

Міністерство освіти і науки України  
Державний вищий навчальний заклад  
"Національний гірничий університет"

**Будівництва**

(факультет)

Кафедра **будівництва, геотехніки і геомеханіки**  
(повна назва)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА  
дипломного проекту (роботи)  
**магістра**

(назва освітньо-кваліфікаційного рівня)

галузь знань **19 Архітектура та будівництво**

(шифр і назва галузі знань)

спеціальність **192 Будівництво та цивільна інженерія**

(код і назва спеціальності)

спеціалізація **Промислове і цивільне будівництво**

(назва спеціалізації)

освітній рівень **вища освіта**

(назва освітнього рівня)

кваліфікація **2142.2 Інженер-будівельник**

(код і назва кваліфікації)

на тему: **Моделювання та дослідження динамічної поведінки висотних  
решітчатих споруд.**

Виконавець:

студент II курсу, групи **192М-16-1**

Солоненко В. С.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка	Підпис
проекту	Волкова В. Є.		
розділів:	Волкова В. Є.		
1.	Волкова В. Є.		
2.	Волкова В. Є.		
3.	Волкова В. Є.		
4.	Волкова В. Є.		

Рецензент			
-----------	--	--	--

Нормоконтроль	Григор'єв О. Є.		
---------------	-----------------	--	--

Дніпро  
2018

**Міністерство освіти і науки України  
Державний вищий навчальний заклад  
"Національний гірничий університет"**

**ЗАТВЕРДЖЕНО:**

завідувач кафедри

Будівництва геотехніки та геомеханіки  
(повна назва)

\_\_\_\_\_ Гапсєв. С. М.  
(підпис) (прізвище, ініціали)

«22» січня 2018 року

**ЗАВДАННЯ**

на виконання кваліфікаційної роботи магістра  
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(код і назва спеціальності)

студенту 192М-16-1 \_\_\_\_\_ Солоненко В.С.  
(група) (прізвище та ініціали)

Тема дипломної роботи Моделювання та дослідження динамічної поведінки висотних решітчастих споруд

**1 ПІДСТАВИ ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ РОБОТИ**

Наказ ректора ДВНЗ "НГУ" від \_\_\_\_\_ № \_\_\_\_\_

**2 МЕТА ТА ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ РОБІТ**

**Об'єкт досліджень** сталеві конструкції щогл

**Предмет досліджень** динамічні характеристики щогл, частоти і форми власних коливань

**Мета НДР** оцінка впливу попереднього напруження в відтяжках на частоти власних коливань щогл

**Вихідні дані для проведення роботи** чотирьохгранна металева решітчаста щогла висотою 252,5 м, перерізом секції 2,5х2,5 м, висота секції 6,75 м, тип місцевості В, III-й вітровий район, опорна секція заввишки 2,25 м; пояса, розпірки і розкоси складаються з труб різного діаметру, на відм. 231.75 встановлена опора з труби Ø 720мм висотою 20,750 м.

**ОЧІКУВАНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ**

**Наукова новизна** – дослідження динамічної поведінки щогл при зміні геометричних характеристик відтяжок

**Практична цінність** - можливість оптимізації перерізів елементів конструкції щогл за рахунок зміни геометричних розмірів або перерозподілу навантажень та амплітуді коливань

#### 4 ВИМОГИ ДО РЕЗУЛЬТАТІВ ВИКОНАННЯ РОБОТИ

Результати надати у табличній і графічній формах, виконати оцінку впливу відтяжок на динамічну поведінку щогли, провести порівняльний аналіз.

#### 5 ЕТАПИ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Найменування етапів робіт	Строки виконання робіт (початок-кінець)
Обробка літературних джерел	16.10.17 – 27.10.17
Аналіз нормативної бази	18.10.17 – 15.11.17
Розрахунки і освоєння основ роботи в ПК SCAD	13.11.17 – 05.01.18
Аналіз результатів розрахунку і компонування об'єму дипломної роботи	01.12.17 – 16.01.18

#### 6 РЕАЛІЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТА ЕФЕКТИВНІСТЬ

**Економічний ефект** – економія матеріалів на будівництво та можливість розміщувати більш важкі пристрої

**Соціальний ефект** - покращення теле-, радіо- та мобільного зв'язку, зменшення перешкод прийому-передачі зв'язку від власних коливань стовбуру щогли

#### 7 ДОДАТКОВІ ВИМОГИ

Завдання видав \_\_\_\_\_

(підпис)

Волкова В. Є.

(прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання \_\_\_\_\_

(підпис)

Солоненко В.С.

(прізвище, ініціали)

Дата видачі завдання: 16.10.17

Термін подання дипломної роботи до ЕК 19.01.18

## РЕФЕРАТ

Дипломна робота містить 99 сторінок, 26 рисунків, 15 таблиць, 44 джерела.

Ключові слова: висотні споруди, динамічні характеристики, чисельне моделювання, власні коливання.

Об'єкт дослідження: сталеві конструкції щогл.

Предмет дослідження: динамічні характеристики щогл, а саме частоти і форми власних коливань.

Мета дипломної роботи: оцінка впливу рівню попереднього напруження в відтяжках на частоти власних коливань щогл.

Задачі дипломної роботи:

- Виконати огляд і аналіз теоретичних і експериментальних досліджень, виявити актуальні напрямки дослідження.
- Провести аналіз існуючих методів розрахунку і сформулювати цілі та завдання досліджень.
- Створити модель конструкції споруди та виконати оцінку впливу попереднього напруження.

Робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків та бібліографічного списку.

Розділ перший присвячено аналізу і розвитку досліджень проектування висотних металевих споруд, визначення елементів споруд та основного навантаження. Розглянута історія будівництва щогл на території України.

У другому розділі детально описана методика розрахунку висотних споруд на вітрове навантаження, пульсацію та особливості визначення аеродинамічних коефіцієнтів. Розглянуті механізми взаємодії вітрового потоку з погано обтічними формами конструкцій. Досліджено роботу відтяжок при дії динамічного навантаження.

Третій розділ включає в себе загальні нормативні вимоги до висотних металевих споруд. Приводяться характеристики об'єкту дослідження та визначення вітрових навантажень, що діють на окремі конструктивні елементи щогли. Відповідно до кута нахилу та припустимого значення прогину обчислено значення попереднього напруження у відтяжках. Розглядався вплив попереднього напруження відтяжок на рівень напруження в елементах стержня щогли, а також на переміщення вузлів.

В четвертому розділі наглядно зображений вплив комбінованих навантажень на модель реальної споруди. Розрахунок поділений на дві частини, у першій частині здійснений розрахунок початкової моделі щогли на статичні і динамічні навантаження, у другій проведено розрахунок зміненої моделі щогли та аналіз отриманих даних.

Отримані результати: Було виявлено ступінь впливу зміни розмірів відтяжки на динамічну поведінку щогли, який виражено в показниках переміщень, частот і формах власних коливань.

Галузь застосування: Результати дослідження можуть використовуватися будівельними компаніями для аналізу причин утворення надлишкових переміщень в вузлах щогли, амплітуд власних коливань та дослідження впливу відтяжок на роботу елементів конструкції та на конструкцію в цілому.

## Зміст

Вступ.....	7
РОЗДІЛ 1 ІСТОРИЧНИЙ ОГЛЯД ФОРМУВАННЯ СУЧАСНИХ БАШТОВИХ І ЩОГЛОВИХ СПОРУД.....	9
1.1. Історія розвитку конструкцій баштових і щоглових споруд.....	9
1.2. Історія розвитку гідро- і аеродинаміки.....	16
РОЗДІЛ 2 ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА БАШТИ ТА РЕШІТЧАСТІ ЩОГЛИ.....	23
2.1. Особливості роботи висотних споруд при вітровому впливі. Основні відомості про вітрове навантаження.....	23
2.2. Методика розрахунку баштових і щоглових споруд за європейськими нормативними документами.....	50
РОЗДІЛ 3 ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЩОГЛИ В ПК SCAD.....	54
3.1. Загальні вимоги та особливості роботи відтяжок.....	54
3.2. Особливості побудови і розрахунку просторової моделі щогли в ПК SCAD.....	57
3.3. Характеристика об'єкта дослідження. Алгоритм навантаження конструктивної схеми .....	71
РОЗДІЛ 4 ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ .....	80
4.1 Завантаження розрахункової моделі. Обробка результатів .....	82
4.2 Зміна розрахункової моделі щогли. Зрівняльний аналіз.....	87

Загальні висновки

Список використаних джерел

## Вступ

Пошта і телеграф поступово поступалися місцем радіо, телефонам, а пізніше телебаченню, мобільному зв'язку, і нарешті, всесвітній мережі інтернет. Крім прокладки кабелів і інженерних мереж, для прокладання зв'язку були потрібні антени, що випромінюють і приймають сигнали. Умовою якісного і стійкого сигналу є відсутність фізичних перешкод на його шляху, тому виникла необхідність установки антен на великій висоті над поверхнею землі. І якщо в містах цій меті могли слугувати дахи багатоповерхових будівель, то в невеликих населених пунктах, а іноді і просто в лісах і степах, були потрібні спеціальні конструкції, такі як башти і щогли.

Зважаючи на обмеженість і високу вартість природних ресурсів перед проектувальниками ставиться нелегке завдання по забезпеченню належної й безперебійної експлуатації споруди при мінімальних витратах на його створення і транспортування. Пріоритет віддається вдосконаленню методів розрахунку, економії матеріалів і фізичної праці, інтелектуальним технологіям.

На такі, здавалося б, і без того легкі, гратчасті конструкції, як башти і щогли, в сучасних нормах проектування закладені деякі запаси на міцність через неможливість однозначного опису завантаження на ці споруди. Вітрове навантаження, будучи основним для даного виду конструкцій, являє собою випадковий процес. Можливість її передбачення забезпечується постійними багаторічними вимірами по всій території нашої країни. Проте, в умовах глобальної зміни клімату і зростаючого числа катастроф і стихійних лих, викликаних природними катаклізмами, це завдання сильно ускладнюється.

Недостатність знань про дію вітру на споруди приводила до обвалення мостів, високих будівель, опор ліній електропередачі, радіощогл. Основними причинами аварій були помилки в призначенні величини розрахункової вітрового навантаження, неправильне уявлення про характер її розподілу по спорудженню, недостатнє врахування аеродинамічних характеристик, вібрація конструкцій.

Таким чином **темою роботи** є моделювання та дослідження динамічної поведінки висотних решітчастих споруд.

В даній роботі досліджується:

1. Методика моделювання і розрахунку висотних металевих споруд на динамічні навантаження.

2. Вплив попереднього напруження в відтяжках щогл на стійкість і значення зміщення конструкцій щогл.

Ціль роботи – дослідження та оцінка впливу попереднього напруження в відтяжках на частоти власних коливань щогл.

Об'єкт дослідження - сталеві конструкції щогл.

Предмет дослідження – динамічні характеристики щогл, а саме частоти і форми власних коливань.

Апробація. Основні результати і матеріали дослідження були оприлюднені на п'ятій всеукраїнській науково-технічній конференції студентів та молодих вчених «Молодь: наука та інновації» (м. Дніпро, листопад 2017).

Структура дипломної роботи складається з вступу, чотирох розділів, основних висновків та бібліографічного списку. Об'єм дипломної роботи: 99 сторінки тексту, в тому числі 15 таблиць, 26 рисунків і перелік використаної літератури з 44 джерел.



# РОЗДІЛ 1

## ІСТОРИЧНИЙ ОГЛЯД ФОРМУВАННЯ СУЧАСНИХ БАШТОВИХ І ЩОГЛОВИХ СПОРУД

### 1.1 Історія розвитку конструкцій баштових і щоглових споруд

Висотні решітчасті споруди бувають двох типів – **башти** та **щогли**.

**Башти** являють собою вертикальні просторові вільно стоячі конструкції у формі призми або піраміди (трикутна, квадратна, багатогранна), жорстко затиснена в основі. Елементи башт виготовляють з прокатних, зварних або трубчастих профілів (останнє переважно внаслідок кращої обтічності вітровим потоком, що дає можливість використання меншої товщини профілю). За формою епюри вітрового тиску башти проектують з розширенням донизу для забезпечення стійкості.

**Щогла** являє собою вертикальну висотну споруду, яка шарнірно або жорстко кріпиться до фундаменту. Щогла утримується натягнутими сталевими канатами-відтяжками, що похило йдуть від місця кріплення до землі в один або кілька ярусів. Щогли найчастіше мають решітчасту конструкцію трьох- або чотирьохгранного перетину невеликих розмірів у порівнянні з баштами. [1]

Грані башт і щогл є просторовими фермовими конструкціями. Щогли більш економічні на відміну від башт по витраті металу і вартості, але вимагають більшої площі забудови, постійного регулювання натягу відтяжок або їх заміни, менш надійні в експлуатації.

Основним для обох видів споруд при розрахунках є вітрове навантаження, яке складає 70...80% загального. Зі збільшенням висоти споруди зростає і інтенсивність вітрового навантаження, що залежить також від району будівництва, типу місцевості, форми, обтічності споруди. Коректне врахування вітрового впливу на висотні споруди як випадкового, стохастичного процесу не тільки забезпечує їх достатню міцність і стійкість, але і дозволяє економити вихідні матеріали.

Решітчасті баштові металеві конструкції з'явилися лише в кінці 19 століття, їм передували металеві, а раніше - дерев'яні, мости і просторові ферми. Найперші інженери займалися лише елементами майбутніх ферм - стержнями різного перетину і з різних матеріалів.

Леонардо да Вінчі (1452-1519) відкрив експериментальний період у розвитку будівельної механіки: він випробував на вигин балки на двох опорах, консольні балки, колони, провів досліди на розтягнення металевих дротів, струн, різних волокон [2].

Галілео Галілей (1564-1642) вперше вказав на необхідність створення власної науки - опору матеріалів. Зі своїх дослідів Галілей зробив важливий висновок о масштабному факторі при проведенні випробувань на дослідних зразках. Галілей пропонував використовувати пустотілі елементи, адже при однаковій площі перетину міцність трубчастої балки буде більше міцності суцільної. Але теорія вигину балок була створена набагато пізніше, тому що Галілей вважав, що у всіх волокнах балки діють однакові розтягуючі напруги, і не знав ще зв'язку між напруженнями і деформаціями. Пізніше, 1678 р Р. Гук знайшов цей зв'язок і сформулював його наступним чином: «яке подовження - така й сила» [2].

І. П. Кулібін (1733-1818) в 1776 р. за законами загальної механіки запроектував арочний дерев'яний міст прольотом 300 м через Неву в Санкт-Петербурзі. Для знаходження обрису осі арки він застосував мотузковий багатокутник, таким чином визначивши розпір арки - це поклало початок експериментальному методу в мостобудуванні [2]. В історичному нарисі чималу увагу мостобудуванню приділено не випадково: і мости, і башти є протяжними конструкціями, але одні є протяжними в горизонтальному напрямку, інші - у вертикальному.

Д. І. Журавський (1821-1891) розробив теорію розрахунку плоских ферм і перевіряв її за допомогою створеного ним «струнного методу». Тяжі моделі замінювалися струнами і налаштовувалися на однаковий тон. При проведенні по струнах скрипковим смичком струни-тяжі у опору, куди припадали найбільші

зусилля, видавали звук більш високого тону, ніж струни середніх панелей. Журавський вперше запропонував при спорудженні мостів великих прольотів збільшувати висоту стійок ферм від опор до середини прольоту, а також створив теорію дотичних напружень при вигині [3].

Олександр Гюстав Ейфель (1832-1923). В 1886 році проект Ейфеля виграв конкурс на Світовій Французькій виставці. Через рік почалося зведення унікального для того часу за масштабами і швидкості монтажу споруди - 320-метрової металеві башти. Побудована виключно для розважальних цілей, не підкріплена сучасними теоріями розрахунку, башта мала величезну вагу: сьогодні з цього металу можна було б звести відразу три подібних конструкції. Форма споруди була жорстоко розкритикована, але Ейфель в одному з інтерв'ю обґрунтував її так: «Чому така дивна форма? Вітрові навантаження. Я вважаю, що викривлення чотирьох зовнішніх країв монумента продиктовано і математичними розрахунками, і естетичними міркуваннями». Сам того не підозрюючи, він виявився «батьком» сучасних теле- і радіобашен, а також споруд зв'язку [4].

В. Г. Шухов (1853-1939) велику кількість робіт присвятив різним проблемам будівельної механіки, проектував склепіння, мости, куполи, опори ліній електропередач, водонапірні башти [5]. Але найвідомішою його спорудою є Шаболовська (Шуховская) телебашта. Башта має оригінальну витончену сітчастою конструкцією, завдяки чому досягається мінімальна вітрове навантаження, що представляє головну небезпеку для високих споруд. Ажурна сталева гіперболоїдна конструкція поєднує в собі міцність і легкість: на одиницю висоти своєї башти Шухов витратив в три рази менше металу, ніж Ейфель [5].

Щогли отримали широке розповсюдження в середині 20 століття: в 1963 році в місті Бланшар, Північна Дакота, США, було побудовано щоглу висотою 628 метрів. А вже у 1980-і роки за проектами «ГСПИ РТВ» і «ЦНИИПроектстальконструкция ім. Мельникова» було зведено кілька башт на

території СРСР висотою 300-400м в таких містах як Ташкент, Алмати, Вільнюс, Баку, Таллінн, Рига.

Великий внесок у теорію і практику будівництва антенно-щоглових споруд внесли Барштейн М.Ф., Айрапетов А.Б., Ройтштейн М.М., Соколов А.Г., Остроумов Б.В.. Також в 90-х роках було випущено ряд збірок уніфікованих елементів і конструкцій щогл і башт зв'язку (Серії 3.603-7, 3.604.2-5, 3.603-8, 3.603.2-15, 3.603.2-11 в випусках 0-4), які були розроблені «ЦНИИпроектсталь-конструкция ім. Мельникова», Остроумовой Б.В., Жуковой Н.Р., Смирновим Б.В., Логіновим І.В. та ін..

В Україні на більшості потужних РТПС встановлені щогли і башти трьох поколінь. В Одесі - башта першого покоління 3803-КМ (34084-КМ). 3803 КМ - проект вільно стоячих рушійчастих башт для розміщення передавальних антен. Башти цього проекту будувалися в містах Радянського Союзу з 1954 по 1972 роки і призначалися для розміщення передавальних телевізійних і радіо антен, а також іншого антенного обладнання. Проект був розроблений Московським інститутом сталевих конструкцій. Типові башти проекту 3803 КМ мають висоту 180 метрів до верхнього майданчика без урахування антени. Існують башти з меншою висотою, де прибрані нижні секції. Модернізований проект 34084 КМ так само має висоту 180 м. До висоти 155 м - усічена піраміда з переломами поясів на 32 і 64 м. Далі етажерка для ДВЧ ЧМ висотою 25 м, базою 1,75x1,75 м, майданчиком 2,5x2,5 м і труба для турнікета.

Башти першого покоління будувалися для 1 ТБ і 2 РВ програм. Згодом башти розроблялися для багатопрограмного мовлення під конкретні умови, хоча і з типових блоків.

Башти другого покоління були збудовані в таких містах як Якутськ, Біробіджан, Урал, Мелітополь, Маріуполь, Хмельницький, Хуст. Вони мають висоту до 128м і практично повторюють проект 34084-КМ. Спочатку йде призматична частина перетином 4x4 м і висотою панелі 3375 мм. За нею йде перехідна пірамідальна секція з нижнім перетином 4x4 м, і верхнім 2,5x2,5 м висотою 4,5 м. Вище йдуть стандартні трьохпанельні секції перетином 2,5x2,5

м, і висотою 6750 мм. Завершує башту труба для антени ДМВ. Башти другого покоління були збудовані в таких містах як Якутськ, Біробіджан, Урал, Мелітополь, Маріуполь, Хмельницький, Хуст.

Башти третього покоління істотно відрізнялися від своїх попередниць. Якщо раніше геометрична схема башти по кроку решітки ґрунтувалась на одному з двох значень модуля: 4000 або 3375 мм, то відповідно до впровадженим уніфікованим рішенням башт (серія 3.603.2-15) модуль геометричних схем враховувався не по кроку решітки, а по довжині поясу. Таке рішення декілька підвищило технологічність заводського виготовлення поясів башт в кондукторі завдяки їх постійній довжині. В результаті для визначення висоти по вертикалі потрібно знати і кут граней пірамідальної частини.

На початку вісімдесятих був розроблений проект 3.603.2-11 з довжиною поясу 13,5 м, і ухилами поясів близькими до 1:20; 1:10; 1: 5. А вже у дев'яностих роках розробили проект 3.603.2-15 з довжиною поясу 10 м, ухилами поясів близькими до 1:40; 1:16; 1: 8; 1: 4.

Антенна частина складалася з блоків перетином 2,5х2,5 м висотою 6750 мм і завершувалася, як правило, трубою 720 мм для ДМВ. Були варіанти з двома трубами 1020 мм і 720 мм.

Мобільний зв'язок в Україні поширюється дуже швидко - оператори ведуть активні будівельні роботи по всій території. Для мобільного зв'язку на сьогоднішній день застосовується досить велика кількість типів антенно-щоглових споруд.

Спочатку на перших етапах будівництва мобільної мережі застосовувалися типові серійні конструкції, що залишилися в спадок з часів СРСР. Найбільш поширені з них були розроблені NOKIA для ліній релейного диспетчерського зв'язку магістральних газопроводів СРСР в 1973 році.

Сьогодні можна виділити наступні основні типи застосовуваних антенно-щоглових споруд:

1. Щогли металеві - гратчасті сталеві і алюмінієві конструкції, стійкість яких забезпечується системою відтяжок. Висота коливається в діапазоні 35-80м.

2. Башти сталеві - вільно стоячі сталеві конструкції, стійкість (жорсткість) яких забезпечується силовою схемою самої конструкції. діапазон висот 40-70 м.

3. Башти залізобетонні - вільно стоять залізобетонні конструкції на основі стійки СК-26 (СК-22) з нарощуванням металоконструкціями до необхідної висоти. Висота 32-40м.

У містах, як правило, вишки мобільного зв'язку встановлюють на вже існуючих конструкціях - наприклад на висотних будівлях ділових центрів. У такому випадку для того, щоб не псувати зовнішній вигляд будівель, антени монтують на кромці даху або зовнішньому підвісі.

На відкритих просторах червоно-білі вишки є частиною пейзажу. Форма цих башт може бути різною - у одних три опори, у інших – чотири.

Тригранні щогли призначені як для установки на даху будівель і споруд, так і на землі. Чотиригранна щогла призначена переважно для установки на землі. При установці щогли на землі використовується залізобетонний фундамент, а на даху будівлі - металева розвантажувальна рама.

На даний час керівна організація, яка спеціалізується на дослідженні і проектуванні будівельних металоконструкцій споруд різного призначення для всіх галузей народного господарства, на території України - Український інститут сталевих конструкцій імені В. Н. Шимановського.

Сам інститут бере свій початок з грудня 1944 року, коли в Києві було відкрито Особливе проектне бюро тресту «Промстальконструкция». Головним завданням бюро була розробка проектів по відновленню та реконструкції мостів, промислових споруд і інших об'єктів, зруйнованих в роки Великої Вітчизняної війни. Проектне бюро було пізніше перейменовано в Проектну контору «Проектстальконструкция», а на її базі в 1960 році був створений Державний проектний інститут (ДПІ) «Укрпроектстальконструкция». У 1980 р. його директором був призначений член-кореспондент Національної Академії

наук України, доктор технічних наук, професор Віталій Миколайович Шимановський, з ім'ям якого багато фахівців пов'язують ряд прогресивних кроків у сфері проектування.

У 1983р. ДП «Укрпроектстальконструкция» був реорганізований в науково-дослідний і проектний інститут «УкрНИИпроектстальконструкция», який став на території СРСР одним з провідних науково-дослідних інститутів в галузі металевих конструкцій.

У червні 1994 року інститут був реорганізований у Відкрите акціонерне товариство (ВАТ). В 1997 р. був включений до переліку науково-технічних організацій, що мають стратегічне значення для економіки і безпеки держави.

