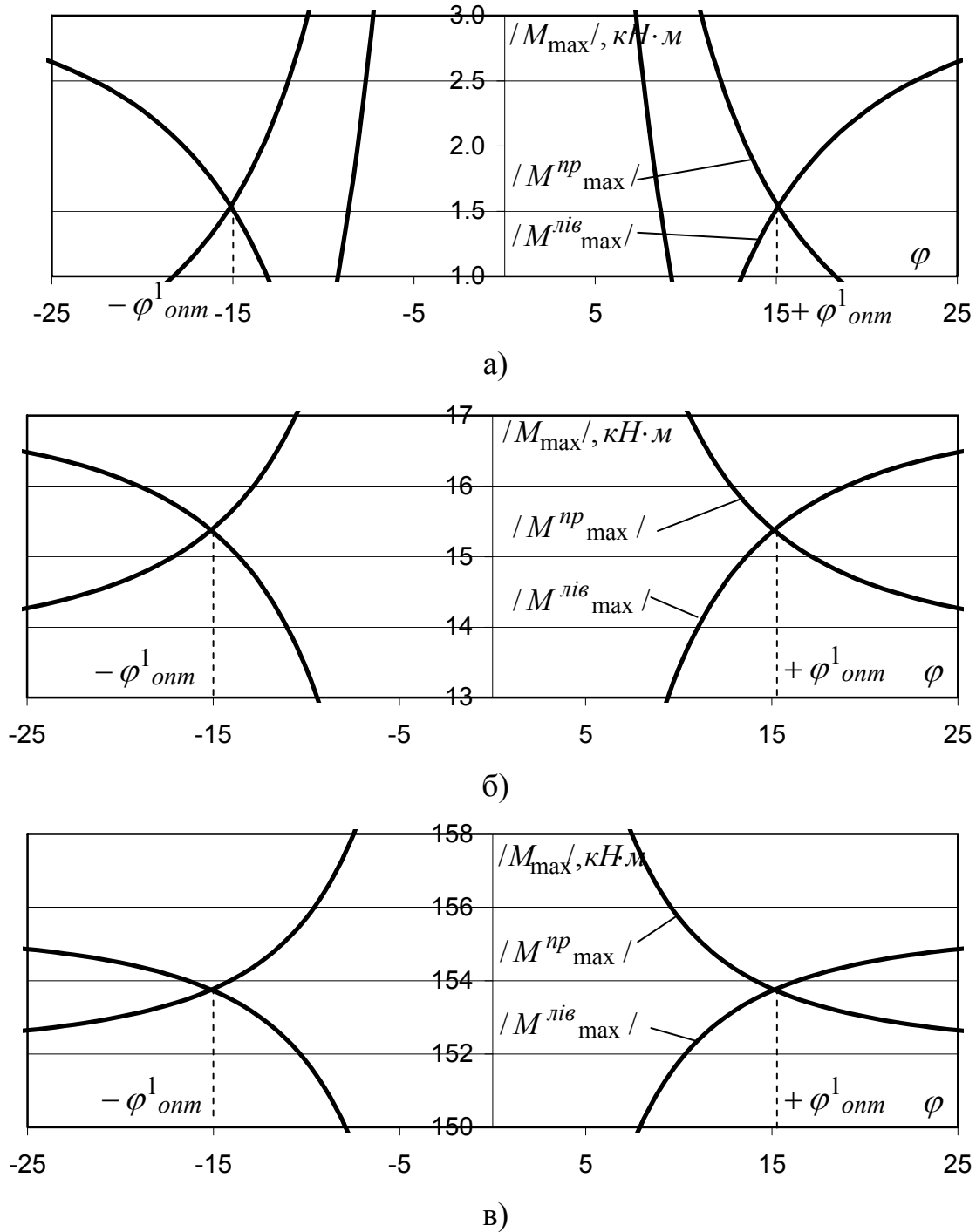
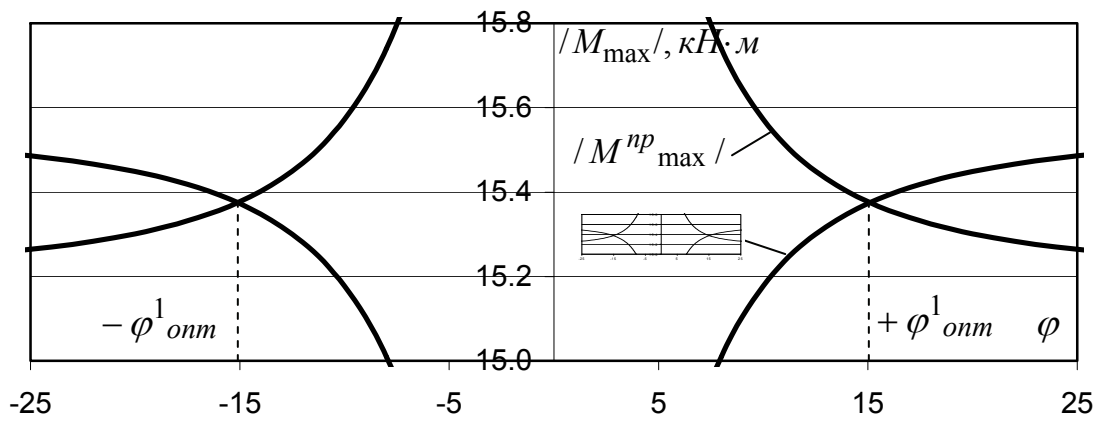
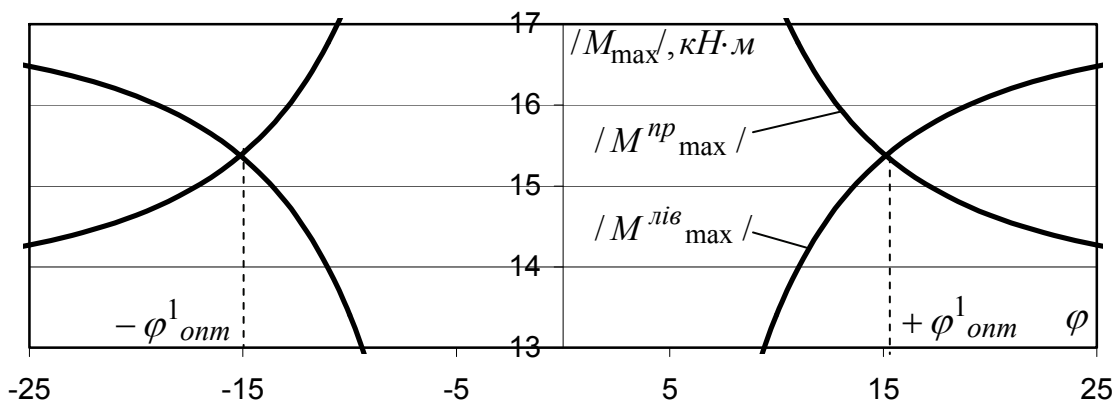


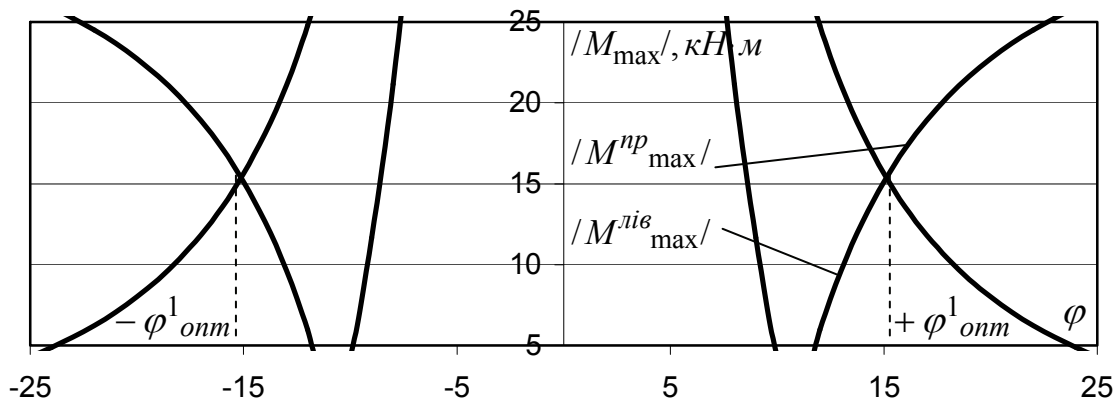
Рис. Ж.1. Дослідження впливу параметра M_{A-A} на величину оптимального кута нахилу вісі флюгерів: а – при $M_{A-A} = 3,075 \text{ кН} \cdot \text{м}$; б – при $M_{A-A} = 30,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$; в – при $M_{A-A} = 307,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$



а)

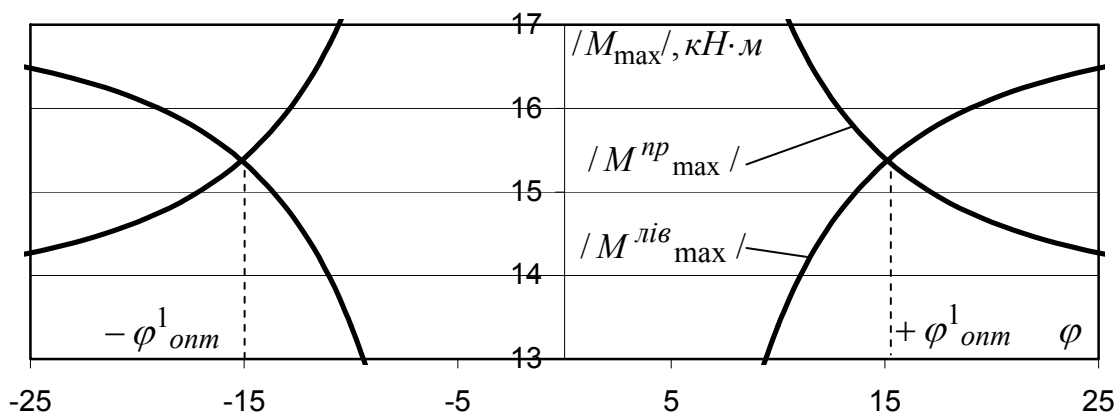


б)

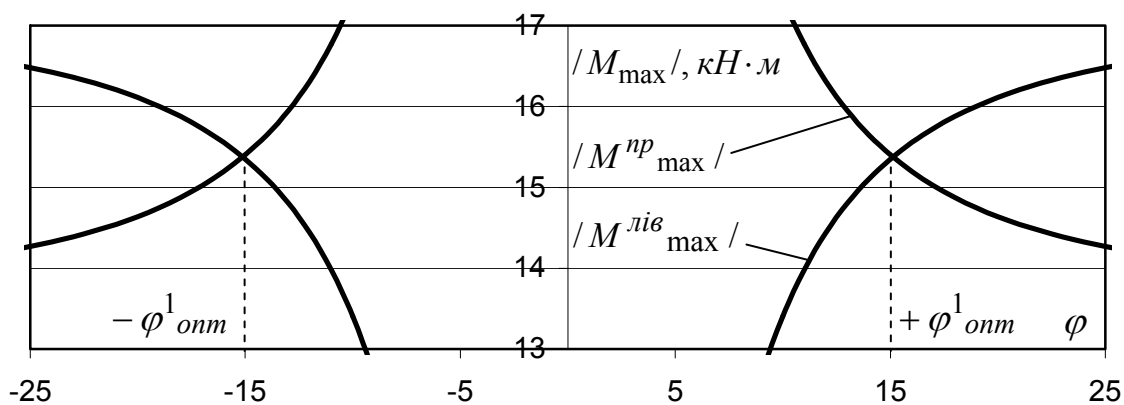


в)

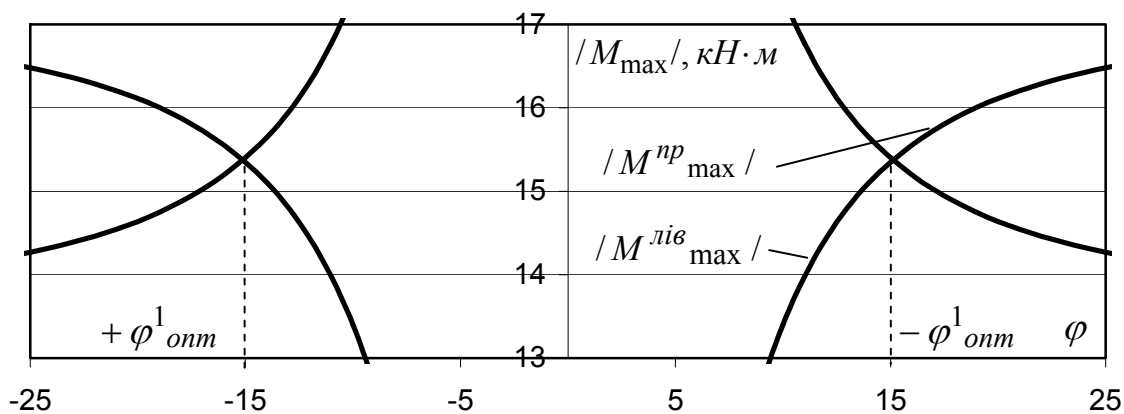
Рис. Ж.2. Дослідження впливу параметра N_{A-A} на величину оптимального кута нахилу осі флюгерів: а – при $N_{A-A} = 1,25 \text{ кН}$; б – при $N_{A-A} = 12,5 \text{ кН}$; в – при $N_{A-A} = 125,0 \text{ кН}$



