

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівництва та експлуатації будівель, доріг та
транспортних споруд

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
будівництва та експлуатації
будівель, доріг та
транспортних споруд
_____ О.П. Новицький

«__» _____ 2023 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: «**Свинарник на 600 голів в смт Ворожба Сумського району**»

Виконав (ла)	_____	Є.В. Рушак
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Група		_____
		БУД 2202м
(Науковий)		
керівник	_____	О.С. Савченко
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)

Суми – 2023 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівництва та експлуатації будівель, доріг та транспортних споруд

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Рушак Євген Вікторович

Тема роботи: Свилярник на 600 голів в смт Ворожба Сумського району

Затверджено наказом по університету № 175-н від "26"01.2023р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: " __ " _____ 2023 р.

Вихідні дані до роботи:

4.Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)

5. Перелік графічного та або мультимедійного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)

Керівник :		О.С. Савченко
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Консультант		О.С. Савченко
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Завдання прийняв до виконання:		
Здобувач		Є.В. Рушак
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)

Анотація

Рушак Євген Вікторович. Свинарник на 600 голів в смт Ворожба Сумського району – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2023.

Робота складається із змісту, вступу, архітектурно-будівельного розділу, розрахунково-конструктивного розділу з елементами дослідної роботи, де сформульовано мету, задачі, об'єкт дослідження, методи дослідження, проведено аналіз публікацій а також зроблені висновки на основі проведених досліджень, організаційно-технологічного розділу.

Результати досліджень дозволяють отримати уяву про різницю підходів і результати визначення навантажень за різними нормативними базами (ДБН та Єврокод).

Аналіз публікацій та досліджень розкриває принцип підходу до імплементації європейських норм проектування в різних країнах та підходи до формування національних особливостей при реалізації європейських норм.

В основній частині визначені навантаження на сегментну дерев'яну ферму свинарника у відповідності до Єврокод та виконаний підбір перерізів елементів ферми, а також порівняні результати розрахунку за національними нормами проектування та європейськими.

У **висновках** встановлено, що при різних принципах навантаження циліндричних покрівель сніговим навантаженням, результати розрахунку відрізняються незначно. Для різних елементів ця різниця коливається в межах 1-10 %. А при підборі перерізів, з урахуванням мінімально припустимих гнучкостей дерев'яних елементів, ця різниця взагалі нівелюється. Тому при

переході до європейських норм проектування це не вплине на матеріалоемність дерев'яних конструкцій.

Ключові слова: сегментна дерев'яна ферма, державні будівельні норми, єврокод.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Рушак Є.В., Савченко О.С. Оптимізація статичного розрахунку сегментних дерев'яних ферм у відповідності до Єврокод // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023.

В **додатках** наведено; тези конференції, альбом слайдів мультимедійної презентації.

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 58 сторінках, у тому числі 11 таблиць, 18 рисунків. Текст роботи містить вступ, 3 розділи, список з 18 використаних джерел, 2 додатків на 17 сторінках. Графічна частина складається з 14 слайдів мультимедійної презентації.

Abstract

Evgen Ruschak. A 600-head piggery in Vorozhba village, Sumy district –

Master's qualification work on manuscript rights.

Master's qualification work in specialty 192 "Construction and civil engineering". –

Sumy National Agrarian University, Sumy, 2023.

The work consists of a table of contents, an introduction, an architectural and construction section, a calculation and construction section with elements of research work, where the goal, tasks, object of research, research methods are formulated, an analysis of publications is carried out, and conclusions are drawn on the basis of the conducted research, organizational and technological section.

The results of the research allow us to get an idea of the difference in approaches and the results of determining loads according to various regulatory bases (SBR and Eurocode).

The analysis of publications and studies reveals the principle of the approach to the implementation of European design norms in different countries and the approaches to the formation of national features in the implementation of European norms.

In the **main part**, the loads on the segmental wooden farm of the pig house are determined in accordance with the Eurocode and the cross-sections of the farm elements are selected, as well as the calculation results are compared according to national design standards and European ones.

In the **conclusions**, it was established that with different principles of loading cylindrical roofs with snow load, the calculation results differ slightly. For different elements, this difference ranges from 1-10%. And when selecting cross-sections, taking into account the minimum permissible flexibility of wooden elements, this difference

is generally leveled out. Therefore, when moving to European design standards, it will not affect the material capacity of wooden structures.

Key words: segmental wooden truss, state building regulations, Eurocode

A list of the student's publications and/or speeches at conferences:

Ruschak E.V., Savchenko O.S. Optimization of the static calculation of segmental wooden trusses in accordance with Eurocode // Materials of the All-Ukrainian scientific conference of students and postgraduates dedicated to the International Student Day (November 13-17, 2023) - Sumy, 2023.

In the **appendices** are given; abstracts of the conference, an album of multimedia presentation slides.

Structure of work. The work consists of the main text on 58 pages, including 11 tables, 18 figures. The text of the work contains an introduction, 3 chapters, a list of 18 used sources, 2 appendices on 17 pages. The graphic part consists of 14 slides of a multimedia presentation.

ЗМІСТ

ВСТУП	9
Розділ 1. Архітектурно-будівельний.....	11
1.1. Ситуаційний план.	11
1.2. Об'ємно-планувальне вирішення.	12
1.3. Конструктивне вирішення	14
2. Розрахунково-конструктивний розділ	18
2.1. Загальна характеристика об'єкту	18
2.2. Розрахунок металодерев'яної ферми	18
2.3. Розрахунок монолітного залізобетонного фундаменту під колону ...	31
2.4. Дослідницький розділ.....	40
Розділ 3. ТЕХНОЛОГІЇ ТА ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА.	51
3.1. Умови здійснення будівництва.	51
3.2 Технологічна карта на бетонування конструкцій.....	52
Список використаних джерел.....	57

ВСТУП

Сьогодні ситуація в українському тваринництві характеризується вкрай важким кризовим станом. Устаткування й ферми морально й фізично застаріли, відсутні якісні корми, майже не виводять нові породи худоби. Але ця галузь має величезний потенціал для свого росту й розвитку, адже м'ясо, сало, молоко, масло, сметана, яйця завжди будуть користуватися сталим попитом і приносити значний прибуток. Потенційна місткість українського м'ясного ринку становить близько 4 030 тис. тонн м'яса всіх видів у забійній вазі (саме стільки виробляли вітчизняні виробники в 1991 році). А тому що споживати м'ясних продуктів українці менше не стали, то можна прогнозувати, що потенційно виробництво м'яса в Україні може зрости в 2,3 рази. Це ж стосується й поголів'я худоби. Потенційна кількість худоби, що зможе повністю задовольнити існуючий попит на м'ясо, становить близько 52 469 тис. голів, на сьогодні ж в Україні всього 16 892 тис. голів худоби, тобто потенційне поголів'я худоби повинне збільшитися в 3,1 рази для повного задоволення попиту в м'ясі й м'ясопродуктах. Для цього уряд України планує створити цілий ряд нових ферм і збирається всіляко сприяти розвитку тваринництва в Україні.

Свинарство в Україні одна з найстарших галузей сільського господарства, а свинина є традиційним українським продуктом харчування. Свинарство - це одна з основних складові галузі тваринництва. Свині - багатоплідні тварини, з коротким циклом розмноження й високою швидкістю росту, яких розводять для одержання м'яса, сала, шкір і інших продуктів. Для утримування свиней не потрібно будувати величезні приміщення, вони добре використовують більшість живильних речовин кормів як рослинного, так і тваринного походження, однак особливо чутливі до нестачі в раціонах незамінних амінокислот і вітамінів групи В, оскільки ці речовини в їхньому організмі не синтезуються, а надходять із кормами або кормовими добавками й препаратами. У цілому, свині легко пристосовуються до різноманітного харчування (від рослинних до тваринних кормів), а також мають підвищену здібність трансформувати корми в м'ясо. Інтенсивність життєвих

процесів у свиней досить висока, але вони дуже вимогливі до повноцінності годівлі й гігієни утримання.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Ситуаційний план.

Для забудови, що проектується, прийнятий майданчик в с. Ворожба Сумської області.



Під будівництво будівлі виділена ділянка розміром 143x73 м.

Благоустрій ділянки після закінчення будівництва включає вертикальне планування, штучне покриття майданчиків і проїздів, спорудження малих архітектурних форм і озеленення.

На генеральному плані передбачене чітке зонування території на тваринницьку, кормову, складську, зону переробки та зберігання продукції, адміністративно-побутову зону.

Адміністративно-побутові та підсобно-допоміжні будинки та споруди розміщуються в окремій підзоні.

Головний вхід на сільськогосподарське підприємство передбачен з боку основного під'їзду. Біля прохідних передбачені майданчики з розрахунку 0,15 м² на 1 працюючого.

Майданчики при головних прохідних оформлені квітниками, декоративними ліхтарями, та іншими елементами малих архітектурних форм. Також передбачені відкриті впорядковані майданчики для відпочинку працюючих з розрахунку 1м² площі на 1 працюючого.

Майданчики для паркування автотранспорту, що належить громадянам, передбачені: на першу чергу- 7 автомобілів.

Планувальне рішення та орієнтація будівель та споруд свинарника приймаються згідно норм технологічного проектування.

Ветеринарні заклади та гноєсховища розташовані з повітряного боку.

Транспортні зв'язки виробничої зони с. Ворожба та свинарника передбачені у відповідності зі схемою районного планування. Мережею шляхів забезпечуються транспортні зв'язки виробничої зони з сельбищною зоною, а також з сільськогосподарськими угіддями та іншими об'єктами сільськогосподарського призначення. Ширину під'їздів на підприємстві прийняли з умов найбільш компактного розміщення транспортних та піших шляхів, інженерних мереж, смуг озеленення. При цьому врахували можливості снігових заносів шляхів.

Поряд із зазначеними основними вимогами до проектування варто забезпечувати архітектурно-художню виразність споруджуваних свинарських підприємств.

Окремо розташовані будівлі свинарників повинні проектуватися прямокутної форми в плані із забезпеченням найменшої площі огорожувальної поверхні.

1.2. Об'ємно-планувальне вирішення.

Проектування й будівництво будівель для утримання свиней повинне відповідати зооветеринарним, санітарним, технологічним і естетичним вимогам, які істотно впливають на продуктивність тварин. Будівлі повинні бути економічними, довговічними, надійними і недорогими в експлуатації.

Важливе місце при проектуванні належить уніфікації об'ємно-планувальних і конструктивних рішень сільськогосподарських будівель. Вона спрямована на

скорочення габаритних схем, кількості типорозмірів і маси індивідуальних конструкцій. Уніфікація дозволяє істотно збільшити застосування конструкцій, передбачених серіями для сільськогосподарського будівництва, і різко скоротити застосування конструкцій промислового й цивільного будівництва. Свинарські будівлі, відповідно до вказівок ДБН, проектують, як правило, одноповерховими. Багатоповерхові будівлі свинарників поки застосовуються в експериментальному будівництві. При проектуванні сільськогосподарських одноповерхових, у тому числі й свинарських, будівель модульну ширину прольотів приймають рівною 6, 9, 12, 18 і 21 м, крок колон рам тільки 6 м. Модульна висота будівлі повинна прийматися не менш 2,4 м від рівня підлоги у верхній точці (з урахуванням ухилу підлоги) до найбільш низької частини несучих конструкцій і бути рівною 2,4; 2,7; 3,6; 4,8; 6 м.

Будівлі свинарників у більшості випадків будують шириною 18 м. Будівлі можуть бути одно- або двопрогінними. Найбільше поширення отримала конструктивна схема без внутрішніх опор, тобто однопрогонова будівля шириною 18 м, перекрита фермами або тришарнірною рамою. При павільйонній забудові будівлі можуть блокуватися за допомогою сполучної галереї або за допомогою вставок з будівлями підсобно-допоміжного призначення.

Будівля, що проектується прямокутна в плані, та має розміри 96×18 м.

В будівлі запроектовані приміщення для утримання худоби, службові приміщення, лабораторії.

ЕКСПЛІКАЦІЯ ПРИМІЩЕНЬ			
Номер приміщення	Найменування	Площа, м2	Кат.* приміщення
1	Приміщення для утримання хряків, холостих та супоросних маток	755,44	
2	Приміщення для утримання супоросних маток	767,01	
3	З'єднувальний коридор	56,78	
4	Тамбур	5,54	
5	Санвузол	7,13	
6	Електрощитова	7,13	
7	Службове приміщення	13,46	
8	Вентиляційна камера	7,92	
9	Лабораторія	10,33	
10	Мийна	10,33	
11	Кімната прийому сперми	8,75	

1.3. Конструктивне вирішення

При виборі конструктивної схеми будівлі перевагу варто віддавати схемам без внутрішніх опор. Наявність внутрішніх опор зменшує корисну площу, не дозволяє застосовувати гнучку технологію утримування тварин і робити реконструкцію з урахуванням удосконалення засобів механізації без зміни будівельної частини будівлі.

Будівля запроектована каркасною.

Фундаменти запроектовано монолітні залізобетонні, стовбчасті із бетону класу В25, армовані арматурою класу А240С. Розміри подошв фундаменту під дерев'яні колони складають 2400×2100. Глибина закладання складає 1,800.

СПЕЦИФІКАЦІЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ					
Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага, од., кг	Примітка
Балки фундаментні					
ФБ-1	Серія 1.415.1-2 вып.5	Балка фундаментна 2БФ55-1	32	925	
ФБ-2	Серія 1.415.1-2 вып.5	Балка фундаментна 2БФ60-1	6	1000	
Перемички					
П-1	Серія 1.038.1-1 вип. 1	Перемичка 2ПБ22-3	19	92	

Каркас запроектований з дерев'яних колон, та трикутних металодерев'яних ферм. Колони клеєні дерев'яні із соснових дощок II сорту, товщиною 25мм. Переріз колони 300×220 мм. Відмітка оголовка колони розташована на позначці 3,07м. Металодерев'яна ферма складається із дерев'яних стиснутих елементів (верхній пояс і розкоси) і металевих розтягнутих елементів (нижній пояс і підвіс). Дерев'яні елементи верхнього поясу виконані клеєними із соснових дощок II сорту, товщиною 25мм. Переріз верхнього поясу ферми складає 420×220 мм. Переріз розкосу 220×100 мм. із цільного соснового бруса. Металеві елементи нижнього поясу виконані із прокатних кутників 90×56 мм. Металеві елементи розкосу виконані із прокатних кутників 63×40 мм. Проліт ферми 18 м. Всі дерев'яні елементи каркасу повинні бути антисептовані розчином «Гладиатор 1».

СПЕЦИФІКАЦІЯ ЕЛЕМЕНТІВ КАРКАСУ					
Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага, од., кг	Примітка
К-1	Індивідуальне виготовлення	Колона дерев'яна перерізом 220×300 мм	34	99	
К-2	Індивідуальне виготовлення	Колона дерев'яна перерізом 150×300 мм	4	68	
Ф-1	Індивідуальне виготовлення	Ферма трикутна металодерев'яна	17	1406	
СВ-1	Індивідуальне виготовлення	Зв'язок вертикальний	16	69	
СВ-2	Індивідуальне виготовлення	Зв'язок вертикальний	12	72	

СГ-1	Індивідуальне виготовлення	Зв'язок горизонтальний	24	78	
ОБ-1	Індивідуальне виготовлення	Обв'язувальний брус перерізом 200×100 мм	22 8	10	м.п.

Стіни будівлі виконані із панелей з дерев'яним каркасом з обшивками із азбестоцементних плоских листів . Між обшивками панелей укладається утеплювач із пінополістерольних плит товщиною 30 мм. Розміри панелей 6×1,5м. В місцях де передбачені вікна та двері, в панелях при їх виготовленні передбачають розташування прорізів, по розмірах вікон та дверей.

Цоколь будівлі виконується монолітним залізобетонним із бетону класу В15 армований арматурою класу А240С на висоту 1,0 м.

Покриття будівлі виконане із панелей з дерев'яним каркасом з обшивками із азбестоцементних плоских листів . Між обшивками панелей укладається утеплювач із пінополістерольних плит товщиною 30 мм. Розміри панелей 6×1,5м.

Покрівля виконана із 3 шарів руберойда на бітумній мастиці.

Вікна та двері: запроектовані дерев'яні

СПЕЦИФІКАЦІЯ ЗАПОВНЕННЯ ПРОРІЗІВ					
Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага, од., кг	Примітка
		ОК-1	30		
		Віконний блок СВО 9-12	4		
		ОК-2	3		
		Віконний блок СВО 9-12	1		
		Д-1	2		
		Дверний блок ДНГ 21-10	1		
		Д-2	11		
		Дверний блок ДВГ 19-9	1		
		В-1	2		
		Ворота глухі ВРГ 30-30	1		

Підлоги: запроектовані у відповідності із призначенням приміщення.