Основні успіхи інституту в проектуванні суцільнозварних телевізійних башт великої висоти і щогл пов'язані з проекти телевізійних башт у містах Києві, Санкт-Петербурзі, Єревані, Тбілісі, Харкові, металевих щогл-антен висотою 260 м для радіомовних станцій, уніфікованих башт для телевізійних ретрансляторів і радіорелейних ліній.

Одне з найбільших побудованих споруд на території України - Київська телебашта, була запроектована та побудована за технічним завданням та на замовлення Міністерства зв'язку УРСР архітектором В. Н. Шимановський.

Український інститут сталевих конструкцій ім. В. Н. Шимановського є провідним науково-дослідним і проектним інститутом в будівельному комплексі України, виконуючи функції базової організації Мінрегіону України в області металобудівництва.

## **1.2 Історія розвитку гідро- і аеродинаміки**

Гідродинаміка - розділ фізики суцільних середовищ, що вивчає рух ідеальних і реальних рідини і газу. Хоча на перший погляд рідина і газ мають чимало відмінностей, закони і теорії однієї з цих речовин цілком можна застосувати для іншого. Однак якщо рідина у стані спокою досить добре

описана, тоді як рух рідини довгий час залишалася, і все ще залишається непідвладна умам вчених.

Одним з перших опір руху тіл при їх падінні в воді або в повітрі спостерігав в дослідах Леонардо да Вінчі. Галілео Галілей, скидаючи з похилою Пізанської башти важкі і легкі кулі, встановив незалежність швидкості падіння важких тіл від їх ваги і сформулював один з найбільших фізичних принципів - принцип інерції.

Бенедетто Кастеллі (1577-1644) і Еванджеліста Торрічеллі (1608-1647)-учень Галілея - спробували застосувати відкриття свого вчителя для пояснення перебігу води. Останній, хоч і не зробив жодного експерименту, був першим, хто спробував пояснити зменшення швидкості води при проходженні її через трубку тертям. Його сучасник, Доменіко Гульєльміні (1655-1710), інспектор річок і каналів в Болоньї, приписав це зменшення швидкості в річках поперечним течіям, як результату нерівностей дна. Едме Маріотт (1620-1684), спостерігаючи подібні уповільнення руху в скляних трубах, де ніякі поперечні течії не існували, порахував безпідставними доводи Гульєльміні і розцінив це уповільнення як ефект тертя [10].

Ефекти тертя і в'язкості, як причини зменшення швидкості проточної води, були помічені у праці Ісаака Ньютона (1643-1727), який пролив багато світла на кілька гілок гідродинаміки. В ході досліджень Ньютон показав, що швидкість нитки води, що переміщається в трубці, дорівнює середньому арифметичному швидкостей ниток, які оточують її. Використовуючи в своїх інтересах ці результати, Анрі Піто (1695-1771) згодом показав, що уповільнення, яке є результатом тертя, обернено пропорційно діаметру труб, в яких переміщується рідина.

Жан Лерон Даламбер (1717-1783) виявив принцип динаміки, зводив закони рухів тіл до закону їх рівноваги, і застосував його до руху рідин. Він розглядав в кожен момент рух шару рідини, як складене з руху, яке він мав у попередній момент, і руху, який він втратив. Закони рівноваги між втратами руху дали Якобу Бернуллі (1654-1705) рівняння, що представляють рівняння



руху рідини. Даламбер висловив рівняння руху частинки рідини в будь-якому заданому напрямку. Його дотепний метод був перейнятий Леонардом Ейлером (1707-1783).

Вирішення питань руху рідин було зроблено за допомогою методу приватних похідних Ейлера і дозволило представити теорію рідин в формулюванні, не обмеженої ніякими особливими припущеннями.

У 1755 році Ейлер вивів рівняння руху суцільного середовища - рівняння «сухої води», тобто ідеальної рідини без урахування в'язкості.

Одними з основних елементів течії рідини є вихори, що виникають внаслідок нелінійності процесів руху. В динаміці вихорів помітні три процеса: народження, еволюція і дифузія. Модель ідеальної рідини описує еволюцію, іноді-народження, але ніколи -дифузію вихорів. Для розуміння процесів народження і дисипації вихорів, а також процесів взаємодії (тертя) рідини зі стінками посудини, знадобилося перейти до більш складної моделі - моделі «мокрої води», що враховує вплив в'язкості рідини [9].

Вперше рівняння руху в'язкої рідини написав Анрі Нав'є (1785-1836). За допомогою Джорджа Стокса (1819-1903) рівняння були доопрацьовані і отримані назву рівнянь Нав'є-Стокса. Рівняння Ейлера виражало окремий випадком рівнянь Нав'є-Стокса при нульовій в'язкості.

У повному вигляді рівняння Нав'є-Стокса виявилися занадто складними для вирішення, особливо в докомп'ютерну епоху.

Людвіг Прандтль (1875-1953) запропонував асимптотическую концепцію прикордонного шару, описавши такі його властивості прикордонного шару, які суттєво спростили модель в'язкої рідини, відкривши шлях до вирішення прикладних завдань.

Однак незабаром з'ясувалося, що в переважній більшості реальних випадків ламінарний плин слабовязкої рідини стає нестійким і рано чи пізно переходить в турбулентний [10]. Загальний критерій виникнення турбулентності встановлений Осборном Рейнольдсом (1842-1912) в 1883 році. Він підфарбовував ламінарними струйку струму у вхідній частині скляної

трубки і стежив, коли течія стане турбулентною, фіксуючи при цьому критичне значення безрозмірного визначального параметра, названого згодом в його честь числом Рейнольдса.

Парадигма турбулентності ознаменувала перетворення гідродинаміки з чисто теоретичної науки, з колекції оригінальних, але відірваних від життя рішень, в прикладну науку. У ХІХ столітті основною гідродинамічною моделлю була модель ідеальної рідини, в ХІХ-ХХ століттях - модель в'язкої рідини. У ХХІ столітті вчені стали впритул займатися побудовою фізичних і математичних моделей турбулентності, в основі яких масивним блоком лежала теорія ймовірностей.

З ХХ століття почалося серйозне вивчення впливу вітру на різні тіла, за основу було взято теоретичні та експериментальні методи механіки рідини і газу, а подальший розвиток науки про дію вітру на споруди йшло паралельно з аеродинамікою літальних апаратів.

Один з перших російських вчених у цій галузі, Н.А. Ринін, удосконалив існуючі норми для розрахунку споруд на дію вітру, які ґрунтувалися на ударній теорії взаємодії потоку з тілом і враховували тільки позитивний тиск на навітряні межі. В аеродинамічних лабораторіях в ході досліджень розподілу тиску по поверхні моделей було з'ясовано, що тільки навітряна сторона випробовує позитивні тиску, а решта - негативне. Цей висновок надзвичайно важливий до сих пір, особливо для сучасних висотних будівель з вентиляваним фасадом, коли в зонах негативного тиску відбувається руйнування фасадних плиток.

У 20-х роках в ЦАГІ А.М. Черьомухін і К.А. Бункін провели великі дослідження з вивчення тиску вітру на стіни і дахи будинків. В аеродинамічній трубі були досліджені розподіли тиску по моделям будівель при варіаціях форми даху, висоти стін, напрямки потоку, визначена необхідність врахування внутрішнього тиску. За підсумками цієї важливої роботи в 1931 році були випущені нові норми по визначенню вітрових навантажень, де враховувалося підсмоктувальна дія вітру, наводилися аеродинамічні коефіцієнти для деяких

типів споруд. Е.І. Реттер в 1933р. визначив нові напрямки досліджень в аеродинамічних трубах, обґрунтував необхідність створення спеціальної аеродинамічної труби з різними режимами турбулентності потоку. Він узагальнив натурні дані про вертикальному розподілі швидкості вітру і надав їм математичну форму, а також ввів в нормативні документи нові формули для визначення вітрових навантажень, засновані на описі аеродинамічних сил [1].

Проблемою вітрових навантажень на споруди і коливань тіл в потоці в займалися А.С. Бернштейн, М.Ф. Барштейн [11, 12, 13], А.І. Цейтлін, Г.А. Савицький [6, 9], Н.А. Попов [8, 14] та ін.

Перші закордонні роботи з вивчення обтікання моделей будівель в потоці датуються початком ХХ століття (Ірмінгера в 1891 р, Стантон в 1903 р).

Ейфель, велику увагу приділяючи теорії подібності, довів, що розподіл тиску по поверхні моделі залишається колишнім при зміні її розмірів в 40 разів. У 30-х роках через «небоскребного» буму в США різко зросла увага до цієї теми, велися експериментальні дослідження, будувалася теоретична база. Виявилось, що характеристики натурального вітру і потоку в аеродинамічній трубці не ідентичні, що ставило перед вченими нові завдання створення «штучного» потоку вітру.

Великий внесок у моделювання взаємодії вітру з тілами вніс Д. Сермак, автор багатьох робіт в області промислової аеродинаміки [1], який керував в 1963р. створенням в США однією з перших аеродинамічних труб з довгою робочою частиною, що відповідає найсучаснішим вимогам. Подальші дослідження в області нестационарної аеродинаміки погано обтікаємих тіл, вели С. Скрутон, А. Девенпорт, Е. Сіміу, Р. Сканлан, Е. Плейт. Чисельний опис спектра швидкості вітру, пропозиція в 1962 р. А. Давенпортом [15], лежить в основі сучасних нормативних документів України.

В останні час дослідження різних аспектів взаємодії вітрового потоку з спорудами, рельєфом, сніжним покривом розвиваються в багатьох країнах, особливо в США, Японії, Канаді, Німеччині, Росії.

Завдяки активному розвитку обчислювальної техніки широке поширення набуло чисельне моделювання об'єктів і процесів, зокрема, в галузі будівництва. Великі можливості для цих цілей надають такі розрахункові комплекси як Ansys, Nastran. Широкі дослідження, пов'язані з чисельним моделюванням вітрових навантажень в розрахункових комплексах ANSYS CFX, ANSYS FLUENT були проведені Білостоцьким А.М. [16] і Дубинським С.І. [17].

Основні принципи розрахунку конструкцій на пульсації швидкості вітру були закладені в середині минулого століття. Методика, описана М.Ф. Барштейна в [6], була покладена в основу нормативних документів України - [7]. Надалі методика [6] була розширена і уточнена Н.А.Поповим в роботі [8].

Великий внесок у вивчення впливу вітру на будівлі і споруди вніс Савицький Г.А. У його роботі [6] викладено основні питання розрахунку споруд різного призначення на вітрове навантаження, дані відомості про структуру вітру, характер обтікання тіл різної форми вітровим потоком.

Робота [9] присвячена антенним спорудам, підвищенню їх надійності і аеродинамічній стійкості.

Однак обидві ці методики мають досить широкий спектр застосування, використовуючи однаковий підхід для зовсім різних типів споруд.

З появою програмних комплексів побудова аналітичних моделей поведінки об'єкта в вітровому потоці, а також подальший їх аналіз дозволило вдосконалювати методику розрахунку. Уточнення і розширення існуючих питань щодо аналізу методів, використовуваних при створенні сучасних програмних систем для статичного і динамічного розрахунку несучих будівельних конструкцій, а також прийомів використання цих систем описані в роботах А. В. Перельмутера і В. І. Слівкера.

Дослідженнями в області впливу вітрових навантажень на споруди і проблемами вивчення аеродинамічних характеристик вітрових потоків займалися вітчизняні та зарубіжні вчені та фахівці, такі як: Е.І. Реттер, Г.А.

Савицький, М. В. Келдиш, А.С. Бернштейн, М.Ф. Барштейн, Б.Г. Коренев, М.І. Казакевич, Н.А. Попов, В. І. Слівкер, А.В. Перельмутер і інші.

Із зарубіжних дослідників можна відзначити внесок таких вчених, як А.Г. Девенпорт, Е. Сіміу, Р. Сканлан, Н.Д. Кук, Д. П. Ден-Гартог, Р. Л. Бісплінгоф, Р. Л. Халфман, R. H. Ashley, O. M. Griffin, R. A. Skor, G. H. Koopmann, S. E. Ramberg, Y. G. Solari.

З публікацій, що вийшли за останній час, необхідно відзначити роботи Білостоцького А.М., С.М.Дубінського, С.В. Гувернюка, П.С. Ланди, А.В. Агєєва, І.К. Марчевського, Б.В. Остроумова, Ф. Ментера, М. Кунтца.

За своїми конструктивними особливостями висотні будівельні конструкції в питаннях аеродинаміки відносяться до класу погано обтікаємих тіл. Крім того, такі споруди відрізняються малими характеристичними розмірами в порівнянні з довжиною хвилі або поперечними розмірами вихорів.

Сучасний рівень розвитку аеродинамічних досліджень і математичного моделювання дає можливість визначити швидкість незбуреного потоку і миттєве значення вітрового тиску в різних точках поверхні погано обтікаємих тіл.

В якості однієї з особливостей поведінки висотних споруд при дії динамічного вітрового навантаження виділяють питання про резонансні явища і явища аеродинамічної нестійкості конструкцій вздовж і поперек потоку, а також явищ бафтинга, флатера та інших.

Основні труднощі, що виникають при вирішенні задачі про вимушені коливання споруди при динамічному вітровому впливі, пов'язані з вкрай нерегулярним хаотичним рухом повітря в навколоземному шарі атмосфери. Оцінка діючих на спорудження вітрових навантажень вельми ускладнюється змінним і випадковим характером самого навантаження. При цьому опис вітрового впливу за допомогою якоїсь детермінованою функції не представляється можливим. При аналізі цього процесу застосовують теорію випадкових процесів.

Висновки за розділом:

1) Розглянуті дослідження та праці вітчизняних і закордонних авторів. Визначені основні питання розрахунку вітрових потоків та аеродинамічних характеристик вітрового навантаження.

2) Приведені визначення решітчастих висотних поруд, їх типи та призначення.

3) Виконан аналіз історії розвитку будівництва башт та щогл на території України. Наведені характерні конструкції, які використовували в щоглах і баштах різних поколінь.

## РОЗДІЛ 2

### ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА БАШТИ ТА РЕШІТЧАСТІ ЩОГЛИ

#### 2.1 Особливості роботи висотних споруд при вітровому впливі. Основні відомості про вітрове навантаження

Під висотними спорудами в даній роботі розуміються металеві високі гнучкі конструкції: башти, щогли, димові труби, вертикально протяжні пам'ятники і монументи і подібні до них висотні споруди (рис. 2.1).

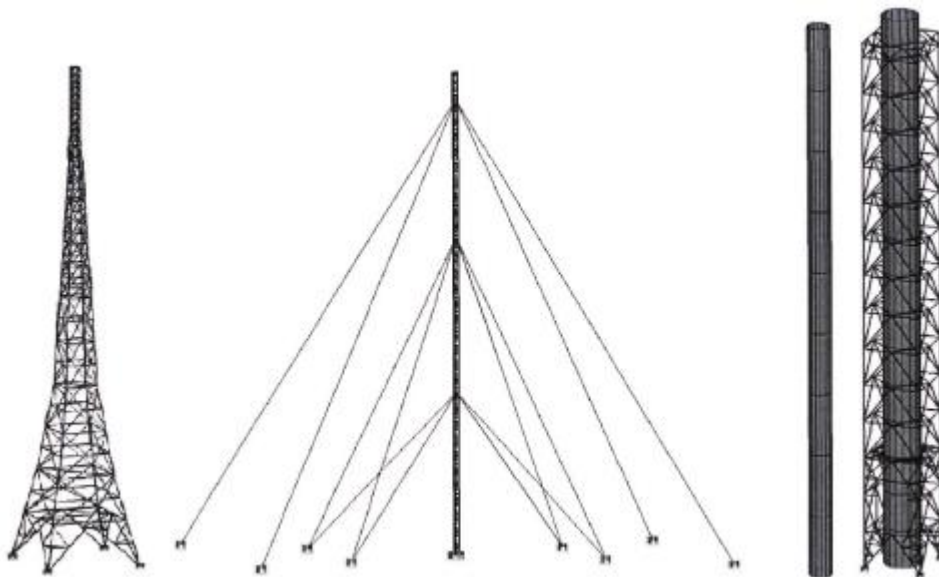


Рис. 2.1. Висотні металеві споруди. Розрахункові схеми

Вітер має найбільший вплив, головним чином, в горизонтальному, перпендикулярному довгій стороні конструкції, поздовжньому напрямку (хоча має також вертикальну і поперечну складові) і змушує спорудження коливатися. Амплітуди коливань споруди і їх тривалість залежать від величини навантаження від властивостей самої споруди. Масивні і жорсткі конструкції, багато в чому завдяки властивостям самого бетону, відмінно «розсіюють» повідомлену їм вітром енергію, швидко приходячи в первісний стан.

Особливість поведінки споруд з металу з великою гнучкістю під дією вітрового навантаження полягає в наступному: конструкції, що розглядаються мають низьке конструкційне демпфування, тобто вкрай малою здатністю до повернення в стан рівноваги. Будучи виведеними з цього положення поривом вітру, вони можуть коливатися тривалий час як уздовж, так і поперек вітрового потоку, розгойдуючись до великих амплітуд. Такі випадки є неприпустимими для конструкцій з урахуванням їх технологічного призначення. Антенні опори, зокрема опори радіорелейних ліній, а також радіо- і телевізійні башти несуть на собі антенне обладнання для забезпечення процесу прийому-передачі інформації, який може бути порушений при надмірному кутовому або лінійному зміщенні даних пристроїв. Димові труби здійснюють технологічні процеси виведення газів високої температури, пам'ятники і монументи часто розташовані в місцях масового скупчення людей.

Суцільностінчатих споруди (димові труби, монументи, рекламні щити) при некоректному урахуванні пульсацій швидкості вітру можуть потрапляти в режим вітрового резонансу, коли з'являються поперечні і крутильні коливання великої величини і тривалості. Всі види коливань при певних обставинах можуть призвести до руйнування споруд, аварій, загрожувати здоров'ю і життю людей.

Проте, висотні споруди з металу за довгі роки встигли позитивно зарекомендувати себе, ставши незамінними в багатьох галузях промисловості і господарства.

Розрахунку і проектування такого роду конструкцій повинна бути приділена велика увага, а при розгляді теорії роботи висотних споруд використовуються такі наукові дисципліни, як динаміка споруд, теорія випадкових процесів, кліматологія, аеродинаміка.

Тільки чітке уявлення фізичних процесів навантаження і реакції конструкції дає можливість розробки математичної моделі її поведінки під дією вітрового навантаження. Для аналізу роботи споруди в вітровому потоці



обов'язково уявлення про режим вітрового впливу, тобто про закони розподілу, інтенсивності, поривчастої і частоті появи його максимальних значень.

Середня складова вітрового впливу і реакція на неї конструкції вивчені в досить широкому обсязі, крім того, реакція високого гнучкого споруди на статичне навантаження особливого наукового інтересу не представляє в силу того, що її можна визначити, користуючись звичайними рівняннями будівельної механіки для статично невизначених систем.

Вітровий вплив на споруди проявляється у вигляді навантаження, величина якої залежить від швидкості вітру, його поривчастої, геометричних параметрів конструкції, її динамічних характеристик, аеродинамічних коефіцієнтів форми і положення споруди в потоці.

Основна характеристика вітрового навантаження - швидкість вітру. Швидкість вітру надзвичайно нерегулярно і хаотично змінюється в часі і просторі (рис. 2.2).

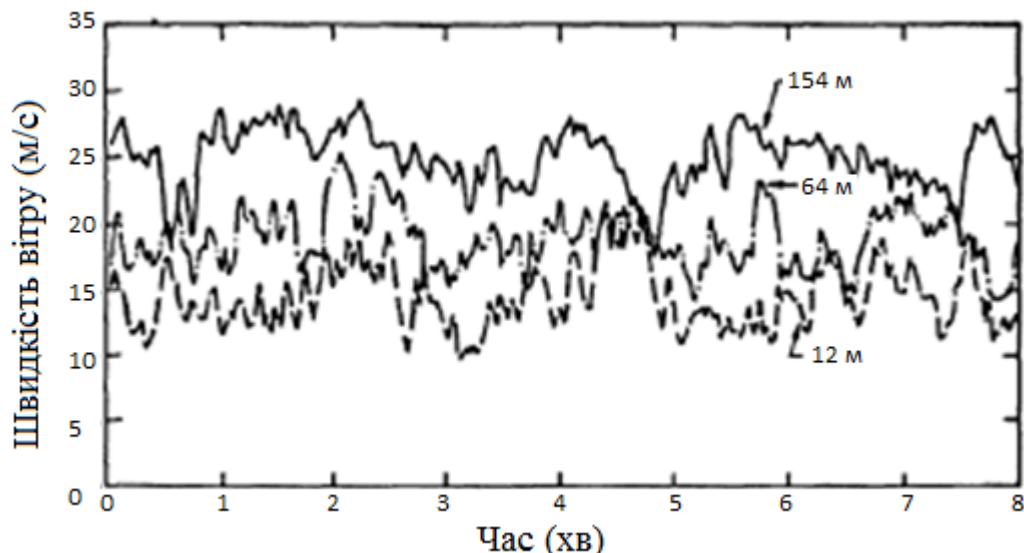


Рис. 2.2. Зміна швидкості в залежності від часу на трьох різних відмітках по висоті

Для перетворення швидкості вітру в навантаження необхідно брати середнє значення за заданими інтервалами істинної швидкості вітру в кожній

точці простору, що призводить до згладжування нерегулярної швидкості, і середня швидкість плавно змінюється уздовж потоку функцією.

Зміна швидкості і напрямку вітру пов'язано з перепадами тиску, яке, в свою чергу, залежить від різниці температур в атмосфері.

Пориви або пульсації швидкості вітру пояснюються шорсткістю земної поверхні, в нижніх шарах атмосфери рух повітряних мас носить турбулентний характер, а швидкість вітру, в свою чергу, невелика. З висотою тертя повітря об поверхню землі зменшується і на градієнтному рівні (рис. 2.3) перестає впливати на швидкість вітру [18]. Рух повітряних мас стає рівномірним, швидкість набуває своє максимальне значення. Градієнтний рівень знаходиться тим вище, чим більше шорсткість даного типу місцевості, тобто чим більше перешкод розташоване біля земної поверхні.

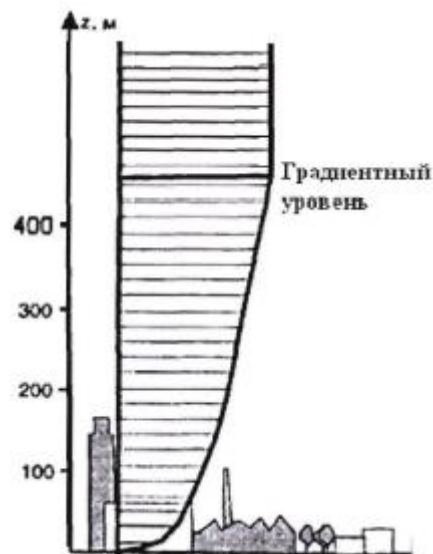


Рис. 2.3. Профіль швидкості вітру в умовах міста

Повітря - в'язка стисла середа, описувана диференціальними рівняннями Нав'є-Стокса, рішення яких з відповідними граничними умовами представляється досить трудомістким. Стисливість повітря проявляється в зміні його параметрів (щільності, тиску) зі збільшенням швидкості потоку в порівнянні з тими, які були б в припущенні нестискаємості. Для даної області завдань можна з достатнім наближенням прийняти, що при швидкості потоку

до 100 м/с параметри повітря залишаються незмінними, і для спрощення дослідження вважати повітря нестискаємим.