а)

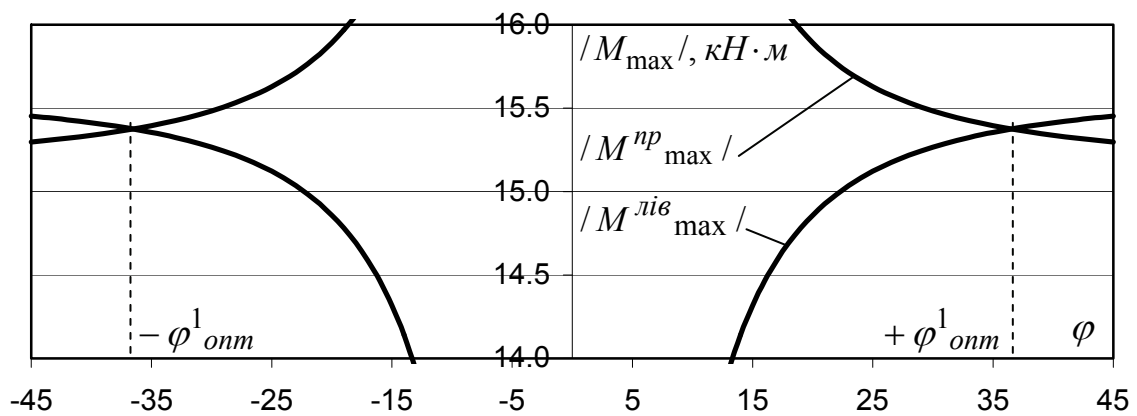


б)

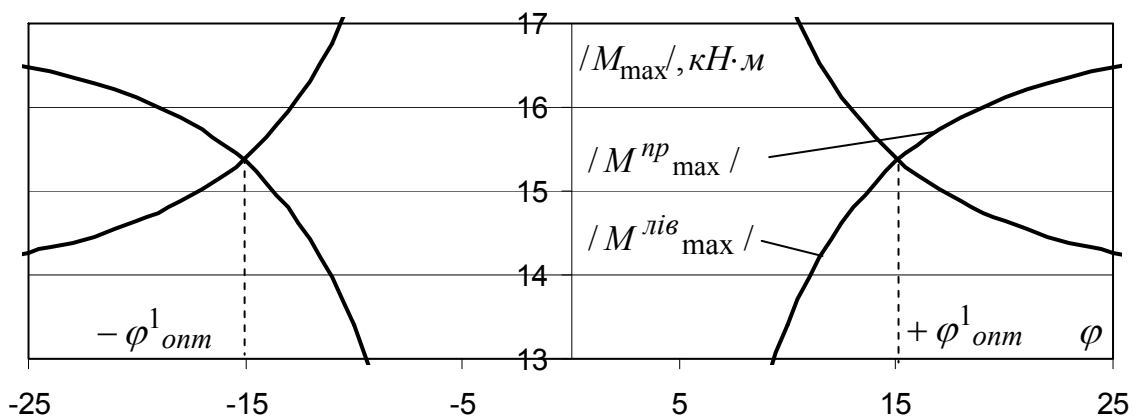


в)

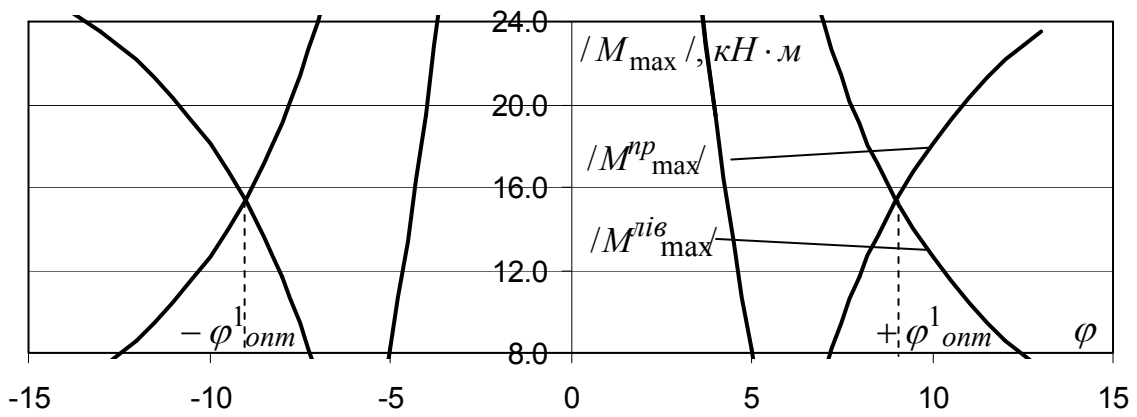
Рис. Ж.3. Дослідження впливу параметра Q_{A-A} на величину оптимального кута нахилу осі флюгерів: а – при $Q_{A-A} = 0,433 \text{ кН}$; б – при $Q_{A-A} = 4,33 \text{ кН}$; в – при $Q_{A-A} = 43,3 \text{ кН}$



а)

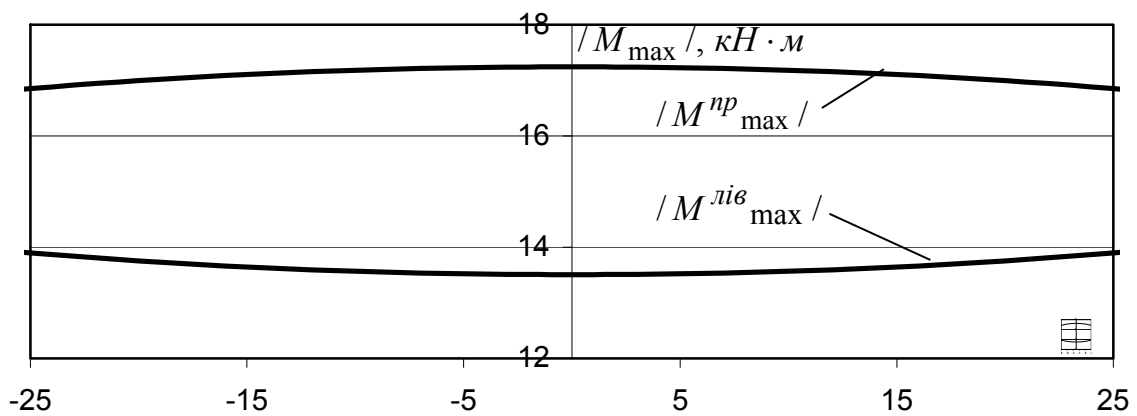


б)

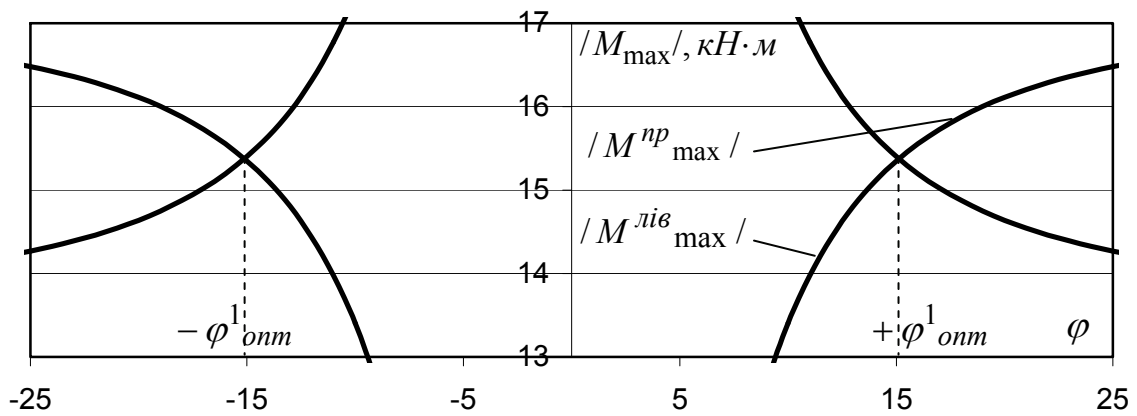


в)

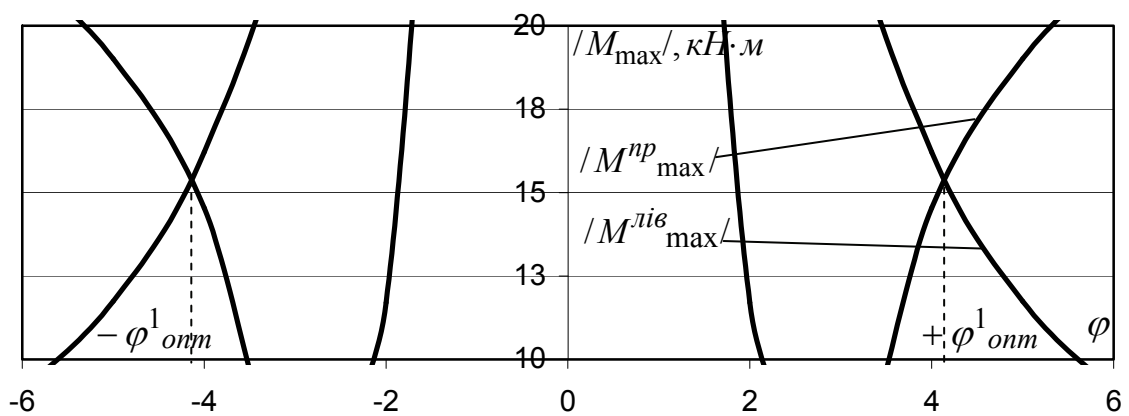
Рис. Ж.4. Дослідження впливу параметра q на величину оптимального кута нахилу осі флюгерів: а – при $q = 0,163 \text{ кН/м}$; б – при $q = 1,626 \text{ кН/м}$; в – при $q = 16,26 \text{ кН/м}$



а)

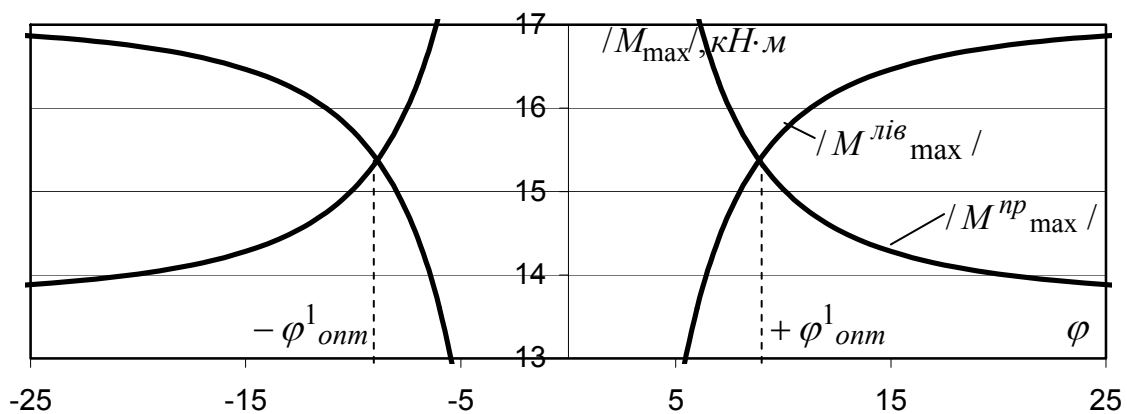


б)

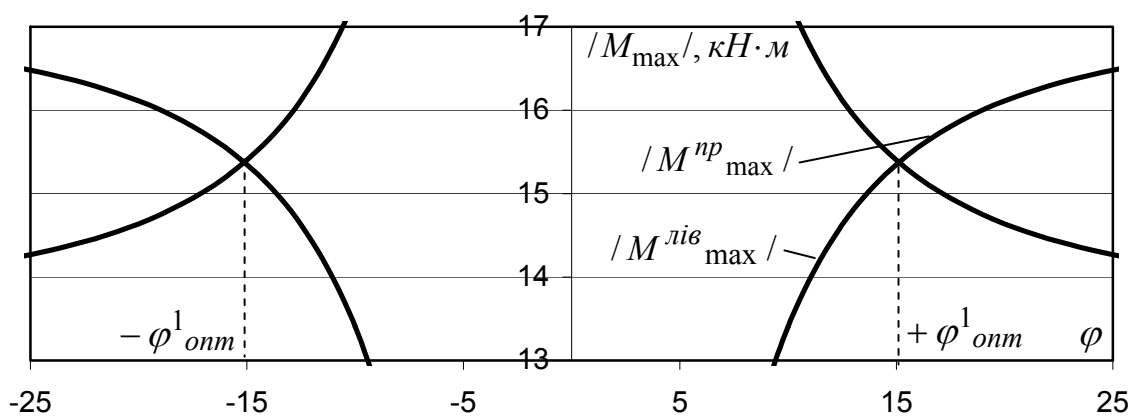


в)

