

Міністерство освіти і науки України

Центральноукраїнський національний технічний університет

Факультет будівництва, транспорту та енергетики

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

«Допустити до захисту»

**Завідувач кафедри БДМБ,
кандидат технічних наук, професор**

Владислав НАСТОЯЩИЙ

" ____ " _____ 2025 р.

Кваліфікаційна робота магістра

**на тему: "Дослідження напружено-деформованого стану
плитного фундаменту під час гідратації в'язучого"**

**Виконав: здобувач освіти групи БІ-23М-1
спеціальності 192
«Будівництво та цивільна інженерія»**

Богдан КНУРОВ

" ____ " _____ 2025 р.

**Керівник кваліфікаційної роботи магістра:
кандидат технічних наук, доцент**

Сергій КАРПУШИН

" ____ " _____ 2025 р.

Кропивницький – 2025 рік

Анотація

Магістерська робота присвячена дослідженню термодинамічних процесів, що протікають в процесі тужавлення бетону значного об'єму. Встановлено, що даний термодинамічний процес інтенсивно триває до 10 діб та має п'ять стадій з двома сплесками підвищення температури до 45...50°C.

Встановлено, що на величину виділеної температури мають вплив: тип цементу, кількість цементу, величина помолу, водо/цементне співвідношення, початкова температура суміші, наявність/відсутність прискорювачів/уповільнювачів тверднення бетону.

Процес тужавлення бетону супроводжується виникненням напружено-деформованого стану під час нерівномірного охолодження, що може сприяти виникненню наскрісних тріщин. Зусилля що при цьому виникають, у деяких випадках, перевищують нормативний опір арматури класу A500.

В роботі розроблено алгоритм розрахунку температурних полів залізобетонних фундаментів у програмному комплексі Ansys.

Annotation

The master's thesis is devoted to the study of thermodynamic processes occurring during the hardening of concrete of a significant volume. It was established that this thermodynamic process lasts intensively for up to 10 days and has five stages with two bursts of temperature increase up to 45...50°C.

It was established that the following factors influence the value of the selected temperature: type of cement, amount of cement, amount of grinding, water/cement ratio, initial temperature of the mixture, presence/absence of accelerators/retarders of concrete hardening.

The hardening process of concrete is accompanied by the emergence of a stress-deformed state during uneven cooling, which can contribute to the appearance of transverse cracks. The resulting forces, in some cases, exceed the normative resistance of the A500 class armature.

The work developed an algorithm for calculating the temperature fields of reinforced concrete foundations in the Ansys software complex.

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет *будівництва, транспорту та енергетики*

Кафедра *будівельних, дорожніх машин і будівництва*

Освітній рівень *магістр*

Галузь знань *19 Архітектура та будівництво*

Спеціальність *192 «Будівництво та цивільна інженерія»*

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва

_____ проф. Настоящий В.А.

" ____ " _____ 2024 р.

ЗАВДАННЯ на магістерську роботу студентів Кнуров Богдан Миколайович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) *Дослідження напружено-деформованого стану плитного
фундаменту під час гідратації в'язучого*

керівник проекту (роботи) *Карпушин Сергій Олександрович, канд. техн. наук, доцент*

затверджена наказом по університету від " 07 " серпня 2024р. № 34-13

2. Строк подання студентом проекту (роботи) *01 січня 2025 р.*

3. Вихідні дані до проекту (роботи)

1. *Будівля культового призначення.*

2. *Розміри в плані 20,0 x 24,6м.,*

3. *Кліматичні умови смт. Нові Санжари Полтавська обл., інженерно-геологічні умови будмайданчика.*

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що їх належить розробити)
Вступ (Кваліфікаційні ознаки дослідження) 1. Архітектурний розділ.