Для з'ясування зв'язку між швидкістю і тиском повітря в потоці можна з достатньою точністю оперувати формулами ідеальної рідини, зокрема, рівнянням Бернуллі (1738 г.), що вказує на сталість сумарного або повного тиску в будь-якому місці потоку [9]. Тоді на поверхню тіла, занурене в потік, що має швидкість  $V$ , щільність  $\rho$  та знаходиться на висоті  $h$ , діє місцевий тиск  $p$ , створюваний потоком відповідно до рівняння Бернуллі для встановленого руху рідини:

$$p + \frac{\rho V^2}{2} + \rho h g = \text{const} \quad (2.1)$$

Розглянемо поведінку потоку, що набігає на перешкоду (рис. 2.4), і запишемо рівняння Бернуллі. Розглянуті перетини 1-1 і 2-2 будемо умовно вважати взятими на одній висоті, тоді складовими з  $h$  можна знехтувати:

$$p_1 + \frac{\rho V_1^2}{2} = p_2 + \frac{\rho V_2^2}{2} \quad (2.2)$$

Якщо перетин 1-1 взято далеко від перешкоди, тоді  $V_1$  буде являти собою швидкість незбуреного потоку, а  $p_1$  - атмосферний тиск. Член  $\frac{\rho V_1^2}{2}$  - описує кінетичну енергію незбуреного потоку і зазвичай називається швидкісним напором [18].

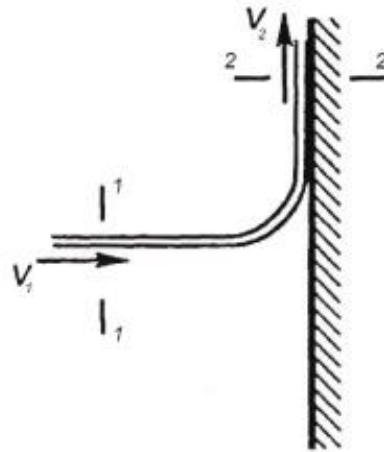


Рис. 2.4. Схема обтікання перешкоди потоком повітря

Представимо формулу (2.2) в іншому вигляді:

$$\frac{\rho V_1^2}{2} \left[ 1 - \left( \frac{V_2}{V_1} \right)^2 \right] = p_2 - p_1 \quad (2.3)$$

Зліва отримаємо надлишковий тиск в перерізі 2-2 в порівнянні з атмосферним тиском  $p_i$ , яке пропорційно швидкісного напору.

Коефіцієнт пропорційності

$$c_p = 1 - \left( \frac{V_2}{V_1} \right)^2 = \frac{p_2 - p_1}{\frac{\rho V_1^2}{2}}, \quad (2.4)$$

називають аеродинамічним коефіцієнтом. Він визначає ту частку швидкісного напору, яка переходить в вітрове тиск і зазвичай знаходиться з експериментів в аеродинамічній трубці [18].

При інтегруванні тиску по поверхні тіла отримаємо рівнодіючу силу, складовими якої є сила лобового опору, яка діє вздовж потоку,  $F_D$  і підйомна сила поперек потоку  $F_L$  (рис. 2.5).

Відповідні аеродинамічні коефіцієнти будуть мати вигляд (2.6):

$$c_D = \frac{F_D}{\frac{\rho V^2}{2}}; \quad (2.5)$$

$$c_L = \frac{F_L}{\frac{B\rho V^2}{2}}, \quad (2.6)$$

де  $B$  - характерний розмір споруди.

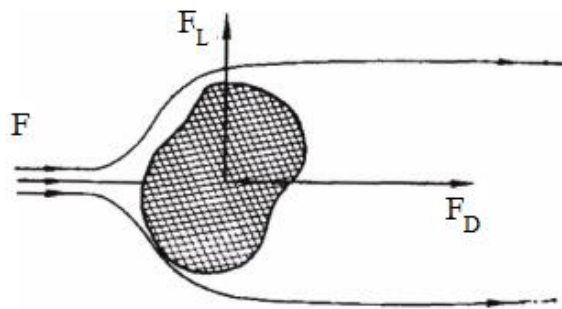


Рис. 2.5. Підйомна сила і сила лобового опору, що діють на довільне погано обтікаєме тіло

Сумарна сила лобового опору є результуючою по поверхні тіла всіх компонентів елементарних сил, які орієнтовані в напрямку потоку, що набігає або за напрямком вітру.

При розгляді руху повітря як в'язкої середовища необхідно врахувати сили внутрішнього тертя або сили в'язкості, які існують не тільки між повітрям і тілом в потоці повітря, а й між окремими шарами повітря, що рухаються з різною швидкістю. Шар, що безпосередньо прилягає до тіла або поверхні, не рухається, він гальмує суміжний з ним шар, який таким же чином діє на наступний шар і т.д.

Швидкість потоку зростає від практично нульовий поблизу поверхні тіла до швидкості незбуреного потоку далеко від нього. Товщина цього шару, званого прикордонним, виявляється тим менше, чим більше швидкість потоку [6].

Шорсткість місцевості, навколишнього майданчика будівництва, є основною причиною турбулентності повітряного потоку. Миттєве значення швидкості в турбулентному потоці є сумою пульсаційної складової швидкості і

її середнього значення. Якщо пульсаційна складова дорівнює нулю, рух є ламінарним, повітря переміщається шарами без перемішування, що характерно для дуже вузьких середовищ або течій з малими швидкостями.

Ламінарна течія переходить в турбулентну, коли число Рейнольдса досягає деякого значення [6], що є критичним, тобто

$$\frac{Vl}{\nu} > Re_{кр}, \quad (2.7)$$

де  $V$  - характерна швидкість потоку,  $l$  - характерний розмір тіла;  $\nu$  - кінематична в'язкість повітря.

$Re_{кр}$  відповідає умовам, коли сили інерції, що діють між рухомими з різною швидкістю потоками повітря, стають настільки більше сил в'язкості, що формується стійкий турбулентний потік [6].

Просторовий потік вітру в загальному випадку має три компоненти швидкості  $V_x(t)$ ,  $V_y(t)$ ,  $V_z(t)$  в трьох взаємно перпендикулярних напрямках: поздовжньому, поперечному і вертикальному. Енергія вітру розподілена по висоті в залежності від неоднорідності підстильної поверхні і температурної стратифікації атмосфери. Температурну стратифікацію атмосфери можна вважати байдужою при великих швидкостях вітру.

При практичних розрахунках споруд на вітрове навантаження приймається, що вплив вітру описується спектром поздовжньої компоненти його швидкості  $V_x(t)$ , а зміни структури потоку, обумовлені його взаємодією зі спорудженням, враховуються шляхом введення в розрахункові формули коефіцієнта кореляції пульсацій тиску.

Розглянемо запис швидкості вітру на деякій висотній позначки протягом двох хвилин (рис. 2.6) [18]. Миттєве значення швидкості вітру в турбулентному потоці можна уявити математично у вигляді суми середньої швидкості на всьому інтервалі  $\bar{V}$  (на рисунку вона дорівнює 12 м/с) і швидкості вітру в пориві  $V'$ , яка змінюється на всьому протязі інтервалу [18]:

$$V_{Mz} = \bar{V} + V'. \quad (2.8)$$

Піки та западини на графіку з'являються «за рахунок руху вихорів навколо точки, в якій вимірювалася швидкість повітря» [18].

В сучасних будівельних нормативних документах в Україні та Європі [24] прийнятий 10-хвилинний інтервал осереднення. Зміна часу осереднення, природно, змінює значення середньої швидкості вітру - чим більше час осереднення, тим менше його середня швидкість. Так, двохвилинний інтервал осереднення, який раніше діяв в нормах СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» [19] був замінений на десятихвилинний інтервал в СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» [20].

Видозмінюючи формулу (2.8), отримаємо вираз для поздовжньої компоненти швидкості вітру:

$$Vx(t) = \bar{V}x + V'(t), \quad (2.9)$$

де  $\bar{V}x$  - середня складова;  $V'(t)$  - пульсаційна складова.

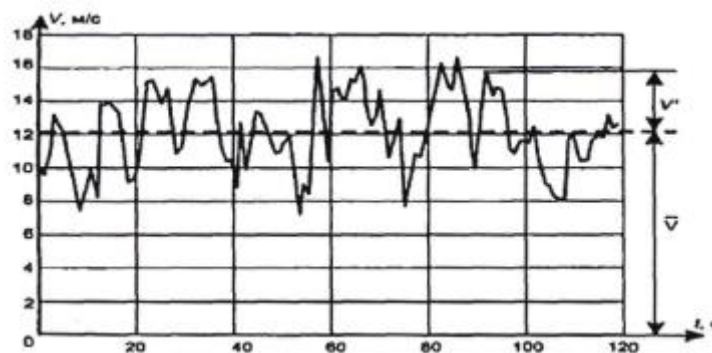


Рис. 2.6. Запис швидкості вітру на 2-хвилинному інтервалі

Поперечна і вертикальна компоненти швидкості вітру будуть мати вигляд:

$$V_y(t) = V'_y(t), \quad V_z(t) = V'_z(t). \quad (2.10)$$

Їх середні значення рівні нулю, залишаються лише пульсації в поперечному і вертикальному по відношенню до вітру напрямках.

З формули (2.5) отримаємо значення сили лобового опору:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 C_D \quad (2.11)$$

І замість повній швидкості  $V$  підставимо в формулу (2.11) її поздовжню компоненту (2.9):

$$F_D = \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 C_D = \frac{1}{2} \rho (\bar{V}_x + V'_x(t))^2 B^2 C_D \quad (2.12)$$

Оскільки при сильних вітрах, що представляють зазвичай найбільший інтерес для інженерних досліджень вітрових впливів, відношення  $V'_x(t)/\bar{V}_x$  в рідкісних випадках перевищує 0,2, то складовою  $V'^2_x(t)$  можна знехтувати, що призведе лише до невеликої помилку в вираженні [21]:

$$F_D = \bar{F}_D + \rho \bar{V}_x V'_x(t) B^2 C_D, \quad (2.13)$$

де постійне значення сили лобового опору має вигляд:

$$\bar{F}_D = \frac{1}{2} \rho \bar{V}_x^2 B^2 C_D, \quad (2.14)$$

і являє собою середню складову вітрового навантаження, а друга частина  $\rho \bar{V}_x V'_x(t) B C_D$  визначає пориви (пульсації) швидкості вітру.



Завдання про вимушені коливання споруди при дії турбулентного вітру має 2 етапи [18]. Перший етап полягає в перетворенні потоку вітру (енергетичного спектра швидкості вітру) зі швидкістю  $V(z,t)$  в навантаження, що діє на спорудження, за допомогою квадрата аеродинамічної передавальної функції.

На другому етапі за допомогою другої передавальної функції  $H(n)$  здійснюється перетворення навантаження в реакцію конструкції (зусилля і переміщення).

Для спорудження з одним ступенем свободи найпростіша форма спектра переміщень буде виглядати наступним чином [22]:

$$S_y(n) = \frac{1}{k} |H(n)|^2 S_{FD}(n) C_D, \quad (2.15)$$

де  $k$  - коефіцієнт пружності.

За характером взаємодії з вітром будівлі і споруди поділяються на два класи. До першого класу відносяться протяжні в висоту споруди типу антенно-щоголових систем, опор ліній електропередач, башт, димових труб і тому подібних споруд. До другого класу відносяться протяжні в плані будівлі, градирні, резервуари та інші просторові споруди.

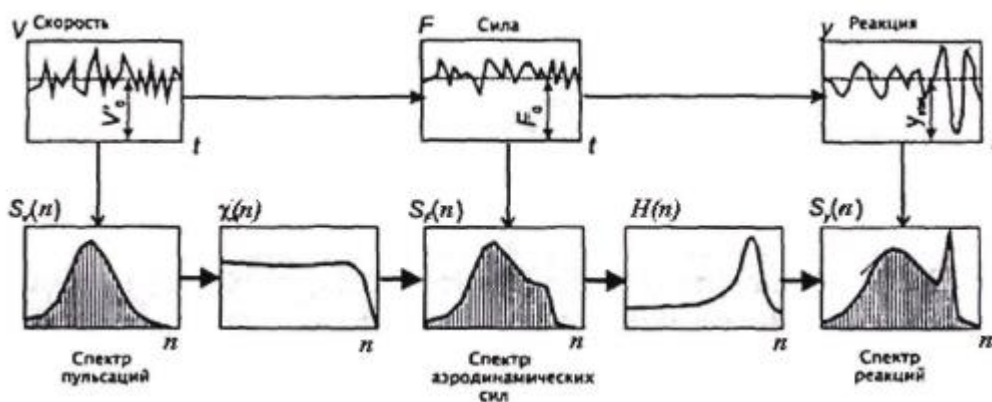


Рис. 2.7. Схема визначення динамічних реакцій системи на вплив поривів вітру,  $n$  - кутова частота пульсацій швидкості вітру, рад/с (Давенпорт, 1963)

Габаритні розміри перетинів споруд баштового типу багато менше довжини хвилі або поперечних розмірів вихорів, тому картину обтікання потоком цих елементів можна розглядати як квазістаціонарною [6]. Тоді для елементів споруди аеродинамічна передавальна функція буде майже дорівнює одиниці, а спектр швидкості вітру з невеликими змінами переходить в спектр аеродинамічної сили. Аеродинамічні коефіцієнти в такому випадку приймаються як в сталому потоці [6].

Для вертикально-протяжної споруди з поточною координатою по висоті  $z$ , змінною від 0 до  $h$ , що має власні частоти  $\omega_i$  та форми коливань  $a_i$  ( $i = 1, 2, \dots, s$ ), визначимо тиск вітру, що діє на спорудження на деякому рівні, у вигляді, аналогічному (2.9):

$$W(z, t) = W_m(z) + W_p(z, t) C_D, \quad (2.16)$$

де  $W_m(z)$  - нормативне значення середньої складової тиску вітру:

$$W_m(z) = 0,5pV_0^2(z)c_x(z), C_D, \quad (2.17)$$

$V_0(z)$  - нормативна швидкість на рівні  $z$ ;  $W(z, t)$  - тиск вітру, відповідне пульсаційної частини швидкості  $V'(z, t)$ ;  $p$  - щільність повітря;  $c_x(z)$  - коефіцієнт лобового опору споруди на рівні  $z$ .

Для знаходження внутрішніх зусиль і деформацій в конструкції, викликаних середньою складовою вітрового тиску  $W_m$ , використовуються різні методи будівельної механіки, тому далі розглянуто визначення динамічних реакцій, викликаних пульсаціями швидкості вітру.

Розрахункова схема споруди прийнята у вигляді консольного стержня змінного по висоті перетину, який зацімлений в основі. Вітрове навантаження (її пульсаційна складова) на спорудження розглядається як розподілене стаціонарне випадкове навантаження.

Таким чином, спорудження баштового типу, що є спорудою з розподіленими параметрами, являє собою лінійну систему з великим числом ступенів свободи. Пружна система з розподіленими параметрами і низьким конструкційним демпфуванням при гармонійному збудженні, а вітер розглядається як джерело вібрації конструкції, випробує резонансні коливання на деяких явно виражених характерних частотах, які називаються власними. При власних вільних коливаннях, що здійснюються за гармонійним законом з однією частотою, відношення переміщень двох будь-яких точок в будь-який момент часу залишається постійним. Кожній власній частоті відповідає форма розподілу амплітуд коливань споруди. На рисунку (рис. 2.8) представлені перші 4 форми власних коливань теле-радіобашти висотою 260 м. У Таблиці 2.1 в рядку  $T_{\text{розрах}}$  представлені періоди коливань башти, отримані з розрахунку в 2002 році, в рядку  $T_{\text{експ}}$  представлені періоди коливань башти, отримані з натурних вимірювань на башти в 2008 році.

Різниця між розрахунковими та експериментальними значеннями періодів коливань становить 1..8%.

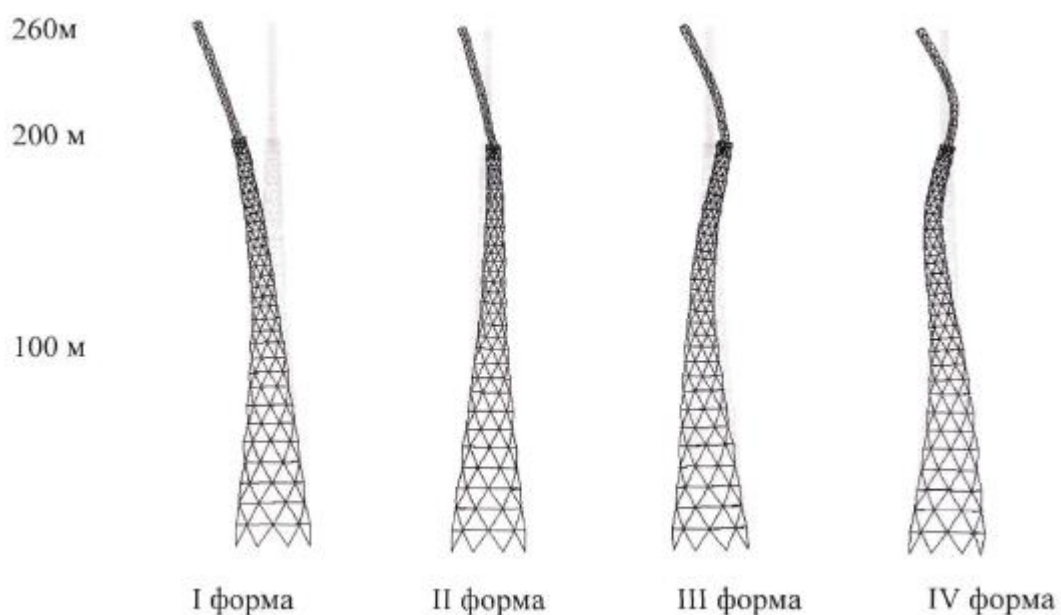


Рис. 2.8. Перші чотири власних форми коливань теле-радіобашти висотою 260м

Таблиця 2.1.

Періоди коливань теле-радіобашти висотою 260м [5]

Форма	I	II	III	IV
$T_{\text{розр}}, \text{с}$	4,25	1,67	0,79	0,42
$T_{\text{експ}}, \text{с}$	4,63	1,56	0,74	0,40

Для визначення динамічних реакцій (переміщень і зусиль) системи введемо узагальнені координати  $p_i(t)$ . Тоді динамічні переміщення системи від дії випадкових сил можуть бути представлені у вигляді розкладання в ряд за формами власних коливань  $a_i(z)$  спорудження:

$$y(z, t) = \sum_{i=1}^x p_i(t) a_i(z), \quad (2.18)$$

де коефіцієнти  $p_i(t)$  показують внесок кожної власної форми  $a_i(z)$  в розглянуте переміщення.

Важливою властивістю власних форм коливань  $a_i(z)$  є їх взаємна ортогональність з ваговою функцією, що характеризує розподіл маси, тобто

$$\int_0^H a_i(z) a_j(z) m(z) dz = 0 \quad (i \neq j), \quad (2.19)$$

де  $m(z)$  - маса споруди на одиницю довжини.

Насправді споруда має безперервно розподілені параметри, проте на кожній своїй власній частоті реагує як єдине ціле, як система з одним ступенем свободи, тому можна привести систему з розподіленими параметрами до

системи з одним ступенем свободи без значних похибок. Використовуючи енергетичний метод, визначається кінетична енергія зосередженої маси  $M$ :

$$E_{KM} = \frac{1}{2} M \dot{y}^2, \quad (2.20)$$

де  $y$  - швидкість її переміщення.

Для знаходження кінетичної енергії континуальної системи позначають горизонтальне переміщення через  $y(z, t)$ , тоді кінетична енергія нескінченно малого елемента з координатою  $z$  дорівнює:

$$E_{KMz} = \frac{1}{2} m(z) [\dot{y}(z, t)]^2 dz, \quad (2.21)$$

Отже, кінетична енергія всієї системи дорівнює:

$$E_{KMz} = \frac{1}{2} \int_0^H m(z) [\dot{y}(z, t)]^2 dz, \quad (2.22)$$

Якщо система коливається за власною формою  $a_i(z)$ , тоді

$$\dot{y}(z, t) = a_i(z) \dot{p}_i(t), \quad (2.23)$$

$$E_k = 0,5 M_i \dot{p}_i^2, \quad (2.24)$$

де  $M_i$  - узагальнена маса системи, відповідної  $i$ -ої власною формою коливань:

$$M_i = \int_0^H [a_i(z)]^2 m(z) dz, \quad (2.25)$$

У цьому сенсі континуальну систему, коливання якої відбуваються з якої-небудь з її власних форм, можна розглядати як систему з одним ступенем свободи, з масою  $M_i$  і швидкістю коливань  $\dot{p}_i$ .

Споруди баштового типу відносяться до гнучких споруд з низьким конструкційним демпфуванням (логарифмічний декремент  $\delta = 0,1..0,15$ ). Так як внесок в реакцію баштового споруди коливань по першому тону становить до 95%, допускається в більшості випадків враховувати при розрахунку тільки першу форму власних коливань конструкцій такого типу [6]. Можна вважати, що переміщення в напрямку "Y" при коливаннях по першому тону однакові для всіх точок поперечного перерізу башти (рис. 2.9) з координатою  $z$ .

Узагальнені координати задовольняють послідовність рівнянь [6]:

$$\ddot{p}_i(t) + \frac{\delta}{\pi} \omega_i \dot{p}_i(t) + \omega_i^2 p_i(t) = \frac{Q_i(t)}{M_i} \quad (i = 1, 2, \dots, s) \quad (2.26)$$

де  $\delta = \ln\left(\frac{y_n}{y_{n+1}}\right)$  - логарифмічний декремент коливань, характеристика загасання коливань.

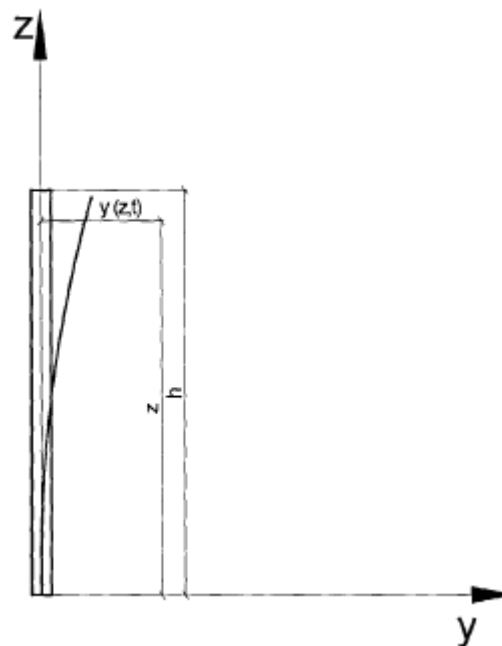


Рис. 2.9. Розрахункова схема гнучкої споруди

$\frac{y_n}{y_{n+1}}$  - відношення амплітуд коливань через один період;

$Q_i(t)$  - узагальнена сила, відповідна  $i$ -ій формі коливань:

$$Q_i(t) = \int_0^H W_p(z, t) a_i(z) dz = 0, \quad (2.27)$$

$W_p(z, t)$  - тиск вітру, що відповідає пульсаційній частини швидкості, що змінюється в часі, розподілене лінійне навантаження, що діє на систему.

Дисперсія або середній квадрат переміщень системи [6] дорівнює:

$$\overline{y^2(z, t)} = \sum_{i=1}^s \sum_{l=1}^s a_i(z) a_l(z) \overline{p_i(t) p_l(t)}, \int_0^H W_p(z, t) a_i(z) dz = 0, \quad (2.28)$$

Коваріація узагальнених координат має вигляд [6]:

$$\overline{p_i(t) p_l(t)} = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty \Phi_i(i\omega) \Phi_l^*(i\omega) S_{Q_i Q_l}(\omega) d\omega \quad (2.29)$$

де  $\Phi_l^*(i\omega) = \Phi_l(-i\omega)$  -  $i$ -а і  $l$ -а (комплексно-зв'язані) механічні передавальні функції (відповідають частотам  $i$  та  $l$ ):

$$\Phi_i(i\omega) = \frac{1}{M(-\omega_2 + i\gamma\omega_i\omega + \omega_i^2)}. \quad (2.30)$$

$S_{Q_i Q_l}(\omega)$  - взаємна спектральна щільність узагальнених сил;

$\gamma = \frac{\delta}{\pi}$  - коефіцієнт дисипації енергії, що залежить від властивостей матеріалу конструкції, конструктивних особливостей споруди, втрати енергії в вузлах з'єднання окремих елементів.