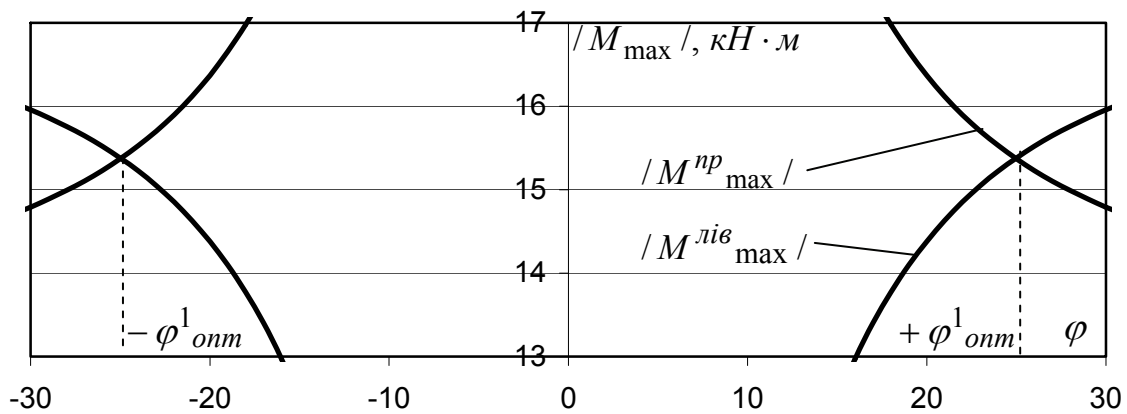
Рис. Ж.5. Дослідження впливу параметра L на величину оптимального кута нахилу осі флюгерів: а – при $L = 0,576$ м; б – при $L = 5,764$ м; в – при $L = 15,764$ м



а)



б)



в)

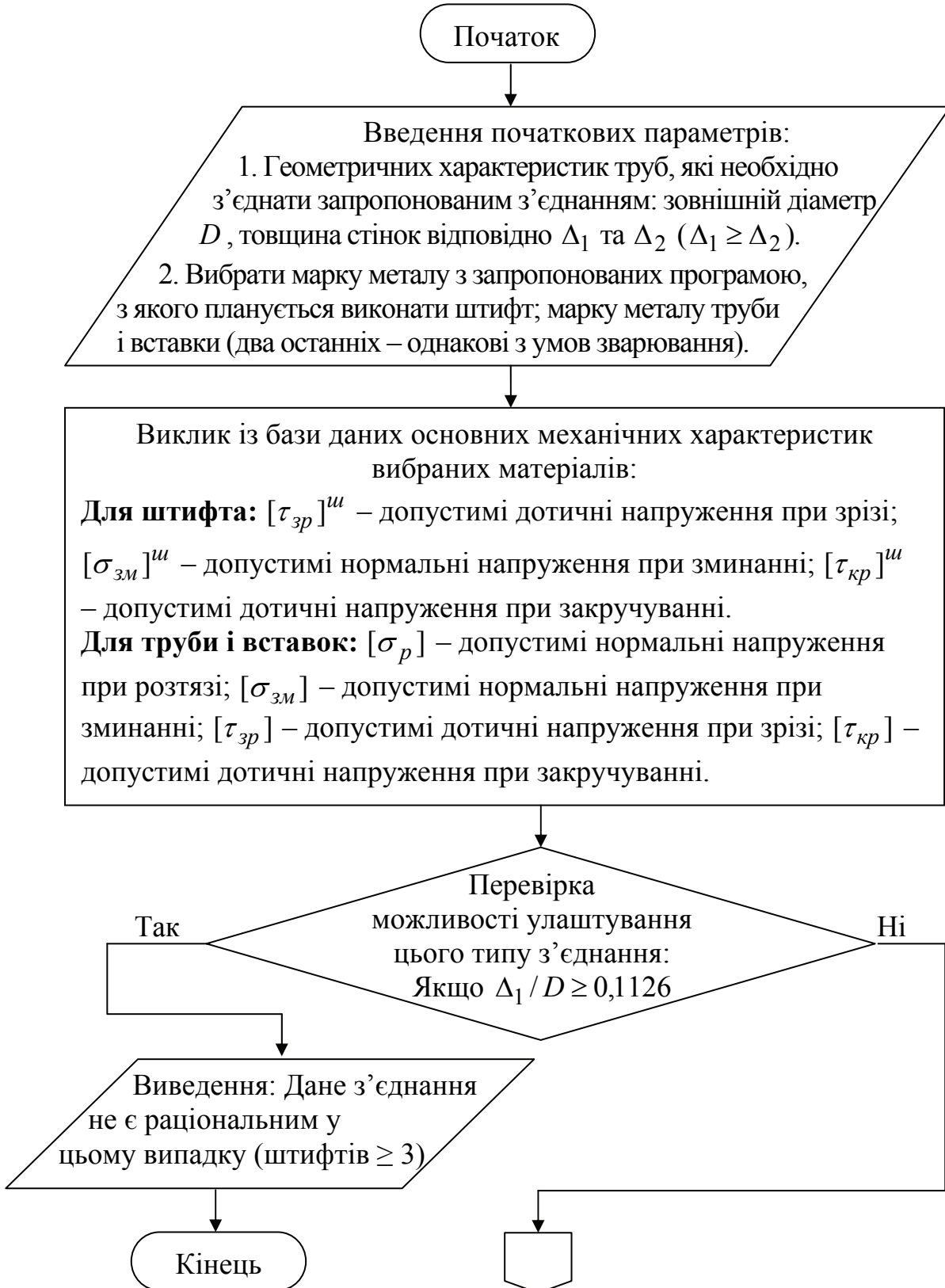
Рис. Ж.6. Дослідження впливу параметра I/A на величину оптимального кута нахилу осі флюгерів: а – при $I/A = 4,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$; б – при $I/A = 1,38 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$; в – при $I/A = 4,14 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$

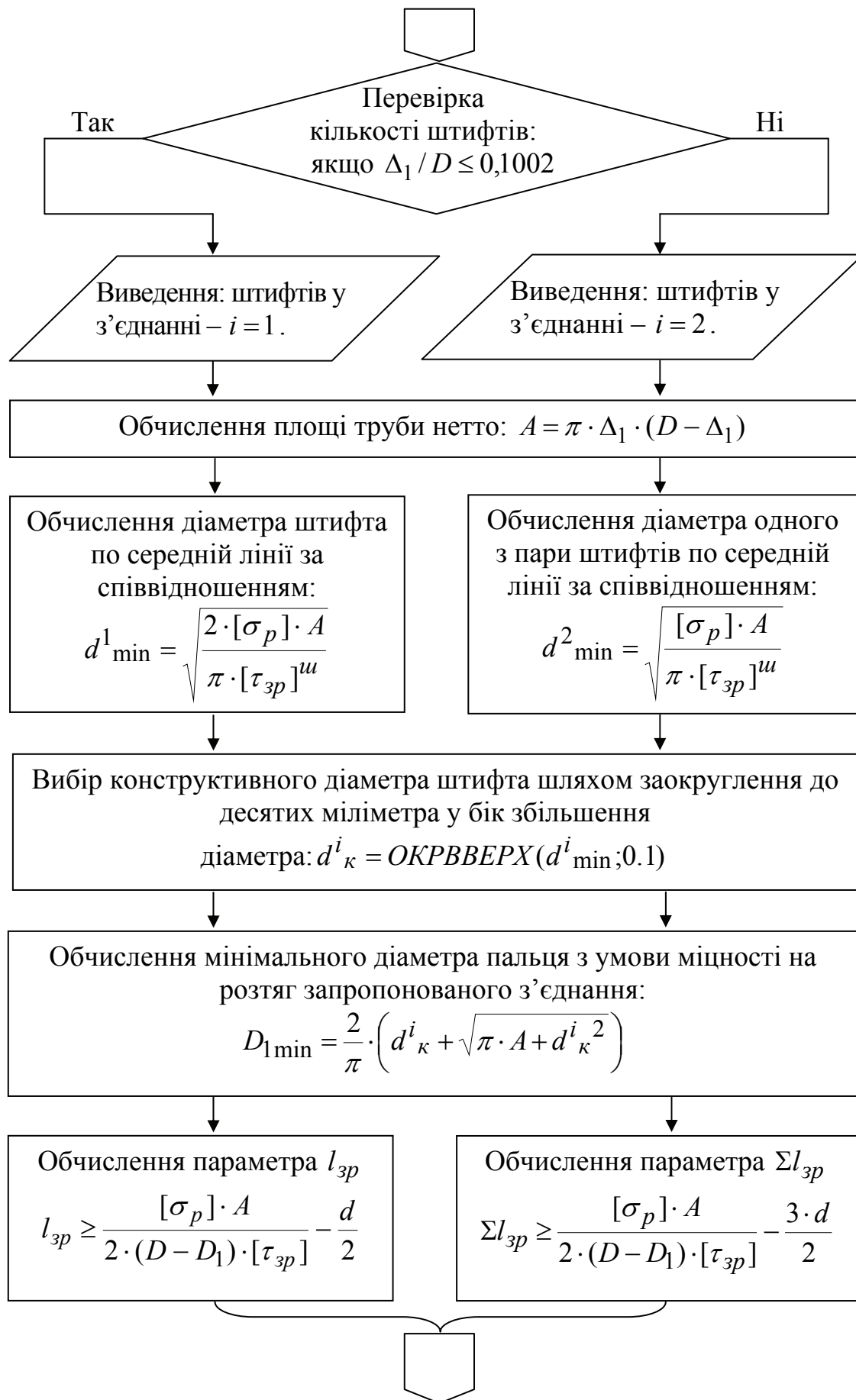
* Обчислено за розробленою програмою Fluger2.exe

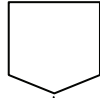
Додаток 3

Алгоритм програми Vuzol_shtift.exe

(позначення відповідно до рис. 5.2, 5.3)







Обчислення границь параметра L_2 :
 $(D - 2 \cdot \Delta_1) / 2 < L_2 < D - 2 \cdot \Delta_1$

Виведення:
Геометричні параметри з'єднання:
Кількість штифтів – i , шт.;
конструктивний діаметр запірною штифта – d_k^i , мм;
мінімальний діаметр пальця – $D_{1\min}$, мм;
параметр мінімальної шийки зрізу $l_{зр}$, мм – для
одного штифта ($\Sigma l_{зр}$, мм – для двох штифтів);
границі параметра L_2 : $L_2 \in [L_2^{\min}; L_2^{\max}]$;
Графічне зображення запропонованого вузлового
з'єднання із вказанням вищезгаданих параметрів

Кінець

Додаток К

Послідовність складання запропонованого з'єднання

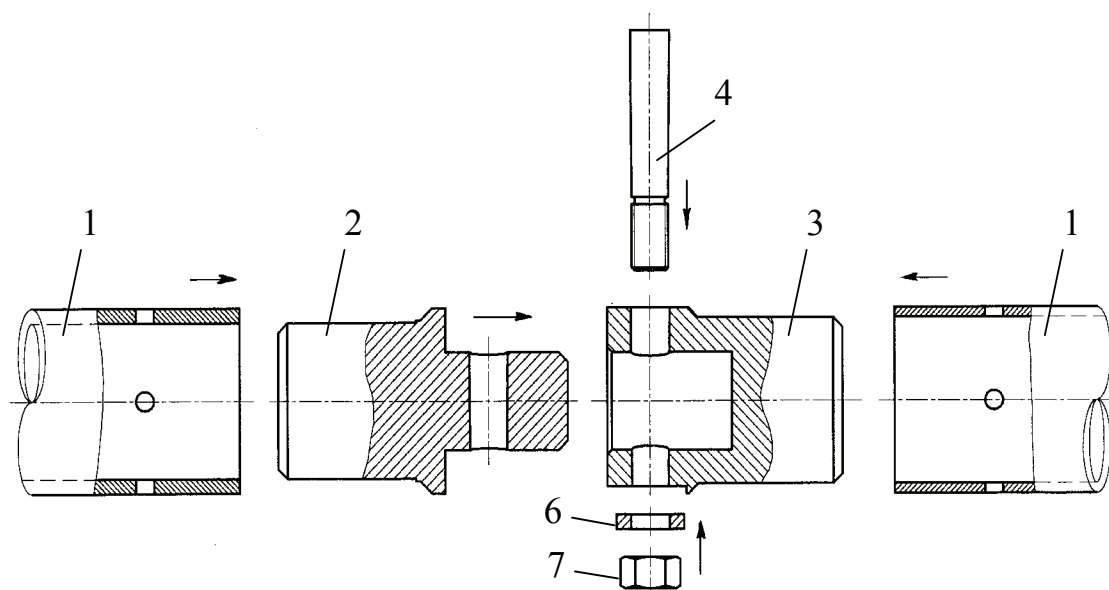


Рис. 3.1. З'єднання до складання: 1 – труби, що необхідно з'єднати з високою точністю (високою ступінню співності), 2 – вставка-палець, 3 – вставка-втулка, 4 – конічний штифт, 5 – додаткові електрозаклепки, 6 – шайба, 7 – гайка (звичайна або корончаста)

У вихідному положенні труби 1, виконані із однакового металу, що може з'єднуватись за допомогою зварювання, роз'єднані. Ці труби мають однаковий зовнішній діаметр, але можуть мати різну товщину стінки. На трубах при необхідності виконують отвори для влаштування електрозаклепок.