Експлікація підлог				
Номер приміщення	Тип* підлоги	Схема підлоги або тип підлоги по серії	Данні елементів** підлоги (найменування, товщина, основа та ін.), мм	Площа, м2
5, 9, 10, 11	1		Керамічна плитка – 11 мм	36,54
			Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 – 20 мм	
			Гідроізоляція 2 шари Ізолу на мастиці бітуміноль	
			Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 – 20 мм	
			Підстилаючий шар із бетону В7.5 – 80 мм	
			Грунт основи з втрамбованим щебенем крупністю 20–40 мм	
7	2		Лінолеум багат шаровий-релин тип А – 3 мм	13,46
			Прошарок із клеючої мастики	
			Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 – 20 мм	
			Підстилаючий шар із бетону В7.5 – 80 мм	
			Грунт основи з втрамбованим щебенем крупністю 20–40 мм	
1, 2, 3, 4, 6, 8	3		Бетонне покриття із бетону С12/15 – 20 мм	1599,82
			Підстилаючий шар із бетону В7.5 – 80 мм	
			Грунт основи з втрамбованим щебенем крупністю 20–40 мм	

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Загальна характеристика об'єкту

Будівля свинарської ферми розташована в с. Ворожба Сумської області. В якості огорожуючих конструкцій прийняті панелі з обшивками із плоских азбестоцементних листів. В якості несучих конструкцій прийняті металодерев'яні ферми і дерев'яні колони.

Просторова жорсткість дерев'яного каркасу будівлі забезпечується за рахунок жорсткого закріплення колон до монолітного залізобетонного фундаменту, а також за рахунок встановлення вертикальних і горизонтальних зв'язків.

Район будівництва свинарської ферми відноситься до 6 району за характеристичним значенням ваги снігового покриву з $S_0 = 1800$ Па і до 2 району за характеристичним значенням вітрового тиску з $W_0 = 420$ Па.

До розрахунку прийняті: панель покриття з обшивкою із плоских азбестоцементних листів, металодерев'яна ферма прольотом 18 м, дерев'яна колона, монолітний залізобетонний фундамент під колону.

2.2. Розрахунок металодерев'яної ферми

Визначення загальних розмірів ферми

Приймаємо в якості несучих конструкцій покрівлі сегментні ферми з верхнім поясом із клеєних блоків. Крок ферм – 6 м. Конструкцію покрівлі приймаємо із клеєфанерних панелей, які заздалегідь виконуються криволінійного обрису.

При покрівлі із панелей з обшивками із фанери і подальшому їх покритті трьома шарами руберойду, а також для придання покрівлі необхідного ухилу, висота ферми повинна складати $H = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{7}\right) L$. Приймаємо $H = \frac{1}{6} \cdot 18 = 3,0$ м, для кругового окреслення ферми кут нахилу дотичної на опорі складатиме $\alpha = 37^\circ$, а $\sin \alpha = 0,602$, $\cos \alpha = 0,799$.

Розрахункова схема ферма зазначена на рисунку 2.1.

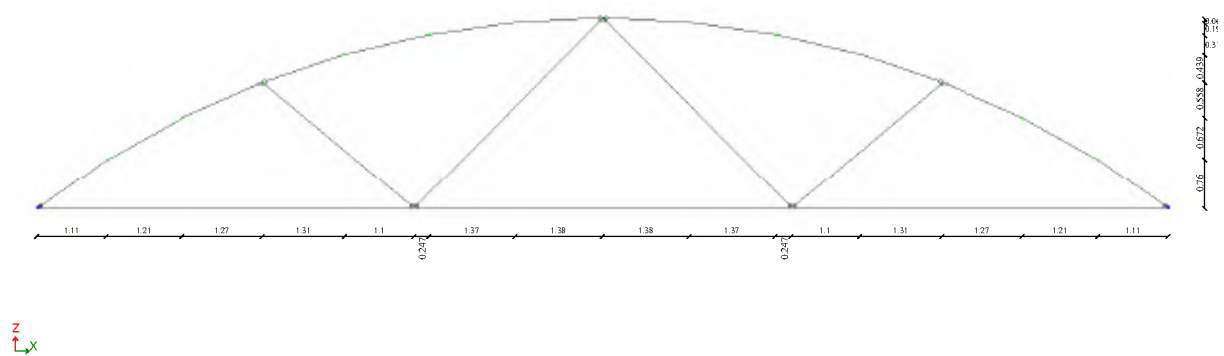


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема ферми

Визначення зусиль в елементах ферми

Металодерев'яна ферма завантажена рівномірно розподіленим постійним навантаженням і тимчасовим сніговим навантаженням. При цьому постійне навантаження на ферму складається із навантаження від ваги панелей з обшивками із азбестоцементних листів, ваги покрівлі і особистої ваги ферми. Навантаження від ваги панелей і покрівлі визначалися в попередньому розділі при розрахунку панелі.

$$g_{\text{покр}}^{\text{H}} = 0,93 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \quad g_{\text{покр}} = 1,05 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Особиста вага ферми попередньо визначається за формулою:

$$g_{\text{ф}}^{\text{H}} = \frac{g_{\text{покр}}^{\text{H}} + p_{\text{сн}}^{\text{H}}}{\frac{1000}{k_{\text{с.в.}}L} - 1} = \frac{0,93 + 2,52}{\frac{1000}{4 \cdot 18} - 1} = 0,254 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Снігове навантаження визначаємо в трьох умовах розподілення, як зазначено на рис. 2.2.

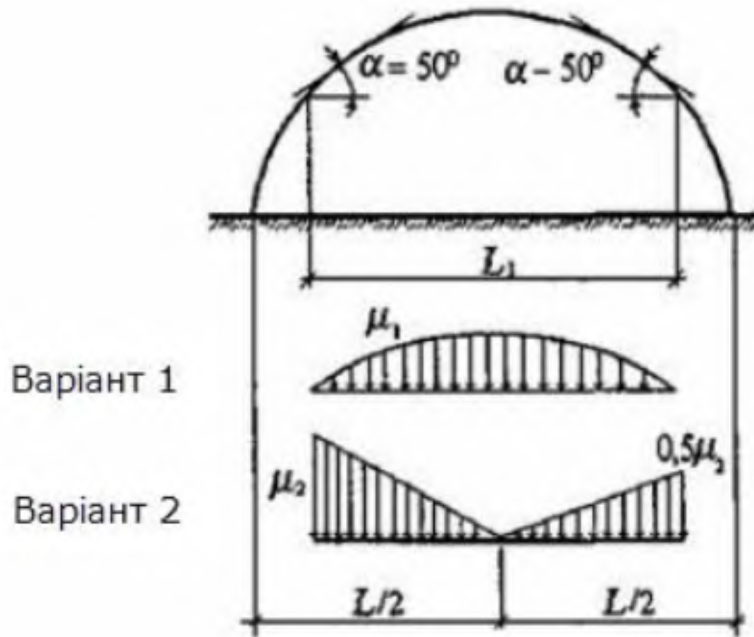
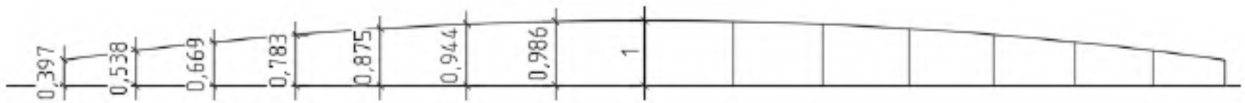


Рисунок 2.2 – Схема дії снігового навантаження за ДБН

Для 1-го варіанту снігового навантаження і куті нахилу дотичної на опорі $\alpha = 37^\circ$ буде мати такі коефіцієнти для навантаження:



При цьому:

при $\mu = 1$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 1 = 1800 \text{ Па} = 1,80 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,986$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,986 = 1775 \text{ Па} = 1,775 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,944$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,944 = 1699 \text{ Па} = 1,699 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,875$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,875 = 1575 \text{ Па} = 1,575 \text{ кН/м}^2$

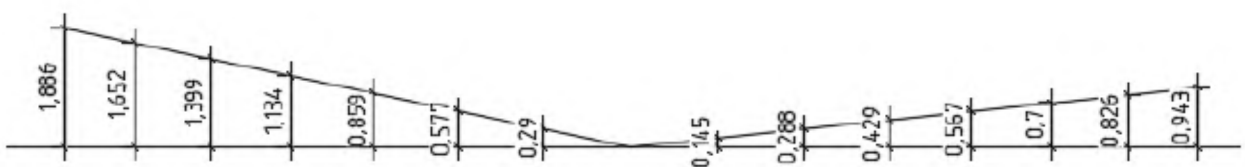
при $\mu = 0,783$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,783 = 1409 \text{ Па} = 1,409 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,669$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,669 = 1204 \text{ Па} = 1,204 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,538$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,538 = 968 \text{ Па} = 0,968 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,397$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,397 = 715 \text{ Па} = 0,715 \text{ кН/м}^2$

Для другого снігового навантаження маємо наступні коефіцієнти:



При цьому:

при $\mu = 1,886$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 1,886 = 3395 \text{ Па} = 3,395 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 1,652$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 1,652 = 2974 \text{ Па} = 2,974 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 1,399$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 1,399 = 2518 \text{ Па} = 2,518 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 1,134$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 1,134 = 2041 \text{ Па} = 2,041 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,859$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,859 = 1546 \text{ Па} = 1,546 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,577$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,577 = 1039 \text{ Па} = 1,039 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,290$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,290 = 522 \text{ Па} = 0,522 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,145$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,145 = 261 \text{ Па} = 0,261 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,288$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,288 = 518 \text{ Па} = 0,518 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,429$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,429 = 772 \text{ Па} = 0,772 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,567$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,567 = 1021 \text{ Па} = 1,021 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,700$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,700 = 1260 \text{ Па} = 1,260 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,826$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,826 = 1487 \text{ Па} = 1,487 \text{ кН/м}^2$
при $\mu = 0,943$	$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,943 = 1697 \text{ Па} = 1,697 \text{ кН/м}^2$

При розрахунку ферми завантажуюємо її рівномірно розподіленим навантаженням. Для цього навантаження, розподілене по площі покриття переводимо в розподілене навантаження по довжині ферми. З цією метою розподілене по площі навантаження множимо на ширину вантажної площі (рисунок 2.4).

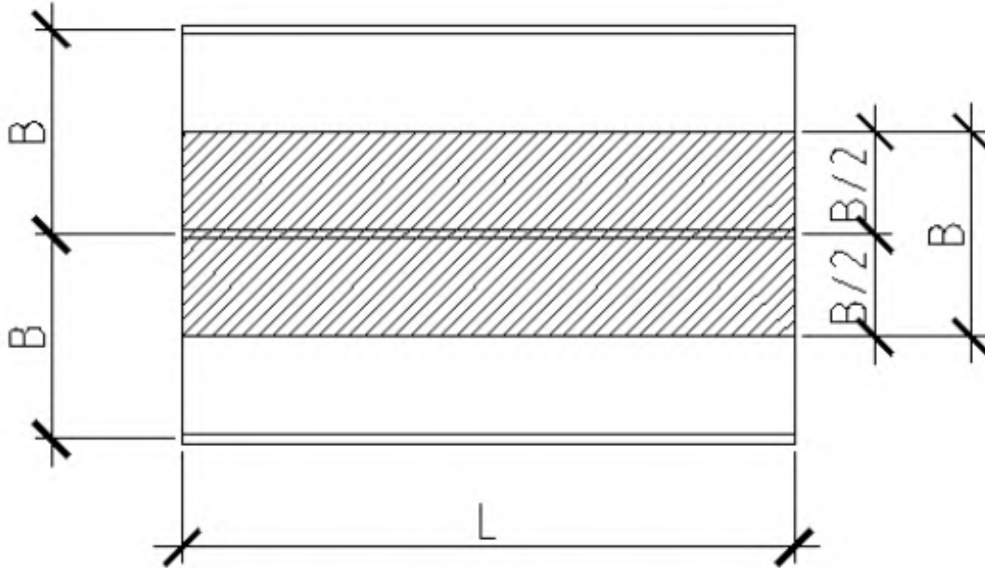


Рисунок 2.4 - Вантажна площа при визначенні погонного навантаження на ферму.

$$g_{\text{покр}}^{\text{H}} = 0,93 \cdot 6 = 5,58 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$g_{\text{покр}} = 1,05 \cdot 6 = 6,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$g_{\text{ф}}^{\text{H}} = 0,254 \cdot 6 = 1,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$g_{\text{ф}} = 1,52 \cdot 1,1 = 1,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Для першого варіанта снігового навантаження

при $\mu = 1$ $S_m = 1,80 \cdot 6 = 10,8 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,986$ $S_m = 1,775 \cdot 6 = 10,65 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,944$ $S_m = 1,699 \cdot 6 = 10,20 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,875$ $S_m = 1,575 \cdot 6 = 9,45 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,783$ $S_m = 1,409 \cdot 6 = 8,46 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,669$ $S_m = 1,204 \cdot 6 = 7,23 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,538$ $S_m = 0,968 \cdot 6 = 5,81 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,397$ $S_m = 0,715 \cdot 6 = 4,29 \text{ кН/м}$

Для другого варіанта снігового навантаження

при $\mu = 1,886$ $S_m = 3,395 \cdot 6 = 20,37 \text{ кН/м}$

при $\mu = 1,652$ $S_m = 2,974 \cdot 6 = 17,84 \text{ кН/м}$

при $\mu = 1,399$	$S_m = 2,518 \cdot 6 = 15,11$ кН/м
при $\mu = 1,134$	$S_m = 2,041 \cdot 6 = 12,25$ кН/м
при $\mu = 0,859$	$S_m = 1,546 \cdot 6 = 9,28$ кН/м
при $\mu = 0,577$	$S_m = 1,039 \cdot 6 = 6,23$ кН/м
при $\mu = 0,290$	$S_m = 0,522 \cdot 6 = 3,13$ кН/м
при $\mu = 0,145$	$S_m = 0,261 \cdot 6 = 1,57$ кН/м
при $\mu = 0,288$	$S_m = 0,518 \cdot 6 = 3,11$ кН/м
при $\mu = 0,429$	$S_m = 0,772 \cdot 6 = 4,63$ кН/м
при $\mu = 0,567$	$S_m = 1,021 \cdot 6 = 6,12$ кН/м
при $\mu = 0,700$	$S_m = 1,260 \cdot 6 = 7,56$ кН/м
при $\mu = 0,826$	$S_m = 1,487 \cdot 6 = 8,92$ кН/м
при $\mu = 0,943$	$S_m = 1,697 \cdot 6 = 10,18$ кН/м

Розрахунок виконуємо за допомогою програмного комплексу Lira. Результати розрахунку наведені в Додатку Б.

В результаті розрахунку отримуємо наступні максимальні значення зусиль:

Таблиця 2.2 - Розрахункові зусилля в елементах ферми

Найменування зусилля	Верхній пояс	Нижній пояс	Дерев'яний розкос висхідний	Дерев'яний розкос низхідний
Постійне навантаження				
M_{max} , кН · м	-2,7	0	0	0
N_{max} , кН	-110,35	-92,96	-1,02	2,9
$Q_{відп}$, кН	5,58	0	0	0
Снігове рівномірно розподілене навантаження (I варіант)				
M_{max} , кН · м	-8,00	0	0	0
N_{max} , кН	-149,93	134,57	-5,73	6,36
$Q_{відп}$, кН	8,89	0	0	0
Снігове навантаження на половині ферми (II варіант)				
M_{max} , кН · м	12,3	0	0	0
N_{max} , кН	-136,59	101,48	18,2 -0,23	-20,22 0,25
$Q_{відп}$, кН	-19,99	0	0	0
Розрахункове навантаження				
	1+2	1+2	1+2 1+3	1+3

Найменування зусилля	Верхній пояс	Нижній пояс	Дерев'яний розкос висхідний	Дерев'яний розкос низхідний
M_{max} , кН · м	-10,7	0	0	0
N_{max} , кН	-260,28	227,53	-6,75 17,18	-17,32
$Q_{відп}$, кН	14,47	0	0	0

Підбір перерізів елементів ферми

Верхній пояс.

Вузли верхнього поясу виконуємо із лобовим упором елементів. Розрахунок елементів ведемо за схемою стержня, що працює на стиск із згином. Розрахунковий проліт $l = 410$ см. Розрахунок ведемо на максимальну комбінацію зусиль:

$$M_{max} = -10,7 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_{max} = -260,28 \text{ кН}; Q_{відп} = 14,47 \text{ кН}$$

Приймаємо верхній пояс із клеєного соснового бруса шириною $b = 150$ мм. По висоті перерізу брус приймаємо клеєним із дошок товщиною $\delta = 30$ мм кількістю 7 в пакеті, при цьому висота перерізу дорівнює $h = 210$ мм.