Динамічний розрахунок передбачає поділ споруди на кілька ділянок. Маса ділянки і діюча на нього збудуюча сила при цьому зосереджуються в центрі ділянки.

Не враховуючи кореляцію між узагальненими координатами, запишемо середній квадрат зсувів точки у системи наступним чином:

$$\overline{y_j^2(t)} = \sum_{i=1}^s \overline{p_i^2(t)} a_{ij}^2 \quad (2.31)$$

де  $p_i^2(t)$  - середній квадрат узагальненої координати:

$$p_i^2(t) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} |\Phi_i(i\omega)|^2 S_{Q_i}(\omega) d\omega, \quad (2.32)$$

$|\Phi_i(i\omega)|^2$  - квадрат модуля передавальної функції системи:

$$|\Phi_i(i\omega)|^2 = \frac{1}{M_i^2 \left[ \omega^4 - 2 \left( 1 - \frac{\gamma^2}{2} \right) \omega_i^2 \omega^2 + \omega_i^4 \right]} \quad (2.33)$$

$$Q_i = \sum_{k=1}^r Q'_k(t) a_{ik}, \quad (2.34)$$

$$M_i = \sum_{k=1}^r M'_k(t) a_{ik}^2. \quad (2.35)$$

Спектральна щільність узагальненої сили:



$$S_{Q_i}(\omega) = \sum_{k=1}^r \sum_{m=1}^r S_{km}(\omega) a_{ik} a_{im}, \quad (2.36)$$

де  $S_{km}(\omega)$  - взаємна спектральна щільність узагальнюючих сил  $Q'_k(t)$  та  $Q'_m(t)$ , яка характеризує просторову кореляцію тисків, прикладених в точках  $m$  та  $k$ :

$$S_{km}(\omega) = 4Q_{Hk}^c Q_{Hm}^c \gamma_{Tk} \gamma_{Tm} S_{v'}^H(z_k, z_m, \omega) \quad (2.37)$$

Збурююча сила

$$Q'_k(t) = w'_k(t) A_k(z_k, z_m, \omega) \quad (2.38)$$

де  $A_k$  - площа проекції конструкції на висотці до на площину, перпендикулярну до напрямку вітру;

$\gamma_{Tk}$  - інтенсивність турбулентності на рівні розташування точки  $k$ .

Турбулентний рух повітря по своїй природі є випадковим процесом, і для його опису необхідне застосування статистичних методів.

Розподіл швидкостей вітру в нижньому шарі атмосфери досить добре описується гаусовим розподілом ймовірностей. Гаусовий розподіл визначається середнім значенням і середнім квадратом швидкості, еквівалентним енергії процесу, а розподіл цієї енергії по частотах характеризується спектральною щільністю процесу.

Енергетичний спектр (спектральна щільність)  $S(n)$  ( $S(\omega)$ ) показує, яка частка потужності того чи іншого процесу доводиться на нескінченно малий діапазон частот  $dn$  ( $d\omega$ ). При нейтральній стратифікації спектри трьох компонент швидкості вітру мають відмінності в низькочастотній області, а в інерційному інтервалі частот вони схожі і досить точно описуються «законом - 5/3» Колмогорова [23]:

$$S(n) = a(\varepsilon \bar{v})^{\frac{2}{3}} n^{-\frac{5}{3}}(z_k, z_m, \omega), \quad (2.39)$$

де  $a$  - універсальна постійна, рівна для поздовжньої компоненти 0,147; для вертикальної - 0,196;  $n$  - частота, Гц;  $\varepsilon$  - швидкість дисипації енергії.

У вітчизняній практиці нормування вітрових навантажень використовується емпіричний спектр поздовжньої компоненти пульсації швидкості, отриманий Аланом Давенпортом більш ніж з 100 окремих спектрів, побудованих при сильних вітрах для висот від 10 до 150 м в різних місцях земної кулі. На думку багатьох дослідників, зокрема Попова Н.А. [8], це співвідношення не зовсім точно описує статистичні властивості швидкості вітру: тут не враховується залежність спектра від висоти над поверхнею землі, яка підтверджується численними експериментальними даними. Результати порівняння числових досліджень показують [21], що використання цих співвідношень завищує динамічну реакцію більшості споруд. Тому в даний час в нормах багатьох країн, енергетичний спектр швидкості вітру представлений іншими виразами.

Спектр Давенпорта має вигляд [16]

$$S_{V'} = \frac{4k_0 V_0^2 u^2}{n(1 + u^2)^{4/3}}(z_k, z_m, \omega), \quad (2.40)$$

де  $k_0$  - коефіцієнт шорсткості підстильної поверхні;  $V_0$  - швидкість вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, м/с.

З огляду, що стандарт пульсації швидкості визначаються

$$\sigma_{V'} = V_0 \sqrt{6k_0}, \quad (2.41)$$

та

$$S_{V'} = \sigma_V^2 S_V^H, \quad (2.42)$$

отримаємо вираз для нормованого спектра поздовжньої складової швидкості вітру:

$$S_{V'}^H = \frac{2u^2}{3n(1+u^2)^{4/3}}, \quad (2.43)$$

де  $n = \frac{\omega}{2\pi}$  - частота, Гц;  $\omega$  - кутова частота;

$$u = \frac{nL}{V_0}, \quad (2.44)$$

$L=1200$  - масштаб довжини.

Введемо безрозмірний період, зворотній (2.44)

$$\varepsilon = \frac{l}{u} = \frac{V_0}{1200n}, \quad (2.45)$$

Тоді нормований енергетичний спектр пульсації поздовжньої компоненти швидкості набуде вигляду:

$$S_{V'}^H(\varepsilon) = \frac{2\varepsilon^{5/3}}{3V_0(1+\varepsilon^2)^{4/3}}, \quad (46)$$

Нормована взаємна спектральна щільність пульсацій поздовжньої компоненти швидкості, що наведені в п.5 додат.2 [6]:

$$S_{V'}^H(X, \varepsilon) = S_{V'}^H(\varepsilon)R_{V'}(X, \varepsilon), \quad (2.47)$$

де  $R_{V'}(X, \varepsilon)$  - коефіцієнт взаємної кореляції складових швидкостей (з безрозмірним періодом  $\varepsilon$ ):

$$R_{V'}(X, \varepsilon) = \exp\left(\frac{X_x}{60} + \frac{X_y}{150} + \frac{X_z}{150}\right), \quad (2.48)$$

$X_x > X_y > X_z$  - проєкції відстаней між розглянутими точками на осі координат, розташовані так, що вісь «у» спрямована уздовж вітру, а вісь «z» спрямована вертикально.

Нормована взаємна спектральна щільність пульсацій поздовжньої компоненти швидкості як функція відміток  $k, m$  та періоду  $\varepsilon$  матиме вигляд:

$$S_{V'}^H(z_k, z_m, \varepsilon) = \frac{1200\varepsilon^{\frac{5}{3}}}{3V_0(1 + \varepsilon^2)^{\frac{4}{3}}} \exp\left(-\frac{|z_k - z_m|}{150\varepsilon}\right) \cdot \left(\frac{X_x}{60} + \frac{X_y}{150} + \frac{X_z}{150}\right). \quad (2.49)$$

Тоді маємо остаточне вираження для середнього квадрата переміщень споруди з (2.31):

$$\overline{y_j^2(t)} = \frac{2}{3} \sum_{i=1}^s a_{ij}^2 \frac{v_n^2}{M_i^2 \omega^4}, \quad (2.50)$$

де з урахуванням (2.48):

$$v_n^2 = \int_0^\infty \frac{I(\varepsilon) \varepsilon^{11/3} d\varepsilon}{(1 + \varepsilon^2)^{4/3} \left[ \varepsilon^4 - 2 \left(1 - \frac{\gamma^2}{2}\right) \varepsilon_i^2 \varepsilon^2 + \varepsilon^4 \right]}, \quad (2.51)$$

$$I(\varepsilon) = 4 \sum_{k=1}^r \sum_{m=1}^r Q_{Hk}^c Q_{Hm}^c \gamma_{Tk} \gamma_{Tm} a_i(z_k) a_i(z_m) \exp\left(-\frac{|z_k - z_m|}{150\varepsilon}\right) \quad (2.52)$$

У припущенні повної кореляції швидкості вітру по висоті споруди завдання можна істотно спростити, прийнявши коефіцієнт взаємної кореляції за одиницю. У цьому випадку швидкість вітру стане дорівнює:

$$V'_k(t) = f(t)\sigma_{V'_k}, \quad (2.53)$$

де  $f(t)$  - випадкова функція часу, із середнім значенням, рівним нулю:

$$\overline{f(t)} = 0; \sigma_f^2 = 1 \sigma_{V'_k}, \quad (2.54)$$

$\sigma_{V'_k}$  - стандарт пульсації поздовжньої компоненти швидкості на деякому рівні  $k$ .

Збурююча сила, що діє на рівні  $k$ :

$$Q'_k(t) = 2Q_{Hk}^c \gamma_{Tk} f(t); \sigma_{V'_k}. \quad (2.55)$$

Стандарт збурюючих сил:

$$\sigma_{Q'_k}(t) = 2Q_{Hk}^c \gamma_{Tk} \cdot \sigma_{V'_k}. \quad (2.56)$$

Розрахункове значення збурюючих сил:

$$Q'_p(z_k) = Q_{Hk}^c Y(z_k); \sigma_{V'_k}. \quad (2.57)$$

де коефіцієнт пульсації дорівнює [6]

$$Y(z_k) = 2a_c \gamma_{Tk} \sigma_{V'_k}, \quad (2.58)$$

$a_c$  - коефіцієнт забезпеченості.

В такому випадку середній квадрат зсувів  $j$ -ої точки споруди при її коливаннях за  $i$ -тою формою з частотою  $\omega_i$  буде дорівнювати:

$$\overline{y_j^2(t)} = \sum_{i=1}^s \frac{\eta_{ij}^2 \xi_i^2}{\omega_i^4}, \quad (2.59)$$

де  $\eta_{ij}$  - наведене прискорення [6] для спорудження, умовно розділеного на  $k$  ділянок:

$$\eta_{ij} = \frac{a_{ij} \sum_{k=1}^r \sigma_{Q_k'} a_{ik}}{\sum_{k=1}^r M_k a_{ik}^2}, \quad (2.60)$$

$\xi_i^2$  - квадрат коефіцієнта динамічності [6]:

$$\xi_i^2 = \frac{2}{3} \int_0^\infty \frac{\varepsilon^{11/3} d\varepsilon}{(1 + \varepsilon^2)^{4/3} \left[ \varepsilon^4 - 2 \left( 1 - \frac{\nu^2}{2} \right) \varepsilon_i^2 \varepsilon^2 + \varepsilon^4 \right]};$$

Використовуючи вирази (2.56) і (2.58), можна привести  $\eta_{ij}$  до виду, який використаний в [20]:

$$\eta_{ij} = \frac{a_{ij} \sum_{k=1}^r Q_{Hk}^c Y(z_k) a_{ik}}{\sum_{k=1}^r M_k a_{ik}^2}. \quad (2.61)$$

При розрахунку по першій формі власних коливань необхідно врахувати просторову кореляцію пульсацій шляхом введення коефіцієнта просторової кореляції  $\nu$  в формулу (2.56) для інерційної сили.

Для динамічних переміщень баштової споруди з (2.59) будемо мати такий вираз:

$$y_j(t) = \sqrt{\sum_{i=1}^s \frac{\eta_{ij}^2 \xi_i^2}{\omega_i^4}}. \quad (2.62)$$

Розглянемо детально методику розрахунку конструкцій на вітровий вплив, прийняту в чинних нормах [20].

В [20] уніфіковані прийоми визначення вітрового навантаження при розрахунку будь-яких видів споруд. При цьому для споруд, які характеризуються великими періодами власних коливань, особливо важливим є врахування динамічної (пульсаційної) складової, спричиненої пульсаціями швидкісного напору.

Розрахункова схема споруди прийнята у вигляді консольного стержня змінного по висоті перетину, зацімленого в основі, як рекомендовано в п.6.1 [6].

Нормативне значення вітрового навантаження  $W$  слід визначати як суму середньої  $W_m$  і  $W_p$  пульсаційної складових за формулою 11.1 п. 11.1.2 [20]:

$$W = W_m + W_p. \quad (2.63)$$

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження залежно від еквівалентної висоти над поверхнею землі визначається за формулою 11.2 п.11.1.3 [20]:

$$W_m = W_0 k(z_e) c, \quad (2.64)$$

де  $W_0$  - нормативне значення вітрового тиску на висоті 10 м над поверхнею землі:

$$W = \rho V_0^2 / 2, \quad (2.65)$$

$p$  - щільність повітря, в стандартних умовах,  $p_0=0,125\text{кг}\cdot\text{с}^2/\text{м}^4$ ;  $V_0$  - швидкість вітру на рівні 10м над поверхнею землі для місцевості типу А, відповідна 10-хвилинному інтервалу усереднення і перевищує раз в 5 років.

$$W_0=0,61 V_0^2, \quad (2.66)$$

Або для швидкості, що перевищує раз в 50 років:

$$W_0=0,43V_{50}^2, \quad (2.67)$$

Розподіл вітрового навантаження по висоті враховується коефіцієнтом  $k$ , для його визначення може бути використаний логарифмічний закон, який використовується в [24] і британських нормах BS 6399:

$$k(z_e) = k_{10} \frac{\ln z/z_0}{\ln 10/z_0}. \quad (2.68)$$

Або статечний (що лежить в основі [7], а також американських норм ASCE 795) закон, яким і будемо користуватися:

$$k(z_e) = k_{10} \left(\frac{z_e}{10}\right)^{2a}, \quad (2.69)$$

де  $z_e$  - висота, на якій визначається коефіцієнт  $k$ ; 10 - висота установки приладу для вимірювання вітру - анемометра, встановлена згідно з вимогами Світової Організації Метеорології (World Meteorological Organization) [25];  $z_0$  - параметр шорсткості підстильної поверхні (висота, на якій швидкість вітру дорівнює нулю);  $a$  - показник ступеня, що залежить від підстильної поверхні.

Залежно від шорсткості земної поверхні розрізняють типи місцевості А ( $a = 0,15$ ), В ( $a = 0,20$ ) і С ( $a = 0,25$ ). До типу А відносяться відкриті узбережжя морів, озер, водосховищ [7], сільські місцевості, в тому числі з будівлями



нижче 10 м [20], пустелі, степи, лісостепу, тундра; до типу В відносяться міста, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно покриті перешкодами висотою більше 10 м; до типу С відносяться міські райони з забудовою будинками заввишки більше 25 м [7].

Аналіз численних спостережень, які проводилися на щоглах і аерологічними методами, показав, що профілі середніх швидкостей вітру на великих висотах більш точно описуються ступеневою функцією, ніж логарифмічною [18]. У приземному шарі атмосфери (до 10-15 м) профіль середньої швидкості вітру краще описується логарифмічною функцією.

Визначення аеродинамічних коефіцієнтів для суцільностінчатих і решітчастих конструкцій докладно описано в додатку Д.1 [20].

Нормативне значення пульсаційної складової вітрового навантаження на спорудження визначається у вигляді системи сил інерції, прикладених до середини ділянок, на які умовно розбивається спорудження (п.6.2 [6]).

Його слід визначати для  $f_1 < f_i < f_2$  (де  $f_i$  - гранична частота, зазначена в таблиці 11.5. формулою 11.7 [20],  $f_1, f_2$  - перша і друга власні частоти коливань споруди, визначаються розрахунком) за формулою 11.7 п.11.1.8 [20]:

$$W_p = W_m \xi \zeta(z_e) v, \quad (2.70)$$

де  $\xi$  - коефіцієнт динамічності;

$$\xi = \sqrt{\frac{\gamma_f W_0}{940 f_1}}, \quad (2.71)$$

$W_0$  - нормативне значення вітрового тиску на висоті 10 м над поверхнею землі (2.65);  $\gamma_f$  - коефіцієнт надійності по вітровому навантаженню;  $f_1$  - частота

власних коливань споруд по 1-й формі.  $\zeta (ze)$  - коефіцієнт пульсацій тиску вітру;  $\nu$  - коефіцієнт просторової кореляції пульсацій тиску вітру.

Коефіцієнт просторової кореляції, як було згадано вище, враховується тільки для першої форми коливань, для вищих форм коливань він приймається рівним одиниці.

Для переходу від нормативних значень вітрового тиску до розрахункових значень використовується коефіцієнт надійності по вітровому навантаженню  $\gamma_f=1,4$ .

## 2.2 Методика розрахунку баштових і мачтових споруд за європейськими нормативними документами

В основі методики розрахунку на вітровий вплив, прийнятої в європейських нормативних документах [26], використовується такий вираз для нормованого енергетичного спектра вітрових пульсацій:

$$S_{V'}^H = \frac{6,8u}{n(1+u)^{5/3}}, \quad (2.72)$$

де  $n = \frac{\omega}{2\pi}$  - частота;  $\omega$  - кругова частота;

$$u = \frac{nL(z)}{V'(z)} \quad (2.73)$$

$L(z)$  - масштаб, залежить на позначці  $z$ ;  $V'(z)$  - швидкість вітру на позначці  $z$ .

Тобто масштаб турбулентності залежить від висоти над рівнем землі, і швидкість вітру також приймається на цій висоті на відміну від спектра Давенпорта.

При визначенні вітрового навантаження на решітчасте спорудження типу башти конструкцію необхідно розділити на достатню кількість секцій.

Вітрове навантаження на башту визначається згідно п. 5.3 єврокодів, присвяченого навантаженню і впливам [24], але з використанням коефіцієнтів вітрового навантаження, наведених у п. Б.2 додатка Б єврокодів, присвяченого сталевим конструкціям [26]. Так, еквівалентне навантаження від поривів вітру при направленні вітру на башту  $F_{m,W(z)}$  визначається за формулою Б.146 пункту Б.3.2.2.1 додатка Б [26]:

$$F_{T,W}(z) = F_{m,W}(z) \left[ 1 + \left( 1 + 0,2 \left( \frac{z_m}{h} \right)^2 \right) \frac{[1 + 7I_V(z_e)]c_s c_d - 1}{c_0(z_m)} \right], \quad (2.74)$$

де середня складова вітрового навантаження дорівнює

$$F_{m,W}(z) = \frac{q_p}{1 + 7I_V(z_e)} \sum c_f A_{ref}, \quad (2.75)$$

де  $c_f$  - аеродинамічний коефіцієнт зусилля для конструкції або конструктивного елемента (пункт Б.2 додатка Б [26]);  $q_p(z_e)$  - пікове значення швидкісного напору вітру (по 4.5 [24]) на базовій висоті  $z_e$ ;  $I_V$  - інтенсивність турбулентності відповідно до [24];  $c_s c_d$  - структурний фактор, див. розд. 6.3 [24];  $z_m$  - висота над основою, на якій необхідно визначити вплив навантаження;  $h$  - загальна висота башти;  $c_0$  - орографічний фактор згідно [24];  $A_{ref}$  - площа конструкції або конструктивного елемента.

Другий доданок можна назвати динамічним коефіцієнтом. Розглянемо його докладніше.

$$\underbrace{\left( 1 + 0,2 \left( \frac{z_m}{h} \right)^2 \right)}_A \underbrace{\frac{[1 + 7I_V(z_e)]c_s c_d - 1}{c_0(z_m)}}_D. \quad (2.76)$$

Відношення  $\frac{z_m}{h}$  може перебувати в наступних межах:  $0 < \frac{z_m}{h} \leq 1$ , відповідно, множник «А» можна умовно прийняти постійним. Розглянемо далі чисельник множника «D»:

$$[1 + 7I_V(z_e)]c_s c_d - 1. \quad (2.77)$$

Добуток  $c_s c_d$  згідно з розділом 6.3 [24]

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p I_V(z_e) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_V(z_e)}. \quad (2.78)$$

Підставляємо (2.78) в (2.77)

$$[1 + 7I_V(z_e)]c_s c_d - 1 = 2k_p I_V(z_e) \sqrt{B^2 + R^2}. \quad (2.79)$$

Таким чином, динамічний коефіцієнт буде головним чином залежати від інтенсивності турбулентності  $I_v$ , пікового коефіцієнта  $k_p$  і двох складових, які визначаються відповідно до додатка Б [26]:

$B^2$  — квазістатична частина реакції, яка не враховує кореляцію тиску на поверхню споруди;

$R^2$  — резонансна частина реакції, що враховує резонансні коливання з урахуванням форми коливань внаслідок турбулентності;

А еквівалентна навантаження буде умовно дорівнювати:

$$F_{T,W}(z) \approx F_{m,W}(z) \left[ 1 + (1..1,2) 2k_p I_V(z_e) \sqrt{B^2 + R^2} \right]. \quad (2.80)$$

Висновки по розділу:

1) Розглянуті поняття вітру та складових вітрового навантаження.

2) Виконана порівняння існуючих методів розрахунку споруд на вітрове навантаження з використанням вітчизняних нормативних документів - СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» (СП20.13330. 2011 Нагрузки и воздействия), ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», а також європейських норм - Eurocode 1, Eurocode 3.

3) Проведено порівняльний аналіз розрахунків висотних споруд з металу за методикою ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» і СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия». В якому була виявлена обмеженість інформації та вказівок при проектування споруд висотою більше 200 м в ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

## РОЗДІЛ 3

### ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЩОГЛИ В ПК SCAD

#### 3.1 Загальні вимоги та особливості роботи відтяжок

Під час виконання дипломної роботи були використані стандарти [27-31] застосовуються при проектуванні конструкцій решітчастих опор і щогл з відтяжками, а також при проектуванні несучих конструкцій даного типу призматичних, циліндрових або інших, елементи які створюють значний опір вітру. Умови щодо циліндрових опор вільностоячих та з відтяжками, димарів, а також умови щодо відтяжок і конструкцій з відтяжками, включаючи димарі з відтяжками. Розглянемо основні вимоги до конструкцій та розрахунку щогл.

**Власна вага** [30]. Власну вагу будівель і споруд слід враховувати як постійне нерухоме навантаження. Якщо власна вага може з часом змінюватися, потрібно враховувати її верхні і нижні характеристичні значення. Проте, в деяких випадках, коли дія від власної ваги є змінною, її потрібно розглядати як додаткове тимчасове навантаження.

Навантаження від матеріалів, які виконують функцію баласту, слід розглядати як постійні навантаження і при проектуванні враховувати можливий перерозподіл баласту.

**Тимчасові навантаження** [30] повинні розглядатися як змінні вільні дії. Їх потрібно враховувати як квазістатичні дії. Моделі навантаження можуть включати динамічні ефекти, якщо немає ніякого ризику резонансу або іншої істотної динамічної реакції конструкції.

Якщо очікуються ефекти резонансу від синхронного ритмічного руху, потрібно визначити модель навантаження для спеціального динамічного аналізу.

Навантаження, які викликають значні коливання конструкції або її частин, слід вважати динамічними і розглядати в динамічному аналізі.

Вітрові та температурні навантаження були розглянуті у п. 2.1, а також детально описані в [27] та [29].

**Вимоги до пластичності** [27]. Для сталей вимагається мінімальна в'язкість, яка повинна бути виражена у термінах граничних значень для:

- відношення  $f_u/f_y$  визначеної мінімальної межі міцності на розрив  $f_u$  до визначеної мінімальної межі текучості  $f_y$ ;
- відносного видовження при руйнуванні на базовій довжині зразка  $5,65\sqrt{A_0}$  (де  $A_0$  – початкова площа поперечного перерізу);
- критичної деформації  $\epsilon_u$ , де  $\epsilon_u$  відповідає межі міцності  $f_u$ .

Граничні значення відношення  $f_u/f_y$ , відносного видовження при руйнуванні і критичної деформації  $\epsilon_u$  можуть бути визначені у Національному Додатку. Рекомендуються такі значення:

- $f_u/f_y \geq 1,10$ ;
- відносне видовження при руйнуванні не менше 15 %;
- $\epsilon_u \geq 15\epsilon_y$ , де  $\epsilon_y$  – деформація на межі текучості ( $\epsilon_y = f_y/E$ ).