Одна частина перехідника – вставка-палець 2 від'єднана від труби 1 та роз'єднана з відповідною другою частиною перехідника – пальцем-втулкою 3.

Конічний штифт 4 від'єднаний від перехідника та не зафіксований шайбою 6 та гайкою 7.

Складання вузла при виготовленні виконують у такому порядку. З'єднують вставку-палець 2 та вставку-втулку 3 з допомогою конічного штифта 4. Затягують з'єднання гайкою 7 через шайбу 6. Притискають труби 1 до відповідних буртиків на перехіднику. Виконують зварювання труб до перехідника та, при необхідності, влаштовують електрозаклепки. Зачищають зварювання врівень. Всі ці операції необхідно виконувати при фіксованому розташуванні з'єднувальних труб (скажімо, у кондукторі).

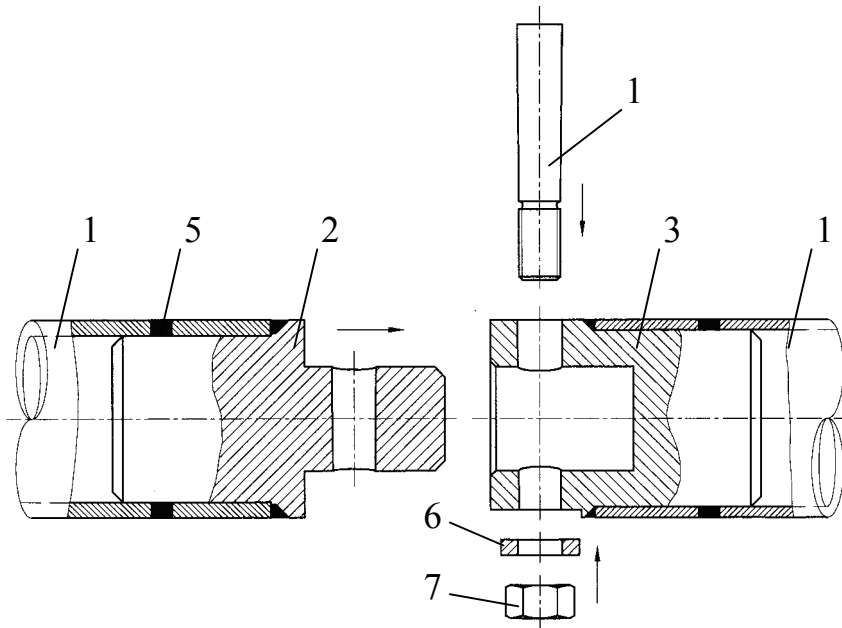


Рис. 3.2. З'єднання після складання але до монтажу, де 1...7 – те саме, що і на рис. 3.1

Додаток Л

Креслення дослідних зразків запропонованого вузла

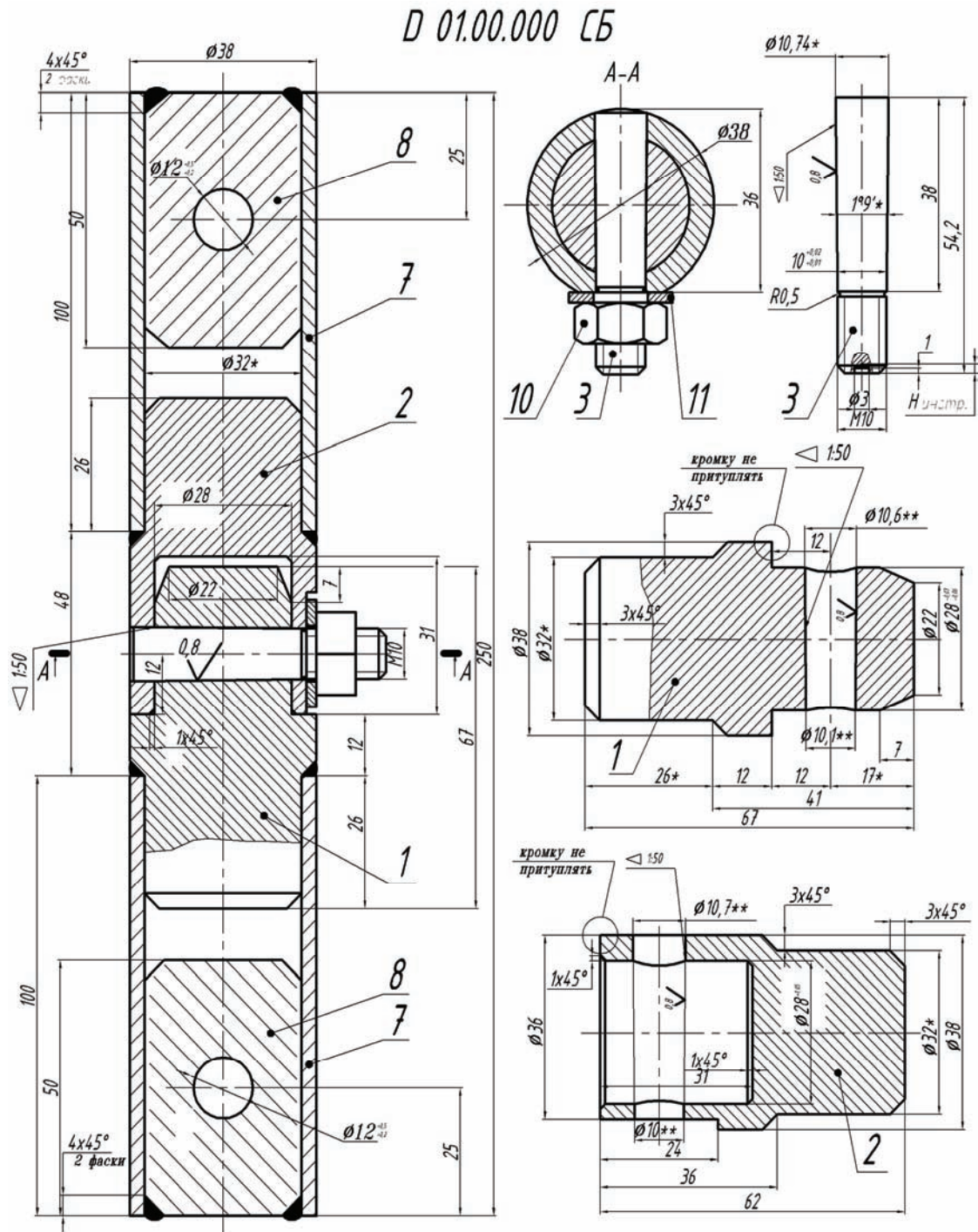


Рис. Л.1. Дослідний зразок D 01.00.000: 1 – вставка-палець (Сталь 10), 2 – вставка втулка (Сталь 10), 3 – штифт (Сталь 40X 48...54 HRCэ), 7 – труба (Сталь 10), 8 – додаткова вставка (Сталь 10), 10 – гайка M10, 11 – шайба

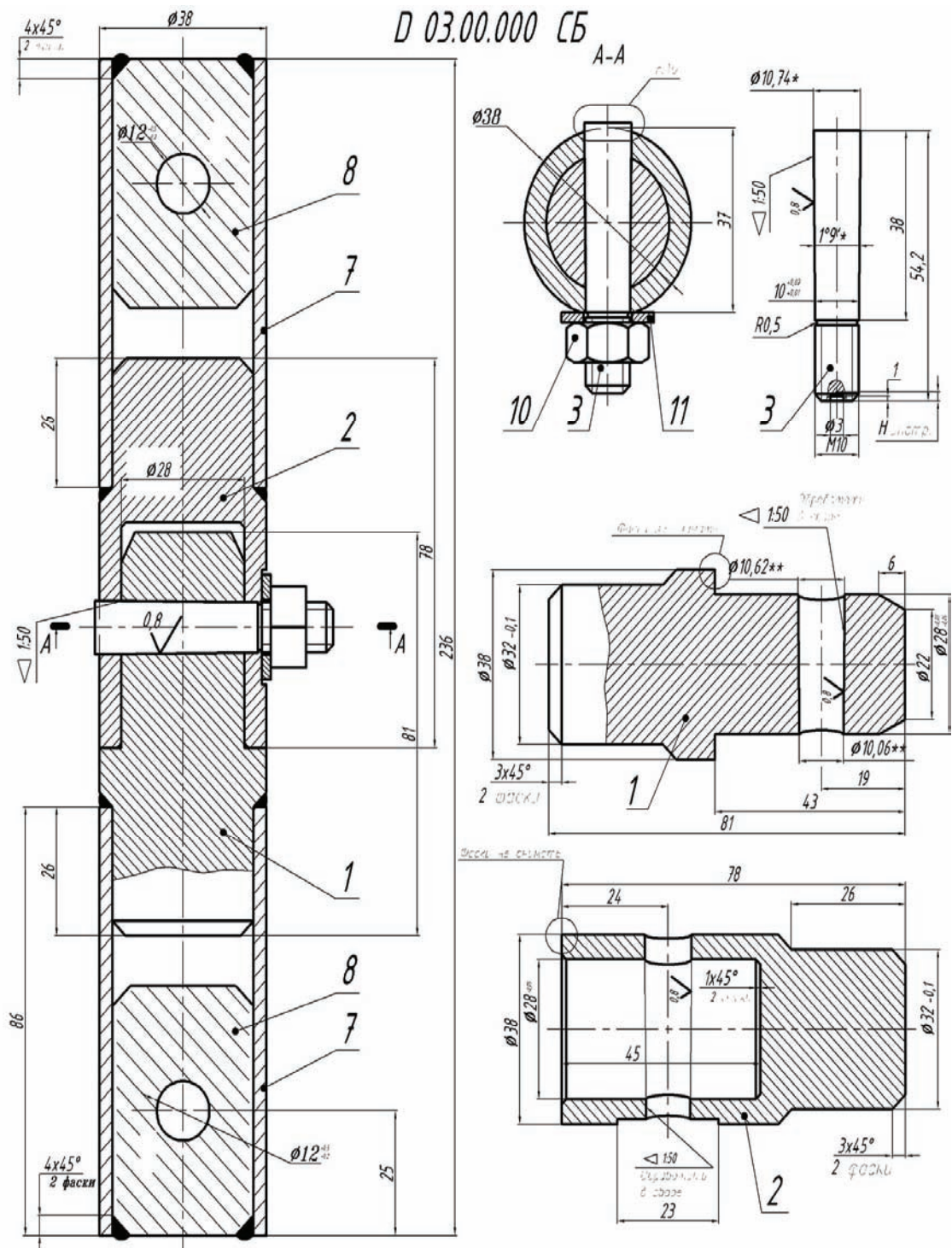


Рис. Л.2. Дослідний зразок D 03.00.000: 1 – вставка-палець (Сталь 10), 2 – вставка втулка (Сталь 10), 3 – штифт (Сталь 40X 48...54 HRCэ), 7 – труба (Сталь 10), 8 – додаткова вставка (Сталь 10), 10 – гайка M10, 11 – шайба