Геометричні характеристики перерізу при цьому

$$A_{br} = b \cdot h = 15 \cdot 21 = 315 \text{ см}^2;$$

$$W_{br} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 21^2}{6} = 1102,5 \text{ см}^3;$$

$$S_{br} = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{15 \cdot 21^2}{8} = 826,9 \text{ см}^3;$$

$$I_{br} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 21^3}{12} = 11576,25 \text{ см}^4.$$

При відсутності інформації про послаблення елемента:

$$A_{net} = A_{br} = 315 \text{ см}^2;$$

$$W_{net} = W_{br} = 1102,5 \text{ см}^3;$$

$$S_{net} = S_{br} = 826,9 \text{ см}^3;$$

$$I_{net} = I_{br} = 11576,25 \text{ см}^4.$$

Розрахунковий опір деревини

$$f_{m,d} = f_{m,d}^b \cdot k_B \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = 15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,9}{0,975} \cdot 1,3 = 18 \text{ МПа}$$

$$= 1,8 \text{ кН/см}^2$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,d}^b \cdot k_B \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = 15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,9}{0,975} \cdot 1,3 = 18 \text{ МПа}$$

$$= 1,8 \text{ кН / см}^2$$

$$f_{v,0,d} = f_{v,0,d}^b \cdot k_B \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = 1,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,9}{0,975} \cdot 1,3 = 2,16 \text{ МПа}$$

$$= 0,216 \text{ кН / см}^2$$

Визначається радіус інерції перерізу:

$$i = \sqrt{\frac{I_{br}}{A_{br}}} = \sqrt{\frac{11576,25}{315}} = 6,06 \text{ см.}$$

Визначається розрахункова довжина елемента в площині дії згинального моменту з урахуванням його закріплення:

$$l_{e,d} = l_0 \cdot \mu_0 = 410 \cdot 1 = 410 \text{ см}$$

Визначається гнучкість елемента

$$\lambda = \frac{l_{e,d}}{i} = \frac{410}{6,06} = 67,63$$

Визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину при гнучкості < 70

$$\varphi_c = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{67,63}{100} \right)^2 = 0,63$$

Для елементів з гнучкістю $\lambda_{zx} \geq 55$ визначається коефіцієнт, який враховує появу додаткового згинального моменту в деформованій схемі елемента за формулою:

$$k_{m,c} = 1 - \frac{N_d}{\varphi_c \cdot f_{c,0,d} \cdot A_{br}} = 1 - \frac{260,28}{0,63 \cdot 1,8 \cdot 315} = 0,276$$

помилка! Источник ссылки не найден.

Виконується перевірка елемента на міцність за нормальними напруженнями за формулою:

$$\frac{N_d}{A_{net}} + \frac{M_d}{k_{m,c} \cdot W_d} = \frac{260,28}{315} + \frac{10,7}{0,276 \cdot 1102,5} = 0,86 \text{ кН/см}^2 \leq f_{c,0,d} = 1,8 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується.

Перевірку за дотичними напруженнями виконуємо за формулою:

$$\tau_d = \frac{V_d S_{br}}{I_{br} b_{ef}} = \frac{14,47 \cdot 826,9}{11576,25 \cdot 15} = 0,07 \text{ кН/см}^2 \leq f_{v,0,d} = 0,216 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується.

Нижній розтягнутий пояс

Визначається розрахунковий опір деревини розтягу:

$$\begin{aligned} f_{t,0,d} &= f_{t,0,d}^b \cdot k_b \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = \\ &= 10 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{1} \cdot 1,1 = 8,8 \text{ МПа} = 0,88 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

Визначаємо потрібну площу перерізу елемента:

$$A_{net} \geq \frac{N_d}{f_{t,0,d}} = \frac{227,53}{0,88} = 258,56 \text{ см}^2$$

Із урахуванням рівності ширини перерізу всіх елементів для дерев'яної ферми приймаємо для нижнього поясу $b = 150$ мм

При вирішенні вузлових з'єднань ферми на зубчастих пластинах послаблення в дерев'яних елементах відсутні, тому знаходимо інший розмір поперечного перерізу елемента із розрахунку

$$h = \frac{A_{net}}{b} = \frac{258,56}{15} = 17,24 \text{ см}$$

Виконуємо корегування розміру перерізу у відповідності до кратності її товщині дошок, із яких він склеюється $h = 6 \cdot 30 = 180$ мм

Остаточно приймаємо переріз дерев'яного елемента 150×180 мм.

Висхідний дерев'яний розкос

У висхідному дерев'яному розкосі можливо два варіанти виникнення зусиль, при яких виникають або стискаючі зусилля $N_{max} = -6,75$ кН, або розтягуючі зусилля $N_{max} = 17,18$ кН. Тому підбираємо переріз із зусилля розтягу, а потім перевіряємо при зусиллі стиску.

Визначається розрахунковий опір деревини розтягу:

$$\begin{aligned} f_{t,0,d} &= f_{t,0,d}^b \cdot k_b \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = \\ &= 10 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{1} \cdot 1,1 = 8,8 \text{ МПа} = 0,88 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

Визначаємо потрібну площу перерізу елемента:

$$A_{net} \geq \frac{N_d}{f_{t,o,d}} = \frac{17,18}{0,88} = 19,52 \text{ см}^2$$

Із урахуванням рівності ширини перерізу всіх елементів для дерев'яної ферми приймаємо для нижнього поясу $b = 150$ мм

При вирішенні вузлових з'єднань ферми на зубчастих пластинах послаблення в дерев'яних елементах відсутні, тому знаходимо інший розмір поперечного перерізу елемента із розрахунку

$$h = \frac{A_{net}}{b} = \frac{19,52}{15} = 1,3 \text{ см}$$

Виконуємо корегування розміру перерізу у відповідності до кратності її товщині дошок але не менше 3-х дошок в пакеті, із яких він склеюється $h = 3 \cdot 30 = 90$ мм

Остаточно приймаємо переріз дерев'яного елемента 150×90 мм.

Перевіряємо прийнятий переріз на стиск.

Визначаємо розрахунковий опір деревини

$$\begin{aligned} f_{c,0,d} &= f_{c,0,d}^b \cdot k_B \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = 13 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,9}{0,975} \cdot 1,3 = 14,04 \text{ МПа} \\ &= 1,404 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

Визначаємо площу перерізу бруто елемента:

$$A_{br} = b \cdot h = 15 \cdot 9 = 135 \text{ см}^2$$

При відсутності послаблень розрахункова площа перерізу:

$$A_d = A_{br} = 135 \text{ см}^2$$

Визначаємо момент інерції перерізу

в напрямку z

$$I_z = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 9^3}{12} = 911,25 \text{ см}^4$$

в напрямку y

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{9 \cdot 15^3}{12} = 2531,25 \text{ см}^4$$

Визначаємо радіус інерції перерізу

в напрямку z

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{br}}} = \sqrt{\frac{911,25}{135}} = 2,6 \text{ см}$$

- в напрямку у

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{br}}} = \sqrt{\frac{2531,25}{135}} = 18,75 \text{ см}$$

Визначаємо розрахункову довжину елемента

в напрямку z

$$l_{e,d,z} = l_0 \cdot \mu_0 = 424 \cdot 1 = 424 \text{ см}$$

в напрямку у

$$l_{e,d,y} = l_0 \cdot \mu_0 = 424 \cdot 0,65 = 275,6 \text{ см}$$

Визначаємо гнучкість елемента відносно z і у

$$\lambda_z = \frac{l_{e,d,z}}{i_z} = \frac{424}{2,6} = 163,2$$

$$\lambda_y = \frac{l_{e,d,y}}{i_y} = \frac{275,6}{18,75} = 14,7$$

Оскільки гнучкість висхідного розкосу перевищує максимальну величину, то збільшуємо його переріз і виконуємо перерахунок в напрямку z

$$A_{br} = b \cdot h = 15 \cdot 12 = 180 \text{ см}^2$$

$$I_z = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 12^3}{12} = 2160 \text{ см}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{br}}} = \sqrt{\frac{2160}{180}} = 3,5 \text{ см}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{e,d,z}}{i_z} = \frac{424}{3,5} = 122,4$$

При гнучкості > 70

$$\varphi_c = \frac{1}{\lambda^2} \cdot \frac{\pi^2 E_0}{f_{c,0,T}} = \frac{1}{122,4^2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot 10000}{31} = 0,21$$

де з урахуванням породи деревини

$$f_{c,0,T} = 31 \text{ МПа}$$

Перевірку елемента виконуємо за формулою:

$$\sigma = \frac{N_{d,max}}{A_d \cdot \varphi_c} = \frac{17,18}{180 \cdot 0,21} = 0,45 \text{ кН/см}^2 < f_{m,d} = 1,404 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується

Низхідний дерев'яний розкос.

Розрахункове зусилля в розкосі $N_{max} = -17,32$ кН.

Визначаємо розрахунковий опір деревини

$$\begin{aligned} f_{c,0,d} &= f_{c,0,d}^b \cdot k_B \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = 13 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,9}{0,975} \cdot 1,3 = 14,04 \text{ МПа} \\ &= 1,404 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

У відповідності до рекомендацій задаємося максимальною гнучкістю елемента $\lambda_{max} = 120$

Визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину при $\lambda > 70$ за формулою:

$$\varphi_c = \frac{1}{\lambda^2} \cdot \frac{\pi^2 E_0}{f_{c,0,T}} = \frac{1}{120^2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot 10000}{31} = 0,221$$

Визначаємо розрахункову площу перерізу елемента:

$$A_d = \frac{N_{d,max}}{f_{c,0,d} \cdot \varphi_c} = \frac{17,32}{1,213 \cdot 0,221} = 64,65 \text{ см}^2$$

Знаючи ширину елемента $b = 150$ мм визначаємо інший розмір:

$$h = \frac{A_d}{b} = \frac{64,65}{15} = 4,3 \text{ см}$$

Виконуємо корегування розміру перерізу у відповідності до кратності її товщині дошок але не менше 3-х дошок в пакеті, із яких він склеюється $h = 3 \cdot 30 = 90$ мм

Визначаємо площу перерізу бруто елемента:

$$A_{br} = b \cdot h = 15 \cdot 9 = 135 \text{ см}^2$$

При відсутності послаблень розрахункова площа перерізу:

$$A_d = A_{br} = 135 \text{ см}^2$$

Визначаємо момент інерції перерізу

в напрямку z

$$I_z = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 9^3}{12} = 911,25 \text{ см}^4$$

в напрямку y

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{9 \cdot 15^3}{12} = 2531,25 \text{ см}^4$$

Визначаємо радіус інерції перерізу

в напрямку z

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{br}}} = \sqrt{\frac{911,25}{135}} = 2,6 \text{ см}$$

- в напрямку y

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{br}}} = \sqrt{\frac{2531,25}{135}} = 18,75 \text{ см}$$

Визначаємо розрахункову довжину елемента

в напрямку z

$$l_{e,d,z} = l_0 \cdot \mu_0 = 313 \cdot 1 = 313 \text{ см}$$

в напрямку y

$$l_{e,d,y} = l_0 \cdot \mu_0 = 313 \cdot 0,65 = 203,5 \text{ см}$$

Визначаємо гнучкість елемента відносно z і y

$$\lambda_z = \frac{l_{e,d,z}}{i_z} = \frac{313}{2,6} = 120,5$$

$$\lambda_y = \frac{l_{e,d,y}}{i_y} = \frac{203,5}{18,75} = 10,9$$

В подальшому розрахунок можна виконувати тільки в напрямку більшої гнучкості

При гнучкості > 70

$$\varphi_c = \frac{1}{\lambda^2} \cdot \frac{\pi^2 E_0}{f_{c,0,T}} = \frac{1}{120,5^2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot 10000}{31} = 0,22$$

де з урахуванням породи деревини

$$f_{c,0,T} = 31 \text{ МПа}$$

Перевірку елемента виконуємо за формулою:

$$\sigma = \frac{N_{d,max}}{A_d \cdot \varphi_c} = \frac{17,32}{135 \cdot 0,22} = 0,58 \text{ кН/см}^2 < f_{m,d} = 1,404 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується

Розрахунок вузлових з'єднань.

Вузлові з'єднання на зубчастих пластинах розраховуються графічно із умови несучої здатності одиниці площі самої пластини.

2.3. Розрахунок монолітного залізобетонного фундаменту під колону

Зусилля на обрізі фундаменту визначаємо із розрахунку поперечної рами (рисунок 2.8.).

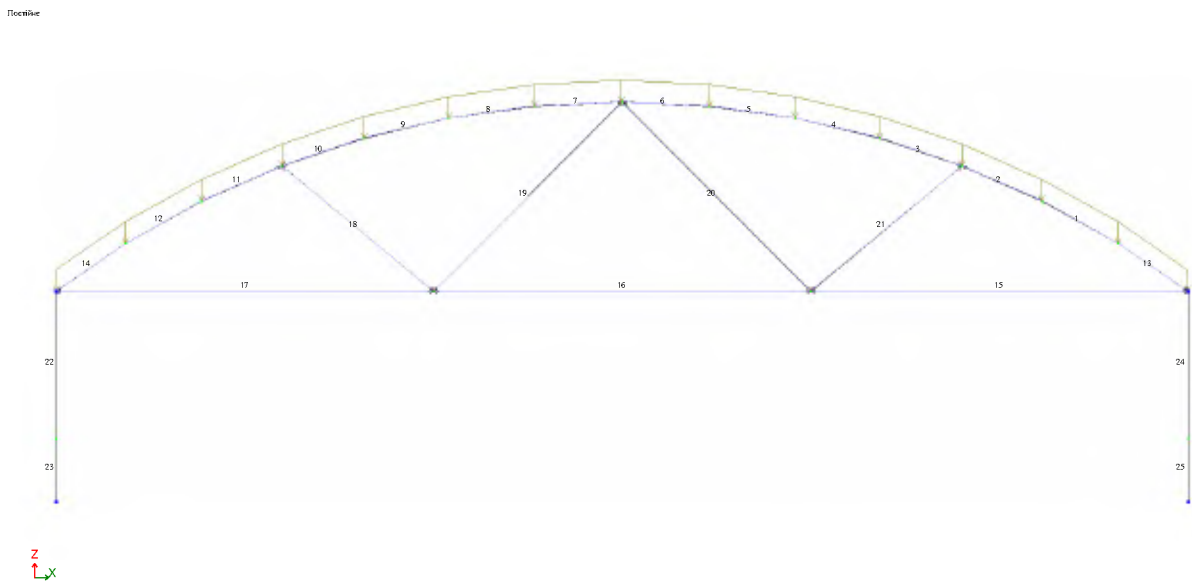


Рисунок 2.8 - Схема поперечної рами.

Навантаження від ваги покриття і металодерев'яної ферми, а також тимчасові снігові навантаження приймаємо такими, як і при розрахунку ферми. Окрім цього на поперечну раму також діють навантаження від ваги стінової огорожі, особиста вага дерев'яної клеєної колони, особиста вага частини фундаменту, що розташована над поверхнею землі і тимчасові вітрові навантаження.

Із конструктивних міркувань над землею на висоту 1 м виступає частина монолітного фундаменту розмірами 50×80 см. На фундамент встановлюється дерев'яна клеєна колона перерізом 22×54 см. В якості цоколя прийнята монолітна залізобетонна стіна товщиною 300 мм. В якості стіни прийняті панелі з обшивкою із азбестоцементних листів. Конструкцію стінових панелей приймаємо такою, як і панелей покриття.

Навантаження від ваги монолітного залізобетонного цоколя:

$$g_{ц}^H = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \cdot 0,3 \cdot 6 = 45 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$g_{ц} = 1,1 \cdot 45 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 49,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Навантаження від ваги стінової огорожі:

$$g_c^H = 0,81 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 6 = 4,86 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$g_{ц} = 0,892 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 6 = 5,35 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

При цьому розрахункове навантаження від цоколя утворює момент

$$M_{ц} = 49,5 \cdot 1 \cdot 0,25 = 12,38 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

а момент від розрахункового навантаження від ваги стінової огорожі

$$M_{ц} = 5,35 \cdot 3 \cdot 0,25 = 4,01 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вітрове навантаження.

Розрахункове вітрове навантаження на поперечну раму визначаємо згідно ДБН.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

$$C_{aer}^H = 0,8 \text{ і } C_{aer}^П = 0,5 \text{ при } b/l > 2 \text{ і } h/l < 0,5$$

$$C_h = 1,625$$

$$C_{alt} = 1 \text{ при } H < 0,5 \text{ км}$$

$$C_{rel} = 1 \text{ при } \varphi < 0,05$$

$$C_{dir} = 1$$

$$C^H = 0,8 \cdot 1,625 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,3$$

$$C^П = 0,5 \cdot 1,625 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,813$$

- з навітряного боку

$$W_m^H = 1 \cdot 370 \cdot 1,3 = 481 \text{ Па} = 0,48 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

- з підвітряного боку

$$W_m^H = 1 \cdot 370 \cdot 0,813 = 301 \text{ Па} = 0,30 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Рівномірно розподілене вітрове навантаження по довжині колони:

$$W_m^H = 0,48 \cdot 6 = 2,88 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$W_m^H = 0,30 \cdot 6 = 1,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Експлуатаційне вітрове навантаження:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C$$

Тоді

- з навітряного боку

$$W_e^H = 0,21 \cdot 370 \cdot 1,3 = 101 \text{ Па} = 0,10 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

- з підвітряного боку

$$W_e^H = 0,21 \cdot 370 \cdot 0,813 = 63,2 \text{ Па} = 0,06 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Зусилля в елементах рами визначаємо за допомогою програмного комплексу Lira. Із таблиці зусиль визначаємо найбільш небезпечну комбінацію зусиль, за якою будемо розраховувати стовбатовий монолітний залізобетонний фундамент під колону.