**Розрахункові значення показників матеріалу** [7]. У розрахунках показники матеріалу для конструкційних сталей, приймаємо такими:

$E$  – модуль пружності,  $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$ ;

$G$  – модуль зсуву, де

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2};$$

$\nu$  – коефіцієнт Пуассона, у пружній стадії  $\nu = 0,3$ ;

$\alpha$  – коефіцієнт лінійного температурного розширення,  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  (при  $T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C}$ ).

**З'єднання**, що працюють на розтяг [31]. Болтові з'єднання, що працюють на розтяг, слід розраховувати згідно з наступними типами:

а) Тип D: з'єднання без попереднього натягу болтів

Для даного типу слід застосовувати болти класів міцності 4.6-10.9. Попередній натяг не потрібен. З'єднання даного типу не слід застосовувати у

разі частоті дії змінного розтягувального навантаження. Однак вони можуть застосовуватися в з'єднаннях, що сприймають звичайні вітрові навантаження.

б) Тип Е: з'єднання з попереднім натягом болтів

Для даного типу слід застосовувати болти класів 8.8-10.9 із попереднім натягом.

### **Особливості роботи відтяжок**

Для вант, схильних до зовнішніх впливів (наприклад, відтяжки) перевіряються будь-які вібрації, що виникають від дії вітру (під час будівництва або експлуатації), а також їх впливання на безпеку.

Аеродинамічні впливи на ванти можуть бути заподіяні:

- а) поштовхами (від дії турбулентності повітряного потоку);
- б) від вихроутворення (від вихорів Кармана в потоках повітря за вантою);
- с) галопуванням (від самоіндукції);
- д) потоковим галопуванням (пружно-текуча взаємодія сусідніх вант);
- е) взаємодія ванти з вітром та дощем.

Галопування неможливе для ванти з круговим поперечним перерізом у зв'язку із симетрією.

Це явище може виникнути для вант, у яких зовнішня форма змінилась із-за виникнення на них шарів льоду або пилу. Впливи, які викликані прогинами, перерахованими в п.п. с), d), e), є функцією руху ванти (оборотній зв'язок) і виникають внаслідок аеропружної нестабільності, яка призводить до вібрації з великою амплітудою, що починається при деякій критичній швидкості вітру. Для надійного прогнозування механізму динамічного збурення повинні бути вжиті заходи для обмеження непередбачених вібрацій.

Вібрації вант можуть бути також викликані динамічними силами, що діють на інші частини конструкції (головну балку, пілон, тощо).

Це явище часто називають «параметричним збуренням» і воно є відповідальним за вібрації з великою амплітудою, де власні частоти вант та всією конструкції накладаються одне на одного.



Небезпека вібрації збільшується при більшій довжині вант-відтяжок. Короткі вант-відтяжки (довжиною менше ніж 70-80 м) звичайно не завдають ніякого ризику за виключенням випадку, коли внаслідок нестійкої конструкції (дефектна форма та гнучкий настил) може виникнути параметричний резонанс. Отже, для коротких вант-відтяжок демпфер не потрібний.

Для вант-відтяжок великої довжини ( $\geq 80$  м) необхідно, щоб критичний коефіцієнт затухання перевищував величину 0,5%. Демпфери можуть бути встановлені на вантах крайніх прогонів, де мало ймовірно будь-які великі зміщення місць кріплення, оскільки довжина прогону не є великою.

Щоб уникнути накладання частот, тобто станів, коли частота збудження  $\Omega$  вант-відтяжки знаходиться в межах 20 % від частоти конструкції  $\omega_n$  або  $2\omega_n$ , необхідні спеціальні заходи. При необхідності стабілізуючі вант-відтяжки можуть бути використані для зсування модульних кутових частот вант-відтяжок.

Для забезпечення безпеки і зручності користувача амплітуда вібрації повинна бути обмеженою шляхом використання такого критерію реакції, щоб при помірній швидкості вітру (15 м/сек) амплітуда вібрації вант не перевищувала  $L/500$ , де  $L$  - довжина канату.

У європейських нормах є окремий відособлений нормативний документ, присвячений проектуванню попередньо напружених конструкцій [33], проте даний нормативний документ приводить лише загальні рекомендації щодо розрахунку початкових натягів відтяжок щогл [34].

Зазначено, що сили попереднього натягу в канатах повинні прийматися з умови, що при дії постійних навантажень конструкція має необхідну геометричну форму і розподіл напружень.

Розрахунок попередніх натягів виконується в два етапи:

1. Визначення переміщень і реакцій відтяжечних вузлів стовбура при заданій рівномірно розподіленій по довжині стовбура епюрі згинальних моментів і заданому відхиленні верхнього вузла відтяжок, для цього використовуються рівняння нерозривності пружної лінії і рівняння рівноваги вузла.

2. Визначення відповідних початкових натягів, а також напружень в відтяжках і переміщень опорних вузлів стовбура при різних навантаженнях. Для цього використовуються рівняння гнучкої нитки і рівняння статyki.

У літературних джерелах при розрахунку щогл пропонується розглядати 3 напрямку вітру для тригранних щогл і 2 напрямку вітру для чотиригранних щогл [7, 35, 36].

Розглянуто відтяжечний вузол щогли з трьома і чотирма відтяжками в плані. На рис. 3.1 лініями показана сума проєкцій попередніх натягів в відтяжках при різних напрямках вітру з інтервалом  $15^\circ$ . Величина горизонтального розпору в напрямку відтяжки тригранної щогли більше, ніж в напрямку під кутом  $30^\circ$  до відтяжок в 1,155 разів. Величина горизонтального розпору в напрямку під кутом  $45^\circ$  до відтяжок чотиригранної щогли більше, ніж в напрямку на відтяжки в 1,415 разів.

Відповідно до вказівок [7] величина вітрового тиску в напрямку на ребро або на відтяжку чотирьохгранної щогли в 1,2 рази вище, ніж в напрямку на грань під кутом  $45^\circ$  до відтяжки. Для тригранної щогли вітровий тиск в напрямку перпендикулярно відтяжкам в 0,866 ( $\cos 30^\circ$ ) менше, ніж на грань. Таким чином, з рисунків видно, що критичним розрахунковим напрямком вітру для чотиригранних щогл є напрямок вітру на одну з відтяжок, або на ребро. Для тригранних щогл напрямок вітру на відтяжки є рівносильним напрямку вітру під кутом  $90^\circ$  до однієї з відтяжок за рахунок зменшення величини вітрового тиску.

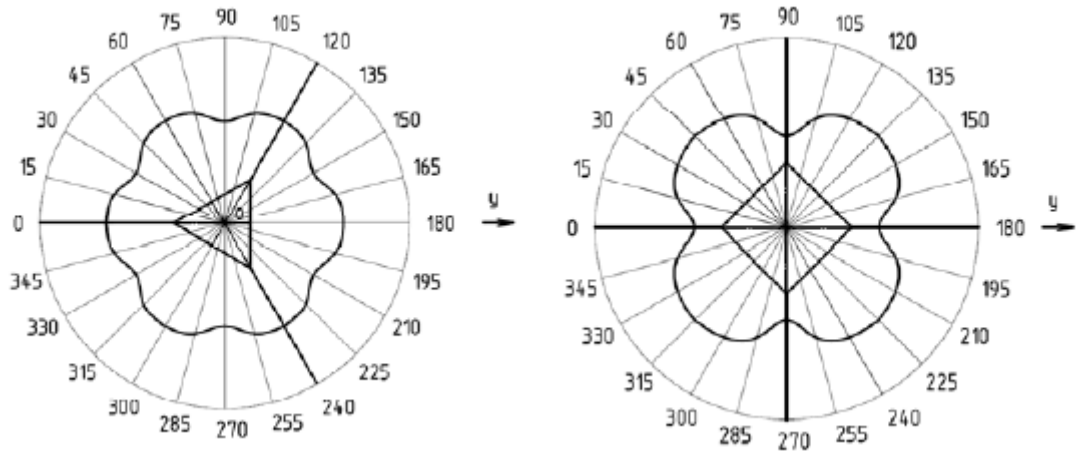


Рис. 3.1. Зміна суми проєкцій сил попередніх натягів в площині дії моменту при різних напрямках вітру [34]

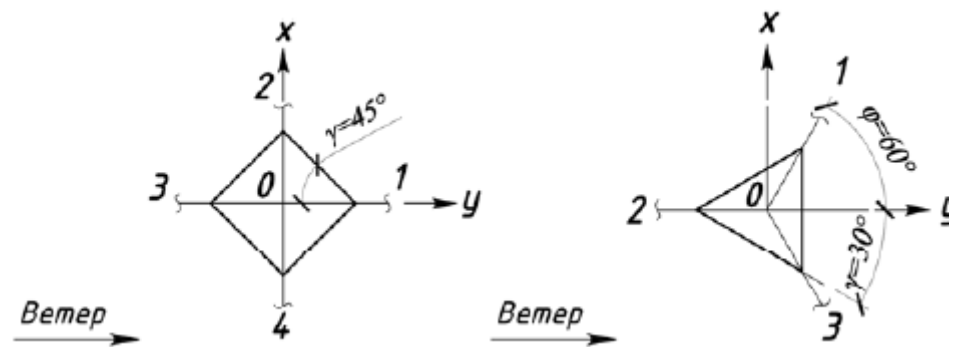


Рис. 3.2. Розрахункові напрямку вітру для трьох- і чотиригранних щогл [34]

Система рівнянь розрахунку відтяжок для чотиригранної щогли має вигляд:

$$\begin{cases} B \left( \left( \sigma_3 - \frac{D_3}{\sigma_3^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = y; \\ -B \left( \left( \sigma_1 - \frac{D_1}{\sigma_1^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = y; \\ (\sigma_3 - \sigma_1) \sin \beta A = H. \end{cases} \quad (3.1)$$

Система рівнянь розрахунку відтяжок тригранної щогли має вигляд:

$$\begin{cases} B \left( \left( \sigma_2 - \frac{D_2}{\sigma_2^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = y; \\ -B \left( \left( \sigma_1 - \frac{D_1}{\sigma_1^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = y \cos 60^\circ; \\ (\sigma_3 - 2\sigma_1 \cos 60^\circ) \sin \beta A = H. \end{cases} \quad (3.2)$$

де  $B = \frac{l}{E \sin \beta}$ ;  $\beta$  – кут нахилу відтяжки до вертикалі;

$$D_i = \frac{\gamma_i^2 l^2 E}{24}; \quad (3.3)$$

$\gamma_i$  – об'ємна щільність каната,  $\text{Н/м}^3$ ;  $l$  – довжина відтяжки, м;  $E$  – модуль пружності відтяжок.

Об'ємна щільність канату визначається як:

а) при відсутності навантаження

$$\gamma_0 = \frac{g}{A}; \quad (3.4)$$

б) для навітряної відтяжки - з урахуванням позитивного тиску вітру

$$\gamma_3 = \gamma_{H0} = \frac{g}{A} + \frac{W \cos \beta}{A}; \quad (3.5)$$

в) для завітренної відтяжки - з урахуванням від'ємного тиску вітру

$$\gamma_1 = \gamma_{30} = \frac{g}{A} + \frac{W \cos \beta}{A}, \quad (3.6)$$

де  $g$  – погонна маса каната, Н/м;  $A$  – площа поперечного перерізу відтяжок, м<sup>2</sup>;  $W$  – погонне навантаження від вітру на відтяжок, Н/м.

Перетворення системи рівнянь з урахуванням температурних впливів для чотиригранної щогли:

$$\begin{cases} B \left( \left( \sigma_3 + \alpha E(t - t_0) - \frac{\gamma_3^2 l^2 E}{24 \sigma_3^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{\gamma_0^2 l^2 E}{24 \sigma_0^2} \right) \right) = y + \Delta H t g \beta; \\ -B \left( \left( \sigma_1 + \alpha E(t - t_0) - \frac{\gamma_1^2 l^2 E}{24 \sigma_1^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{\gamma_0^2 l^2 E}{24 \sigma_0^2} \right) \right) = y + \Delta H t g \beta^\circ; \\ (\sigma_3 - \sigma_1) \sin \beta A = H, \end{cases} \quad (3.7)$$

де  $\Delta H$  – поздовжні деформації стовбура від впливу температури.

Для тригранної щогли перетворення виконуються аналогічним чином.

При ожеледно-вітрових впливах змінюється об'ємна щільність канатів з урахуванням ваги ожеледних відкладень на відтяжках. Для навітряної відтяжки об'ємна вага каната при цьому обчислюється як:

$$\gamma_3 = \gamma_{H0} = \frac{g}{A} + \frac{W \cos \beta}{A} + \frac{G}{A}, \quad (3.8)$$

для завітряної відтяжки

$$\gamma_1 = \gamma_{30} = \frac{g}{A} + \frac{W \cos \beta}{A} + \frac{G}{A}, \quad (3.9)$$

де  $G$  – розподілене навантаження від ваги ожеледних відкладень, Н/м.

У проекті потрібно вказувати значення монтажних натягів в канатах відтяжок при середньорічній температурі повітря в районі установки щогли, а також при температурі  $\pm 40^\circ\text{C}$  [33]. Монтажні напруги в навітряних і підвітряних відтяжках рівні. Складання рівняння рівноваги вузла не потрібно.

Монтажні напруги можна визначити шляхом вирішення одного квадратного рівняння. При обліку поздовжніх температурних деформацій стовбура монтажні напруги для чотиригранної щогли визначаються з рівняння:

$$B \left( \left( \sigma_M + \alpha E \Delta t - \frac{D_0}{\sigma_M^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = \Delta H t g \beta, \quad (3.10)$$

де  $\Delta t = t - t_0$  – перепад температури;  $t$  – температура для розрахунку монтажних натягів ( $\pm 40$  °C);  $t_0$  – розрахункова температура для попередніх натягів;  $\sigma_M$  – монтажні напруги.

Розрахункові поєднання навантажень для визначення необхідного попереднього натягу мають наступну значущість:

1. Поєднання навантажень вітру і температури теплого періоду року - критичне поєднання навантажень з умови деформативности.
2. Максимальні зусилля в відтяжках виникають при поєднанні навантажень вітру і температури холодного періоду року.
3. Поєднання ожеледно-вітрового навантаження і відповідної негативної температури не є критичним з умови міцності. Переміщення при даному сполученні навантажень не перевищують допустимі.

При визначенні попередніх напружень відтяжок першого рівня достатньо однієї ітерації - попереднього завдання початкових напружень.

### **3.2 Особливості побудови і розрахунку просторової моделі щогли в ПК SCAD**

Щогла на відтяжках є досить специфічним об'єктом розрахунку, який характеризується наступними особливостями:

- Нелінійної роботою вантових елементів (відтяжок);

- Необхідність завдання зусиль попереднього напруження;
- Необхідність обліку «ефекту сили, спрямованої в полюс» для передачі зусиль від відтяжок на стовбур;
- Критичністю перевірок стійкості рівноваги стовбура.

Створення робочої розрахункової моделі такого об'єкта має ряд особливостей. Враховуючи, що для досягнення цілей дипломної роботи необхідно також визначити значення частот власних коливань за різними формами коливаль, статичні і динамічні навантаження. Тому використовуємо метод скінчених елементів (МСЕ), тобто чисельний метод дослідження поведінки конструкцій при різноманітних впливах на неї.

Подальша робота виконується в ПК SCAD Office (СКАД ОФИС) 21.1, який реалізує розрахунок просторових металевих конструкцій і їх оптимізацію, перевірку і підбір арматури в конструкціях.

Комплекс реалізує лінійний і нелінійний статичний розрахунок, перевірку стійкості і коливань конструкції для всіх видів напружено-деформованого стану (вигин стержнів, пластин і оболонок, стиск-розтяг стержнів і балки-стілки, об'ємний напружений стан).

Програма розрахунку ПК SCAD має бібліотеку кінцевих елементів для моделювання стержневих, пластинчастих, твердотілих і комбінованих конструкцій в лінійній і нелінійній постановці. А також включає розділи: статика, динаміка, стійкість, аналіз сейсмічного впливу, коливання, облік геометричної нелінійності.

Визначення способу завдання елементів в ПК SCAD. Найпростіша модель вантового елемента має вигляд стержня, здатного сприйняти розтягнення і вимикати розтяг з роботи при появі стиснення. Цей стержень може бути встановлений з зазором  $\Delta_0$  в однобічному зв'язку або ж мати напруження  $H_0 \geq 0$ , що може бути інтерпретовано і як наявність негативного зазору, тобто  $\Delta < 0$ .

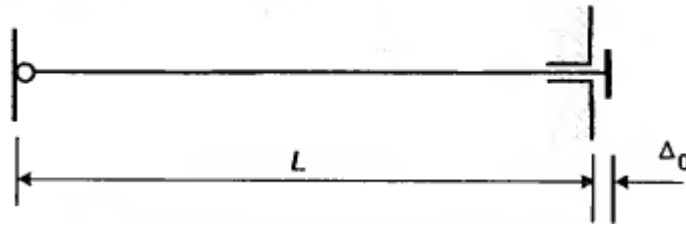


Рис. 3.3 Односторонньо працюючий стержень

Два варіанти діаграми роботи такого елемента у вигляді залежності поздовжньої сили  $N$  від збільшення відстані між кінцевими точками  $\Delta$  представлені на рис. 3.4.

Тангенс кута нахилу діаграми дорівнює величині  $EA/L$  ( $EA$  - жорсткість стержня на розтяг,  $L$  - довжина стержня).

Така спрощена модель вантового елемента насправді являє собою пружний односторонній зв'язок і не враховує ефект розпрямлення провислих відтяжок при зміщенні стовбура щогли, що допустимо лише в разі невисоких щогл з сильно натягнутими і, отже, мало провисаючими відтяжками.

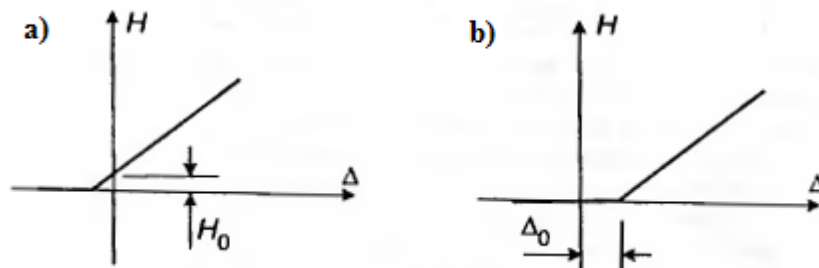


Рис. 3.4 Варіанти діаграм  $N - \Delta$ ; а) варіант з попереднім напруженням; б) варіант системи з зазором

Більш адекватний по постановці завдання варіант розрахункової моделі вантового елемента це гнучка нитка з малою стрілкою провисання. У початковому стані, яке характеризується температурою  $T_0$  і натягом  $H_0$ , нитка навантажена деяким поперечним навантаженням  $q_0(x)$ , а при подовженні хорди на величину  $\Delta$ , зміні поперечного навантаження до величини  $q(x)$  і температури до значення  $T$  натяг стає рівним  $N$ .

Рівняння, що зв'язує ці величини, для пологих ниток має вигляд:



$$\Delta = \frac{(H - H_0)L}{EA} + \alpha(T - T_0)L - \frac{D}{2H^2} + \frac{D_0}{2H_0^2}, \quad (3.11)$$

де

$$D = \int_0^L Q^2(x) dx, \quad D_0 = \int_0^L Q_0^2(x) dx, \quad (3.12)$$

$Q(x)$  – поперечна сила, що виникає в шарнірно опертій балці прольоту  $L$  від дії навантаження  $q(x)$ , спрямованого поперек хорди вантового елемента;

$Q_0(x)$  – те ж, але від навантаження  $q_0(x)$ ;  $\alpha$  – коефіцієнт температурного розширення;  $E$  – модуль пружності матеріалу нитки;  $A$  – площа поперечного перерізу нитки.

Якщо ввести безрозмірний параметр  $K$ , що характеризує вплив поперечного навантаження на нитку

$$K = \frac{D}{2L(EA)^2}, \quad (3.13)$$

і безрозмірні змінні

$$\delta = \frac{\Delta}{L}, \quad \delta_0 = \frac{\Delta_0}{L}, \quad t = H/(EA), \quad (3.14)$$

де обзначено

$$\Delta_0 = \frac{H_0 L}{EA} + \alpha(T - T_0)L - \frac{D_0}{2H_0^2}. \quad (3.15)$$

Тоді рівняння (3.11) набуває форму

$$\delta = t - \frac{K}{t^2} - \delta_0. \quad (3.16)$$

Діаграма залежності  $\delta$  від  $t$  при  $\delta_0 = 0$  предствлена на рис. 3.5, величину  $\delta_0$  легко врахувати зміщенням початку координат.

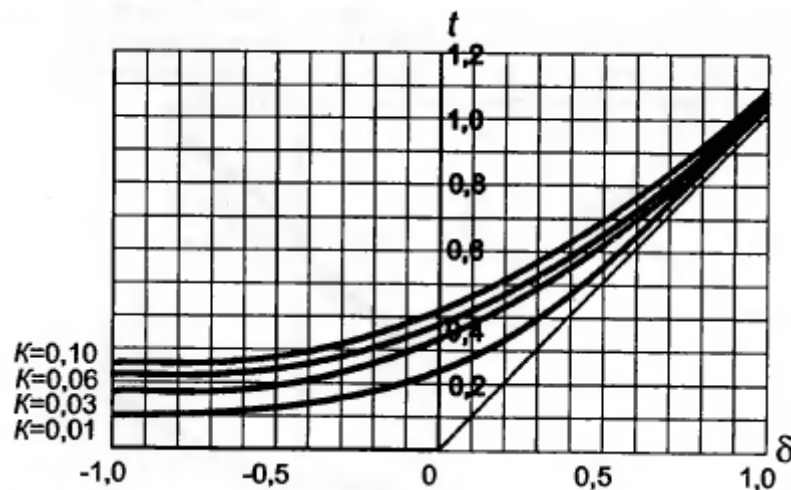


Рис. 3.5 Безрозмірна залежність між натягом і збільшенням хорди

З цього рисунку видно, що з зменшенням  $K$  крива  $t = t(\delta)$  притискається до своїх асимптотам, в ролі яких виступає вісь обцисс при  $\delta < 0$  і пряма з тангенсом кута нахилу  $EA/L$  при позитивних  $\delta$ , тобто лінії, представлені на рис. 3.4. В цьому проявляється зв'язок між двома розглянутими розрахунковими моделями.

Миттєва податливість вантового елемента в межах деякого напруженого стану, що характеризується натягом  $H$ , легко визначається диференціюванням рівняння стану (3.11)

$$\frac{d\Delta}{dH} = \frac{L}{EA} = \frac{D}{H^3}, \quad (3.17)$$

тоді матриця миттєвої жорсткості такого елемента має вигляд

$$K(H) = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ \frac{L}{EA} + \frac{D}{H^3} & \frac{L}{EA} + \frac{D}{H^3} \\ 1 & 1 \\ -\frac{L}{EA} + \frac{D}{H^3} & -\frac{L}{EA} + \frac{D}{H^3} \end{bmatrix}. \quad (3.18)$$

Якщо у віجتяжному вузлі (рис. 3.6, а) спільно працюють кілька відтяжок, тоді діаграма залежності «сила-зміщення» має більш складний характер. Якщо відтяжки сильно попередньо напружені, тоді первісна жорсткість вузла визначається тангенсом кута нахилу  $\beta$ , з ростом сили  $R$  падає, оскільки слабшає одна з відтяжок (рис. 3.6, б). Якщо ж відтяжки встановлені з малим попереднім напруженням, то кут  $\beta$  збільшується при збільшенні сили  $R$  оскільки хоча б одна з обвислих відтяжок розпрямляється.