2. *Дослідницький розділ. 3. Організаційно-технологічний розділ.*

4. *Розділ з охорони праці. Висновки. Список використаної літератури. Додатки.*

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) _____

Мультимедійна презентація – 22 слайди:

Всього: 22 слайди

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
<i>Архітектурний</i>	<i>доцент Яцун Вол. Вол.</i>		
<i>Дослідницький</i>	<i>доцент Карпушин С.О.</i>		
<i>Організаційно – технологічний</i>	<i>доцент Скриннік І.О.</i>		
<i>Охорона праці</i>	<i>доцент Дарієнко В.В.</i>		

7. Дата видачі завдання 07 серпня 2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ п/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Строк виконання Етапів проекту (роботи)	Примітка
1	<i>Архітектурний розділ</i>	<i>10.08.24-10.09.24</i>	
2	<i>Огляд і аналіз досліджень щодо проблем та напрямків поліпшення термодинамічних, усадочних процесів у бетонних сумішах під час тужавлення.</i>	<i>11.09.-28.09.24</i>	
3	<i>Знайомство з конструктивними і технологічними особливостями процесів тужавлення бетонних сумішей</i>	<i>29.09.-12.10.24</i>	
4	<i>Організаційно-технологічний розділ</i>	<i>13.10.-09.11.24</i>	
5	<i>Розробка заходів з охорони праці</i>	<i>10.11.-30.11.24</i>	
6	<i>Висновки</i>	<i>01.12.-09.12.24</i>	
7	<i>Розробка графічно-демонстраційних матеріалів</i>	<i>10.12.-30.12.24</i>	
8	<i>Рецензування</i>	<i>01.01.-07.01.25</i>	

Здобувач _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

Формат	Зона	Позначення	Позначення	Найменування	Кількість	Примітки	
				Документація загальна			
				Знову розроблена			
A4			KMP.2319216. ПЗ	Пояснювальна записка			
				Документація з			
				архітектурно – будівельного			
				розділу			
				Знову розроблена			
A1			KMP.2319216.АБ01	Генеральний план (1:400)	1		
A1			KMP.2319216.АБ02	Фасад 1-17	1		
A1			KMP.2319216.АБ03	План поверхів, план даху,	1		
				елементи			
A1			KMP.2319216.АБ04	Розріз 1-1; схеми розташування	1		
				фундаментів, плит перекриття			
				Документація з			
				Дослідницького розділу			
				Знову розроблена			
A1			KMP.2319216.ДЧ01	Дослідницька частина	1		
A1			KMP.2319216.ДЧ02	Дослідницька частина	1		
				KMP.2319216.ВП			
Зм	Лист	№ документа	Підпис	Дата	Дослідження напружено-деформованого стану плитного фундаменту під час гідратації вяжучого Відомість магістерської роботи		
Розробив	Кнуров						
Перевірів.	Карпушин С.О.						
Н. контр.	Яцун В.В.						
Затвердив.	Настоящий ВА				ЦНТУ зр. БІ-23М-1		
					Літера	Лист	Листів
					Д	1	2

[illegible]

ВСТУП

Частим явищем у будівельній практиці масивних бетонних конструкцій буває утворення тріщин під час набору міцності (тужавлення). Головною причиною утворення цих тріщин є нерівномірний розподіл температур у масиві конструкції, що виникає, головним чином, через тепловиділення бетону в процесі екзотермічної реакції між водою та в'язучим (цементом). Утворення тріщин обумовлюється наступними не врахованими аспектами:

- не враховуються теплотехнічні характеристики ґрунту;
- відсутні дані про спільне врахування температурних впливів на усадку та повзучість бетону;
- наведено величини тепловиділення бетону за віком лише 3, 7, 28 і 90 діб, що є недостатнім для побудови реальної кривої тепловиділення, окрім того, немає відомостей про залежність тепловиділення від температури бетону;
- нормативні документи ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» та ДСТУ Б В.2.7-224:2009 «Бетони правила контролю міцності» не містять достатньої і вичерпної інформації щодо усіх аспектів, що впливають на процес тужавлення великих за об'ємом мас бетону.

Також проблемою є нестационарність розрахунку. Швидкість гідратації цементу непостійна у часі та залежить від температури конструкції, яка в свою чергу залежить від виділення тепла при гідратації, утворюючи цим замкнене коло. Також, на температурні умови значно впливає навколишнє середовище, що значно змінюється за довгий період вистигання конструкції.