Таблиця 2.3 - Розрахунок комбінації зусиль при розрахунку фундаменту

Навантаження	Сполучення	F_v , кН	M , кН · м	Q , кН
1 навантаження		-147,18	-12,94	0,86
2 навантаження		-100,83	-0,97	0,24
3 навантаження		-113,5	-0,97	0,24
4 навантаження		-85,66	-0,84	0,21
5 навантаження		0	-20,39	9,1
Комбінація при M_{max}	1+3+5	-260,68	-34,3	10,2
Комбінація при N_{max}	1+3	-260,68	-13,91	1,1

Геологічні умови будівництва

Глибина промерзання ґрунту у відповідності до кліматичного району складає 1,5 м. В такому випадку глибину закладання фундаментів приймаємо 1,8 м.

В даному проекті передбачені стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти під колони. Під ділянки цегляних стін - монолітні ланцюгові залізобетонні.

Для розрахунку приймаємо монолітний залізобетонний фундамент під колону.

Таблиця 2.4 - Характеристики ґрунтів основи

Назва ґрунту	скв 1	скв 2	скв 3	S _r	γ сух кН/м ³	γ вол кН/м ³	Розрахункові характеристики				K _ф н/сл	e	W _L	W _P	W
							γ кН/м ³	C кПа	E, МПа						
									прир	вод					
Ґрунтово-рослинний шар	0,3	0,3	0,3				3,00								
Суглинок тугопластичний низькопористий.	1,6	0,7	1,6	0,36	12,4	15,1	$\frac{3,67}{3,67}$	$\frac{4}{3}$	1,9	0,8	0,09	1,19	0,31	0,20	0,16
Суглинок полутвердий низькопористий.	8,9	9,5	10,4	0,53	12,7	17,4	$\frac{5,38}{5,3}$	$\frac{11}{9}$	3,5	1,5	0,09	1,05	0,34	0,20	0,21
Пісок дрібний маловологий.	1,5	1,8		0,97	15,4	19,6	$\frac{9,45}{9,25}$	$\frac{5}{5}$	1,8	1,6	0,4	0,63	0,25	0,19	0,23

Основою під монолітні залізобетонні фундаменти є суглинки полутверді низькопористі.

Визначення геометричних розмірів фундаменту.

Визначаємо попередній розрахунковий опір основи для умови, коли $b = 0$.

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_Y k_z d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}]$$

де $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$ - коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ДБН В.2.1-10-2009

$\gamma'_{II} = 3,67$ кН/м³ – питома вага ґрунту, розташованого вище підшви фундаменту

$M_q = 2,89$; $M_c = 5,48$ - коефіцієнти за табл. Е.8 залежно від величини кута внутрішнього тертя основи φ_{II}

$$d_b = 0 \text{ (глибина підвалу)}$$

$d_1 = 1,8$ м – найменша глибина закладання фундаменту з урахуванням існуючого або проектного рельєфу для будівель без підвалу.

$c_{II} = 9$ кПа – питоме зчеплення ґрунту основи фундаменту

$$R_{pr} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1} [2,89 \cdot 1,8 \cdot 3,67 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 3,67 + 5,48 \cdot 9] = 85,51 \text{ кПа}$$

Визначаємо попередній розмір підшви фундаменту

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{F_v}{R_{pr} - (\gamma d_{\phi} + q)}}$$

де $\gamma = 20$ кН/м³ - питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах

d_{ϕ} – висота фундаменту

q – навантаження на підлогу

F_v – навантаження на фундамент

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{260,68}{85,51 - (20 \cdot 1,8 + 5)}} = 2,42 \text{ м}$$

Визначаємо уточнений розрахунковий опір ґрунту основи із використанням попередньої ширини підшви фундаменту.

$$R_{sp} = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} M_{\gamma} k_z b_{pr} \gamma_{II} + R_{pr}$$

$M_{\gamma} = 0,47$ – коефіцієнт за табл. Е.8, залежно від величини кута внутрішнього тертя основи φ_{II}

$k_z = 1$ при $b_{pr} < 10$ м

$\gamma_{II} = 8,0$ кН/м³ – питома вага ґрунту, розташованого нижче підшви фундаменту

$$R_{sp} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} \cdot 0,47 \cdot 1,0 \cdot 2,42 \cdot 8 + 85,51 = 96,88 \text{ кПа}$$

Уточнюємо розмір фундаменту в плані:

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{260,68}{96,88 - (20 \cdot 1,8 + 5)}} = 2,16 \text{ м}$$

У відповідності до норм проектування розміри підшви фундаменту приймають кратними 300 мм. Приймаємо фундамент з підшвою $2,1 \times 2,4$ м з площею підшви $A = 2,1 \cdot 2,4 = 5,04$ м².

Визначаємо власну вагу фундаменту і ґрунту на його уступах

$$G = bad_{\phi}\gamma = 5,04 \cdot 1,8 \cdot 20 = 181,44 \text{ кН}$$

Звідси уточнений розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,47 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 8 + 2,89 \cdot 1,8 \cdot 3,67 + 5,48 \cdot 9] = 95,4 \text{ кПа}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту

$$p = \frac{F_v + G}{A} + q$$

Де A - площа подошви фундаменту, м^2

Визначаємо ексцентриситет рівнодіючої від дії сумарного згинального моменту на рівні подошви фундаменту. При цьому сумарний згинальний момент визначається:

$$\sum M = M + Q \cdot h = 34,3 + 10,2 \cdot 1,8 = 52,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$e = \frac{52,66}{260,68 + 181,44} = 0,12 \text{ м}$$

Тиск на ґрунт біля краю подошви фундаменту:

$$p_{\frac{max}{min}} = \frac{F_v + G}{A} \pm \frac{\sum M}{W} + q$$

W – момент опору подошви фундаменту

$$W = \frac{2,1 \cdot 2,4^2}{6} = 2,02 \text{ м}^3$$

$$p_{max} = \frac{260,68 + 181,44}{5,04} + \frac{52,66}{2,02} + 5 = 118,8 \text{ кПа} > 1,2R = 114,5 \text{ кПа}$$

Перевантаження

$$\frac{p_{max} - 1,2R}{p_{max}} \cdot 100\% = \frac{118,8 - 114,5}{118,8} \cdot 100\% = 3,6\% < 5\%$$

Умова виконується

$$p_{min} = \frac{260,68 + 181,44}{5,04} - \frac{52,66}{2,02} + 5 = 66,7 \text{ кПа} > 0$$

Розрахунок фундаменту за несучою здатністю

Для виготовлення монолітного залізобетонного фундаменту передбачені бетон класу С12/15 і арматура класу А240С з характеристиками:

- бетон класу С1215

$$f_{ctd} = 0,75 \text{ МПа}, f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}, E_c = 23000 \text{ МПа}$$

- арматура класу А240С

$$f_{ys} = 225 \text{ МПа}, E_s = 210000 \text{ МПа}$$

При розмірі колони 22×30 см приймаємо розмір підколінника 40×50 см для влаштування вузла закріплення колони до фундаменту. З конструктивних міркувань влаштовуємо підколінник на 1 м вище рівня землі, для влаштування монолітного залізобетонного цоколя. З урахуванням вищесказаного приймаємо триступінчатий монолітний залізобетонний фундамент. Конструкція фундаменту показана на рис. 2.10.

Висоту ступені фундаменту призначаємо 300 мм.

Максимальне розрахункове напруження в ґрунті, при розрахунку міцності фундаменту:

$$p_{max} = \frac{F_v}{A} + \frac{M}{W} = \frac{260,68}{5,04} + \frac{52,66}{2,02} = 77,8 \text{ кПа}$$

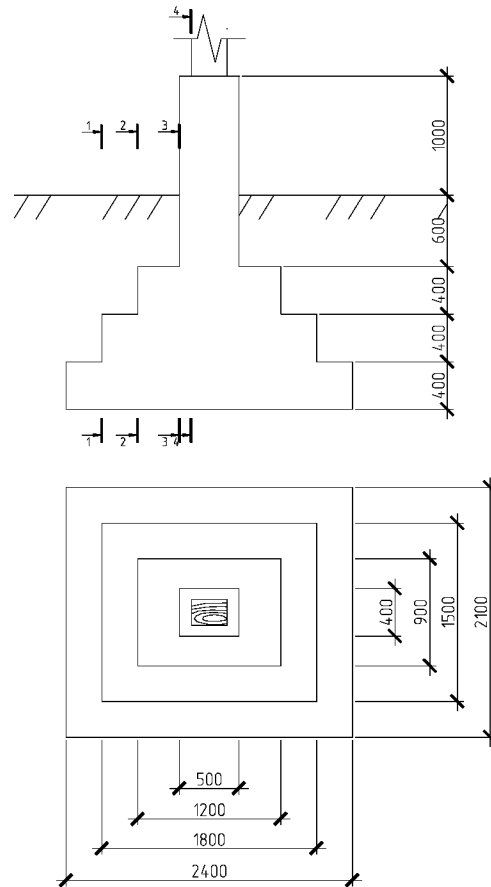


Рисунок 2.9 - Схема фундаменту

Напруження під подошвою фундаменту в перерізах 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 і по його осі знаходимо за формулою:

$$p_i = \frac{F_v}{A} + \frac{M}{W} \cdot \frac{a_i}{0,5a} = \frac{260,68}{5,04} + \frac{52,66}{2,02} = 77,8 \text{ кПа}$$

де a_i - відстань від осі фундаменту до перерізу, що розглядається;

a - ширина подошви фундаменту.

$$p_1 = \frac{260,68}{5,04} + \frac{52,66}{2,02} \cdot \frac{0,9}{0,5 \cdot 2,4} = 71,3 \text{ кПа}$$

$$p_2 = \frac{260,68}{5,04} + \frac{52,66}{2,02} \cdot \frac{0,6}{0,5 \cdot 2,4} = 64,8 \text{ кПа}$$

$$p_3 = \frac{260,68}{5,04} + \frac{52,66}{2,02} \cdot \frac{0,25}{0,5 \cdot 2,4} = 57,2 \text{ кПа}$$

$$p_4 = \frac{260,68}{5,04} + \frac{52,66}{2,02} \cdot \frac{0,15}{0,5 \cdot 2,4} = 55,0 \text{ кПа}$$

$$p_0 = \frac{260,68}{5,04} = 51,7 \text{ кПа}$$

Розрахунок на продавлювання виконуємо для перерізу по грані піраміди, що паралельна меншому з боків підшви фундаменту і тій, що починається біля третього уступу. Робоча висота нижнього уступу $h_0 = h_1 - a = 40 - 5 = 35$ см.

Оскільки висота ступені фундаменту більша за її виліт, перевірку фундаменту на продавлювання не виконуємо.

Розрахунок арматури підшви фундаменту.

Згинальний момент в перерізі 1-1 при відстані від зовнішньої грані до перерізу $L = 0,3$ м.

$$M_1 = bL^2 \frac{2p_{max} + p_1}{6} = 2,1 \cdot 0,3^2 \cdot \frac{2 \cdot 77,8 + 71,3}{6} = 7,15 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

потрібна площа перерізу арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9h_{01}f_{ys}} = \frac{7,15}{0,9 \cdot 0,35 \cdot 225000} = 0,000101 \text{ м}^2 = 1,01 \text{ см}^2$$

В перерізі 2-2 при $h_{02} = 80 - 5 = 75$ см і $L = 0,6$ м

$$M_2 = 2,1 \cdot 0,6^2 \cdot \frac{2 \cdot 77,8 + 64,8}{6} = 27,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_{s2} = \frac{27,8}{0,9 \cdot 0,75 \cdot 225000} = 0,000183 \text{ м}^2 = 1,83 \text{ см}^2$$

В перерізі 3-3 при $h_{02} = 120 - 5 = 115$ см і $L = 0,95$ м

$$M_3 = 2,1 \cdot 0,95^2 \cdot \frac{2 \cdot 77,8 + 57,2}{6} = 70,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_{s3} = \frac{70,8}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 225000} = 0,000304 \text{ м}^2 = 3,04 \text{ см}^2$$

В перерізі 4-4 при $h_{02} = 280 - 5 = 275$ см і $L = 1,05$ м

$$M_4 = 2,1 \cdot 1,05^2 \cdot \frac{2 \cdot 77,8 + 55,0}{6} = 81,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_{s4} = \frac{81,3}{0,9 \cdot 2,75 \cdot 225000} = 0,000146 \text{ м}^2 = 1,46 \text{ см}^2$$

Приймаємо 11Ø6 з кроком 200 мм

$$A_s = 3,113 \text{ см}^2 > A_{s3} = 3,04 \text{ см}^2$$

В напрямку меншої сторони підшви фундаменту площу перерізу арматури визначаємо за середнім напруженням в ґрунті p_0 , враховуючи зменшення h_0 , оскільки арматура розташована в другому ряду.

$$M_3 = 2,4 \cdot 0,85^2 \cdot \frac{2 \cdot 77,8 + 55,0}{6} = 59,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_{s3} = \frac{59,9}{0,9 \cdot 1,09 \cdot 225000} = 0,000271 \text{ м}^2 = 2,71 \text{ см}^2$$

Приймаємо 13Ø6 з кроком 200 мм

$$A_s = 3,679 \text{ см}^2 > A_{s3} = 2,71 \text{ см}^2$$

Арматуру підколонника підбираємо із розрахунку його надземної частини на згин із стиском. Максимальний згинальний момент $M = 34,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$, при цьому зусилля стиску $N = 260,68 \text{ кН}$.

Робоча висота перерізу $h_0 = 30 - 5 = 25 \text{ см}$, ширина перерізу $b = 22 \text{ см}$.

$$\text{Ексцентриситет сили } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3430}{260,68} = 13,2 \text{ см}$$

Випадковий ексцентриситет $e_0 = \frac{h}{30} = \frac{30}{30} = 1 \text{ см}$ або $e_0 = \frac{l_{col}}{600} = \frac{100}{600} = 0,2 \text{ см}$, але не менше 1 см. Оскільки ексцентриситет сили більший за випадковий ексцентриситет, його і приймаємо для розрахунку.

Визначаємо величину моменту в перерізі відносно осі, що проходить через центр ваги найменш стиснутої арматури. $M_1 = M + N \left(\frac{h}{2} - a \right) = 3430 + 260,68 \cdot \left(\frac{30}{2} - 5 \right) = 6036,8 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Радіус інерції перерізу $r = 0,289h = 0,289 \cdot 30 = 8,7 \text{ см}$

Відношення $l_0/r = 100/8,7 = 11,5 < 14$, вплив прогину колони не враховуємо.

2.4. Дослідницький розділ

Загальна характеристика роботи

Актуальність дослідження. З інтеграцією України у Європейський простір, нормативна база України поступово переходить на європейські нормативи проектування будівель, споруд і конструктивних елементів. Нормативна база Європейського союзу дещо відрізняється від нормативної бази України.

При такому переході необхідно мати уяву про можливі зміни в конструктивних елементах будівель (збільшення або зменшення матеріалоемності конструкцій, необхідність підсилення будівельних конструкцій і т.п.).

Мета роботи – визначити зміни матеріалоемності дерев'яної сегментної ферми з вузловими з'єднаннями на металевих зубчастих пластинах при різній нормативній базі розрахунку (ДБН та Єврокод).

Задачі дослідження.

Отримати залежності матеріалоемності дерев'яної сегментної ферми в залежності від нормативної бази розрахунку.

Об'єкт дослідження – дерев'яні сегментні ферми з вузловими з'єднаннями на зубчастих пластинах.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан дерев'яних сегментних ферм з вузловими з'єднаннями на зубчастих пластинах.

Методи дослідження – аналітичний розрахунок і метод скінчених елементів.

Наукову новизну складає:

- порівняння результатів розрахунку дерев'яних сегментних ферм при різній нормативній базі розрахунку.

Практична значимість отримані результати порівняння матеріалоемності сегментних дерев'яних ферм при різних нормативних документах розрахунку конструкцій (ДБН та Єврокод).

Апробація роботи.

Основні результати роботи доповідалися на студентській конференції Сумського національного аграрного університету.

Огляд досліджень

Роботою європейських будівельних стандартів Eurocode (Єврокод) займається комісія Євросоюзу із середини 1970-х років. Протягом 15 років ця комісія та Комітет представників усіх країн-членів ЄС керували цим процесом. У 1990 р. Європейська комісія на основі угоди з Європейським комітетом зі

стандартизації (CEN), членами якої є Національні органи зі стандартизації (NSB), передала країнам - членам Євросоюзу право на розробку та видання стандартів Єврокод, щоб надалі надати їм статус європейського стандарту. .

Впровадження Єврокодів у країнах ЄС проводиться поетапно з розробкою національних додатків, що враховують кліматичні та геофізичні особливості країн, з одночасним введенням в дію необхідних посилальних стандартів ЄП' на будівельні матеріали та методи випробувань. Передбачено проведення спеціальних порівняльних розрахунків за національними та європейськими нормами.