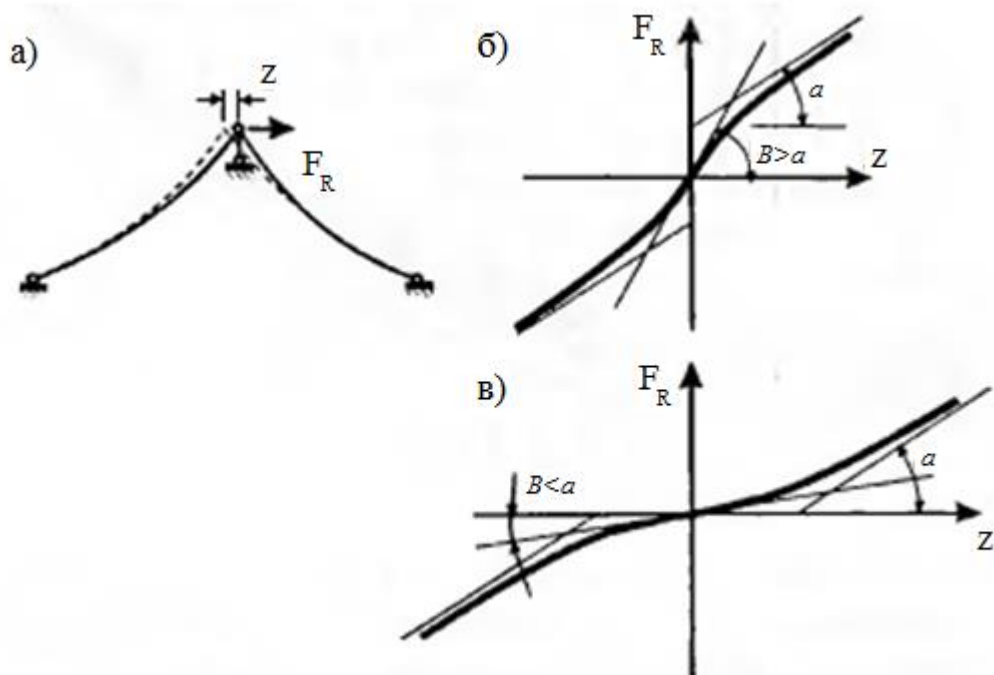


Рис. 3.6. Робота відтяжечного вузла; а - спільно працюють кілька відтяжок; б - графік жорсткості вузла при сильному попередньому напруженні відтяжки; в - графік жорсткості вузла при відтяжках з малим попереднім напруженням;

Таким чином, видно, що наявність вантових елементів в розрахунковій схемі щогли робить задачу розрахунку нелінійною. Ванти не є єдиним джерелом породження геометричної нелінійності, друге джерело нелінійності пов'язаний з тією обставиною, що є сильно стислий стовбур щогли. Облік впливу поздовжніх сил на згинальні моменти в стиснутих елементах системи (явище поздовжнього вигину) проводить до необхідності проведення розрахунків за деформованою схемою, тобто до вирішення нелінійної задачі.

При розрахунку вантових систем важливо правильно підставити відрахунковий стан, що характеризується початковими значеннями поперечних навантажень на вантових елементах  $q_0$ , як правило, це перпендикулярна до хорді вантового елемента складова навантаження від власної ваги ванти, і значеннями натягу  $H_0 \geq 0$ .

Основна складність полягає в тому, що всі значення  $H_0$  повинні відповідати рівноважного стану системи, в якому попередні напруги створюють деяку картину внутрішніх сил, відповідно початковому зовнішньому навантаженню  $q_0$  (в окремому випадку нульовому зовнішньому навантаженню). Зазвичай існує безліч можливих рівноважних станів системи, кожне з яких відповідає своєму розподілу зусиль попереднього напруження в вантах  $H_{0,i}$  ( $i = 1, \dots, m$ ), де  $m$  – кількість вант в системі.

При проектуванні щоглових конструкцій зазвичай вимагають, щоб ствол щогли знаходився в безвигінному стані і відтяжечні вузли мали достатню жорсткість. При цьому задавши надлишкову величину попереднього напруження, ми передаємо на стовбур додаткові зусилля стиснення, що може привести до передчасної втрати стійкості.

Завдання попереднього напруження, яке відповідає стану рівноваги, не становить труднощів в конструкціях щогл з симетрично розташованими відтяжками, коли в кожному ярусі ці значення необхідно просто зробити однаковими.

Для полегшення цих розрахунків при роботі з вантовими елементами в системі SCAD передбачена наступна операція - ванти видаляються і зусилля попереднього напруження прикладаються до решти конструкції (для щогли - до стовбура). Якщо зусилля попереднього напруження виявляються неурівноваженими, то система буде сильно деформована. Переглядаючи значення переміщень можна побачити до чого призводить порушення умов рівноваги попереднього напруження, зокрема в якій мірі порушуються вимоги про безвигібний стан стовбура щогли.

Оскільки в нелінійній системі не діє принцип суперпозиції, то необхідно вибирати самостійно всі необхідні випадки комбінації діючих навантажень:

- власна вага;
- вітрове навантаження по небезпечним напрямкам;
- ожеледна завантаженість з вітром по небезпечним напрямкам;

Для щогл з трьома і чотирма відтяжками в плані характерні напрямки дії вітрового навантаження показані на рис. 3.7.

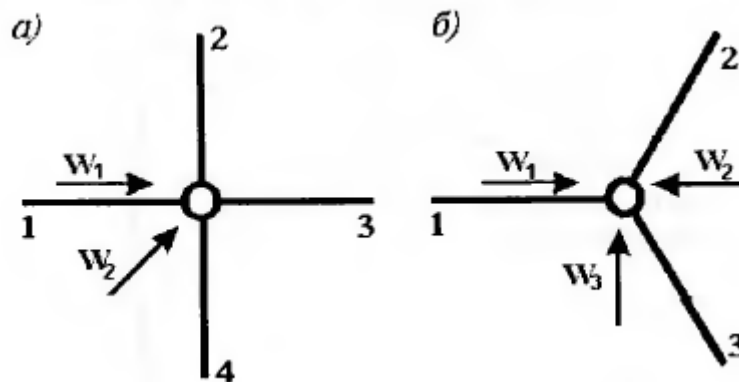


Рис. 3.7. Розрахункові напрямки вітру; а) схема щогли з чотирма відтяжками в плані; б) схема щогли з трьома відтяжками в плані

Розрахунок щогл з трьома відтяжками в плані часто виявляється розрахунковим по стійкості, оскільки відтяжка 2 виявляється висячою і практично не працює, а відтяжка 1 не сприймає навантаження в напрямку, ортогональному її площині.

Крім виконання статичних розрахунків потрібно і проведення розрахунків на вільні коливання, оскільки в іншому випадку неможливо визначити пульсаційну складову вітрового навантаження.

Разом з тим, спектральний аналіз системи (визначення частот і форм її вільних коливань) має сенс тільки в лінійній постановці. У нелінійних ж завданнях можна говорити про розкладання руху системи за формами вільних коливань в досліджувальному положенні рівноваги при лінеаризації поведінки системи. Визначення напружено-деформованого стану (НДС) системи при статичному навантаженні має виконуватися з урахуванням зазначених вище геометрично нелінійних ефектів. При динамічному ж аналізі, знаючи НДС конструкції від діючих статичних навантажень, необхідно побудувати динамічну модель так званої лінеаризованої системи.

Під цим терміном розуміється конструкція, яка працює в геометрично лінійній постановці, але враховуючи досягнутий рівень зусиль в вантах в стані, що передусє лінеаризації, а також досягнутий рівень зусиль стиснення у відповідних стислих елементах розрахункової схеми.

Зазвичай під лінеаризованою системою розуміється вихідна система, в якій всі складові її елементи розглядаються в лінійній постановці, але з дотичними (миттєвими) матрицями жорсткості.

Побудову такої системи можна виконати шляхом заміни вантових елементів стержнями, жорсткість яких визначається за формулою

$$\overline{EA} = \frac{1}{\frac{1}{EA} - \frac{D_y + D_x}{LH^3}}, \quad (3.19)$$

яка легко виходить з (3.18) і враховує той факт, що вантовий елемент може бути навантажений в двох площинах.

Раніше під лінеаризованою системою розумілася вихідна система, в якій всі вантові елементи розглядаються в лінійній постановці з дотичними (миттєвими) матрицями жорсткості.

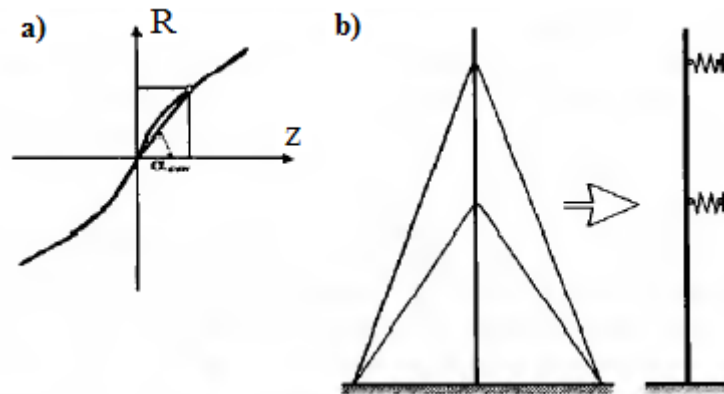


Рис. 3.8. Лінеаризація за методом січних; а) переміщення відтяжечних вузлів методом січних; б) система заміни відтяжок на еквівалентні пружини

Можна використовувати інший спосіб лінеаризації, коли використовуються січні модулі (рис. 3.8. а). У цьому випадку за результатами нелінійного розрахунку визначаються переміщення відтяжечних вузлів  $z_i$  і ті сили  $R_i$ , які викликали ці зсуви. Тоді величини  $C_i = R_i / z_i$  дорівнюватимуть жорсткості еквівалентних пружин, які можуть бути встановлені замість відтяжок в лінеаризованій системі (рис. 3.7. б).

Кожен із способів лінеаризації має свої переваги і недоліки. Зокрема, метод дотичних жорсткостей легше піддається автоматизації, а метод січних жорсткостей в більшій мірі відповідає традиції виконання розрахунків вручну [39, 40, 41].

### 3.3 Характеристика об'єкта дослідження. Алгоритм навантаження конструктивної схеми

Для дослідження динамічної поведінки висотних решітчастих споруд взято типовий проект решітчастої щогли 34113-КМ (Рис. 3.9).

Щогла виконана з зварних металевих трубних секцій з'єднаних між собою фланцями на болтах. Висота щогли 252,500 м.

Стовбур щогли виконаний у вигляді чотиригранної решітчастої призми висотою 231,750 м з перетином 2500x2500мм. Призматичний стовбур щогли складається з опорної секції висотою 2,250м, проміжних і оттяжечних секцій заввишки 6,750м.

Чотиригранний призматичний стовбур щогли складається з:

- пояса з труб Ø 219x25мм, Ø 219x22мм, Ø 219x18мм, Ø 219x16мм, Ø 219x10мм;
- розпірки і розкоси з труб Ø 121x10мм, Ø 121x6мм.

На відм. 231,750 м на призматичний стовбур щогли встановлена опора з труби Ø 720мм висотою 20,750 м для розміщення антени IV діапазону. По висоті щогла закріплені п'ять ярусів відтяжок, на відм. 49,500м, відм. 96,750м, відм. 137,250м, відм. 177,750м і відм. 218,250м.

Відтяжки розташовані по чотирьох напрямках через 90°. Відтяжки виконані зі сталевих канатів:

- 1 ярус Ø 36мм за ГОСТ 14954-80;
- 2,3,4 яруси Ø 41мм за ГОСТ 14954-80;
- 5 ярус Ø 45,5мм за ГОСТ 7669-80.

Відтяжки 1,2,3 ярусу кожного напрямку кріпляться до загального анкерного фундаменту. Відтяжки 4 і 5 ярусу кріпляться до загального анкерного фундаменту.



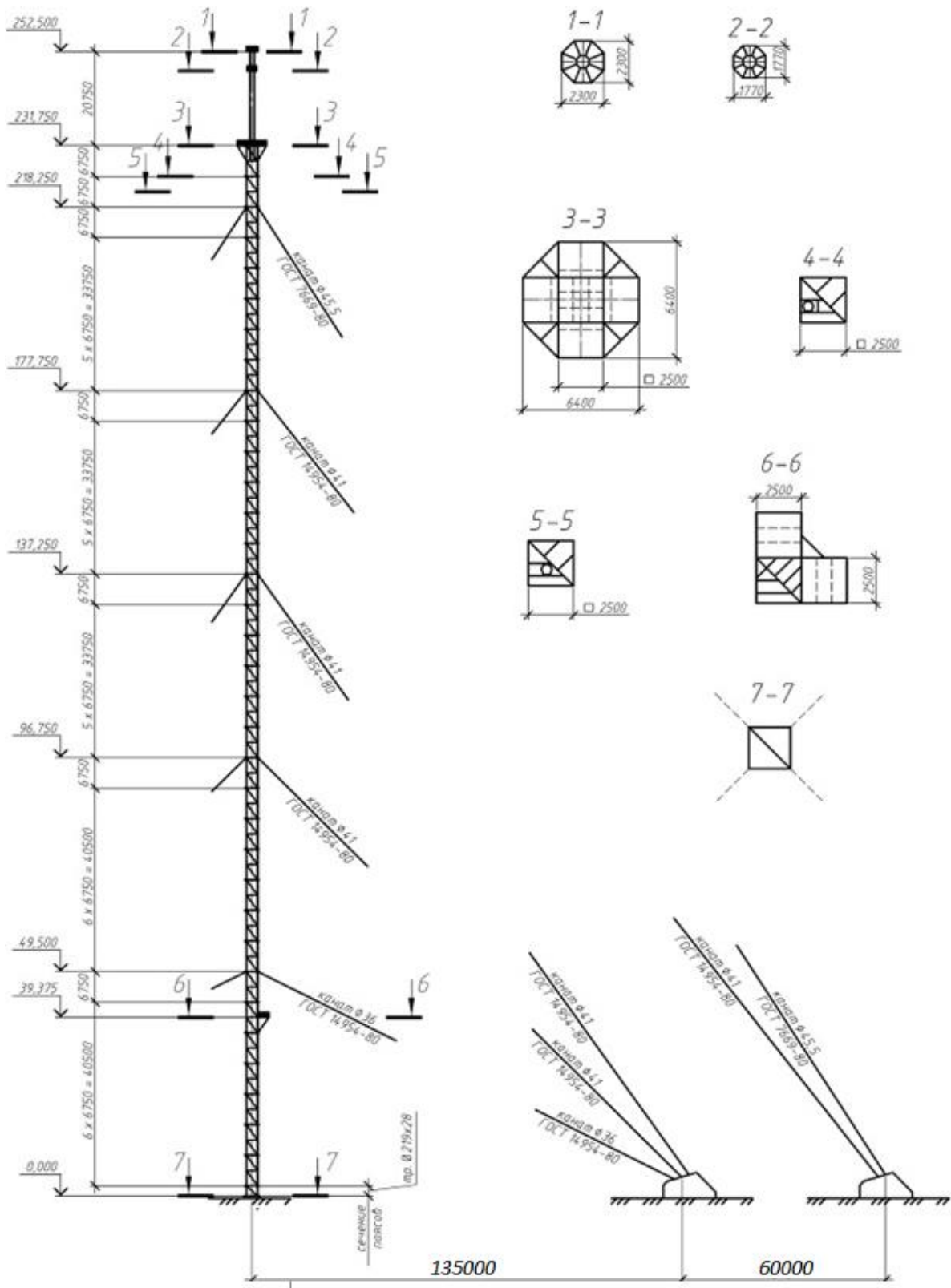


Рис 3.9. Схема об'єкта дослідження

Після складання скелету і присвоєння властивостей елементів щогли (рис. 3.10) необхідно забезпечити можливість вирішення допоміжної задачі про зрівноважуванні заданих зусиль попереднього напруження.

Можна було б ввести пружні зв'язки повороту з малою жорсткістю в місці шарнірного обпирання стовбура щогли, але, як показує обчислювальний досвід [37], при цьому виходить завдання з поганою обумовленістю і можлива поява великих обчислювальних помилок.

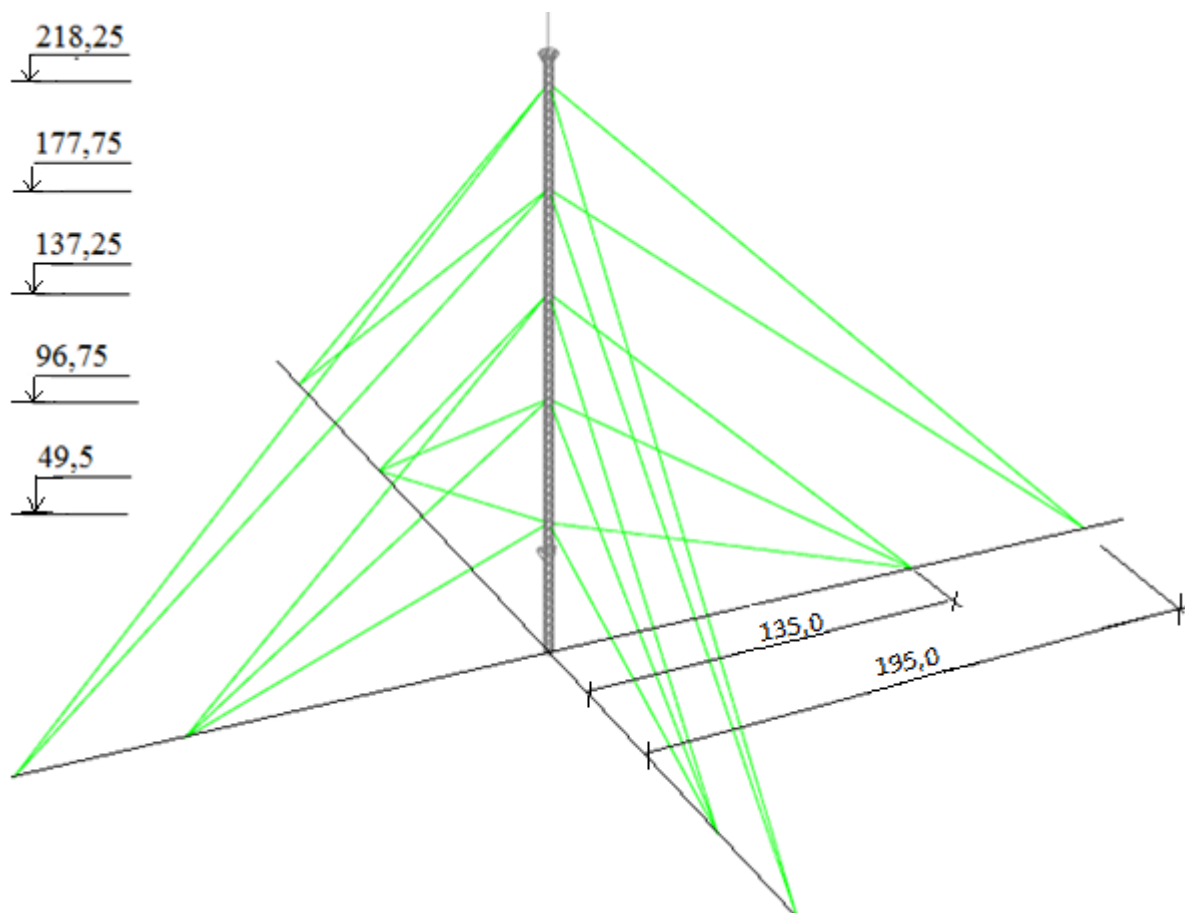


Рис. 3.10. Розрахункова схема в ПК SCAD

Основні проблеми виникають із завданням попереднього напруження. Урівноваження сил попереднього напруження вирішується в силу симетрії конструкції. Розрахунок зусиль попереднього напруження виконується за формулою

$$\frac{f_o}{L} = \frac{\gamma A \sin \alpha L}{8 H_o}, \quad (3.20)$$

де  $L$  – довжина відтяжки;  $\gamma$  – об'ємна вага відтяжки;  $A$  – площа її поперечного перерізу;  $\alpha$  – кут нахилу відтяжки до вертикалі;  $H_o$  – зусилля попереднього напруження.

Відштовхуючись від вимог граничного зміщення вузлів конструкції в  $1/100 \cdot H$  і стійкості системи, задаємо значення відносного прогину відтяжок,  $f_o/L = 0,05$ . Результати обчислень попереднього напруження представлені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1

## Характеристики відтяжок

Ярус відтяжок	L, м	$\alpha$	$\sin \alpha$	Вага 1 м погонного $\gamma \cdot A$ , кг/м	$H_o$ , кг	
					Розрах.	Прийн.
1	102,72	68°	0,87621	7,99	1304,89	1300
2	132,14	47,7°	0,6811	10,36	2330,98	2350
3	164,13	36,9°	0,54835	10,36	2330,97	2350
4	223,21	41,3°	0,60483	10,36	3496,51	3500
5	256,63	35,2°	0,52605	13,05	4404,35	4400

Щогла набирається з скрізних чотирихгранних секцій з відстанню в осях між поясами 2500 мм. Для визначення аеродинамічних коефіцієнтів використовується схема 18 з додатка 1 [7], відповідно до якого аеродинамічний коефіцієнт, віднесений до площі контуру навітряної межі для чотирихкутної скрізної призми, дорівнює

$$C_t = C_x(1 + \eta). \quad (3.21)$$

Аеродинамічні коефіцієнти  $C_{xi}$  окремих елементів конструкції приймаємо рівними 1,2.

$$C_x = \frac{1}{A_k} \sum C_{xi} A_i. \quad (3.22)$$

Вітрове навантаження слід відносити до площі, обмеженої контуром конструкції  $A_k$ , при цьому припускається, що сума площ  $A_i$   $i$ -х елементів, що є проєкціями на площину конструкції.

Аеродинамічний коефіцієнт лобового опору дорівнює:

$$C_x = 1,2 \cdot 0,233 = 0,28,$$

де значення 0,233 є коефіцієнтом скрізності  $\varphi$ . Цьому коефіцієнту відповідає значення  $\eta = 0,76$  [7], отже,

$$C_t = 0,28 \cdot (1 + 0,76) = 0,493.$$

Щогла розташовується в III-му вітровому районі ( $W_0 = 38$  кгс/м<sup>2</sup>) на місцевості типу В. Так як висота модулюємого об'єкту більше 200 м, а в ДБН розглядається розрахунок споруд висотою до 200 м, для подальшого розрахунку використовую методику і данні відповідно до п.6.7 СНиП 2.01.07-85 \*. Маємо розрахункові навантаження, підрахунок яких наведено в табл. 3.2, а сам розрахунок нормативного значення пульсаційної складової проводиться за формулою:

$$W_p = \gamma W_0 C_t \frac{z}{h} \zeta \xi \nu k, \quad (3.23)$$

де  $\gamma$  - коефіцієнт надійності по ветровій нарузке, равный 1,4;  $W_0$  - нормативное значение ветрового давления;  $\zeta$  - коефіцієнт пульсации давления ветра на уровне  $z$ ;  $\xi$  - коефіцієнт динамичности;  $\nu$  - коефіцієнт пространственной корреляции пульсаций давления ветра;  $k$  - коефіцієнт, учитывающий изменение ветрового давления по высоте.

Таблиця 3.2

## Розрахункове навантаження

Висота z (м)	Коеф. k	Коеф. $\zeta$	Розрахункове навантаження на 1 метр висоти за формулою (3.11), (кгс/м)	Приведення до одного поясу
≤5	0,50	1,22	2,27	0,76
10	0,65	1,06	5,13	1,71
20	0,85	0,92	11,64	3,88
40	1,1	0,80	26,19	8,73
60	1,3	0,74	42,94	14,32
80	1,45	0,70	60,41	20,14
100	1,6	0,67	79,76	26,59
150	1,9	0,62	131,46	43,82
200	2,1	0,58	181,23	60,41
250	2,3	0,56	239,56	79,85

У цій таблиці підраховані і навантаження приведені до одного поясу стовбура щогли, оскільки саме в такій формі їх зручно ставити в системі SCAD.

Для відтяжок в розрахунку зазвичай приймається рівномірно розподілене по хорді навантаження, відповідно висоті 2/3 від позначки лацменного вузла [39, 41], тобто на висотах 145, 118, 90, 64 і 33 метрів. Саме погонне навантаження на відтяжки може бути підрахована відповідно до рекомендацій схеми 19 додатка 1 [7], проте вона відповідає тільки випадку дії вітру в площині провисання відтяжок (навантаження  $q_z$  на лівій відтяжці на рис. 3.11).