D 02.00.000 СБ

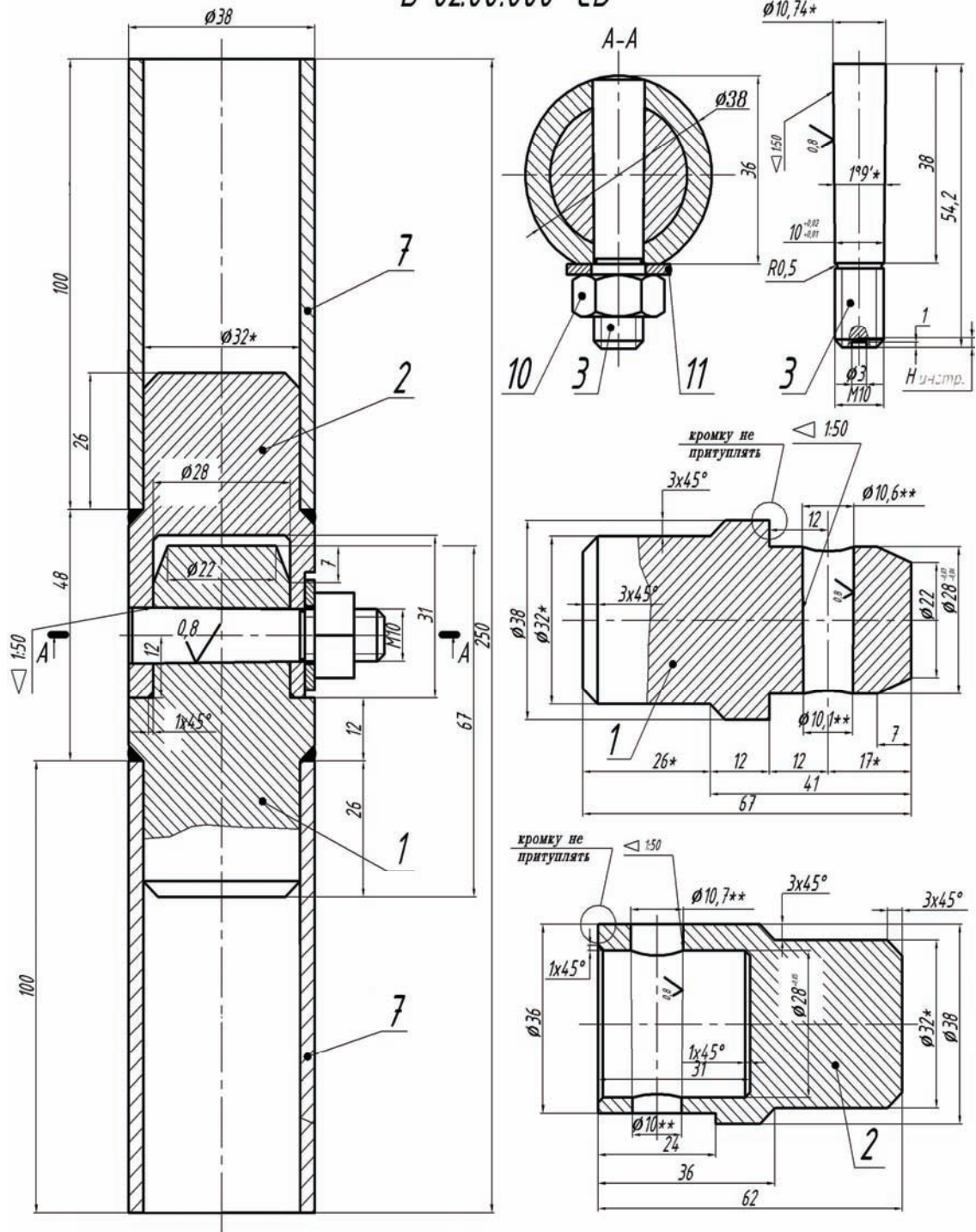


Рис. Л.3. Дослідний зразок D 02.00.000: 1 – вставка-палець (Сталь 10), 2 – вставка втулка (Сталь 10), 3 – штифт (Сталь 40Х 48...54 НРСэ), 7 – труба (Сталь 10), 10 – гайка М10, 11 – шайба

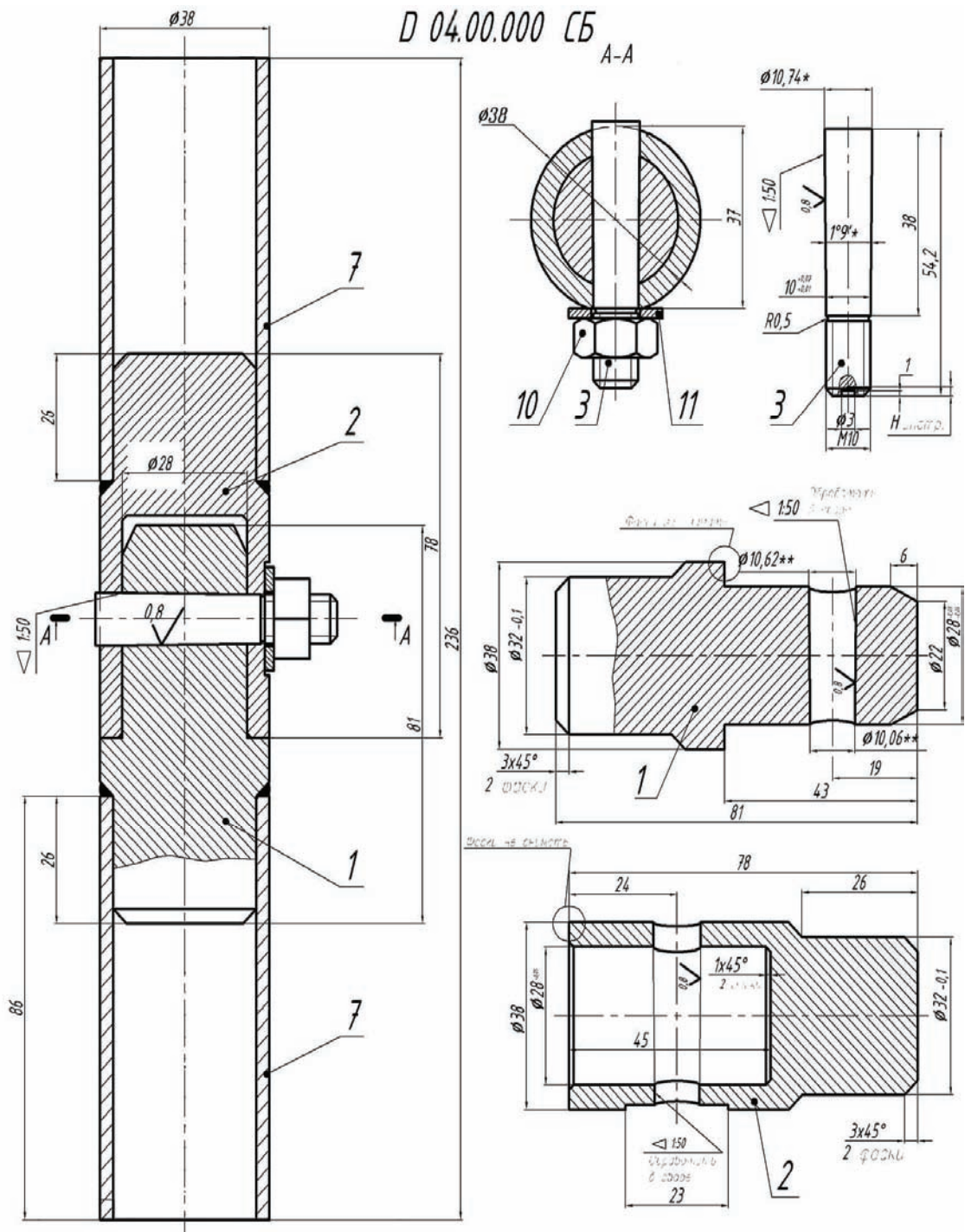


Рис. Л.4. Дослідний зразок D 04.00.000: 1 – вставка-палець (Сталь 10), 2 – вставка втулка (Сталь 10), 3 – штифт (Сталь 40X 48...54 HRC_э), 7 – труба (Сталь 10), 10 – гайка M10, 11 – шайба

Додаток М

Протоколи випробувань

Протокол випробувань зразків піщаного насипного ґрунту з частками середньої крупності

1. Мета випробувань: Визначення фізичних характеристик ґрунту та механічних характеристик ґрунту непрямим шляхом.

2. Випробування виконувались у відповідності з документами: ГОСТ 5180-75, ГОСТ 20522-75, ГОСТ 25100-82, СНиП 2.02.01-83.

3. Тип і характеристики випробувального обладнання та засобів виміральної техніки.

Таблиця М.1

Назва випробувального обладнання, заводський №	Основні технічні характеристики (діапазон вимірювання, точність)	Ким та коли повірені (атестовані), № свідоцтва (атестату)
Штангенциркуль ЩЦ-II за ГОСТ 166-89 (зав. № Д095109)	від 0 до 250 мм, ціна поділки 0,05мм, 2 клас точності	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, 10.2004 р., № 13/2098, повірений свідоцтво
Ваги електронні ПВ-6 (зав. № 137397)	від 0 до 6 кг, ціна поділки 0,001 кг	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, 24.11.2004 р., № 11/1670, повірений свідоцтво

4. Випробування для визначення фізичних характеристик ґрунту – ступеня вологості S_r , коефіцієнта пористості e , та усередненого значення питомої ваги ґрунту γ_H ,

$\frac{\kappa H}{M^3}$ та механічних характеристик E – модуля пружності.

4.1. Параметри ріжучого кільця: висота $h = 20,0$ мм; діаметр $d = 56,5$ мм.

4.2. Об'єм піщаного ґрунту у зразку:

$$V = \pi \cdot d^2 \cdot h / 4 = \pi \cdot 56,5^2 \cdot 20 / 4 = 5,01 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3.$$

4.3. Вага ріжучого кільця з кришками $m_0 = 0,064$ кг; прискорення вільного падіння $g = 10$ м/с².

4.4. За СНиП 2.02.01-83, с. 21, питома вага сухих частинок піщаного ґрунту середньої крупності $\gamma_s = 27$ кН/м³; питома вага води $\gamma_w = 10$ кН/м³.

4.5. Розрахункові формули: $\gamma = (m - m_0) \cdot g / V$, $\text{кН} / \text{м}^3$ – питома вага ґрунту, насиченого водою; $\gamma_d = \frac{m_d}{V} \cdot g$, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ – питома вага сухого ґрунту; $e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$ – коефіцієнт пористості; $S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$ – ступінь вологості; $w = \frac{m - m_0 - m_d}{m - m_0}$ – природна вологість ґрунту.

Таблиця М.2

Результати випробування зразків ґрунту

№ ша-ру	№ зра-зка	m , кг	$m - m_0$, кг	m_d , кг	$\gamma_d, \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	w	e	Ступінь вологос-ті, S_r	$\gamma, \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$
1	1	0,138	0,074	0,071	14,17	0,041	0,905	0,121	14,77
2	2	0,137	0,073	0,071	14,17	0,027	0,905	0,082	14,57
3	3	0,143	0,079	0,076	15,17	0,038	0,780	0,131	15,77
4	4	0,141	0,077	0,074	14,77	0,039	0,828	0,127	15,37
Усереднене значення:					14,57	0,036	0,855	0,115	$\gamma_{II} =$ 15,12

5. Висновки за результатами випробувань

За результатами випробувань зразків піщаного ґрунту у відповідності до ГОСТ 20522-75, СНиП 2.02.01-83 можна зробити такі висновки щодо характеристик ґрунту:

- усереднене значення питомої ваги ґрунту $\gamma_{II} = 15,12 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;
- усереднене значення природної вологості ґрунту $w = 0,036$;
- усереднене значення коефіцієнта пористості $e = 0,855$;
- оскільки $e = 0,855 > 0,7$, то піщаний ґрунт є **пухким**;
- усереднене значення ступеня вологості $S_r = 0,115$;
- оскільки $S_r < 0,5$, то піщаний ґрунт є **маловологим**.

Механічні характеристики ґрунту знаходимо непрямым чином з даних «Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)»:

оскільки $e = 0,855$ та $S_r = 0,115 < 0,5$, то екстраполюючи отримуємо наближене значення $E \approx 9 \text{ МПа}$. Нормативне значення питомого зчеплення $c_n = 0$ та нормативне значення кута внутрішнього тертя $\varphi_n = 30^\circ$ при $e = 0,855$ прийняті за екстраполяцією згідно з того ж посібника.

Протокол випробувань установки D 10.00.000 у взаємодії з піщаним насипним ґрунтом

1. Мета випробувань: Визначення величини прогинів стовбура та величини просідань ґрунту під опорними точками установки в залежності від величини статичних горизонтальних та вертикальних навантажень; визначення форми втрати стійкості споруди (повзучість, перекидання, провал ґрунту чи недопустимі деформації самої металоконструкції), визначення критичної горизонтальної сили, при дії якої конструкція втрачає стійкість.

2. Випробування виконувались у відповідності з документами: СНиП 2.02.01-83, “Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)”, СНиП II-23-81, ГОСТ 29166-91.

3. Тип і характеристики випробувального обладнання та засобів вимірювальної техніки.