Вивчення досвіду країн ЄС дає можливість пройти цей складний і, очевидно, тривалий шлях, пов'язаний із впровадженням європейських норм у проектування та будівництво в Україні. Кліматичні та геофізичні особливості території України зумовлюють необхідність розробки національних додатків при впровадженні європейських стандартів, що враховують ці особливості. Слід зазначити, що етап національної адаптації у європейських країнах включає заходи щодо навчання експертів та персоналу організацій, атестації програмного забезпечення тощо. Їхня організація в Україні дозволить підготувати високопрофесійних фахівців, які знають міжнародні норми щодо проектування будівель.

Програма Єврокодів включає десять стандартів, що охоплюють основи будівельного проектування, впливу (навантаження), геотехніку, сейсмостійкість та основні види будівельних матеріалів.

Єврокоди є стандартами CEN і тому мають бути опубліковані в кожній країні, яка має членство в CEN. національні стандарти, що суперечать їм, згодом повинні бути виведені з обігу.

У період 1990-1999 р.р. вийшли 10 томів Єврокодів, прийнятих у 27 країнах. З 2008 по 2010 р. у цих країнах йшла адаптація Єврокодів та виконувався їхній переклад. Будь-який документ, розроблений у CEN, публікується англійською, французькою та німецькою мовами. Країни, в яких ці мови не використовуються, мають право опублікувати ці документи їх власними мовами.

Планувалося з 1 липня 2010 р. у проектуванні керуватися лише Єврокодами, а національні норми застосовувати як рекомендаційні. До Єврокодів, введених у дію CEN, у кожній країні можна додавати передмову та Національний додаток.

Водночас національні органи зі стандартизації не мають права змінювати технічні та нормативні положення, описані в оригіналі документа Європейським комітетом зі стандартизації. Допускається різночасна публікація стандарту та Національної програми. Коректніше, якщо Національні додатки будуть опубліковані окремо від Єврокодів. Наприклад, для проектувальників, що одночасно працюють у різних країнах, зручніше буде купити один універсальний текст Зводу правил і на додаток до нього відповідний Національний додаток.

В Україні сьогодні ведеться планомірний перехід на європейські норми проектування. Впровадження Єврокодів в Україні необхідно здійснювати на основі комплексного програмного підходу, який розрахований не на один рік і враховує специфіку території. Територія України відрізняється великою різноманітністю природи та клімату, у тому числі й істотно відмінних від європейських. В Україні будівництво ведеться за таких умов:

- сейсмічна активність (близько 10% території):
- відмінні від європейських зовнішні навантаження (снігове, вітрове та ін.);
- великі перепади температур тощо:
- затопленням та підтопленням піддається близько 50% усіх територій:
- поширені схилі процеси зсувів, сіл, лавин і т.д.

Основна складність запровадження Єврокодів в Україні – необхідність урахування специфіки території України та розробки відповідних національних додатків NDP (Nationally Determined Parameter) до застосування Єврокодів.

У Єврокодах надано найзагальніші вимоги до розрахунку фундаментів, в основному за типами споруд, та відсутні вимоги до вихідних даних та особливостей розрахунків фундаментів на специфічних та слабких ґрунтах, які поширені в Україні. Водночас у європейських стандартах практично відсутні вимоги до технологій виконання інженерно-геологічних досліджень, вони делеговані до

Національних додатків. Є відмінності в номенклатурі та класифікаційних показниках ґрунтів.

У Єврокодi EN 1991-1-3 надано величини снігових навантажень відповідно до карти снігових навантажень на ґрунт для Європи, а також з таблицею залежності між висотним положенням місцевості та сніговими навантаженнями, з даними по європейських регіонах. У ДБН «Навантаження та впливи» наведено дані щодо снігових навантажень, необхідних для розрахунку аналогічних коефіцієнтів в Україні. У Європі відповідні максимальні значення сягають 95 кг/м^2 , в Україні мінімальний 75 кг/м^2 , максимальний 180 кг/м^2 .

Внаслідок зіставлення вимог виявлено, що співвідношення величин розрахункового сейсмічного навантаження за українськими та європейськими нормами становить 1 до 1.4. В результаті збільшення вартості об'єктів, що зводяться в умовах сейсміки, при розрахунках за Єврокодом 1998 та ДБН В.1.1-12:2014 може досягати 20-40%, залежно від інтенсивності сейсмічних впливів, а також умов будівництва та типів конструкцій.

За українськими кліматичними умовами неможливо застосовувати конструкції вікон, стін, вентиляції, виконані згідно з європейськими нормами, оскільки відбудуватиметься промерзання та руйнування конструкцій.

На розробку Національних додатків потрібен не лише час, а й великі матеріальні витрати, які необхідно передбачити у бюджеті України. Можна було б використати стандарти Єврокодів, за якими працюють будівельники в Європі, але це величезний масив документів, які треба правильно перекласти.

Необхідність не просто коригування, а зміни ідеології у підході до будівельних нормативів була заявлена із самого початку. Обговорення намітило шляхи вирішення цієї проблеми:

- модернізація існуючих вітчизняних норм;
- гармонізація їх із стандартами Євросоюзу;
- офіційне ухвалення Єврокодів.

На етапі впровадження в Україні європейських норм проектування необхідно заздалегідь мати уяву про зміни в результаті проектування.

Порівняльний розрахунок металодерев'яної ферми за варіантами навантажень за ДБН і за Єврокод.

Збір навантажень і розрахунок металодерев'яної ферми за ДБН виконаний в розділі 2.1 цієї роботи, розрахунок за Єврокод виконується на навантаження, по величині ідентично навантаженню за ДБН, однак схема прикладення на ферму буде декілька іншою.

Постійне навантаження залишаємо ідентичним розрахунку в розділі 2.1, а саме:

$$g_{\text{покр}}^{\text{H}} = 0,93 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; g_{\text{покр}} = 1,05 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Особиста вага ферми

$$g_{\text{ф}}^{\text{H}} = 0,254 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Снігове навантаження відповідно до єврокод визначаємо в двох умовах розподілення

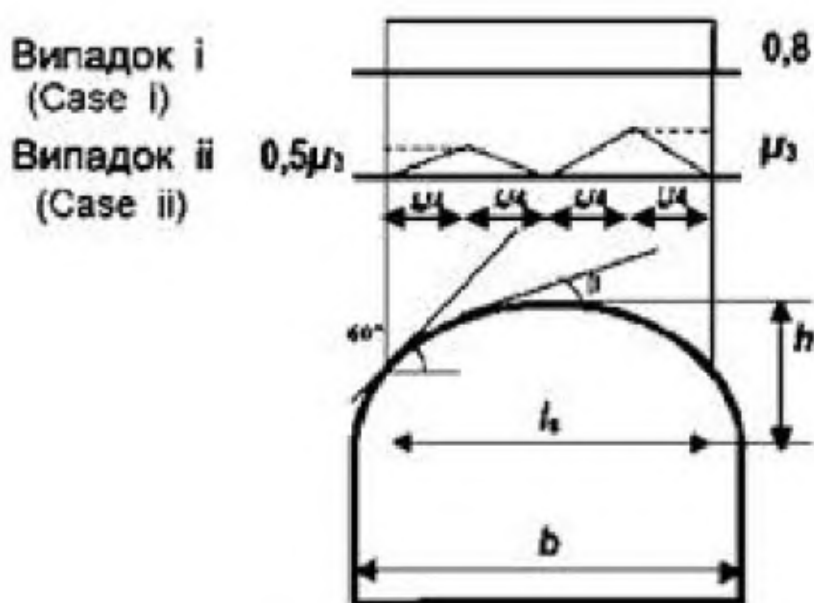


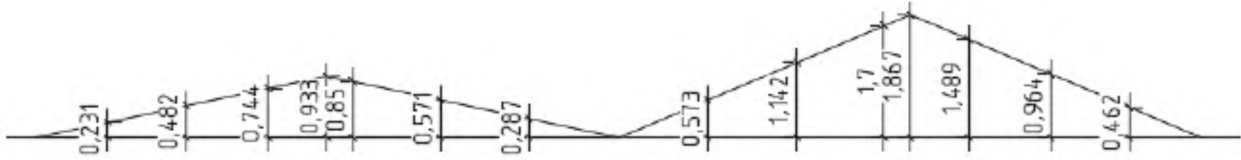
Рисунок 2.10 – Схема снігового навантаження за Єврокод

Для першого варіанту снігового навантаження приймається рівномірно розподілене навантаження по всій довжині ферми, причому з коефіцієнтом $\mu = 0,8$,

тоді, якщо прийняти величину характеристичного навантаження аналогічним, як і для норм ДБН, то

$$S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,8 = 1440 \text{ Па} = 1,44 \text{ кН/м}^2$$

Для другого варіанту



При цьому:

при $\mu = 0,231$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,231 = 415 \text{ Па} = 0,415 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,482$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,482 = 868 \text{ Па} = 0,868 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,744$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,744 = 1339 \text{ Па} = 1,339 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,933$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,933 = 1679 \text{ Па} = 1,679 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,850$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,850 = 1530 \text{ Па} = 1,53 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,571$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,571 = 1028 \text{ Па} = 1,028 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,287$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,287 = 517 \text{ Па} = 0,517 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,573$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,573 = 1031 \text{ Па} = 1,031 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 1,142$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 1,142 = 2056 \text{ Па} = 2,056 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 1,7$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 1,7 = 3060 \text{ Па} = 3,06 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 1,867$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 1,867 = 3361 \text{ Па} = 3,361 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 1,489$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 1,489 = 2680 \text{ Па} = 2,68 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,964$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,964 = 1735 \text{ Па} = 1,735 \text{ кН/м}^2$

при $\mu = 0,462$ $S_m = 1 \cdot 1800 \cdot 0,462 = 832 \text{ Па} = 0,832 \text{ кН/м}^2$

Рівномірно розподілене навантаження по довжині ферми, як і в розділі 2.2

Для першого варіанта снігового навантаження

при $\mu = 0,8$ $S_m = 1,44 \cdot 6 = 8,64 \text{ кН/м}$

Для другого варіанта снігового навантаження

при $\mu = 0,231$ $S_m = 0,415 \cdot 6 = 2,46 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,482$ $S_m = 0,868 \cdot 6 = 5,21 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,744$ $S_m = 1,339 \cdot 6 = 8,04 \text{ кН/м}$

при $\mu = 0,933$	$S_m = 1,679 \cdot 6 = 10,08$ кН/м
при $\mu = 0,850$	$S_m = 1,53 \cdot 6 = 9,18$ кН/м
при $\mu = 0,571$	$S_m = 1,028 \cdot 6 = 6,17$ кН/м
при $\mu = 0,287$	$S_m = 0,517 \cdot 6 = 3,1$ кН/м
при $\mu = 0,573$	$S_m = 1,031 \cdot 6 = 6,19$ кН/м
при $\mu = 1,142$	$S_m = 2,056 \cdot 6 = 12,33$ кН/м
при $\mu = 1,7$	$S_m = 3,06 \cdot 6 = 18,36$ кН/м
при $\mu = 1,867$	$S_m = 3,361 \cdot 6 = 20,16$ кН/м
при $\mu = 1,489$	$S_m = 2,68 \cdot 6 = 16,08$ кН/м
при $\mu = 0,964$	$S_m = 1,735 \cdot 6 = 10,41$ кН/м
при $\mu = 0,462$	$S_m = 0,832 \cdot 6 = 4,99$ кН/м

В результаті розрахунку ферми за допомогою програмного комплексу Лира отримаємо наступні значення зусиль в елементах ферми

Найменування зусилля	Верхній пояс	Нижній пояс	Дерев'яний розкос висхідний	Дерев'яний розкос низхідний
Постійне навантаження				
M_{max} , кН · м	-2,7	0	0	0
N_{max} , кН	-110,35	-92,96	-1,02	2,9
$Q_{відп}$, кН	5,58	0	0	0
Снігове рівномірно розподілене навантаження (I варіант)				
M_{max} , кН · м	-3,00	0	0	0
N_{max} , кН	-144	120,57	-1,99	2,21
$Q_{відп}$, кН	7,09	0	0	0
Снігове навантаження на половині ферми (II варіант)				
M_{max} , кН · м	-8,54	0	0	0
N_{max} , кН	-156,78	132,23	16,6 -5,25	-18,44 5,83
$Q_{відп}$, кН	7,26	0	0	0
Розрахункове навантаження				
	1+3	1+3	1+2 1+3	1+3
M_{max} , кН · м	-11,24	0	0	0
N_{max} , кН	-267,13	225,19	-6,27 15,57	-15,54
$Q_{відп}$, кН	12,84	0	0	0

Із таблиці зусиль, якщо її порівняти з результатами розрахунку за нормами ДБН можна зазначити, що хоча і змінилася комбінація розрахункових навантажень, но величини для нижнього поясу змінилися незначно (на 1 %) і то в бік зменшення, для розкосів зміни відбулися в бік зменшення на 10 %. І тільки для верхнього поясу відбулася зміна і поздовжнього зусилля і згинального моменту в бік збільшення, тому виконаємо перерахунок перерізу верхнього поясу для зусиль, отриманих за Єврокод

Вузли верхнього поясу виконуємо із лобовим упором елементів. Розрахунок елементів ведемо за схемою стержня, що працює на стиск із згином. Розрахунковий проліт $l = 410$ см. Розрахунок ведемо на максимальну комбінацію зусиль:

$$M_{max} = -11,24 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_{max} = -267,13 \text{ кН}; Q_{відп} = 12,84 \text{ кН}$$

Приймаємо переріз верхнього поясу аналогічним, як і при розрахунку за нормами ДБН із клеєного соснового бруса шириною $b = 150$ мм. По висоті перерізу брус приймаємо клеєним із дошок товщиною $\delta = 30$ мм кількістю 7 в пакеті, при цьому висота перерізу дорівнює $h = 210$ мм.

Геометричні характеристики перерізу при цьому

$$A_{br} = b \cdot h = 15 \cdot 21 = 315 \text{ см}^2;$$

$$W_{br} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 21^2}{6} = 1102,5 \text{ см}^3;$$

$$S_{br} = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{15 \cdot 21^2}{8} = 826,9 \text{ см}^3;$$

$$I_{br} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 21^3}{12} = 11576,25 \text{ см}^4.$$

При відсутності інформації про послаблення елемента:

$$A_{net} = A_{br} = 315 \text{ см}^2;$$

$$W_{net} = W_{br} = 1102,5 \text{ см}^3;$$

$$S_{net} = S_{br} = 826,9 \text{ см}^3;$$

$$I_{net} = I_{br} = 11576,25 \text{ см}^4.$$

Розрахунковий опір деревини

$$f_{m,d} = f_{m,d}^b \cdot k_B \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = 15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,9}{0,975} \cdot 1,3 = 18 \text{ МПа}$$

$$= 1,8 \text{ кН/см}^2$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,d}^b \cdot k_B \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = 15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,9}{0,975} \cdot 1,3 = 18 \text{ МПа}$$

$$= 1,8 \text{ кН/см}^2$$

$$f_{v,0,d} = f_{v,0,d}^b \cdot k_B \cdot k_g \cdot k_t \cdot k_n \cdot \frac{k_o}{v_n} \cdot k_s = 1,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,9}{0,975} \cdot 1,3 = 2,16 \text{ МПа}$$

$$= 0,216 \text{ кН/см}^2$$

Визначається радіус інерції перерізу:

$$i = \sqrt{\frac{I_{br}}{A_{br}}} = \sqrt{\frac{11576,25}{315}} = 6,06 \text{ см.}$$

Визначається розрахункова довжина елемента в площині дії згинального моменту з урахуванням його закріплення:

$$l_{e,d} = l_0 \cdot \mu_0 = 410 \cdot 1 = 410 \text{ см}$$

Визначається гнучкість елемента

$$\lambda = \frac{l_{e,d}}{i} = \frac{410}{6,06} = 67,63$$

Визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину при гнучкості < 70

$$\varphi_c = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{67,63}{100} \right)^2 = 0,63$$

Для елементів з гнучкістю $\lambda_{zx} \geq 55$ визначається коефіцієнт, який враховує появу додаткового згинального моменту в деформованій схемі елемента за формулою:

$$k_{m,c} = 1 - \frac{N_d}{\varphi_c \cdot f_{c,0,d} \cdot A_{br}} = 1 - \frac{267,13}{0,63 \cdot 1,8 \cdot 315} = 0,257$$

помилка! Источник ссылки не найден.

Виконується перевірка елемента на міцність за нормальними напруженнями за формулою:

$$\frac{N_d}{A_{net}} + \frac{M_d}{k_{m,c} \cdot W_d} = \frac{260,28}{315} + \frac{10,7}{0,257 \cdot 1102,5} = 0,89 \text{ кН/см}^2 \leq f_{c,0,d} = 1,8 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується.

Перевірку за дотичними напруженнями виконуємо за формулою:

$$\tau_d = \frac{V_d S_{br}}{I_{br} b_{ef}} = \frac{12,84 \cdot 826,9}{11576,25 \cdot 15} = 0,06 \text{ кН/см}^2 \leq f_{v,0,d} = 0,216 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується.