					<i>KMP.2319216.ПЗ</i>			
<i>Зм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	<i>Дослідження напружено-деформованого стану плитного фундаменту під час гідратації в'язучого Пояснювальна записка</i>	<i>Літера</i>	<i>Лист</i>	<i>Листів</i>
<i>Розроб.</i>	<i>Кнцуров Б.М.</i>						1	
<i>Керівник</i>	<i>Карпущин С.О.</i>					<i>ЦНТУ зр. БІ-23М-1</i>		
<i>Н. контр.</i>	<i>Яцун В.В.</i>							
<i>Затв.</i>	<i>Настоящий В.А.</i>							

Розрахунок ускладнюється неможливістю верифікації. В реальних конструкціях тепловий режим близький до напівадіабатичного, що призводить до неможливості складання простих рівнянь теплового балансу, також немає доступних даних про натурні виміри поведінки конструкцій, а відхилення у властивостях матеріалів та погодних умов при виконанні робіт вносить серйозну похибку до розрахунків.

Проблемою врахування термонапруженого стану бетонної конструкції в процесі її тужавлення займалися такі науковці: Мановіцький С.С., Стручкова А.Я, Семенов К.В., Бушманова А.В., Віденков М.В, Гоц В.І., Павлюк В.В. та інші [].

Метою магістерської роботи є – розробка методу оцінки термонапруженого стану масивних залізобетонних фундаментних плит на ранній стадії твердіння бетону.

Відповідно до поставленої мети необхідно вирішити наступні приватні **задачі:**

- вивчити кінетику тепловиділення бетонних конструкцій та її теоретичне обґрунтування;
- вивчити існуючі підходи оцінки термонапруженого стану конструкцій;
- розробити алгоритм визначення температурних полів масивного залізобетонного фундаменту;
- розробити алгоритм оцінки термонапруженого стану масивного залізобетонного фундаменту на стадії охолодження.

Об'єкт дослідження – масивний залізобетонний проєктований фундамент.

					КМР.2319216.ПЗ	Лист
ИЗМ.	Лист	№ докцм.	Подпись	Дата		

Предмет дослідження – напружено-деформований стан масивної залізобетонної фундаментної плити при дії на неї температурних навантажень у процесі набору міцності.

Наукова новизна роботи:

- виявлено відмінність між теоретично обґрунтованими на основі хімічного складу величинами тепловиділення бетону та прийнятими в нормативної документації.

Теоретична та практична значущість роботи – розроблено алгоритм розрахунку температурних полів залізобетонних масивних фундаментних плит з подальшою оцінкою їх напруженого стану стадії охолодження.

Методологія та методи дослідження: в роботі застосовані експериментально-теоретичні дослідження з використанням стандартних методик. У ході науково-дослідної діяльності використовувалися основні теоретичні та емпіричні методи наукового дослідження, такі як аналіз, синтез, порівняння, експеримент тощо. Методологічною основою дослідження послужили результати аналізу існуючих методів оцінки термонапруженого стану масивних залізобетонних конструкцій, сучасна нормативна документація.

Положення, що виносяться на захист: алгоритм розрахунку температурних полів залізобетонних масивних фундаментних плит з наступною оцінкою їх напруженого стану на стадії охолодження.

Структура роботи: магістерська робота включає титульну сторінку, анотації (українською та англійською мовами), завдання, відомість, кваліфікаційні ознаки (вступ), архітектурний, дослідницький, технологічно-організаційний та розділ з охорони праці, висновки, список використаної літератури, додатки, презентацію. Загальна кількість сторінок пояснювальної записки - , графічна частина (презентація) - слайдів.

					КМР.2319216.ПЗ	Лист
ИЗМ.	Лист	№ докцм.	Подпись	Дата		

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ.