Таблиця М.3

Назва випробувального обладнання, заводський №	Основні технічні характеристики (діапазон вимірювання, точність)	Ким та коли повірені (атестовані), № свідоцтва (атестату)
Штангенциркуль ЩЦ-II за ГОСТ 166-89 (зав. № Д095109)	від 0 до 250 мм, ціна поділки 0,05 мм, 2 клас точності	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, 10.2004 р., повірений № 13/2098
Ваги електронні ПВ-6 (зав. № 137397)	від 0 до 6 кг, ціна поділки 0,001 кг.	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, 24.11.2004 р., повірений № 11/1670
Індикатори годинникового типу № Р1, Р2, Р3, Р4, Р5, Р6	від -3 до +3 мм, ціна поділки 0,01 мм	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, (свідоцтва № 3423, 3422 від 25.10.2002 р.)
Метр металевий ГОСТ 427-75 (зав. № 2)	від 0 до 1000 мм, ціна поділки 1 мм	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, 10.2004р. повірений № 13/2089

4. Випробування для визначення

4.1. Залежності просідання ґрунту під опорними точками від прикладеного вертикального та горизонтального навантаження (визначаються по індикаторах № 1, 2, 3, 4).

4.2. Залежності горизонтальних переміщень платформи конструкції під впливом горизонтальних навантажень (визначаються по індикатору № 5).

4.3. Залежності горизонтальних деформацій металоконструкції стовбура під дією горизонтальних навантажень (визначається по індикаторах № 5, 6).

4.4. Форми втрати стійкості. Втрата стійкості конструкції настає при досягненні спорудою одного з чотирьох граничних станів:

4.4.1. Повзучість – граничний стан, при якому стаціонарна платформа зазнає горизонтальних зміщень по поверхні ґрунту. При цьому на індикаторі № 5 змінюються показники.

4.4.2. Межа стійкості – граничний стан, при якому металоко́нструкція за рахунок виникнення згинального моменту від дії горизонтальної сили, що перевищує стабілізаційний момент від власної ваги, може перекинутися навколо певної осі. Граничний стан настає у момент відриву опорних точок, що знаходяться з іншого боку від прикладеного горизонтального навантаження, від опорної поверхні. Тобто на датчиках № 3 та № 4 раптово починається рух стрілки у бік, протилежний просіданню.

4.4.3. Просідання ґрунту – граничний стан, при якому під найбільш завантаженими опорними точками металоко́нструкції виникають недопустимі деформації.

4.4.4. Недопустимі деформації металоко́нструкції – досягнення усією металоко́нструкцією або одним з її елементів граничного стану за II групою.

4.5. Значення граничної сили, тобто мінімальної горизонтальної сили, при якій досягається відповідний граничний стан.

5. Схема випробувань та нумерація датчиків

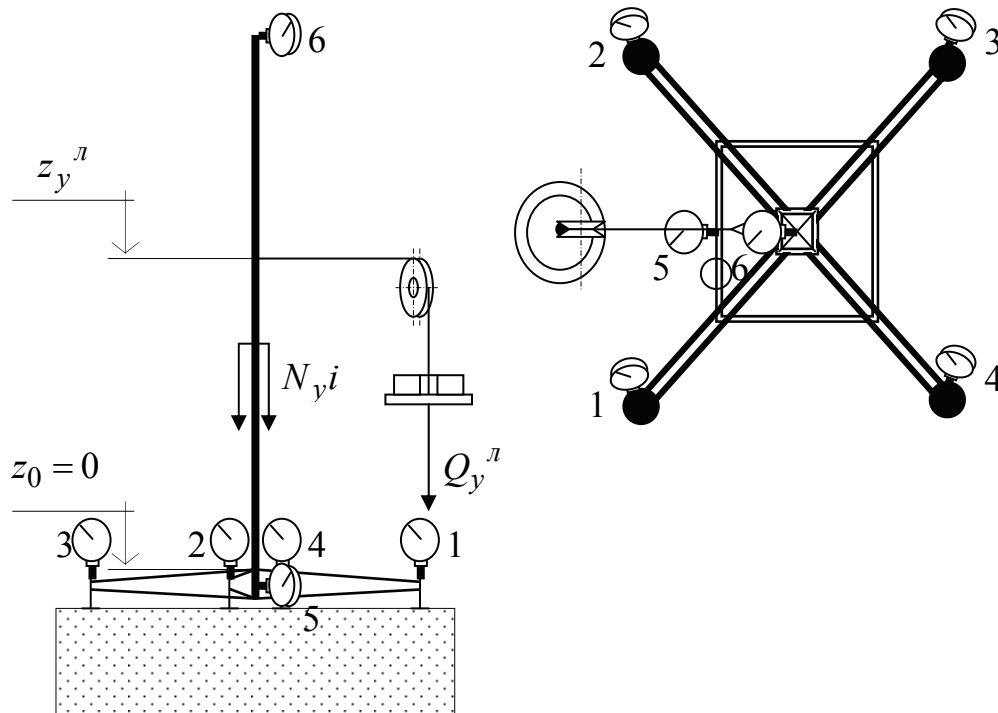


Рис. М.1. Схема розташування індикаторів для дослідження установки

Висота металоко́нструкції башти $H = 1400$ мм. Допустима величина прогину металоко́нструкції моделі $f_u = \frac{H}{100} = \frac{1400}{100} = 14$ мм.

Розрахункове граничне значення горизонтального зусилля, при якому повинно відбутися перекидання $Q_y^l \max = 61 \text{ H}$.

6. Результати випробувань наведені в таблиці М.4.

Таблиця М.4

Результати випробувань

№ <i>i</i>	Навантаження		Показники індикаторів, мм							Примітка
	вертик. $N_{y,i}, \text{H}$	гориз. $Q_y^l i, \text{H}$	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	Сер.	№ 5	№ 6	
1.1	54,78	0	0	0	0	0	0	0	0	Стадія завантаження моделі розрахунковим вертикальним навантаженням
1.2	109,4	0	0,04	0,22	0,14	0,06	0,12	0	0	
1.3	164,26	0	0,07	0,34	0,19	0,10	0,18	0	0	
1.4	219,0	0	0,08	0,41	0,21	0,11	0,20	0	0	
2.1	219,0	10	0,08	0,41	0,21	0,11	0,20	0	0,08	Стадія завантаження моделі розрахунковим горизонтальним навантаженням
2.2	219,0	20	0,08	0,42	0,21	0,11	0,21	0	0,45	
2.3	219,0	27,6	0,09	0,42	0,22	0,12	0,21	0	0,8	
3.1	219,0	40	0,09	0,42	0,22	0,12	0,21	0	1,57	Стадія збільшення горизонтального навантаження до досягнення конструкцією граничного стану
3.2	219,0	60	0,10	0,43	0,22	0,12	0,22	0	3,07	
3.3	219,0	61	0,11	0,44	0,22	0,12	0,22	0	3,22	
3.4	219,0	64,5	0,11	0,44	0,22	0,12	0,22	0	4,37	
3.5	219,0	65	0,13	0,44	0,19	0,07	0,21	0,04	4,49	

7. Висновки за результатами випробувань

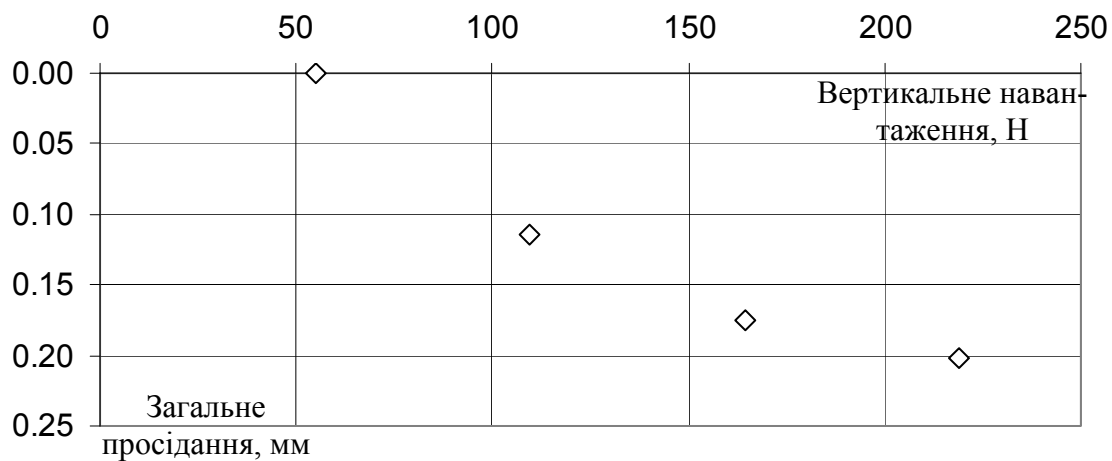
7.1. Металоконструкція моделі, що влаштована на пухкому піщаному ґрунті, при завантаженні розрахунковим вертикальним навантаженням $N_y = 54,78 + 164,22 = 219 \text{ H}$ просіла на величину

$$\Delta z = \frac{\sum_{i=1}^4 \Delta z_i}{4} = \frac{\Delta z_1 + \Delta z_2 + \Delta z_3 + \Delta z_4}{4} = \frac{0,08 + 0,41 + 0,21 + 0,11}{4} = 0,2 \text{ мм}.$$

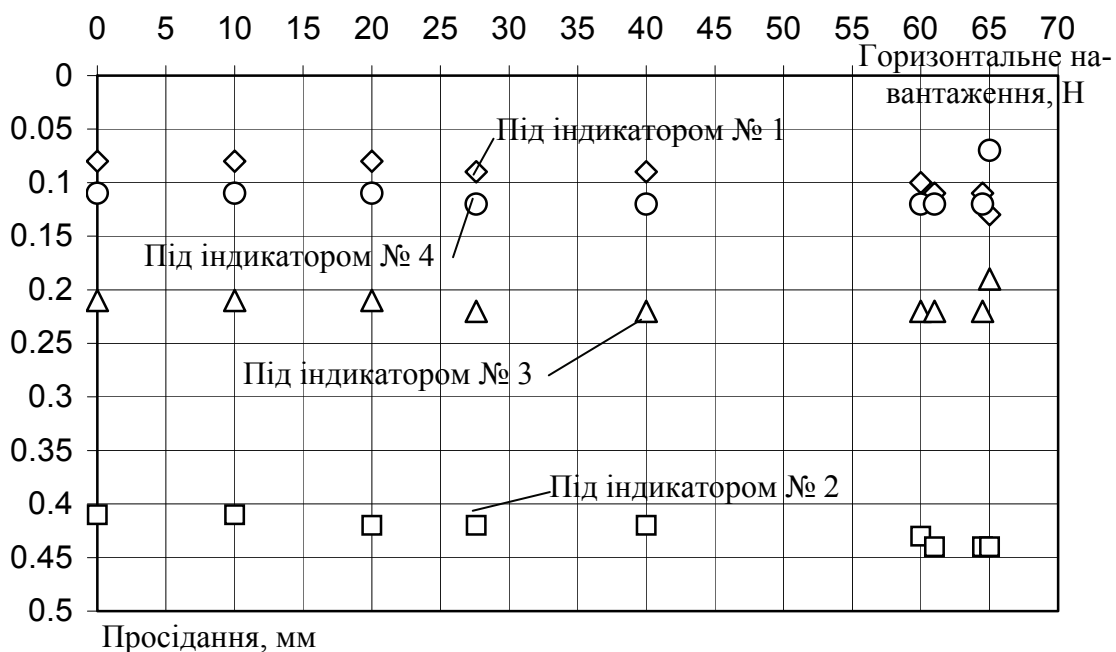
7.2. Металоконструкція моделі, що влаштована на пухкому піщаному ґрунті, при завантаженні розрахунковим вертикальним навантаженням $N_y = 219 \text{ H}$ та розрахунковим горизонтальним навантаженням $Q_y^l = 27,6 \text{ H}$ не досягла граничного стану.

7.3. При прикладенні горизонтального навантаження $Q_y^l = 65 \text{ Н}$ виник відрив опорних точок № 3 та № 4 від поверхні опорної п'яти, тобто конструкція досягла граничного стану – межі стійкості. Одночасно виникло певне горизонтальне зміщення моделі, що характеризувалося раптовим збільшенням показників на індикаторі № 5. $Q_y^l = 65 \text{ Н} > Q_y^l_{max} = 61 \text{ Н}$ через вплив пружинних механізмів індикаторів, що збільшують стійкість споруди.

7.5. Залежність величини просідання ґрунту від вертикального і горизонтального навантаження наведені на рис. М.2.



а)



б)

Рис. М.2. Залежність величини просідання ґрунту: а – від вертикального навантаження; б – від горизонтального навантаження з додатковим постійним вертикальним навантаженням 219 Н



Рис. М.3. Залежність загальних горизонтальних деформацій верхівки споруди від прикладеного горизонтального навантаження

Протокол випробувань моделі гвинтової палі (1:10) D 11.00.000 у взаємодії з піщаним насипним ґрунтом

1. Мета випробувань: визначення несучої здатності на висмикування моделі (1:10) гвинтової палі при її встановленні у піщаний насипний ґрунт, визначення залежності величини вертикального переміщення моделі гвинтової палі у ґрунті від прикладеного вертикального (висмикуючого) навантаження.