Висновок

Із виконаних розрахунків за різними нормативними документами (ДБН і Єврокод) дерев'яної ферми прольотом 18 м можна зробити висновок, що при різних принципах навантаження циліндричних покрівель сніговим навантаженням, результати розрахунку відрізняються незначно. Для різних елементів ця різниця коливається в межах 1-10 %. А при підборі перерізів, з урахуванням мінімально припустимих гнучкостей дерев'яних елементів, ця різниця взагалі нівелюється. Тому при переході до європейських норм проектування це не вплине на матеріалоемність дерев'яних конструкцій.

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЇ ТА ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА.

3.1. Умови здійснення будівництва.

Будівельний майданчик знаходиться в с. Ворожба, Сумської області. В зв'язку з розташуванням будівельного майданчика на території колишнього пасовища він необмежений, має спокійний рельєф.

Грунти – середні суглинки II-ї групи, ґрунтові води знаходяться на значній глибині.

Будівництво здійснюється у II-му кліматичному районі. Виходячи з цього, маємо розрахункову температуру повітря $+25^{\circ}\text{C}$ влітку та -25°C взимку; сніговий покрив – 1,67 кПа, висота покриву – 0,7 м; переважаючий напрямок вітру – північно-західний та південно-східний, сила вітру – 0,33 кПа; глибина промерзання ґрунту – 1,2 м.

Об'єкт будівництва знаходиться на відстані 12...18 км від головних постачальників будівельних конструкцій та матеріалів. До місця будівництва існують розвинені під'їзні шляхи з твердим покриттям, що безперешкодно дозволить використовувати всі види автотранспорту та технологічних механізмів. Вивіз ґрунту з будмайданчику здійснюється на відстань 2 км, підвіз ґрунту на будмайданчик проводиться з відстані 2 км, піску - 15 км. Відстань до найближчої залізничної станції 11 км, доставки залізобетонних конструкцій та бітуму - 18 км.

Прив'язка будівельного майданчика до джерел енергопостачання, водопостачання та каналізаційної мереж задовільняє нормальному забезпеченню всіх будівельних та побутових потреб.

Архітектурно–конструктивні та об'ємно–планувальні вирішення свинарнику, з точки зору технології будівельного виробництва і організації будівництва відповідають вимогам існуючих можливостей і номенклатурі виробів будівельної індустрії МТБ – матеріально-технічної бази.

Будівництво виконується генпідрядним способом з залученням крім генпідрядної будівельної організації не більше двох спеціалізованих субпідрядних організацій на тендерній основі, для виконання окремих видів технічно складних і

великих за обсягом будівельних, монтажних і спеціальних будівельних робіт. При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Забезпечення будівельними матеріалами та машинами здійснюється матеріально-технічною базою генерального підрядника будівництва.

3.2 Технологічна карта на бетонування конструкцій.

Технологічна карта розроблена на бетонування конструкцій з застосуванням розбірно-переставної дрібнощитової опалубки для спорудження горизонтальних і вертикальних конструкцій каркасного будинку.

В складі робіт, що розглядаються картою входять:

- підготовчі роботи
- транспортування і подача бетонної суміші
- вкладання бетону
- ущільнення бетону
- догляд за бетоном в жаркий і холодний періоди року

Роботи виконуються в природньо – кліматичних умовах м. Києва на протязі календарного року.

Клас бетону повинен відповідати робочим кресленням, по яких споруджується будівля.

Бетонна суміш повинна відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.7-96-2000. Рухомість бетонної суміші в місці вкладання повинна відповідати Р-2. При необхідності (у випадках транспортування бетону автобетоновозами тощо) рухомість бетонної суміші допускається збільшувати у відповідності з вимогами ДБН В.2.7-64-97. Рецептúra пластифікаторів і порядок їх застосування виконує лабораторія заводу-постачальника бетону, а контроль якості бетонної суміші виконує лабораторія будівельної організації, яка споруджує будинок. Кожну партію бетону, яка подається на об'єкт, супроводжують відповідні документи якості згідно ДСТУ.

Підбір складу бетону виконується згідно вимог ДСТУ.

Підставою для розроблення даної технологічної карти є типові каталоги конструкцій елементів вітчизняних і іноземних фірм, в т.ч. фірми „Дока”.

Обов'язковими і необхідними умовами для застосування даної технологічної карти є нижчезазначене:

виконання опалубних і арматурних робіт у відповідності з технологічними картами.

досягнення несучої спроможності попереднього (нижче розміщеного) перекриття, яке сприймає навантаження від опалубки не менше визначених величин за проектом на будинок (споруду).

досягнення несучої спроможності вертикальних конструкцій згідно вимог п.9 табл. 10 ДБН.

До початку виконання робіт необхідно здійснити загальні підготовчі роботи, а саме:

- виконати влаштування і, у випадку відсутності на поверху опалубки антиадгезійного покриття, и змащування емульсією типу ЕСО-24, або універсальними змазками;
- виконати закріплення по периметру перекриття будинку запобіжної огорожі;
- виконати очищення поверхні опалубки від бруду (опилки тощо) і вкладення арматури з відповідними елементами для утворення захисного шару бетону;
- доставити на об'єкт інструменти, інвентар, допоміжні пристосування і інший матеріально-технічні ресурси, які потрібні для виробничого процесу бетонування;
- перед вкладанням бетону в опалубку для спорудження горизонтальних конструкцій (перекриття, балкони, площадки тощо) над арматурним каркасом розміщується базовий щит - підмісток;
- перед вкладанням бетону в опалубку для спорудження вертикальних конструкцій (стін, пілонів, колон, діафрагм тощо) на влаштовану опалубку навішуються площадки - підмістки для бетонників.

Роботи з вкладанням бетону в опалубку при спорудженні виконує ланка бетонників в складі 4-х чоловік:

2 бетонники 4 р. – Б-1, Б-2

2 бетонники 2 р. – Б-3, Б-4

Процес бетонування виконується в наступній послідовності:

Роботи починаються з укладанням бетону на захватці з ділянки прилеглої до ліфтової шахти або сходової клітини. При цьому для роботи над арматурним каркасом бетонники знаходяться на спеціальних містках.

Стропувальник стропує баддю з бетонною сумішшю і подає машиністу крана команду на транспортування її до місця вкладання бетону.

Бетонник Б-1, знаходячись на інвентарному підмістку (щиту), керує процесом транспортування бадді, яка переміщується поза зоною укладки над перекриттям на висоті 2,3м, а в зоні вкладання бетону на висоті 0,5м над рівнем підмістків. Напрямок горизонтального руху бадді виконується назустріч фронту вкладання бетонної суміші. Бетонник Б-4 разом з Б-1 приймає баддю, відкриває затвор бадді і вивантажує окремими порціями бетон (уздовж фронту робіт). Бетонник Б-3 розрівнює бетонну суміш скребком, а бетонник Б-2 при допомозі вібратора виконує ущільнення бетонної суміші.

При застосуванні бетононасосів (АБН) типу СБ-126, або аналогів фірм „ПУТЦ-майстер", „ШТЕТТЕР" бетоновальник Б-1 знаходиться біля пульта управління розподільчої стріли, а бетоновальник Б-4 наводить рукав бетоноводу в місце вкладання бетону.

Після вкладання і ущільнення бетону на початковій першій ділянці щити - підмістки знімаються і в подальшому наступні операції бетонування виконують з щитів, які знаходяться на укладеному шарі бетону.

Віброущільнення бетону виконується глибинним вібратором типу ІВ-66 (технічна характеристика приведена в табл. 3.5)

Ущільнення бетонної суміші виконують шляхом занурення вібратора вертикально або під нахилом до вертикалі не більше 35°. Вібратор необхідно швидко занурити в бетон і залишити непорушним протягом 20÷40 сек., а потім повільно витягти його для забезпечення заповнення бетоном простору, що звільнився від вібронаконечника.

Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати радіуса його дії. Б-1 послідовно обробляє бетонну поверхню гладилкою.

Особливо ретельному ущільненню підлягають зони в місцях сполучення плити перекриття з вертикальними конструкціями (колонами, діафрагмами, стінами, пілонами), а також в зонах з густим армуванням.

Рівень бетонування визначається при допомозі попередньо влаштованих з кроком 2 м інвентарних маяків, які закріплюються до вертикального каркасу арматури.

Для утворення робочих швів в плитах стінки бортової опалубки виконуються у вигляді зубчатих щитів, в яких утворюються отвори для пропуску арматури на наступній ділянці (захватці). Перед укладанням свіжого бетону на новій захватці біля робочого шву знімають бортовий щит і з контактної поверхні бетону видаляють рихлі шари і цементну кірку, зачищають від бруду і сміття. Гладку поверхню насікають з наступним проливанням поверхні водою і продуванням стисненим повітрям.

Безпосередньо перед укладанням свіжого бетону поверхню шва зволожити, а також нанести тонкий шар цементного розчину складу 1 : 3. Марку цементу брати ту, з якої виготовляється бетон. Відновлювати бетонування можна після досягнення бетоном біля робочого шва міцкості не менше 1,5 МПа.

Процес бетонування наступних ділянок аналогічний.

Після завершення бетонування для запобігання швидкої втрати вологи, або надмірного зволоження (при загрозі атмосферних опадів), поверхня укривається водостійкою плівкою. Вкриті поверхні свіжоукладеного бетону в жаркий і вітряний періоди поливати і вкривати не пізніше 2-3 годин після бетонування. При цьому поверхня вкривається зволоженою парусиною, мішковиною, рогіжками тощо. Поливати бетон з брандспойту потрібно з наконечниками, які розсіюють струмінь.

В холодний період року, окрім зберігання вологи, поверхня вкривається теплоізоляційними матеріалами (килимами з мінеральної вати, соломи та інше). Для забезпечення процесу тужавлення бетону і набуття його проектної міцності конструкції в холодний період року прогрівають.

До початку укладання бетонної суміші опалубку і арматуру очистити від снігу і криги при допомозі струменя гарячого повітря, або шляхом попереднього (після виконання арматурних робіт) покриття водонепроникними

матеріалами (поліетиленова плівка, брезент і т. п.), шляхом відтаювання і висушення поверхонь палуби арматурних виробів. Знімати ожеледь при допомозі пару або гарячої води не дозволяється.

При прогріванні початкова температура бетонної суміші має бути не нижче 5°C.

При використанні протиморозних хімічних добавок виконувати вимоги ДБН В.2.7-64-97.

При крановому вкладанні бетонної суміші необхідно забезпечити можливість вивантаження доставленої суміші з автотранспортних безпосередньо в бункери. При цьому для подачі бетонної суміші використовувати бункери в зимовому виконанні, які відповідають ДСТУ. Зменшення тепловитрат досягається шляхом укриття бункерів теплоізоляційними кришками.

Укладання бетонної суміші вести без перерви. У випадках виникнення перерви поверхню бетону вкривають, утеплюють, а при необхідності і прогривають. Бетонування окремими шарами монолітних конструкцій вести таким чином, щоб температура бетону в укладеному шарі до перекриття його наступним шаром не опускалась нижче передбачених розрахунком (в залежності від методів прогривання - для примусового прогривання зазначена температура визначається рівнем ізотермічного прогривання).

Всі відкриті поверхні укладеного бетону після закінчення бетонування вкрити пароізоляційними матеріалами (поліетиленова плівка, руберойд і т. п.) і утеплити теплоізоляційними матеріалами згідно показників утримання бетону в конкретних температурних режимах.

Режими і способи прогривання визначають за спеціальним проектом в залежності від рівня зовнішньої температури, модуля поверхні конструкції, матеріалу бетону, визначення енергоносіїв і обсягів програвання.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования: Учеб. пособие для вузов / Под ред. проф. Иванова В.А. – 3-е изд. перераб. и доп. – Киев: Вища школа, Головное изд-во, 1981. – 392 с.
2. Зоценко Н.Л., Яковлев А.В. Примеры расчета оснований и фундаментов сельских зданий и сооружений. Киев: Будівельник, 1986. – 104 с.
3. Хоменко В.П., Фаренюк Г.Г. Справочник по теплозащите зданий. – К. Будівельник, 1986. – 216 с.
4. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва
5. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.
6. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій
7. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація
9. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування
10. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1991-1-3:2003, IDT)
11. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення
12. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення
13. ДСТУ Б В.2.6-91:2009 Конструкції будинків і споруд. Конструкції дерев'яні клеєні. Номенклатура показників
14. ДСТУ Б В.2.6-151:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції дерев'яні клеєні. Загальні технічні умови

- 15.ДСТУ Б В.2.6-208:2015 Захист дерев`яних будівельних конструкцій від корозії. Класифікація агресивних середовищ
- 16.ДСТУ Б А.2.4-39:2008 Система проектної документації для будівництва. Креслення будівельні. Правила виконання креслень дерев`яних конструкцій
- 17.ДСТУ-Н-П Б В.2.6-157:2010 Конструкції будинків і споруд. Проектування дерев`яних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1995-1-2:2004, MOD)
- 18.ДСТУ Б EN 1075:2011 Конструкції дерев`яні. Методи випробувань. З`єднання на металевих зубчастих пластинах (EN 1075:1999, IDT)

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**МАТЕРІАЛИ
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ СТУДЕНТІВ
ТА АСПІРАНТІВ, ПРИСВЯЧЕНОЇ
МІЖНАРОДНОМУ ДНЮ СТУДЕНТА**

(13 - 17 листопада 2023 р., м. Суми)

Пожиленкова Т.Д., Бородай Я.О. ЕКОЛОГІЧНО ЧИСТІ БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ – МАЙБУТНЄ БУДІВНИЦТВА	104
Покидченко В.Є., Циганенко Л.А. ЗАДАЧІ РЕКОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ВИРІШЕННЯ НА ПРИКЛАДІ ТОРГОВЕЛЬНОГО ЦЕНТРУ	105
Помаз М.М., Андрух С.Л. СУЧАСНІ МЕТОДИ ЗАХИСТУ ПОКРІВЛІ В ПРОМИСЛОВОСТІ	106
Ревунов М.В., Павлюченков М.В. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТНОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ, ЩО ПІДСИЛЮЄТЬСЯ НАРОЩУВАННЯМ З ВКЛЕЮВАННЯМ АРМАТУРНИХ СТРИЖНІВ	107
Рень О.В., Бородай Д.С. ІСТОРИЧНО-СОЦІАЛЬНІ ЧИННИКИ РОЗВИТКУ БУДІВЕЛЬ ГОТЕЛІВ	108
Рошко В.І., Резніченко Є.А., Роговий С.І. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА ВИЗНАЧЕННЯ СПОСОБІВ ПІДСИЛЕННЯ ФЕРМ ПОКРИТТЯ, ЩО ДЕФОРМОВАНІ (ВИГИН НИЖНЬОГО ПОЯСУ З ПЛОЩИНИ).....	109
Рудь С.М., Огієнко Я.С. ДОСЛІДЖЕННЯ ОБСЯГУ ВНУТРІШНІХ ВАНТАЖНИХ ПЕРЕВЕЗЕНЬ УКРАЇНИ	110
Рудь С.М., Огієнко Я.С. МЕТОДИ ПІДВИЩЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ВИКОРИСТАННЯ РУХОМОГО СКЛАДУ	111
Рушак Є.В., Савченко О.С. ОПТИМІЗАЦІЯ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ СЕГМЕНТНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ФЕРМ У ВІДПОВІДНОСТІ ДО ЄВРОКОД	112
Рябовол С.В., Савченко О.С. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ РОЗТАШУВАННЯ ПОЗДОВЖНИХ НАСКРІЗНИХ ТРИЩИН ПО ВИСОТІ ПЕРЕРІЗУ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК.....	113
Рябцев С.В., Волошко Т.П. СУЧАСНІ ТЕНДЕНЦІЇ В УПРАВЛІННІ СКЛАДАМИ.....	114
Рябцев С.В., Волошко Т.П. ПЕРЕВАГИ СИСТЕМИ УПРАВЛІННЯ СКЛАДОМ.....	115
Садовий Я.Г., Бородай С.П. КЛАСИФІКАЦІЯ ОФІСНИХ ЦЕНТРІВ ПРЕСТИЖНОГО РІВНЯ.....	116
Сасенко С.С., Савченко О.С., Савченко Л.Г. ВИКОРИСТАННЯ ПУСТОТУОУТВОРЮВАЧІВ ПРИ ВЛАШТУВАННІ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ.....	117
Самбур В.О., Срібняк Н.М., Галушка С.А. ВАРІАНТНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ	118
Сасін Д.В., Андрух С.Л. ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНОГО ЕПОКСИДНО-ПОЛІУРЕТАНОВОГО ПОКРИТТЯ.....	119
Сахно Б.О., Циганенко Г.М. ПИТАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ФУНДАМЕНТІВ І ШТУЧНИХ ОСНОВ З ГРУНТОМ	120
Сердюк В.М. МОДЕЛЮВАННЯ ЛОГІСТИЧНИХ БІЗНЕС – ПРОЦЕСІВ	121
Сидоренко Б.І., Новицький О.П. ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ОПТИМІЗАЦІЯ ПРОЦЕСІВ ВИКОРИСТАННЯ ПОЛІСЕЧОВИНИ ЯК ЕФЕКТИВНОГО ТА СТАЛОГО СИРОВИННОГО МАТЕРІАЛУ В БУДІВНИЦТВІ ПІД ЧАС КАПРЕМОНТІВ ТА РЕМОНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ЯКОСТІ, ДОВГОВІЧНОСТІ ТА СТІЙКОСТІ ДО НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА.....	122
Сімонов А.Б., Срібняк Н.М., Галушка С.А. РОБОТА СТРУКТУРНОЇ ПЛИТИ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД ГРАНИЧНИХ УМОВ.....	123
Скорина К.О., Павлюченков М.В. ЗАСТОСУВАННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ПІДЛОГ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ З ПІДВИЩЕНИМ РІВНЕМ ЗНОСОСТІЙКОСТІ.....	124
Скрипка С.О., Андрух С.Л. ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ ТЕХНОЛОГІЙ В ОБІГРІВІ ОЗДОРОВОЧОГО ЗАКЛАДУ	125
Слиньок С.Г., Трифонов К.Д., Луцковський В.М. ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ НАД ПРИМІЩЕННЯМИ УКРИТТЯ ПРИ РУЙНУВАННІ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ	126
Строкач Д.В., Бородай Я.О. ВІДБУДОВА НАСЕЛЕНИХ ПУНКТІВ ТА ПРИРОДНИХ КАРКАСІВ КРАЇНИ В УМОВАХ ВІЙНИ.....	127
Ступак В. В., Бородай А.С. РОЛЬ СФЕРИ АРХІТЕКТУРИ ТА БУДІВНИЦТВА У СУЧАСНОМУ СВІТІ.....	128
Сушко Б.С. ПОКРАЩЕННЯ ТРАНСПОРТУВАННЯ РАНИХ ЗЕРНОВИХ КУЛЬТУР	129
Сушко Б.С. ПРО ТРАНСПОРТУВАННЯ РАНИХ ЗЕРНОВИХ КУЛЬТУР	130
Тараненко С.В. ЗАГАЛЬНІ РИСИ УКРАЇНСЬКОГО НАРОДНОГО ЗОДЧЕСТВА ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ	131
Тверезовська Т.С., Бородай Д.С. ПРОБЛЕМА ОРГАНІЗАЦІЇ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ В ЗАБУДОВІ ВЕЛИКИХ МІСТ	132
Ткачевський В.О., Циганенко Л.А. АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ З СИСТЕМОЮ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ БЕЗ ЗЧЕПЛЕННЯ З БЕТОНОМ	133
Ткачевський М.О., Бородай С.П. ОСОБЛИВОСТІ ОРГАНІЗАЦІЇ БІЗНЕС-ГОТЕЛЕЙ НА ПРИКЛАДІ ДОСВІДУ СВІТОВОГО ПРОЕКТУВАННЯ ТА В УКРАЇНІ	134
Ткаченко А.Д. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ДІЙ СИЛ ВІД'ЄМНОГО ТЕРТЯ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ	135
Ткаченко М.О., Бородай А.С. ОСОБЛИВОСТІ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ ТА ЇХ ПЕРЕВАГИ В ПОРІВНЯННІ З ІНШИМИ ТИПАМИ ЖИТЛА.....	136
Фесенко Б.В., Циганенко Л.А. ПРОСТОРОВІ СКЛАДЧАСТІ ПОКРИТТЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД	137