Для інших напрямків дії вітру не можна проектувати отримане таким чином навантаження  $q_y$ , оскільки вітровий тиск не поводитья як вектор. Векторною величиною є швидкість вітру  $V$  і тільки расложеніє цього вектора на складову  $V_{pl}$  у вертикальній площині, що містить відтяжки, і складову  $V_{ort}$ , ортогональну цій площині (див. рис. 3.11), дає можливість визначити навантаження. Для цього використовуємо формули:

$$q_x = 0,61 \cdot d \cdot C_x [(V \cdot \cos(180 - \varphi) \cdot \cos \alpha)]^2; \quad (3.24)$$

$$q_y = 0,61 \cdot d \cdot C_x [(V \cdot \sin(180 - \varphi))]^2. \quad (3.25)$$

Тут  $d$  – діаметр відтяжок;  $\varphi$  – кут нахилу відтяжок до стовбуру щогли;  $V$  – розрахункова швидкість вітру, яку можна визначити для висот 145, 118, 90, 64 і 33 користуючись поправочними коефіцієнтами на зростання з висотою швидкісних напорів  $k_h$  [38], отримуємо:

$$V_i = \left( \gamma W_0 \frac{k_h}{0,61} \right)^{1/2} \quad (3.26)$$

$$V_{145} = (1,4 \cdot 380 \cdot 1,57/0,61)^{1/2} = 37 \text{ м/с};$$

$$V_{118} = (1,4 \cdot 380 \cdot 1,51/0,61)^{1/2} = 36,29 \text{ м/с};$$

$$V_{90} = (1,4 \cdot 380 \cdot 1,43/0,61)^{1/2} = 35,31 \text{ м/с};$$

$$V_{64} = (1,4 \cdot 380 \cdot 1,31/0,61)^{1/2} = 33,8 \text{ м/с};$$

$$V_{33} = (1,4 \cdot 380 \cdot 1,07/0,61)^{1/2} = 30,55 \text{ м/с}.$$

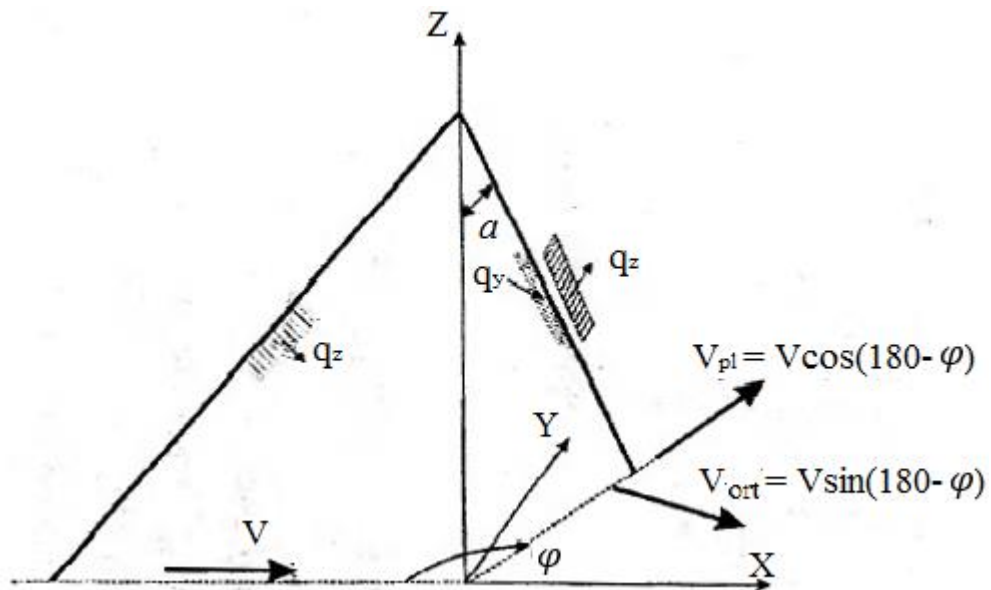


Рис. 3.11. Розкладання вектора швидкості вітру

Висновки до розділу:

- 1) Було розглянуто особливості роботи відтяжок на вітрове навантаження та існуюча методика задання попереднього напруження;
- 2) Приведена характеристика і можливості SCAD, а також вихідні данні об'єкту дослідження;
- 3) Проведено розрахунок попереднього напруження та вітрового навантаження;
- 4) Виконано формування моделей щогл в ПК SCAD за стандартами ГОСТу та нормами СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» і ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

## РОЗДІЛ 4

### ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

#### 4.1 Завантаження розрахунковії моделі. Обробка результатів

Розрахувавши необхідні вихідні данні в минулому розділі сформовуємо статичні навантаження:

1. Власна вага;
2. Вітер по осі X;
3. Вітер проти осі X;
4. Вітер під кутом  $45^\circ$  по відношенню до осі Y.

Далі виконуємо динамічний розрахунок щогли на пульсаційну складову вітрового навантаження. Підготовка вихідних даних виконується точно так само як в керівництві [42].

При завданні числа форм власних коливань бралось до уваги, що відповідно до п.6.8 СНиП 2.01.07-85 \* враховуються тільки ті форми власних коливань, для яких частоти становить граничне значення  $f_i$ , яке для III-го вітрового району дорівнює 3,8 Гц. Тому для пошуку частот і форм власних коливань можна використовувати метод Ланцоша, що дозволяє провести аналіз в заданому частотному діапазоні і вказати межі цього діапазону від 0,0 до 3,8 Гц. Для визначення динамічного впливу на щоглу сформовуємо навантаження:

5. Модальний аналіз власної ваги;
6. Пульсація вітру уздовж осі X;
7. Пульсація вітру проти осі X;
8. Пульсація вітру під кутом  $45^\circ$  по відношенню к осі Y.

Також було проведено об'єднання навантажень для лінійного розрахунку у такі комбінації:

- а) «Власна вага» та «вітер по осі X»;
- б) «Власна вага» та «вітер проти осі X»;
- в) «Власна вага» та «вітер під кутом  $45^\circ$  по відношенню до осі Y».



Лінійних розрахунків дав наступні значення переміщень вузла № 275 (рис. 4.1), розташованого на вершині щогли (табл. 4.1).

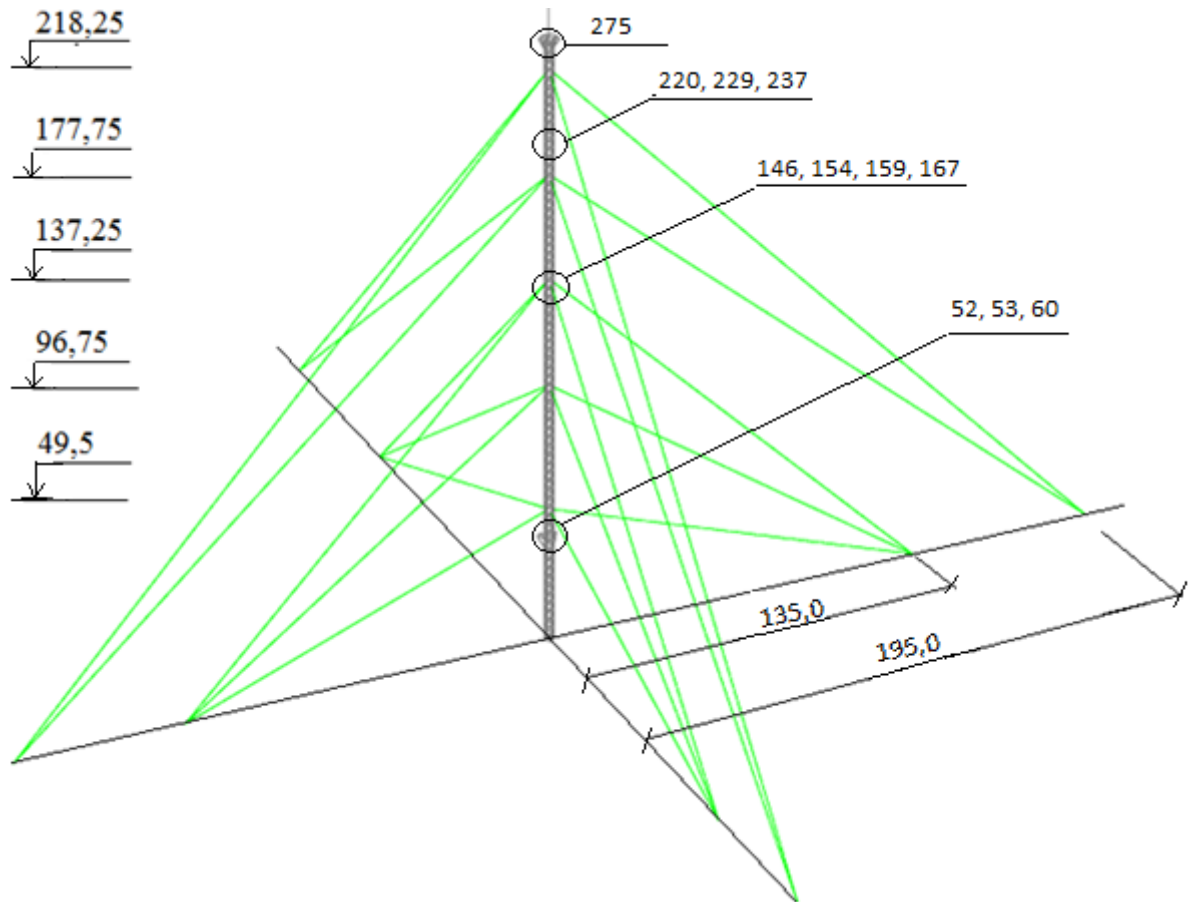


Рис. 4.1 Схема розташування вузлів, що досліджуються

Таблиця 4.1

Величини переміщення вузла

Вузол	Навантаження	Номер форми	Значення переміщення, м		
			X	Y	Z
275	1		-2,325e-4	2,325e-4	-0,011
	2		0,122	-1,389e-4	2,748e-5
	3		-0,122	1,353e-4	-3,475e-5
	4		0,104	0,104	-6,231e-6
	6	1	0,174	-0,001	0,001
	7	1	-0,174	0,001	-0,001
	8	1	0,149	0,149	-0,001

З цієї таблиці видно, що в навантаженнях 7 и 8 відносно переміщення вершини щогли дорівнює  $0,174/231,75$ , що із запасом укладається в нормативні вимоги [7].

На рис. 4.2 зображено графічні результати лінійного розрахунку при трьох основних комбінаціях навантажень, чисельні значення переміщень вузлів стовбура щогли представлені в табл. 4.2.

Таблиця 4.2

## Переміщення відтяжечних вузлів стовбура щогли

Вузол	Відмітка, м	Навантаження	Номер форми	Значення переміщення, м		
				X	Y	Z
58	49,5	1		0,001	-0,001	-0,004
		2		0,014	-3,825e-4	-0,001
		3		-0,014	3,835e-4	0,001
		4		0,012	0,011	-0,001
		6	1	0,02	-0,001	-0,001
		7	1	-0,02	0,001	0,001
		8	1	0,018	0,016	-0,001
		114	96,75	1		1,452e-4
		2		0,036	-4,464e-4	-0,001
		3		-0,036	4,484e-4	0,001
		4		0,031	0,029	-0,001
		6	1	0,052	-0,001	-0,001
		7	1	-0,052	0,001	0,001
		8	1	0,045	0,043	-0,002
162	137,25	1		8,701e-5	-1,007e-4	-0,009
		2		0,068	-0,001	-0,001
		3		-0,068	0,001	0,001
		4		0,058	0,056	-0,002
		6	1	0,106	-0,001	-0,002
		7	1	-0,106	0,001	0,002
		8	1	0,092	0,089	-0,003

Продовження таблиці 4.2

Вузол	Відмітка, м	Навантаження	Номер форми	Значення переміщення, м		
				X	Y	Z
210	177,75	1		4,222e-5	-5,278e-5	-0,01
		2		0,103	-4,837e-4	-0,001
		3		-0,103	4,876e-4	0,001
		4		0,089	0,087	-0,002
		6	1	0,158	-0,001	-0,001
		7	1	-0,158	0,001	0,001
		8	1	0,136	0,134	-0,002
		258	218,25	1		-2,455e-5
		2		0,118	1,64e-4	-2,622e-6
		3		-0,118	-1,596e-4	9,183e-6
		4		0,101	0,102	1,722e-4
		6	1	0,171	0,001	-0,001
		7	1	-0,171	-0,001	0,001
		8	1	0,148	0,001	0,146

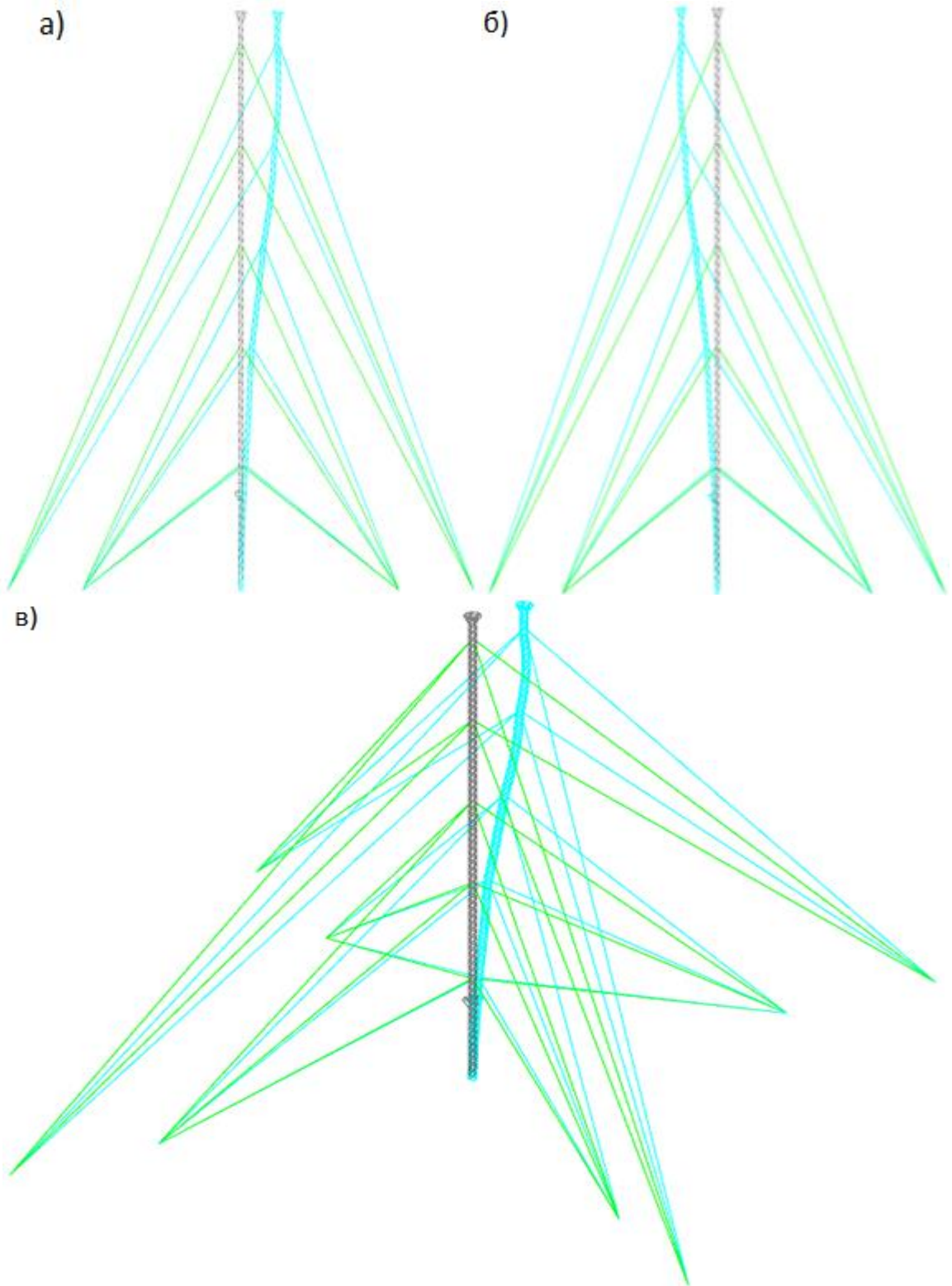


Рис. 4.2. Амплітуда переміщення елементів конструкції від статичних і динамічних навантажень; а) при навантаженні по осі X; б) проти осі X; в) під кутом  $45^\circ$

Проводимо аналіз вкладу кожної з врахованих форм власних коливань. Для цього формуємо таблицю форм коливань (табл. 4.3), де представлені вузли з найбільшим значенням форм коливань, а також таблицю зі значенням частот власних коливань (табл. 4.4).

Таблиця 4.3

## Форми коливань

Вузол	Навантаж.	Номер форми	Значення					
			X	Y	Z	UX	UY	UZ
52	5-8	10	-0,456	-0,114	-0,004	-0,091	-0,252	-7,829
53	5-8	10	-0,438	-0,118	-0,007	-0,021	-0,356	-7,304
60	5-8	8	0,067	-0,369	-0,001	0,124	0,095	9,976
61	5-8	10	-0,468	-0,105	-0,001	-0,187	-0,128	-8,308
146	5-8	8	0,071	0,324	0,001	0,199	0,17	5,78
154	5-8	8	0,085	0,287	0,007	0,382	0,024	4,635
159	5-8	8	0,08	0,308	0,004	0,293	0,094	5,221
167	5-8	8	0,085	0,261	0,009	0,47	-0,045	4,023
220	5-8	8	-0,328	-0,029	-0,008	-0,027	-0,457	-6,843
229	5-8	8	-0,354	-0,022	-0,004	-0,122	-0,356	-7,594
237	5-8	3	0,998	0,971	0,001	0,002	0,067	0,624

Таблиця 4.4

## Частоти власних коливань

Форма	Власні значення	Частота		Періоди (сек)	Модальні маси (%)		
		1/сек	Гц		Mx	My	Mz
1	0,199	5,03	0,801	1,249	0	0	0
2	0,114	8,79	1,4	0,714	27,214	27,214	0
3	0,114	8,798	1,401	0,714	27,272	27,272	0
4	0,107	9,375	1,493	0,67	4,044	4,044	0
5	0,107	9,377	1,493	0,67	3,869	3,869	0
6	0,093	10,714	1,706	0,586	10,849	10,851	0
7	0,093	10,718	1,707	0,586	10,771	10,77	0,002
8	0,071	13,987	2,227	0,449	0,551	0,551	0
9	0,07	14,189	2,259	0,443	1,952	1,952	0,008
10	0,07	14,285	2,275	0,44	1,4	1,399	0
$\Sigma$					87,923	87,922	0,011

Найбільший вклад вносять 8 і 10 форми коливань. Графічне зображення зазначених форм для завдання представлено на рис. 4.3.

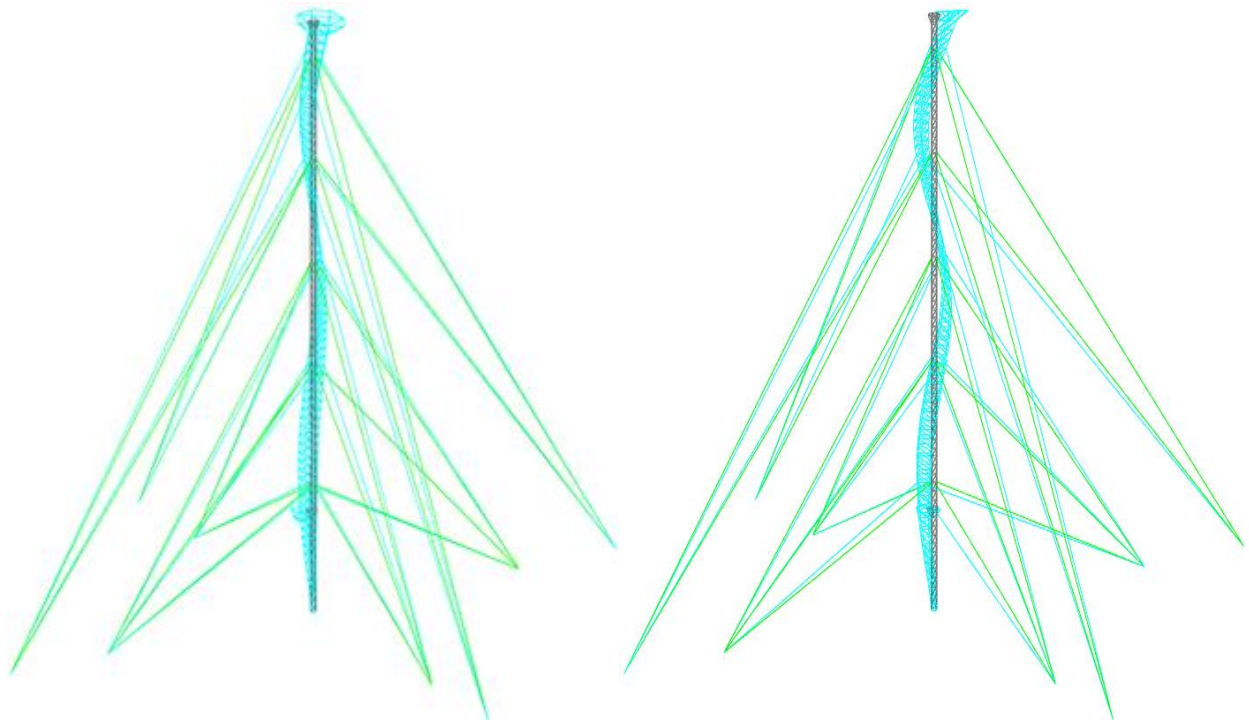


Рис. 4.3. Форми власних коливань, що передають найбільший внесок в динамічну роботу щогли

Для подальшого аналізу впливу відтяжок на динамічну поведінку виділемо розрахункові значення вибірки форми втрат стійкості (табл. 4.5) та розподіл ваг мас (табл. 4.6) у відтяжечних вузлах.

Таблиця 4.5

#### Вибірка форми втрати стійкості

Найменування	Максимальне значення				Мінімальне значення			
	Значення	Вузол	Навантаження	Номер форми	Значення	Вузол	Навантаження	Номер форми
X	1	299	3	1	-0,967	301	4	1
Y	1	303	2	1	-0,994	297	3	1
Z	0,005	289	3	1	-0,006	300	2	1

Таблиця 4.6

## Розподіл ваг мас

Вузол	Навантаження	Значення		
		RX	RY	RZ
58	5-8	0,474	0,474	0,474
114	5-8	0,428	0,428	0,428
162	5-8	0,387	0,387	0,387
210	5-8	0,329	0,329	0,329
258	5-8	0,285	0,285	0,285

**4.2 Зміна розрахункової моделі щогли. Порівняльний аналіз**

Для визначення рівня впливу відтяжок на динамічну поведінку щогли моделюємо нову модель (рис. 4.4). В цій моделі змінюємо відстань між анкерним фундаментом, до якого кріпляться відтяжки, і основою щогли. Відстань було зменшено з значень 135м та 195м на 90м і 135м відповідно.

Нумерація навантажень не змінювали як і їх значень. Тому на значення частот і динамічних складаючих впливає лише зміна куту нахилу відтяжок, що впливає на перерозподіл сили попереднього напруження відтяжки у стовбурі щогли.

Для зрівняльного аналізу проводимо розрахунок, аналогічний тому, що використовували в попередньому підрозділі. Числові результати переміщення вузла вершини щогли приведені в таблиці 4.7.