1.1. Адміністративно–географічне положення

Район будівництва художньо-виробничого підприємства церкви (сmt. Нові Санжари) знаходиться в III-В кліматичної зоні України, з наступними характеристиками:

- розрахункова температура зовнішнього повітря - 22°C ;
- середня температура найбільш холодних діб – 30°C ;
- середня температура найбільш холодної п'ятиденки – 26°C
- нормативна вага снігового покриву – 0,5 кПа; (ДБН Навантаження і впливи 2006)
- нормативний вітровий тиск – 0,3 кПа; (ДБН Навантаження і впливи 2006)
- сейсмічність не більш 6 балів;
- ґрунти в межах ділянки будівництва – однорідні, сухі, не просадкові.

Глибина промерзання ґрунту – 1 м.;

- зона вологості - суха.

Будівля відноситься до II-го ступеню довговічності, II-го ступеню вогнестійкості. Клас відповідальності будівлі - I , коефіцієнт надійності – 1.

Напрямки та швидкості вітрів (м/с) у літній та зимовий періоди наведені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Напрямки та швидкості вітрів (м/с) у літній та зимовий періоди наведені.

сторона світу	зимовий період	літній період
Північ (Пн)	4,8	4,6
Піchnічно-схід (ПС)	5,1	4,4
Схід (С)	5	3,3
Південно-схід (ПС)	5	3,3
Південь (Пд)	5,3	3,2
Південно-захід (ПдЗ)	5,6	3,8
Захід (З)	6,2	4,5

					КМР.2319216.ПЗ	Лист
ИЗМ.	Лист	№ докum.	Подпись	Дата		

Північно-захід (ПнЗ)	5,8	5,1
----------------------	-----	-----

Напрямок переважаючих вітрів:

- влітку – північний, північно-західний;
- взимку – північно-захід.

Нормативний швидкісний напір вітру для П В району на висоті над поверхнею землі до 10 м 0,1-0,38 кг/см².

Ділянка для будівництва культової споруди, яка розташована у центральній частині міста і має відповідні зручності по відношенню до транспортних магістралей і пішохідного руху.

З північної частини ділянка обмежена вулицею М.В. Гоголя, з південної-західної вулицею Ветеринарною, з східної вулицею ім. Т.Г. Шевченко.

1.2. Розміри ділянки

Планування ділянки культової споруд передбачає наступні зони: церковно-приходську та відпочинку. По периметру ділянки передбачено декоративну огорожу висотою 1,2 м. В плані ділянка займає площу 6302,7 м².

З північної сторони комплекс межує з вулицею М.В. Гоголя житловим масивом. З південної сторони розташована головна дорога по вул. Ветеринарна. Із східної сторони знаходиться оздоровчо-спортивний комплекс, який відділяється вулицею ім. Т.Г. Шевченко.

1.3. Ґрунти основи.

Дані нормативних та розрахункових характеристик ґрунту приведені в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 - Нормативні та розрахункові характеристики ґрунтів

Фізичні властивості

					КМР.2319216.ПЗ	Лист
ИЗМ.	Лист	№ докцм.	Подпись	Дата		

Щільність, г/см ²		часток грунту, г/см ²	Природна вологість долі одиниці	Поруватість, %	Коефіцієнт поруватості	Ступінь вологості	Пластичність, Долі одиниці			Показник консистенції
Природного складу	Сухого ґрунту						Верхня межа пластичності	Межа розкачування	Число пластичності	
P	p _d	p _s	W	n	e	S _r	w _t	w _p	I _p	I _t
1. Рослинний шар										
2. Суглинок лісовий бурого кольору										
1,57	1,36	2,68	0,16	45,4	0,964	0,433	0,34	0,21	0,13	0,13
3. Суглинок лесовий коричнево-бурого кольору										
1,86	1,57	2,68	0,20	41,9	0,72	0,72	0,37	0,22	0,15	0,15

Інженерно-геологічні вишукування виконані на території смт Нові Санжари Полтавської області на ділянці забудови.

В геологічній будові території приймають участь осадкові відкладення четвертого віку еолово-делювіального походження, які представлені лесоподібними суглинками.