ОПТИМІЗАЦІЯ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ СЕГМЕНТНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ФЕРМ У ВІДПОВІДНОСТІ ДО ЄВРОКОД

Рушак Є.В., студ. 2 курсу ОС «Магістр», ФБТ
Савченко О.С., к.т.н., доцент
Сумський НАУ

З інтеграцією України у Європейський простір, нормативна база України поступово переходить на європейські нормативи проектування будівель, споруд і конструктивних елементів. Нормативна база Європейського союзу дещо відрізняється від нормативної бази України.

При такому переході необхідно мати уяву про можливі зміни в конструктивних елементах будівель (збільшення або зменшення матеріалоємності конструкцій, необхідність підсилення будівельних конструкцій і т.п.).

Як приклад, розглядається розрахунок дерев'яної сегментної ферми за вітчизняними нормами і за нормами ЄВРОКОД. Основною відмінністю при розрахунку сегментної дерев'яної ферми за різними нормативними базами є вплив снігового навантаження на ферму, а саме схеми розподілу снігового навантаження по поверхні сегментної ферми.

Схема розподілу снігового навантаження відповідно ДБН В.1.2-2:2006 зазначений на рисунку 1, а схема розподілу снігового навантаження відповідно ЄВРОКОД EN 1991-1-3:2003, IDT зазначений на рисунку 2.

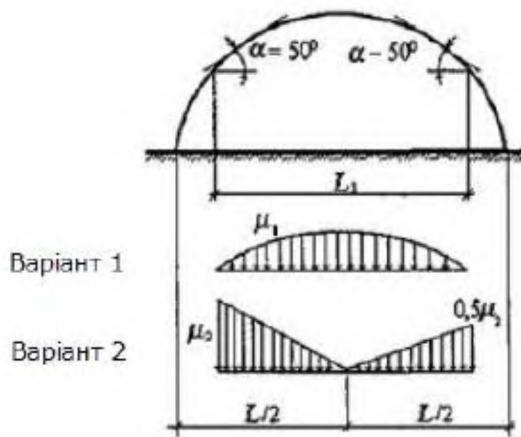


Рисунок 1.

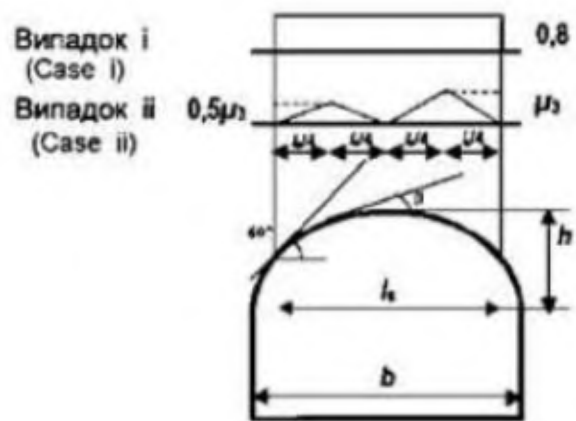


Рисунок 2.

Як можна побачити із схем розподілу снігового навантаження за різними нормативними базами, вони значно відрізняються одна від одної. При такій значній різниці схем вони значно змінять зусилля в елементах ферми і вплинуть на конструювання вузлових з'єднань елементів ферми.

Схема самої сегментної ферми зазначена на рисунку 3.

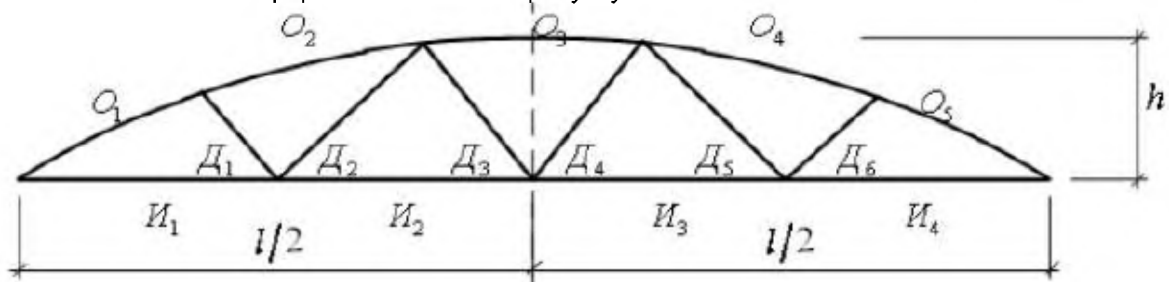


Рисунок 3 – Розрахункова схема сегментної дерев'яної ферми

Визначення впливу застосованих нормативних документів при розрахунку сегментної дерев'яної ферми на її матеріалоємність і є метою дослідження.

Свинарник на 600 голів в смт Ворожба Сумського району

Виконав: Руцак Євген Вікторович

Керівник: Савченко Олександр Сергійович

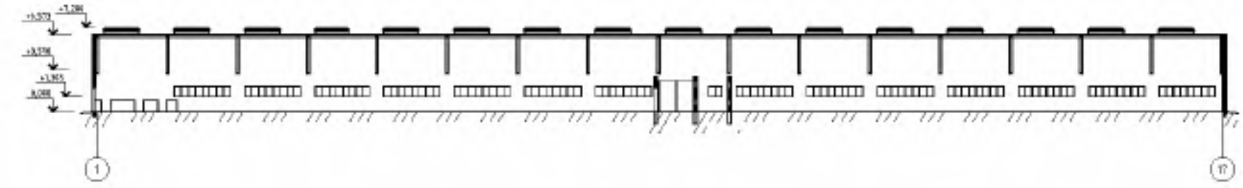
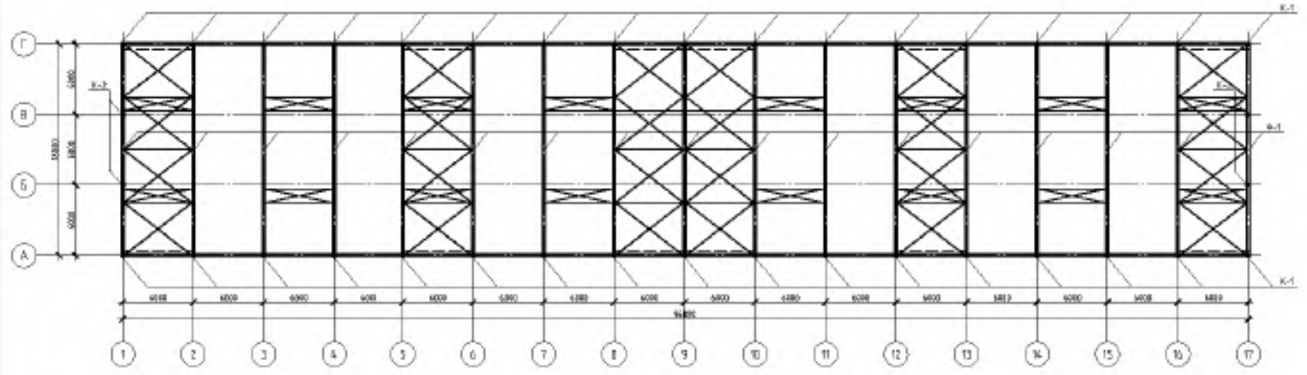
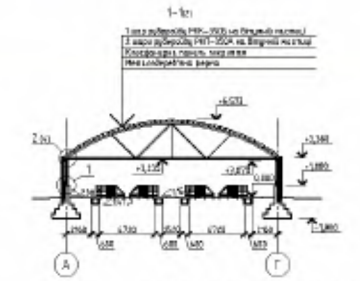
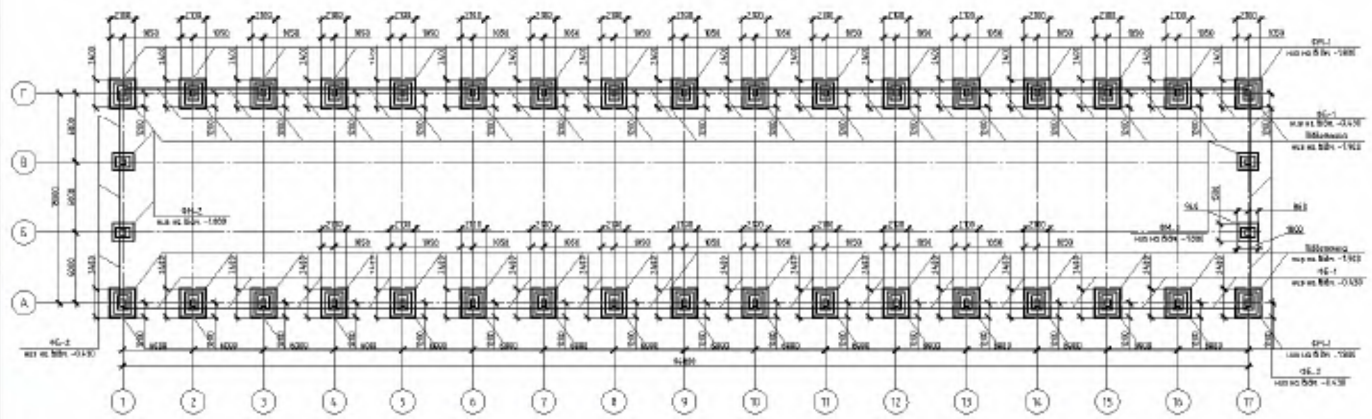


СХЕМА РОЗТАШУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ КАРКАСУ

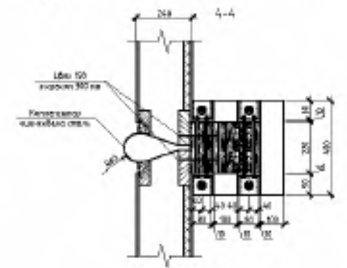
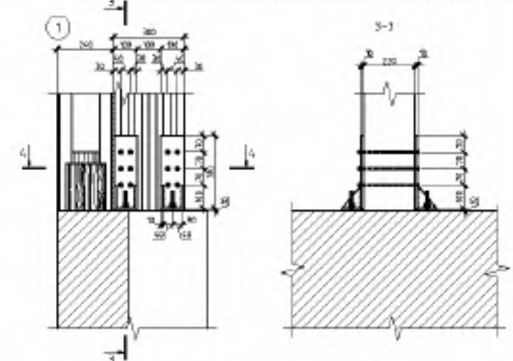


ПЛАН ФУНДАМЕНТІВ



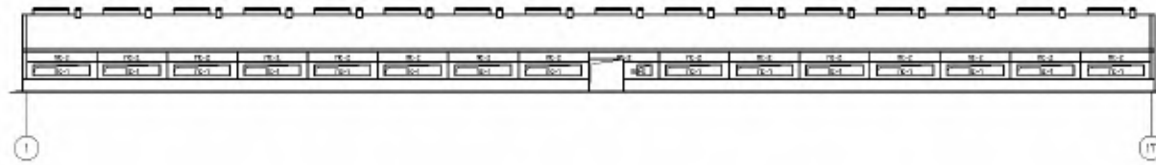
СПЕЦИФІКАЦІЯ ЕЛЕМЕНТІВ КАРКАСУ

Поз.	Позначення	Використання	Вис.	Вис. в. в. в.	Вис. в. в.
К-1	Ізоляційна система	Колонна система	30	40	
К-2	Ізоляційна система	Колонна система	40	50	
К-3	Ізоляційна система	Колонна система	50	60	
К-4	Ізоляційна система	Колонна система	60	70	
К-5	Ізоляційна система	Колонна система	70	80	
К-6	Ізоляційна система	Колонна система	80	90	
К-7	Ізоляційна система	Колонна система	90	100	
К-8	Ізоляційна система	Колонна система	100	110	

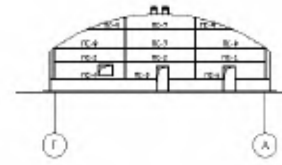


Детальні виміри		Детальні виміри		
Вис.	Вис.	Вис.	Вис.	Вис.
Вис.	Вис.	Вис.	Вис.	Вис.
Вис.	Вис.	Вис.	Вис.	Вис.