2. Випробування виконувались у відповідності з документами:
СНиП 2.02.02-83, ДСТУ Б.В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94).

3. Зразок для випробувань: для дослідних випробувань було виготовлено модель гвинтової палі D 11.00.000 (1:10).

4. Тип і характеристики випробувального обладнання та засобів вимірювальної техніки.

Таблиця М.5

Назва випробувального обладнання та засобів вимірювальної техніки, заводський № (якщо є)	Основні технічні характеристики (діапазон вимірювання, точність)	Ким та коли повірені (атестовані), № свідоцтва (атестату)
Штангенциркуль ШЦ-ІІ за ГОСТ 166-89 (зав. № Д095109)	від 0 до 250 мм, ціна поділки 0,05мм, 2 клас точності	ДП "Вінницький РДНВЦСМС", повірений 10.2004 р., свідоцтво № 13/2098
Індикатори годинникового типу № Р1	від -3 до +3 мм, ціна поділки 0,01 мм	ДП "Вінницький РДНВЦСМС", (свідоцтва № 3423, 3422 від 25.10.2002 р.)
Метр металевий ГОСТ 427-75 (зав. № 2)	від 0 до 1000 мм, ціна поділки 1 мм	ДП "Вінницький РДНВЦСМС", повірений 10.2004р. свідоцтво № 13/2089

6. Результати випробувань моделі гвинтової палі.

Методика: Згідно ДСТУ Б.В.2.1-1-95 ГОСТ 5686-94.

Інструменти та обладнання: Індикатор годинникового типу, штангенциркуль ГОСТ 166-89, метр металевий ГОСТ 427-75.

Зразки: модель гвинтової палі – D 11.00.000 (рис. М.4, рис. М.5).

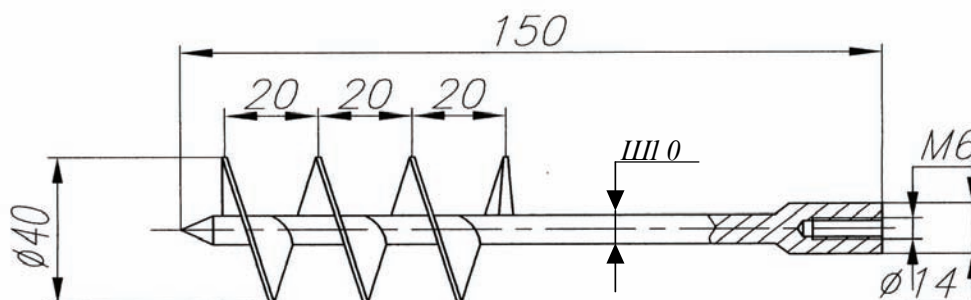


Рис. М.4. Схематичне креслення

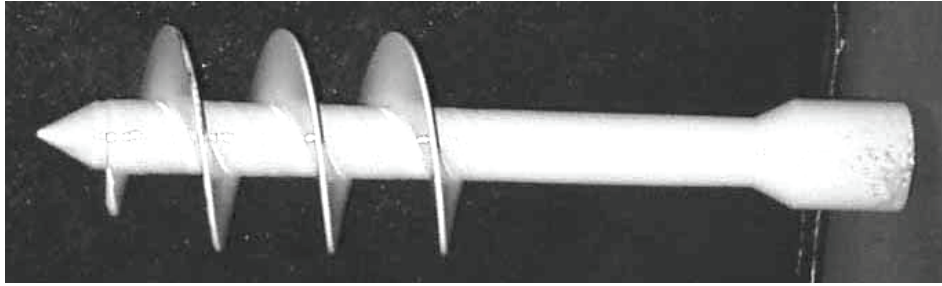


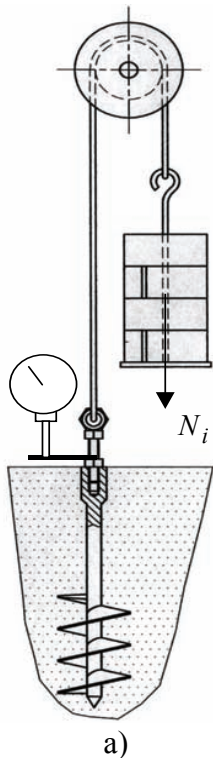
Рис. М.5. Фото моделі гвинтової палі

Результати випробувань наведені в табл. М.6, на рис. М.6 та на рис. М.7.

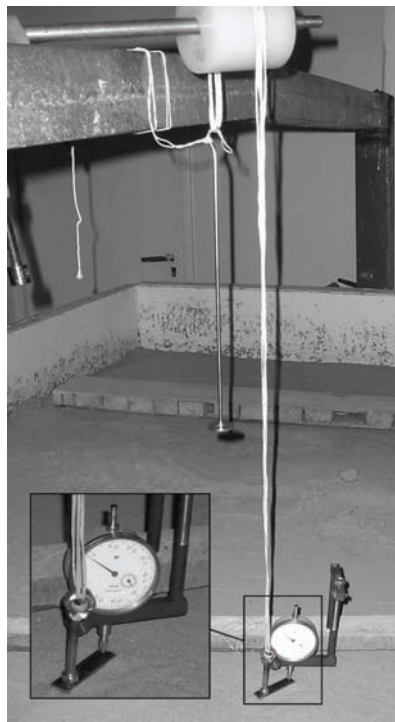
Таблиця М.6

Результати випробувань*

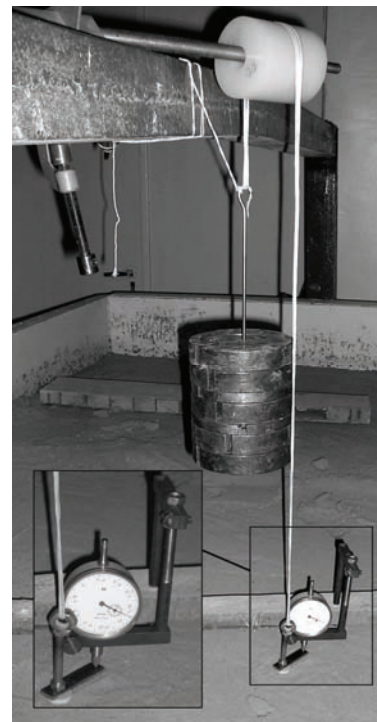
№ <i>i</i>	Величина вертикального навантаження N_i, H	Показник індикатора, мм при експерименті			№ <i>i</i>	Величина вертикального навантаження N_i, H	Показник індикатора, мм при експерименті		
		№ 1	№ 2	№ 3			№ 1	№ 2	№ 3
0	0	0	0	0	7	80	1,35	1,28	1,31
1	20	0,10	0,08	0,12	8	85	1,60	1,54	1,55
2	40	0,20	0,17	0,22	9	90	1,90	1,82	1,80
3	50	0,37	0,30	0,32	10	100	2,44	2,49	2,40
4	60	0,40	0,45	0,44	11	120	3,60	3,61	3,58
5	65	0,50	0,49	0,51	12	145	4,40	5,67	5,61
6	70	0,70	0,69	0,67	13	150	<i>вимикування</i>		



а)



б)



в)

Рис. М.6. Випробування на вимикування моделі гвинтової палі: а – схема випробувань; б – фото випробувальної установки без навантаження; в – фото установки під дією навантаження 120 Н.

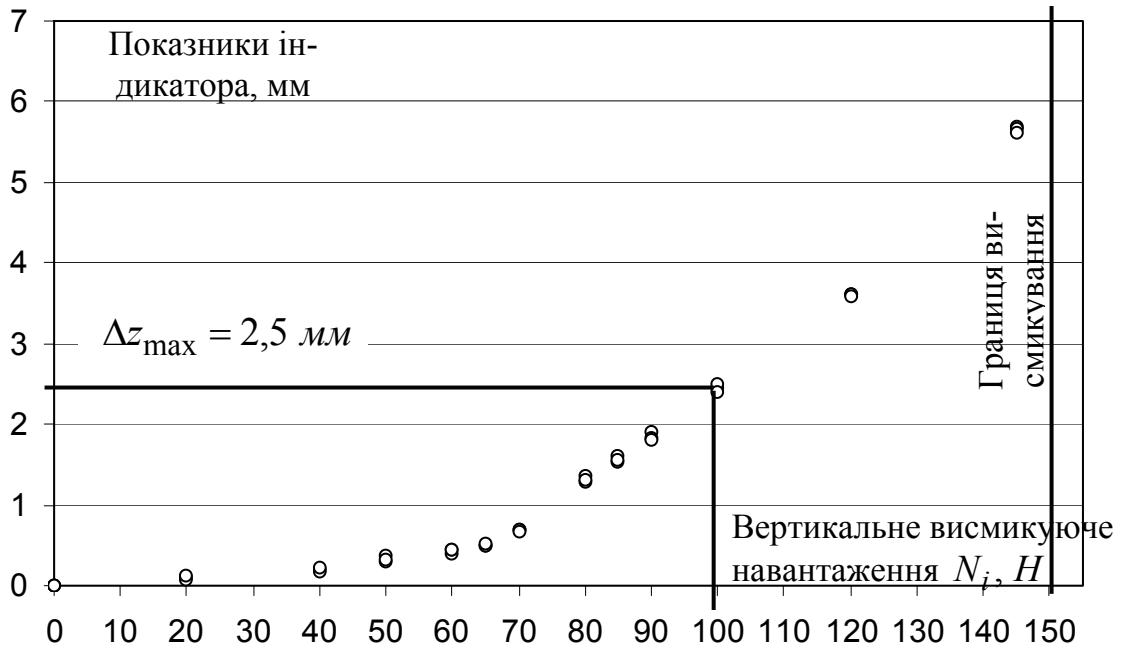


Рис. М.7. Залежність величини вертикального переміщення палі від вертикального висмикуючого навантаження.

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) допустима вертикальна деформація будь-якої гвинтової палі складає $[\Delta z] = 25 \text{ мм}$ для випадку моделі (1:10) гвинтової палі довжиною $L = 1500 \text{ мм}$ за критерій висмикування беремо вертикальне переміщення $\Delta z_{\max} = [\Delta z]/10 = 25/10 = 2,5 \text{ мм}$. Отже, гранична вертикальна величина деформації палі на висмикування $\Delta z \leq \Delta z_{\max} = 2,5 \text{ мм}$.

Висновок: Модель гвинтової палі (1:10) витримала вертикальне висмикуюче навантаження 145 Н. Висмикування палі спостерігалось при прикладенні вертикального навантаження – 150 Н. Характер висмикування – лавиноподібний. Граничне значення висмикуючого зусилля згідно з ДСТУ Б.В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) – 100 Н.

*Зняття показників вертикальних переміщень (показників індикатора) моделі гвинтової палі відбувалося при умовній стабілізації палі.

Протокол випробувань дослідних зразків роз'ємних з'єднань башт-атракціонів

1. Мета випробувань: визначення характеристик міцності зразків, характеру руйнування та величин граничних (руйнівних) зусиль для зразків при випробуваннях на розрив та згин.

2. Випробування виконувались у відповідності з документами: ГОСТ 14019-80 “Металлы. Методы испытанія на изгиб”, ГОСТ 25.502-79 “Расчеты и испытанія на прочность в машиностроении. Методы механических испытаній металлов. Методы испытаній на усталость”, ГОСТ 1497-84 “Металлы. Методы испытаній на растяжение”.

3. Зразки для випробувань: для дослідних випробувань було виготовлено чотири вибірки дослідних зразків по три зразки у кожній вибірці (всього 12 шт.).

4. Зразки, що випробовуються, виготовлені у відповідності з документами: ГОСТ 1497-84 “Металлы. Методы испытаній на растяжение”, ГОСТ 14019-80 “Металлы. Методы испытаній на изгиб”.

5. Тип і характеристики випробувального обладнання та засобів вимірювальної техніки.

Назва випробувального обладнання та засобів вимірювальної техніки, заводський № (якщо є)	Основні технічні характеристики (діапазон вимірювання, точність)	Ким та коли повірені (атестовані), № свідоцтва (атестату)
Штангенциркуль ШЦ-П за ГОСТ 166-89 (зав. № Д095109)	від 0 до 250 мм, ціна поділки 0,05мм, 2 клас точності	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, повірений 10.2004 р., свідоцтво № 13/2098
Розривна машина МР-100 (зав. № 163)	від 0 до 100 кН, точність $\pm 1\%$	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, повірений 11.2004 р., свідоцтво № 13/2089
Прес гідравлічний марки МС-1000 (зав. № 699)	Від 0 до 1000 кН, точність $\pm 1\%$	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, повірений 11.2004 р., свідоцтво № 11/1670.
Метр металевий за ГОСТ 427-75 (зав. № 2)	від 0 до 1000 мм, ціна поділки 1 мм	ДП “Вінницький РДНВЦСМС”, повірений 10.2004р. свідоцтво № 13/2089

6. Випробування проводились « 5 » жовтня 2005 р.