Нормативні і розрахункові характеристики, виділених згідно з ДСТУ Б.В. 2.1-5-96 інженерно-геологічних елементів, наведені в таблиці 1.2.

За просадковістю ґрунти відносяться до I типу. Потужність шару просадкових ґрунтів на ділянці складає 7,2 м.

Основою стрічкових фундаментів можуть слугувати ґрунти II інженерно-геологічного елементу.

Ґрунтові води на основі виконаних інженерно-геологічних вишукувань (свердловин) на глибині 8,0 м відсутні.

Рельєф місцевості, на якій планується зведення будівлі художньо-промислового підприємства православної церкви, характеризується

					КМР.2319216.ПЗ					Лист
ИЗМ.	Лист	№ док-м.	Підпись	Дата						

відсутністю помітно виражених нерівностей і представляє собою з невеликим нахилом у 0,5 м у східному напрямлені плоску поверхню землі.

Рельєф даної місцевості зображено на генеральному плані (графічна частина проекту) у вигляді горизонталей, які представляють собою сліди від перетину поверхні землі з площиною рівня.

1.4 Загальна характеристика запроектованої будівлі

Запроектована будівля культової споруди в плані має прямокутну форму з розмірами в осях 20м х24,64 м.

Будівля двоповерхова, висота поверху в вестибюлі-3,9; а в бокових частинах будівлі- приміщення для приготування та прийому їжі, мийки та в службовому приміщенні 3м. Висота будівлі 14,300 м

Конструктивна схема будівлі – безкаркасна з повздовжніми несучими стінами. Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою поперечних та повздовжніх стін, плит перекриття та покриття.

1.5. Обґрунтування прийнятого об'ємно - планувального рішення будівлі

У відповідності з вимогами архітектурно-планувального завдання, містобудівної ситуації, оптимальності організації технологічних процесів передбачається будівництво культової споруди.

Приміщення підприємства вирішено компактно в єдиному об'ємі 2-х поверхів.

В плані будівля має розмірами в осях (20,040м х24,640м) м.

На 1 поверсі розміщено вестибюль, гардеробні, конференц-зал, приміщення для прийомі та приготування їжі, кладова та мийка.

На II поверсі розміщено зала, приймальня та кабінет.

					КМР.2319216.ПЗ	Лист
ИЗМ.	Лист	№ док-м.	Підпись	Дата		

Архітектурна композиція фасада вирішена симетрично. Будівля культової споруди виконано в стилі “Модерн”, 2-х скатною кровлею в центральній частині будівлі. Пластичне рішення фасадів досягається за рахунок ведення арок сводів над віконними та дверними отворами.

Стіни запроектовані із звичайного глиняної цегли з фарбуванням водоемульсійною фасадною фарбою, по декоративній штукатурки та архітектурними деталями. Цоколь облицьовується гранітними плитками. Вікна та двері виконані із металопластика фірми “SCHUKO”. Покрівля – із металочерепиці “Ranilla”.

Внутрішнє оздоблення будівлі відповідає призначенню приміщень, а також прив’язує інтер’єр з екстер’єром. У виставковій залі, магазині виконано мілкозерниста декоративна штукатурка з розшивкою шліфованною рельєфною рейкою.

Композиція кольорової гами цегли зі світлою декоративною штукатуркою та архітектурними деталями підкреслює форму і призначення споруди.

Будівельні параметри будівлі визначені з урахуванням потреб раціональної організації технологічних процесів і можливості їх трансформації у процесі експлуатації.

Об’ємно-планувальне рішення розроблено з урахуванням санітарних і протипожежних вимог, забезпечується евакуаційні виходи персоналу у випадку надзвичайних ситуацій.

Особливість планування будівлі у застосування природної системи вентиляції приміщень, централізоване розміщення вентиляційних каналів у спеціальних зонах, що створює умови для аерації виробництва.

1.6. Обґрунтування прийнятої конструктивної схеми будівлі

Фундаменти, стіни та перекриття при спільній роботі представляють собою основні несучі конструкції, що створюють несучий остів будівлі.