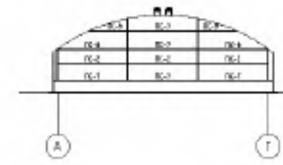
РОЗКЛАДКА СТИНОВИХ ПАНЕЛЕЙ В ОСЯХ 1-17



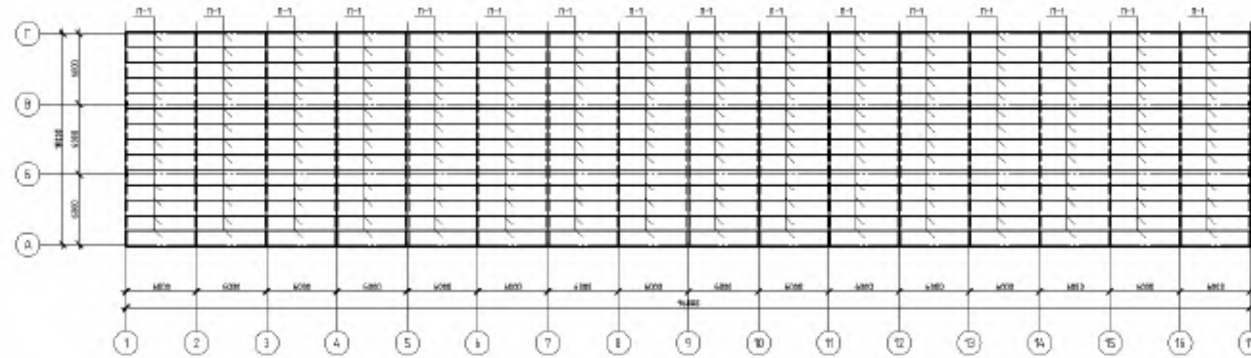
РОЗКЛАДКА СТИНОВИХ ПАНЕЛЕЙ В ОСЯХ Г-А



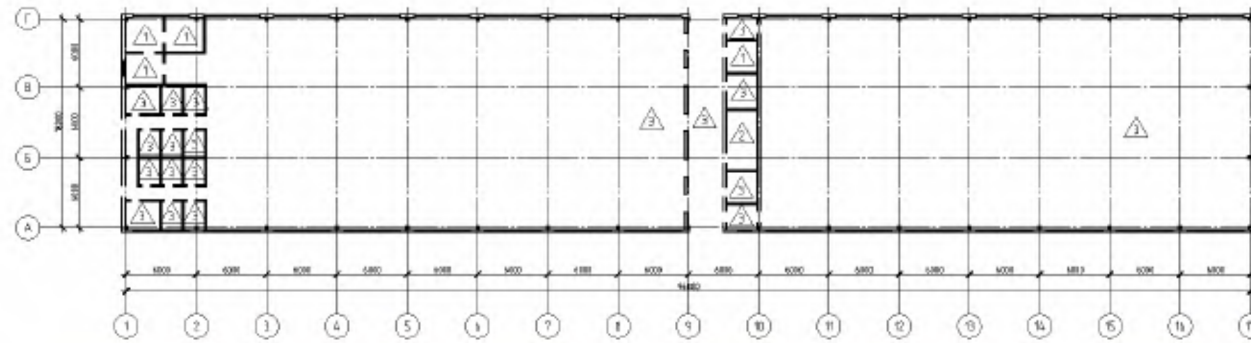
РОЗКЛАДКА СТИНОВИХ ПАНЕЛЕЙ В ОСЯХ А-Г



ПЛАН ПОКРИТТЯ



ПЛАН ПІДЛОГ

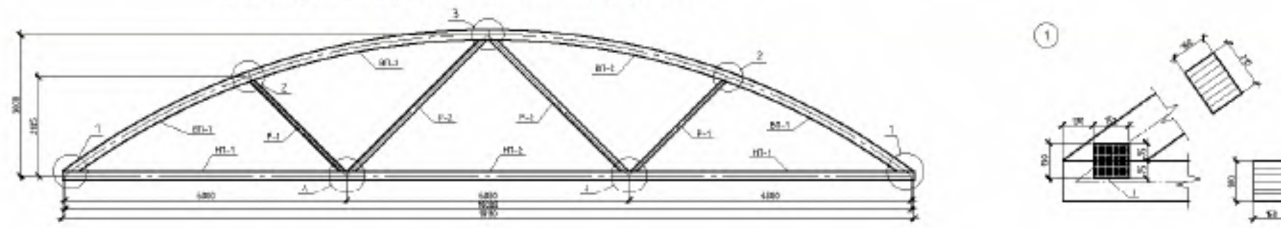


Експлікація пороб

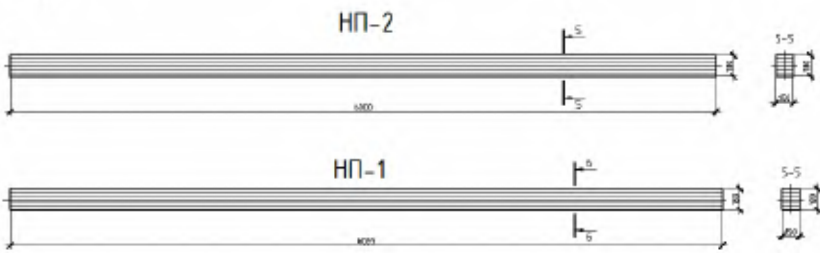
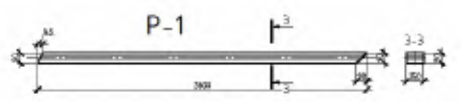
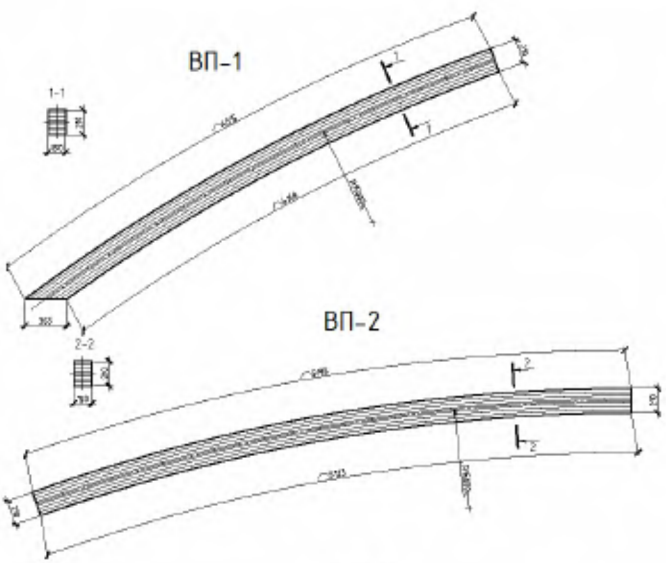
Номер стовпа	Тутт	Сторона	Деталь	Позначка
3, 5, 9, 11	1	Зовнішня	Деталь стіни з цегли	35/34
7	2	Зовнішня	Деталь стіни з цегли	35/34
1, 2, 4, 6, 8	3	Зовнішня	Деталь стіни з цегли	35/32

Додатковий опис			
№	Позначка	Опис	Кількість
1	35/32	Деталь стіни з цегли	1
2	35/34	Деталь стіни з цегли	2
3	35/34	Деталь стіни з цегли	2

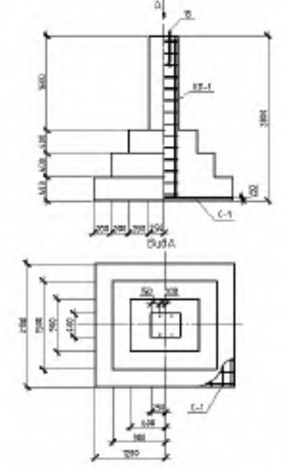
Схема розташування елементів ферми Ф-1



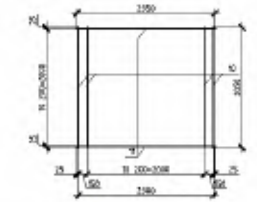
Вид	Група	К-сть	Висота	Довжина	Тягар	Висота	Висота	Висота
Ф-1	1	1	3000	12000	1200	1200	1200	1200
	2	1	3000	12000	1200	1200	1200	1200
	3	1	3000	12000	1200	1200	1200	1200



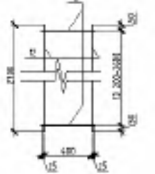
Фундамент ФМ-1



С-1



Кр-1



Специфікація арматури на фундамент

Бук.	Обозначення	Кількість	Висота	Висота	Висота
Ф	ФСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
В	ВСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Г	ГСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Д	ДСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Е	ЕСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Ж	ЖСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
З	ЗСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
И	ИСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
К	КСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Л	ЛСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
М	МСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Н	НСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
О	ОСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
П	ПСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Р	РСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
С	ССТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Т	ТСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
У	УСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Ф	ФСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Х	ХСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Ц	ЦСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Ч	ЧСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Ш	ШСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Щ	ЩСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Ъ	ЪСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Ы	ЫСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Э	ЭСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Ю	ЮСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000
Я	ЯСТУ 3000-М	1	3000	3000	3000

Вид	Позначення	Кількість	Висота	Висота	Висота
ФП-1	Зварна балка	1	3000	3000	3000
ФП-2	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-3	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-4	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-5	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-6	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-7	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-8	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-9	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-10	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-11	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-12	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-13	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-14	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-15	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-16	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-17	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-18	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-19	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-20	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-21	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-22	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-23	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-24	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-25	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-26	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-27	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-28	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-29	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-30	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-31	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-32	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-33	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-34	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-35	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-36	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-37	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-38	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-39	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-40	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-41	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-42	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-43	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-44	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-45	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-46	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-47	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-48	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-49	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-50	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-51	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-52	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-53	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-54	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-55	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-56	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-57	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-58	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-59	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-60	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-61	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-62	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-63	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-64	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-65	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-66	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-67	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-68	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-69	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-70	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-71	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-72	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-73	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-74	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-75	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-76	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-77	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-78	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-79	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-80	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-81	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-82	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-83	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-84	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-85	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-86	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-87	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-88	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-89	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-90	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-91	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-92	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-93	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-94	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-95	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-96	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-97	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-98	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-99	Тягар	1	3000	3000	3000
ФП-100	Тягар	1	3000	3000	3000

Позначення	Вид	К-сть
ФП-1	Зварна балка	1
ФП-2	Тягар	1
ФП-3	Тягар	1
ФП-4	Тягар	1
ФП-5	Тягар	1
ФП-6	Тягар	1
ФП-7	Тягар	1
ФП-8	Тягар	1
ФП-9	Тягар	1
ФП-10	Тягар	1
ФП-11	Тягар	1
ФП-12	Тягар	1
ФП-13	Тягар	1
ФП-14	Тягар	1
ФП-15	Тягар	1
ФП-16	Тягар	1
ФП-17	Тягар	1
ФП-18	Тягар	1
ФП-19	Тягар	1
ФП-20	Тягар	1
ФП-21	Тягар	1
ФП-22	Тягар	1
ФП-23	Тягар	1
ФП-24	Тягар	1
ФП-25	Тягар	1
ФП-26	Тягар	1
ФП-27	Тягар	1
ФП-28	Тягар	1
ФП-29	Тягар	1
ФП-30	Тягар	1
ФП-31	Тягар	1
ФП-32	Тягар	1
ФП-33	Тягар	1
ФП-34	Тягар	1
ФП-35	Тягар	1
ФП-36	Тягар	1
ФП-37	Тягар	1
ФП-38	Тягар	1
ФП-39	Тягар	1
ФП-40	Тягар	1
ФП-41	Тягар	1
ФП-42	Тягар	1
ФП-43	Тягар	1
ФП-44	Тягар	1
ФП-45	Тягар	1
ФП-46	Тягар	1
ФП-47	Тягар	1
ФП-48	Тягар	1
ФП-49	Тягар	1
ФП-50	Тягар	1
ФП-51	Тягар	1
ФП-52	Тягар	

Мета роботи – визначити зміни матеріалоемності дерев'яної сегментної ферми з вузловими з'єднаннями на металевих зубчастих пластинах при різній нормативній базі розрахунку (ДБН та Єврокод).

Задачі дослідження.

Отримати залежності матеріалоемності дерев'яної сегментної ферми в залежності від нормативної бази розрахунку.

Об'єкт дослідження – дерев'яні сегментні ферми з вузловими з'єднаннями на зубчастих пластинах.

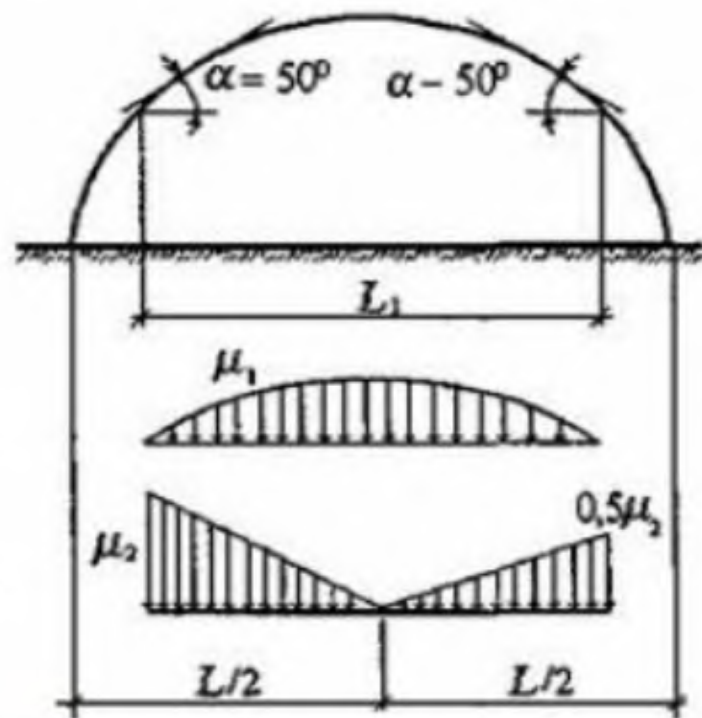
Методи дослідження – аналітичний розрахунок і метод скінчених елементів.

Наукову новизну складає:

- порівняння результатів розрахунку дерев'яних сегментних ферм при різній нормативній базі розрахунку.

Практична значимість отримані результати порівняння матеріалоемності сегментних дерев'яних ферм при різних нормативних документах розрахунку конструкцій (ДБН та Єврокод).

Схема снігового навантаження
за ДБН



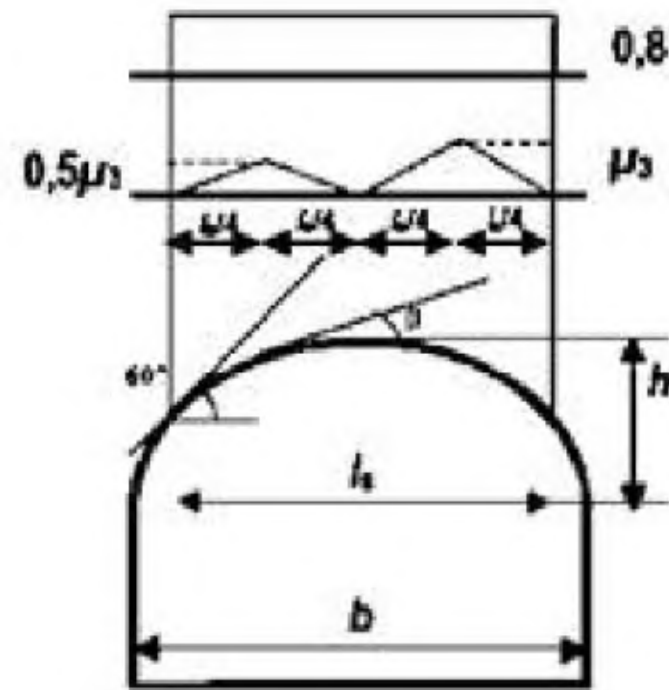
Варіант 1

Варіант 2

Схема снігового навантаження
за Єврокод

Випадок i
(Case i)

Випадок ii
(Case ii)



Розрахункові зусилля в елементах ферми при розрахунку за ДБН

Найменування зусилля	Верхній пояс	Нижній пояс	Дерев'яний розкос висхідний	Дерев'яний розкос низхідний
Постійне навантаження				
M_{max} , кН · м	-2,7	0	0	0
N_{max} , кН	-110,35	-92,96	-1,02	2,9
$Q_{відп}$, кН	5,58	0	0	0
Снігове рівномірно розподілене навантаження (I варіант)				
M_{max} , кН · м	-8,00	0	0	0
N_{max} , кН	-149,93	134,57	-5,73	6,36
$Q_{відп}$, кН	8,89	0	0	0
Снігове навантаження на половині ферми (II варіант)				
M_{max} , кН · м	12,3	0	0	0
N_{max} , кН	-136,59	101,48	18,2 -0,23	-20,22 0,25
$Q_{відп}$, кН	-19,99	0	0	0
Розрахункове навантаження				
	1+2	1+2	1+2 1+3	1+3
M_{max} , кН · м	-10,7	0	0	0
N_{max} , кН	-260,28	227,53	-6,75 17,18	-17,32
$Q_{відп}$, кН	14,47	0	0	0

Розрахункові зусилля в елементах ферми при розрахунку за Єврокод

Найменування зусилля	Верхній пояс	Нижній пояс	Дерев'яний розкос висхідний	Дерев'яний розкос низхідний
Постійне навантаження				
M_{max} , кН · м	-2,7	0	0	0
N_{max} , кН	-110,35	-92,96	-1,02	2,9
$Q_{відп}$, кН	5,58	0	0	0
Снігове рівномірно розподілене навантаження (I варіант)				
M_{max} , кН · м	-3,00	0	0	0
N_{max} , кН	-144	120,57	-1,99	2,21
$Q_{відп}$, кН	7,09	0	0	0
Снігове навантаження на половині ферми (II варіант)				
M_{max} , кН · м	-8,54	0	0	0
N_{max} , кН	-156,78	132,23	16,6 -5,25	-18,44 5,83
$Q_{відп}$, кН	7,26	0	0	0
Розрахункове навантаження				
	1+3	1+3	1+2 1+3	1+3
M_{max} , кН · м	-11,24	0	0	0
N_{max} , кН	-267,13	225,19	-6,27 15,57	-15,54
$Q_{відп}$, кН	12,84	0	0	0

Висновок

Із виконаних розрахунків за різними нормативними документами (ДБН і Єврокод) дерев'яної ферми прольотом 18 м можна зробити висновок, що при різних принципах навантаження циліндричних покрівель сніговим навантаженням, результати розрахунку відрізняються незначно. Для різних елементів ця різниця коливається в межах 1-10 %. А при підборі перерізів, з урахуванням мінімально припустимих гнучкостей дерев'яних елементів, ця різниця взагалі нівелюється. Тому при переході до європейських норм проектування це не вплине на матеріалоємність дерев'яних конструкцій.

**Доповідь закінчено
Дякую за увагу**