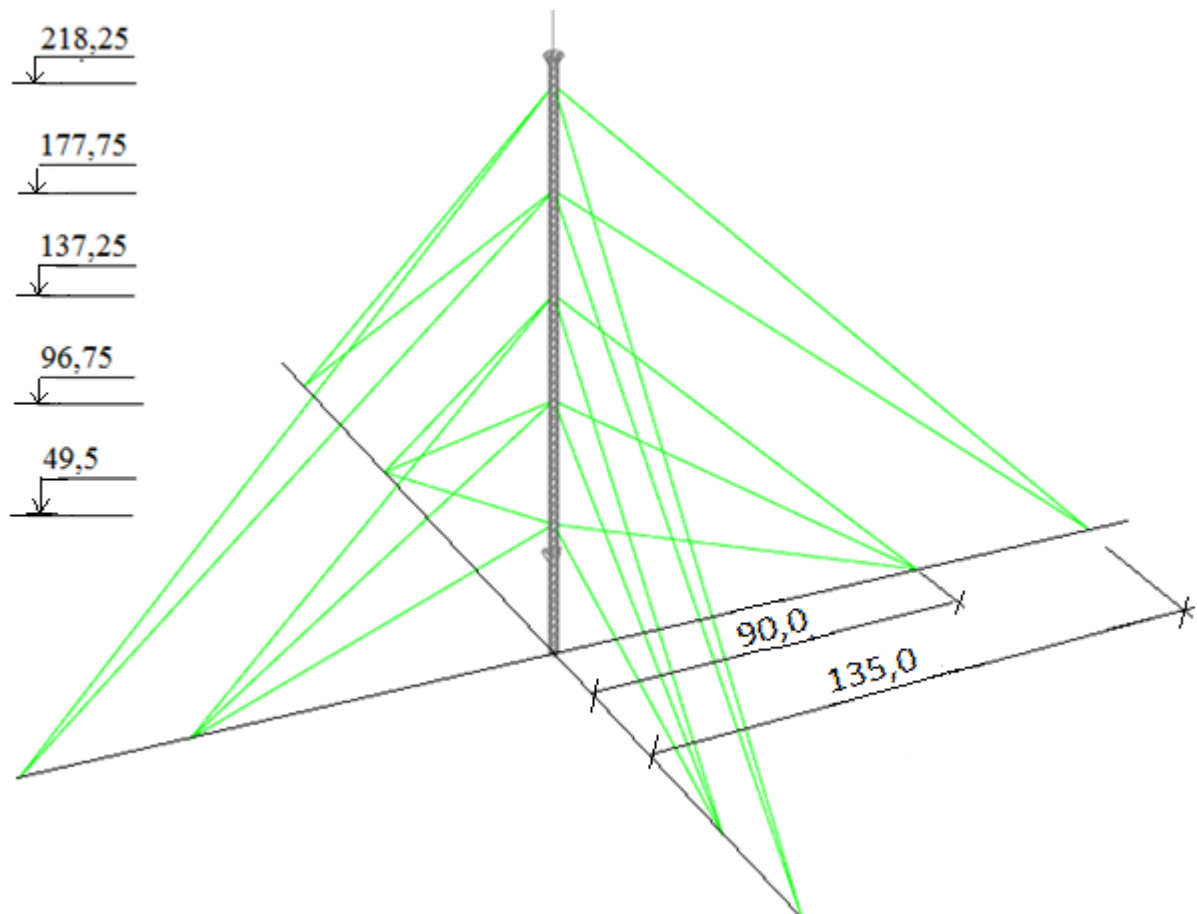


Рис. 4.4. Схема зміненої форми об'єкту дослідження

Таблиця 4.7

## Величини переміщення вузла

Вузол	Навантаження	Номер форми	Значення переміщення, м		
			X	Y	Z
275	1		-2,046e-4	2,046e-4	-0,011
	2		0,119	7,988e-7	1,372e-4
	3		-0,119	-3,336e-6	-1,424e-4
	4		0,102	0,102	-4,424e-6
	6	1	0,185	0,001	0,001
	7	1	-0,185	-0,001	-0,001
	8	1	0,159	0,158	-0,001

Відносне переміщення вершини щогли дорівнює  $0,185/231,75$ , що також із запасом укладається в нормативні вимоги [7].

За такою ж схемою перераховуємо нові значення переміщення відтяжечних вузлів стовбура щогли (табл. 4.8), схеми переміщень яких



зображено на рис. 4.5; форми та частоти власних коливань (табл. 4.9 і 4.10 відповідно), де вузли з найбільшим значенням коливань зображені на рис. 4.6; вибірка форми втрати стійкості і розподіл ваг мас (табл. 4.11 і 4.12 відповідно).

Таблиця 4.8

## Переміщення відтяжечних вузлів стовбура щогли

Вузол	Відмітка, м	Навантаження	Номер форми	Значення переміщення, м		
				X	Y	Z
58	49,5	1		0,001	-0,001	-0,004
		2		0,009	-2,908e-4	-4,186e-4
		3		-0,009	2,915e-4	4,197e-4
		4		0,008	0,007	-0,001
		6	1	0,013	-0,001	-0,001
		7	1	-0,013	0,001	0,001
		8	1	0,011	0,01	-0,001
		114	96,75	1		1,454e-4
2				0,03	-4,554e-4	-0,001
3				-0,03	4,569e-4	0,001
4				0,026	0,024	-0,001
6	1			0,041	-0,001	-0,001
7	1			-0,041	0,001	0,001
8	1			0,036	0,034	-0,002
162	137,25			1		1,178e-4
		2		0,063	-0,001	-0,001
		3		-0,063	0,001	0,001
		4		0,054	0,052	-0,002
		6	1	0,092	-0,001	-0,002
		7	1	-0,092	0,001	0,002
		8	1	0,079	0,077	-0,003

Продовження таблиці 4.8

Вузол	Відмітка, м	Навантаження	Номер форми	Значення переміщення, м		
210	177,75	1		6,537e-5	-7,702e-5	-0,01
		2		0,096	-4,676e-4	-0,001
		3		-0,096	4,703e-4	0,001
		4		0,082	0,081	-0,001
		6	1	0,143	-0,001	-0,001
		7	1	-0,143	0,001	0,001
		8	1	0,123	0,122	-0,002
		258	218,25	1		-2,414e-5
		2		0,115	2,65e-5	-1,915e-4
		3		-0,115	-2,336e-5	1,961e-4
		4		0,099	0,099	-1,458e-4
		6	1	0,175	0,001	-0,001
		7	1	-0,175	-0,001	0,001
		8	1	0,15	0,15	-0,001

Таблиця 4.9

## Форми коливань

Вузол	Навантаж.	Номер форми	Значення					
			X	Y	Z	UX	UY	UZ
52	5-8	10	-0,468	-0,126	-0,006	-0,041	-0,297	-7,799
53	5-8	10	-0,438	-0,118	-0,007	-0,021	-0,356	-7,304
60	5-8	8	0,068	-0,376	-0,002	0,174	0,054	10,122
61	5-8	10	-0,468	-0,105	-0,001	-0,187	-0,128	-8,308
146	5-8	1	0,283	-0,286	-3,414e-5	0,088	0,087	-13,043
154	5-8	8	0,079	0,279	0,004	0,314	0,093	4,574
159	5-8	8	0,07	0,296	0,001	0,225	0,165	5,163
167	5-8	8	0,083	0,256	0,007	0,404	0,02	3,962
220	5-8	8	-0,324	-0,023	-0,008	-0,024	-0,462	-6,889
229	5-8	8	-0,351	-0,017	-0,004	-0,119	-0,361	-7,643
237	5-8	1	-0,364	0,37	0,001	-0,047	-0,019	-16,814

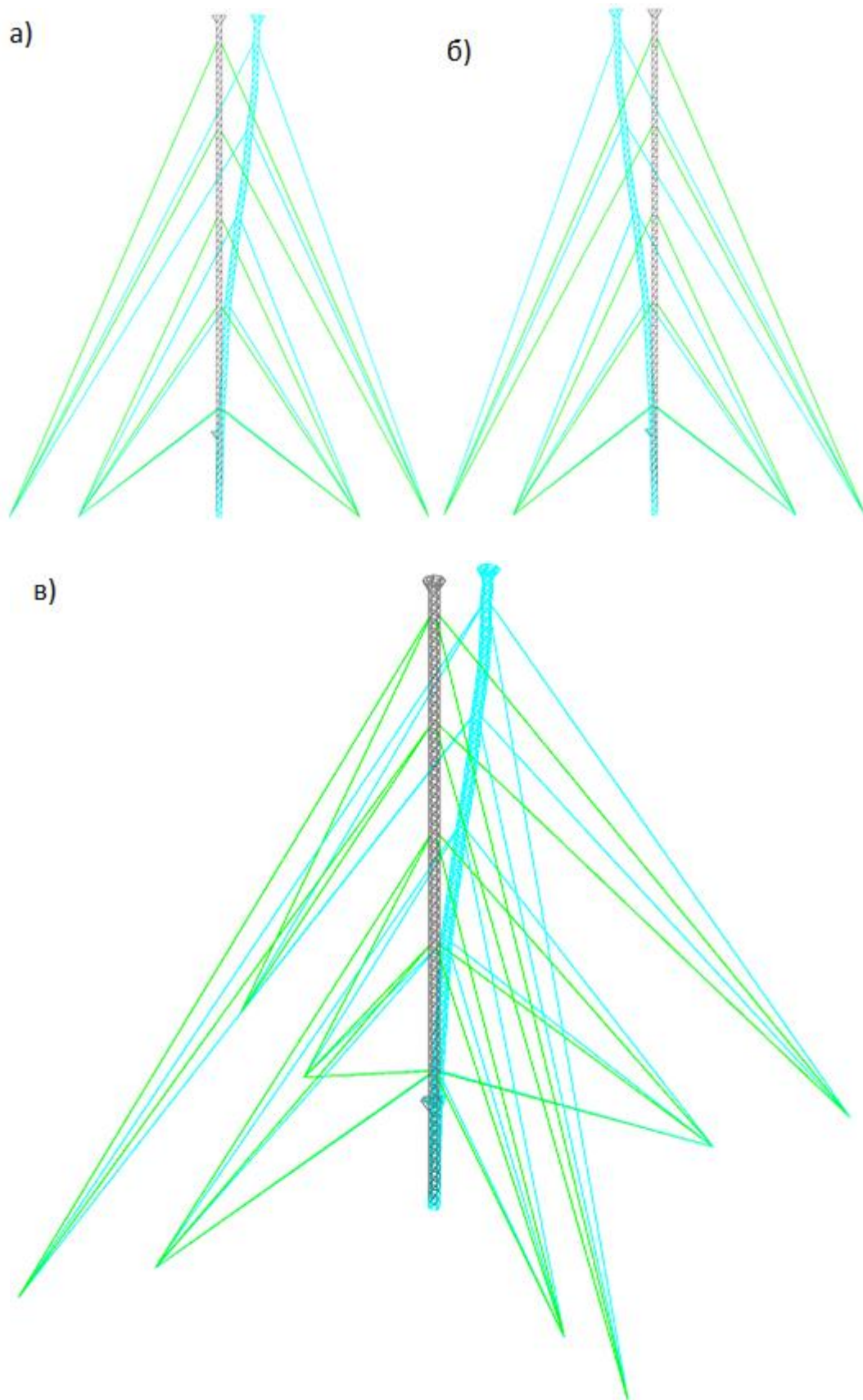


Рис. 4.5. Амплітуда переміщення елементів конструкції від статичних і динамічних навантажень; а) при навантаженні по осі X; б) проти осі X; в) під кутом  $45^\circ$

Таблиця 4.10

## Частоти власних коливань

Форма	Власні значення	Частота		Періоди (сек)	Модальні маси (%)		
		1/сек	Гц		Mx	My	Mz
1	0,199	5,03	0,801	1,248	0,002	0,002	0
2	0,13	7,681	1,223	0,818	23,006	23,006	0
3	0,13	7,688	1,224	0,817	23,041	23,041	0
4	0,118	8,44	1,344	0,744	6,117	6,117	0
5	0,118	8,441	1,344	0,744	6,029	6,029	0
6	0,094	10,595	1,687	0,593	11,052	11,055	0
7	0,094	10,597	1,687	0,593	11,034	11,031	0,001
8	0,072	13,985	2,227	0,449	0,963	0,964	0
9	0,07	14,189	2,259	0,443	3,352	3,352	0,008
10	0,07	14,287	2,275	0,44	2,389	2,388	0
$\Sigma$					86,985	86,985	0,009

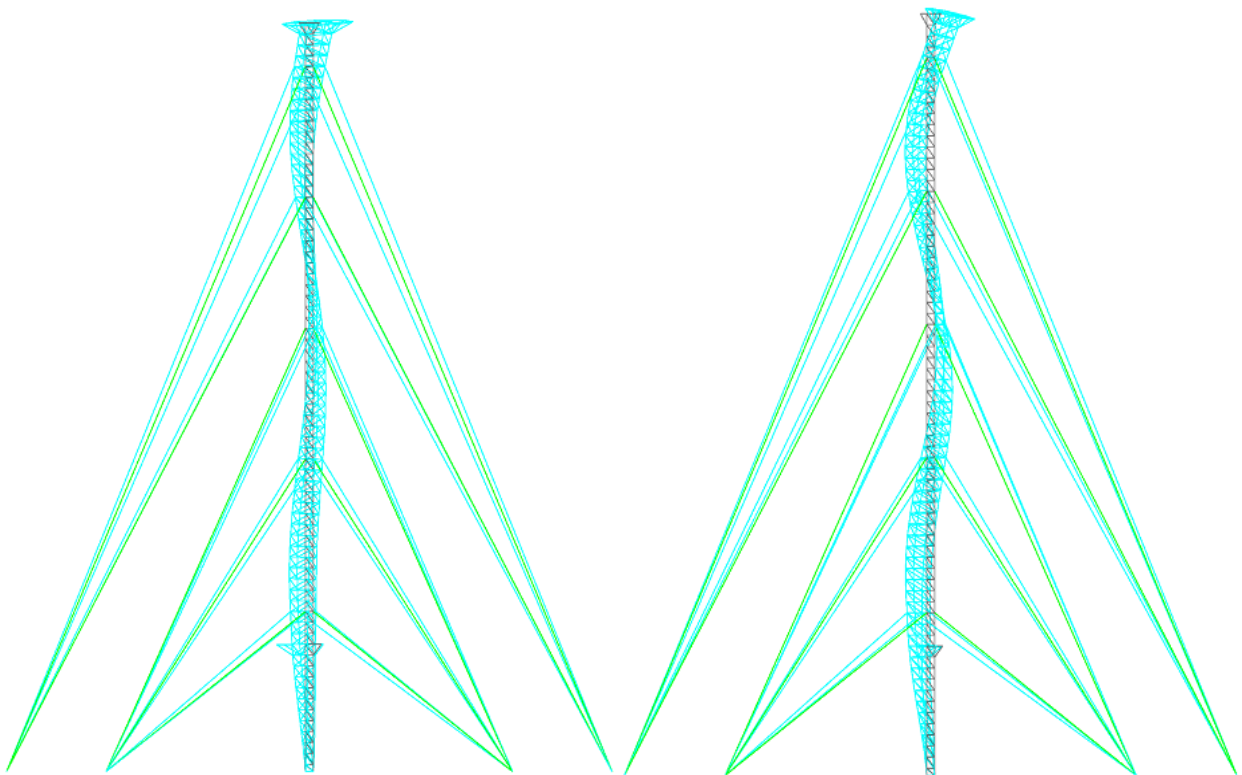


Рис. 4.6. Форми власних коливань, що передають найбільший внесок в динамічну роботу щогли

Таблиця 4.11

## Вибірка форми втрати стійкості

Найменування	Максимальне значення				Мінімальне значення			
	Значення	Вузол	Навантаження	Номер форми	Значення	Вузол	Навантаження	Номер форми
X	0,952	299	4	1	-0,962	301	4	1
Y	1	303	4	1	-0,914	297	4	1
Z	0,005	289	4	1	-0,005	292	4	1

Таблиця 4.12

## Розподіл ваг мас

Вузол	Навантаження	Значення		
		RX	RY	RZ
58	5-8	0,474	0,474	0,474
114	5-8	0,428	0,428	0,428
162	5-8	0,387	0,387	0,387
210	5-8	0,329	0,329	0,329
258	5-8	0,285	0,285	0,285

За даними результатами розрахунків можна зробити наступні висновки по рівню впливу відтяжок на динамічну поведінку щогли:

При зменшенні куту нахилу відтяжок до стовбуру щогли, що також зменшує розміри відтяжки, залишаючи при цьому попереднє напруженні незмінним, відбувається перерозподіл навантаження в елементах конструкції щогли. Це, в свою чергу, призводить до зміни частоти власних коливань, які відображаються в амплітуді переміщень вузлів щогл, при дії динамічних навантажень.

Так порівнюючи розрахункові переміщення початкової моделі щогли і зміненої можна побачити, що переміщення вузла вершини щогли (вузол 275) майже не змінилися. Проте переміщення вузлів відтяжок по осі X зменшилися на 0-35%, цей відсоток зменшується в залежності від висоти – чим вище, тим менша різниця.

Аналізуючи значення форм та частот власних коливань помітний суттєвий вплив зміни розмірів відтяжки. Переважна кількість амплітудних

переміщень після зміни розмірів відтяжки в межах вузлів 146-167 та 237 були зменшені.

При перерозподілу навантажень в стовбурі щогли найбільшого впливу зазнали 2-5 форми власних коливань, а саме збільшення частоти і періоду коливань, зменшення %-ка розподілу модальних мас.

Висновки до розділу:

1) Проведен лінійний розрахунок початкової та зміненої моделі щогли в ПК SCAD.

2) Приведені графічні схеми і чисельні значення результатів розрахунку. Виділені характерні параметри (вузли, форми коливань, і т.д.) для порівняння динамічної поведінки моделей.

3) Виконан аналіз результатів розрахунків. Було виявлено ступінь впливу зміни розмірів відтяжки на динамічну поведінку щогли, який виражено в показниках переміщень, частот і формах власних коливань.

## **Загальні висновки**

В ході досліджень, виконаних в рамках дипломної роботи, були вирішені наступні завдання:

1. Розглянуті дослідження та праці вітчизняних і закордонних авторів. Визначені основні питання розрахунку вітрових потоків та аеродинамічних характеристик вітрового навантаження.

2. Виконане порівняння існуючих методів розрахунку споруд на вітрове навантаження з використанням вітчизняних нормативних документів - СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» (СП20.13330. 2011 Нагрузки и воздействия), ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», а також європейських норм - Eurocode 1, Eurocode 3.

3. Виконано формування моделей щогл в ПК SCAD за стандартами ГОСТ та нормами СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» і ДБН В.1.2-2:2006.

4. Виконан аналіз результатів розрахунків. Було виявлено ступінь впливу зміни розмірів відтяжки на динамічну поведінку щогли, який виражено в показниках переміщень, частот і формах власних коливань.

### Список використаних джерел

1. Теличенко В.И., Терентьев О.М., Лapidус А.А. «Технология возведения зданий и сооружений» Издание второе, переработанное и дополненное, М.: Высшая школа, 2004. – 446 с.
2. Космодемьянский А.А. Очерки по истории механики. М.: Наука, 1982. – 295 с.
3. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. - М.: Стройиздат, 1971. – 255 с.
4. Юрин А.В., Дорожкина О. А. Башня Эйфеля в Париже. М.: Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2007. – 128 с.
5. Шухова Е.М. Владимир Григорьевич Шухов. Первый инженер России. М.: Изд-во МГТУ им. И.Э.Баумана, 2003. – 368 с.
6. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра/ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. М.: Стройиздат, 1978. – 216 с.
7. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Норми проектування /Державні будівельні норми України. – Офіційне видання. – К.: Мінбуд України, 2006. – 78 с.
8. Попов Н.А. Рекомендации по уточненному динамическому расчету зданий и сооружений на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки. М., 2000. – 43 с.
9. Савицкий Г.А. Расчет антенных сооружений. (Физические основы). М.: Связь, 1978. – 151 с.
10. Бетяев СК. Прологомены к метагидродинамике. М.: РХД, 2006. – 304 с.
11. Барштейн М.Ф. Воздействие ветра на здания и сооружения// Труды ЦНИИСК, выпуск 21, 1973. - С.65–84.
12. Барштейн М.Ф. Динамический расчет высоких сооружений на действие ветра: Справочник по динамике сооружений. Под ред. Коренева Б.Г. М. :1984. – 303 с.



13. Барштейн М.Ф. Некоторые вопросы динамического расчета высоких гибких сооружений на действие ветра. Труды конференции по аэродинамике и аэроупругости высоких строительных конструкций. Изд. ЦАГИ, 1974. - С. 39-55.
14. Попов Н.А. Динамическая реакция сооружений при действии ветра// Строительная механика и расчет сооружений. 2007. №2. – 87 с.
15. Davenport A.G. Gust loading factors// Journal of the structural division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. June, 1967. Vol.93.
16. Белостоцкий А.М., Дубинский СИ., Афанасьева И.Н., Котов Ф.М., Петряшев Н.О., Петряшев СО., Щербина СВ. Численное моделирование ветровых нагрузок на высотные и большепролетные здания и сооружения. Труды XXIV международной конференции «ВЕМ&FEM-2011», Петербург, 2011.
17. Дубинский СИ. Численное моделирование ветровых воздействий на высотные здания и комплексы. Диссертация на соискание учёной степени кандидата технических наук // М.: МГСУ, 2010. – 198 с.
18. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения/ Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., В.А.Павшинский, А.В. Перельмутер, С.Ф.Пичугин; под общей ред. Перельмутера А.В. - 3-е изд., перераб. М.: Издательство С, 2009. – 528 с.
19. СНиП П-6-74. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования/ Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1976. – 33 с.
20. СП 20.13330. 2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция «СНиП 2.01.07-85» - М.: 2011. – 173 с.
21. Симиу Э., Сканлан Р. Воздействие ветра на здания и сооружения/ под ред. Б.Е.Маслова. М.: Стройиздат, 1984. – 360 с.
22. Leslie E. Robertson, Edwin Henry Gaylord. Tall Building: Criteria and Loading. ASCE Publications, 1980, 888.
23. Остроумов Б.В. Исследование турбулентного воздействия ветра на высотные сооружения// Проектирование металлических конструкций. Реферативный сборник. М.: ЦИНИС, 1971. Выпуск 11. – С. 6-7.

24. EN 1991-1-4:2005. Actions on structures - Part 1-4: General actions – Wind actions.
25. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Нормирование ветровой нагрузки на решетчатые опоры в стандартах разных стран мира// Металлические конструкции. Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, 2009. – 16 с.
26. EN 1993-3-1:2006. Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys - Towers and masts.
27. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2010, IDT) – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України – 2011. – 57 с.
28. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 єврокод 1, загальні дії на конструкції, частина 1-4, вітрові навантаження. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України – 2011. – 165 с.
29. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:201X. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України – 201X. – 91 с.
30. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України – 2011. – 150 с.
31. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011 єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-8. Проектування з'єднань. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України – 2012. – 196 с.
32. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components / British Standards BSI. – London, 2006. – 36 с.
33. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції / Державні будівельні норми України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127с.

34. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Випуск 9, 2012 р. – С. 177-192.
35. Савицкий Г.А. Основы расчета радиомачт: статика и динамика/ Савицкий Г.А. – М.: Государственное издательство литературы по вопросам радио и связи, 1953. – 111 с.
36. Соколов А.Г. Опоры линий передач [расчет и конструирование]/ Соколов А.Г. – М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1961. – 171 с.
37. Перельмутер А. В. SCAD Office. Расчет мачт на оттяжках/ Перельмутер А. В. – К.: Издание ООО SCAD Soft, 2004. – 43 с.
38. Савицкий Г. А. «Ветровая нагрузка на сооружения»/ Савицкий Г. А. – М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1972. - 110 с.
39. Башмаков Ю. И., Лурье А. Х., Перельмутер А. В., Персион А. А. Проектування та монтаж високих опор. – К.: Будівельник, 1968.
40. Перельмутер А. В. Основы расчета вантово-стержневых систем. – М.: Стройиздат, 1969. – 190 с.
41. Савицкий Г. А. Основы расчета радиомачт. – М.: Связьиздат, 1953. – 275 с.
42. Соколов А. Г. Металлические конструкции антенных устройств. – М.: Стройиздат, 1973. – 113 с.
43. Справочник проектировщика. Металлические конструкции (в 3 томах). Том 3. – М.: Издательство АСВ, 1999. – 528 с.
44. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер – М.: Издательство АСВ, 2004. – 592 с.