					КМР.2319216.ПЗ	Лист
ИЗМ.	Лист	№ докцм.	Подпись	Дата		

Несучий остів повинен сприймати навантаження, що діють на будівлю, та забезпечують її просторову жорсткість та стійкість.

Навантаження від власної ваги конструкцій, а також корисне навантаження сприймають зовнішні та внутрішні стіни. Несучий остів такої будівлі представляє собою замкнений контур стін.

Конструктивна схема будівлі художньо-виробничого підприємства вирішена з повздовжніми несучими стінами. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою стін та перекриття, які розглядаються як жорсткі незмінні диски.

Товщина несучих зовнішніх стін визначається умовами міцності та теплотехнічними даними. Несучі стіни по всій висоті будівлі роблять одної товщини, а прийняті розміри визначаються теплотехнічним розрахунком.

Більш детальна інформація щодо внутрішнього і зовнішнього оздоблення, інженерних комунікацій, теплотехнічні розрахунки, тощо, наведена в додатку А.

					КМР.2319216.ПЗ	Лист
ИЗМ.	Лист	№ док-м.	Подпись	Дата		

2. ДОСЛІДНИЦЬКИЙ РОЗДІЛ

2.1. Огляд стану питання щодо тепловиділення бетонних конструкцій.

Тепловиділення бетону

Кінетику тепловиділення бетону поділяють на кілька стадій (рис.2.1.) [,]:

1) Початковий гідроліз. Триває перші 30 хвилин від початку замішування суміші, що характеризується швидким підвищенням температури суміші на кілька градусів. Швидка реакція відбувається в результаті розчинення іонів у воді та реакції між трикальцієвим алюмінатом та гіпсом.

2) Період індукції (період спокою). Триває до 4-х годин після замішування. У період спокою припиняється гідратація цементу, бетон стає плинним, володіє найбільшою зручноукладальністю. Температура суміші практично не змінюється (якщо немає тепловтрат), оскільки тепловиділення вкрай мало. Оскільки розчинення іонів продовжується з часом, концентрації іонів трьох- та двокальцієвого силікатів у бетонній системі збільшується.

3) Період прискореної гідратації. Наприкінці періоду спокою знову починається значна гідратація за рахунок взаємодії трьох- та двокальцієвих силікатів. Цей період характеризується різким збільшенням швидкості тепловиділення та набору міцності, триває до 12 годин після замішування.

4) Період уповільнення. Зі збільшенням часу швидкість тепловиділення поступово уповільнюється. Цей період характеризується повільним спадом швидкості виділення тепла та набору міцності, триває до 4 діб після замішування.

5) Період повільного набору міцності (фаза дифузійного контролю). Нарешті, гідратація цементу досягає стаціонарного стану, відбувається повільне тепловиділення та набір міцності.