7. Результати випробувань.

7.1. Випробування на розтяг

Методика: Згідно з ГОСТ 1497-73.

Інструменти та обладнання: розривна машина МР-100 (зав. № 163), штангенциркуль за ГОСТ 16-89, метр металевий за ГОСТ 427-75.

Зразки: дві вибірки зразків – D 01.00.000, D 03.00.000 (рис. М.8, рис. М.9).

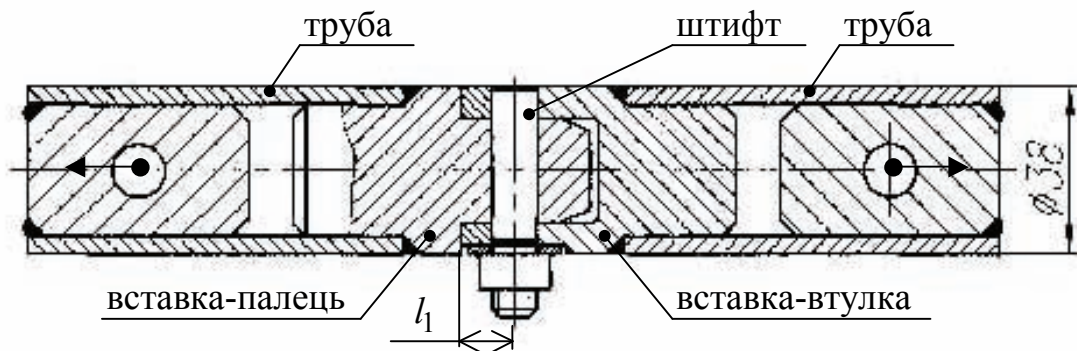
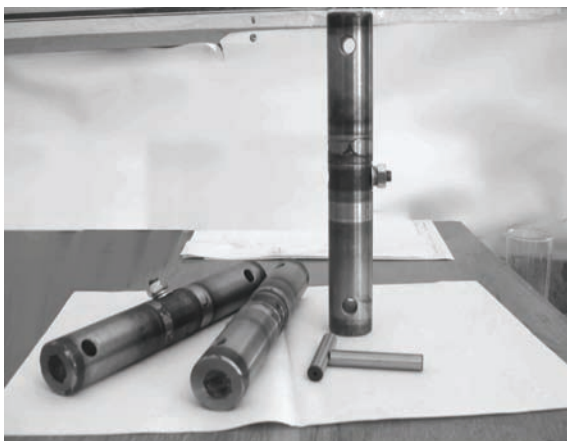


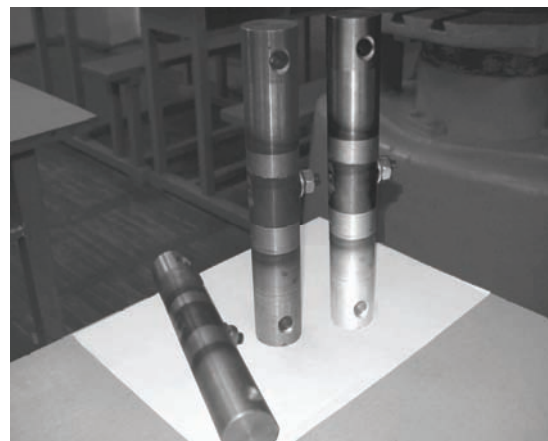
Рис. М.8. Схематичне креслення зразка для випробувань на розтяг

Таблиця М.7

Зразки, виконані за кресленням	l_1 , мм	Лиска, мм
D 01.00.000	12	2
D 03.00.000	24	1



а)



б)

Рис. М.9. Фото зразків для випробування на розтяг:

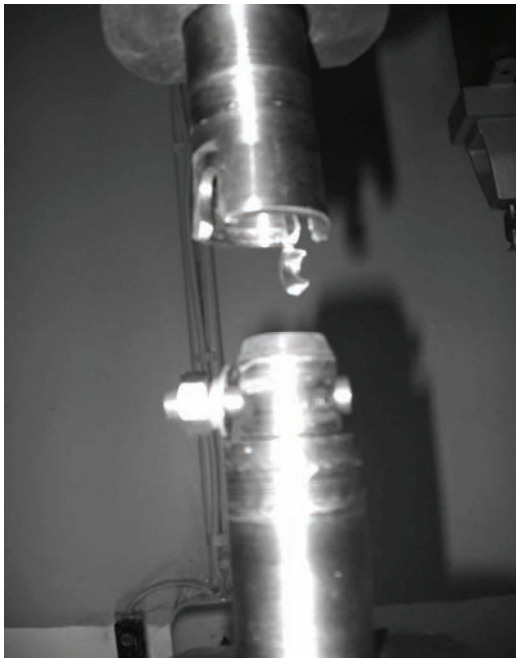
а – вибірка, виконана за кресленнями D 01.00.000;

б – вибірка, виконана за кресленнями D 03.00.000

7.2 Результати випробувань на розтяг наведені у табл. М.8 та на рис. М.10.

Результати випробувань на розтяг

Показник	Зразки D 01.00.000				Зразки D 03.00.000			
	№ 1	№ 2	№ 3	Сер.	№ 1	№ 2	№ 3	Сер.
Зусилля границі текучості N_m , кН	39,8	40,2	40,0	40,0	80,2	81,1	80,8	80,7
Розривне зусилля N_b , кН	48,8	48,4	46,3	47,8	91,1	91,7	91,3	91,3
Характер руйнувань	Руйнування відбувалося по вставці-втулці у результаті розриву стінки металу. До цього моменту виникали ділянки пластичних деформацій на вставці-пальці та вставці-втулці.				Руйнування відбувалося у результаті зрізу запірного штифта. До цього моменту виникали ділянки пластичних деформацій на вставці-пальці та вставці-втулці.			



а)



б)

Рис. М.10. Зразки після випробування на розтяг: а – D 01.00.000 ; б – D 03.00.000 після руйнування

7.3 Випробування на згин.**Методика:** Згідно з ГОСТ 14019-80.**Інструменти та обладнання:** Прес гідравлічний марки МС-1000 (зав. № 699), штангенциркуль ГОСТ 166-89, метр металевий ГОСТ 427-7, призми установочні.**Зразки:** дві вибірки зразків – D 02.00.000, D 04.00.000 (рис. М.11). Відмінність – для D 02.00.000 розмір $l_1 = 12$ мм, для D 04.00.000 розмір $l_1 = 24$ мм; для D 02.00.000 – лиска розміром 2 мм, для D 04.00.000 – 1 мм.

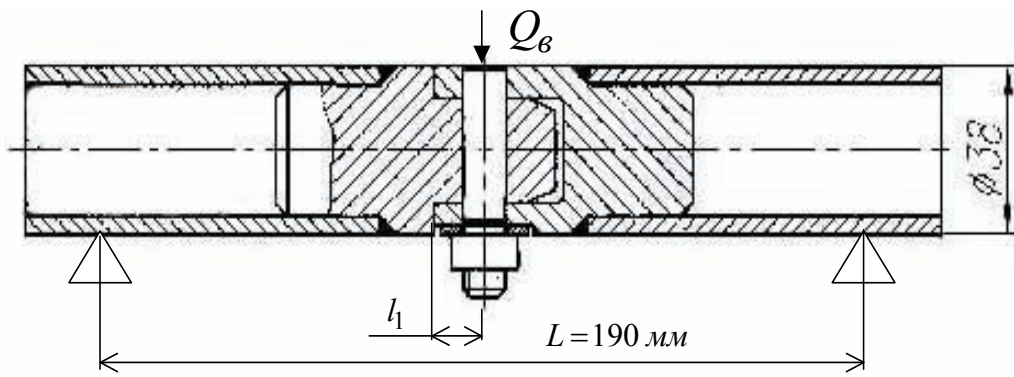


Рис. М.11. Схематичне креслення зразка для випробувань на згин, що встановлений на опірні призми.

При виконанні випробувань штифт розміщувався у площині, перпендикулярній вектору дії зусилля Q_6 (тобто горизонтально). Максимальний згинальний момент обчислюємо зі співвідношення: $M_6 = Q_6 \cdot L/4$.

7.4 Результати випробувань наведено у табл. М.9 на рис. М.12.

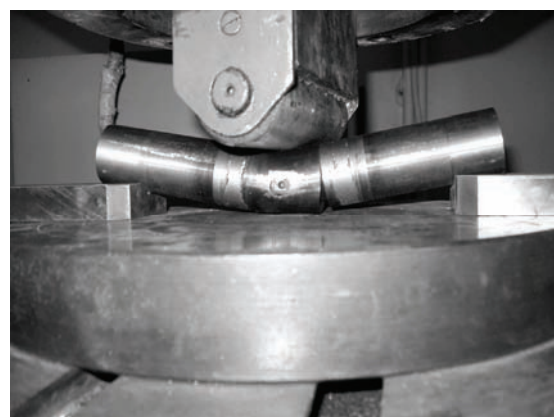
Таблиця М.9

Результати випробувань на згин

Показник	Зразки D 02.00.000				Зразки D 04.00.000			
	№ 1	№ 2	№ 3	Сер.	№ 1	№ 2	№ 3	Сер.
Руйнівне зусилля, $Q_6, \text{кН}$	20,8	21,0	20,8	20,9	45,5	45,1	44,8	45,1
Руйнівний згинальний момент, $M_6, \text{кН} \cdot \text{м}$	0,988	0,998	0,988	0,992	2,161	2,142	2,128	2,143
Характер руйнувань	Руйнування відбулися у результаті складних пластичних деформацій вставки-втулки та змінання волокон отворів під штифт				Руйнування відбулися у результаті складних пластичних деформацій вставки-втулки та змінання волокон отворів під штифт			



а)



б)

Рис. М.12. Зразки для випробування на згин (після руйнування):
а – D 02.00.000, б – D 04.00.000

8. Висновки: Представлені зразки для випробувань на розтяг D 01.00.000 та D 03.00.000 мають такі характеристики:

Для D 01.00.000:

- 1) Середнє навантаження, при якому досягається границя текучості $N_m = 40 \text{ кН}$;
- 2) Середнє значення руйнівного навантаження $N_g = 47,8 \text{ кН}$;
- 3) Руйнування усіх трьох зразків вибірки відбувалося по вставці-втулці у результаті розриву стінки металу. До цього моменту виникали пластичні деформації на вставці-пальці та вставці-втулці.

Для D 03.00.000:

- 1) Середнє значення навантаження, при якому досягається границя текучості $N_m = 80,7 \text{ кН}$;
- 2) Середнє значення руйнівного навантаження $N_g = 91,3 \text{ кН}$;
- 3) Руйнування усіх трьох зразків вибірки відбувалося у результаті зрізу запірною штифта. До цього моменту виникали пластичні деформації на вставці-пальці та вставці-втулці.

Представлені зразки для випробувань на згин D 02.00.000 та D 04.00.000 мають наступні характеристики:

Для D 02.00.000:

- 1) Середнє значення руйнівного навантаження $Q_g = 20,9 \text{ кН}$;
- 2) Середнє значення руйнівного моменту $M_g = 0,992 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
- 3) Руйнування усіх трьох зразків вибірки відбувалося у результаті складних пластичних деформацій вставки-втулки та зминання волокон отворів під штифт.

Для D 04.00.000:

- 1) Середнє значення руйнівного навантаження $Q_g = 45,1 \text{ кН}$;
- 2) Середнє значення руйнівного моменту $M_g = 2,143 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
- 3) Руйнування усіх трьох зразків вибірки відбувалося у результаті складних пластичних деформацій вставки-втулки та зминання волокон отворів під запірний штифт.

Наукове видання

**Попов Володимир Олексійович
Кондратенко Ігор Петрович
Ращепкін Анатолій Павлович**

**БЕЗФУНДАМЕНТНІ БАШТИ-АТРАКЦІОНИ
З ВИСОКОТОЧНИМ СТОВБУРОМ**

Монографія

Редактор С. Малішевська

Оригінал-макет підготовлено В. Поповим

Підписано до друку 16.12.2009 р.
Формат 29,7x42¹/₄. Папір офсетний.
Гарнітура Times New Roman
Друк різнографічний. Ум. др. арк. 31,25
Наклад 100 прим. Зам. № 2009-194

Вінницький національний технічний університет,
КІВЦ ВНТУ,
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95
ВНТУ, ГНК, к. 114
Тел. (0432) 59-85-32
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р.

Віддруковано у Вінницькому національному технічному університеті,
комп'ютерному інформаційно-видавничому центрі
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95
ВНТУ, ГНК, к. 114
Тел. (0432) 59-81-59
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р.