					КМР.2319216.ПЗ	Лист
ИЗМ.	Лист	№ доким.	Підпись	Дата		

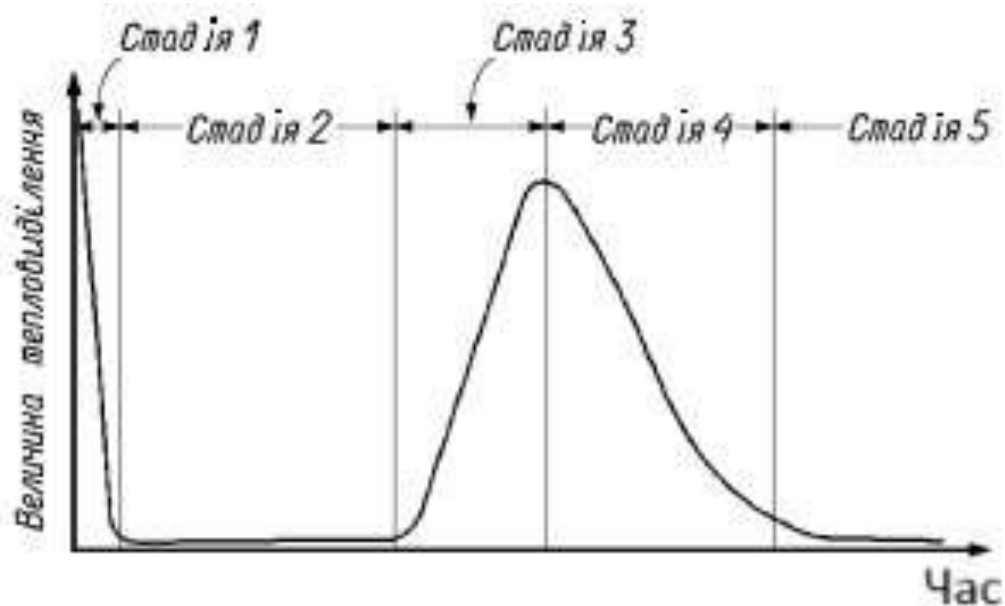


Рисунок 2.1 - Залежність швидкості тепловиділення у бетоні від часу.

У вітчизняній практиці для опису кривих тепловиділення прийнято залежність І.Д. Запорожця [5]:

$$Q = Q_{max} \cdot \left[1 - (1 + A_t \cdot \tau)^{-\frac{1}{m-1}} \right], \text{кДж} \quad (2.1)$$

де Q_{max} - повне тепловиділення бетону;

A_t — коефіцієнт, що характеризує швидкість тепловиділення при температурі t ;

m — порядок реакції гідратації;

τ - час, що минув з моменту замішування.

Рівняння Запорожця слід застосовувати при описі тепловиділення бетону віком понад 3 доби, оскільки на ранніх термінах гідратації є велика похибка. Вид кривої, одержуваної за рівнянням І.Д. Запорожця наведено на рис. 2.2.

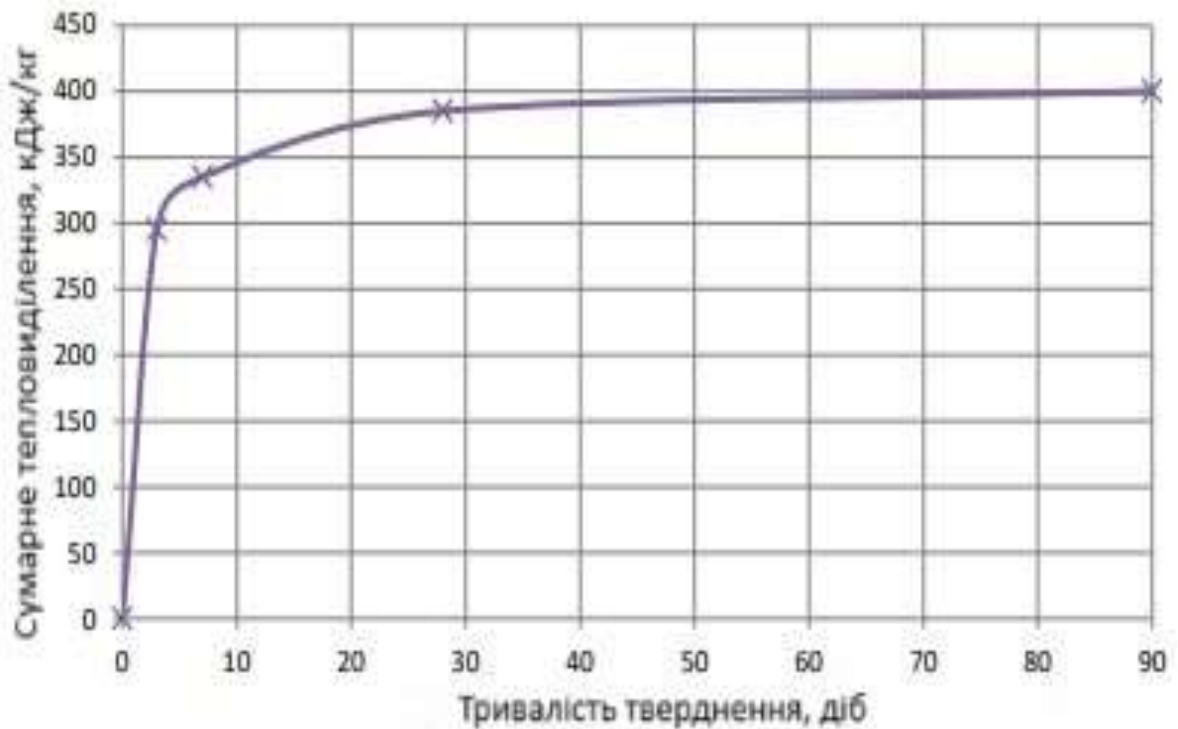


Рисунок 2.2 - Крива тепловиділення за рівнянням І.Д. Запорожця.

Основні фактори, що впливають на тепловиділення бетону [10]:

- 1) Питома вміст цементу в одиниці обсягу бетонної суміші. Збільшення вмісту цементу викликає збільшення тепловиділення бетонної суміші, т.як. він є основою тепловиділення бетонів.
- 2) Вид цементу. Тепловиділення залежить від хіміко-мінералогічного складу (наприклад, шлакопортландцемент має на 15% менше виділення тепла).
- 3) Початкова температура бетонної суміші. Процес гідратації залежить від температури бетонної суміші, таким чином, регулюючи її початкову температуру, можна контролювати інтенсивність наступного тепловиділення.
- 4) Тонкість помелу. Швидкість протікання процесу гідратації пропорційна тонкощі помелу цементу, оскільки збільшується його питома поверхня.
- 5) Водцементне співвідношення. Залежно від температури суміші водцементне співвідношення по-різному впливає на швидкість

тепловиділення. Так, за низьких температур (20-40 градусів Цельсія) високе В/Ц підвищує швидкість тепловиділення, при високих температурах (60-90 градусів Цельсія) є обернена залежність.

б) Наявність у складі прискорювачів чи сповільнювачів твердіння. Наявність добавок відповідним чином впливає швидкість тепловиділення. Чим далі в часі буде відстрочено набір проектної міцності бетоном, тим найкраще буде температурний режим конструкції.

Залежність тепловиділення цементу від мінералогічного складу.

Приблизний мінералогічний склад звичайного портландцементу наведено в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Приблизний мінералогічний склад традиційного портландцементу []

Хімічне найменування	Хімічна формула	Короткий запис хімічної формули	Приблизний вміст по масі, %
Трикальцієвий силікат (аліт)	3CaO Si O_2	C_3S	55
Двокальцієвий силікат (беліт)	2CaO Si O_2	C_2S	18
Трикальцієвий алюмінат	$2\text{CaO Al}_2 \text{O}_3$	C_3A	10
Чотирикальцієвий алюмоферит	$4\text{CaO Al}_2 \text{O}_3 \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF	8
Дигідрат сульфата кальція (гіпс)	$\text{Ca SO}_4 2\text{H}_2\text{O}$	CSH_2	6
Усього			97

Трикальцієвий силікат (аліт) – у початкові терміни має великий активністю при реакції з водою, швидко твердне і набирає високу міцність. До 3 діб величина тепловиділення досягає 2/3 від тепловиділення за повної гідратації.

Двокальцієвий силікат (беліт) – менш активний у порівнянні з алітом, повне тепловиділення в 2 рази менше, до 3 діб воно становить лише 10% від повної величини.

Трикальцієвий алюмінат – найактивніший клінкерний мінерал, швидко взаємодіє із водою. Тепловиділення при повній гідратації 2 рази більше, ніж у аліту, за 3 доби тепловиділення досягає 80% від повної величини.

Чотирьохкальцієвий алюмоферит – за своєю активністю перебуває між алітом та белітом. Питоме тепловиділення розраховується за формулою 2.2 (частка мінералів вказується у відсотках), використувані у ній коефіцієнти наведено у табл. 2.2.

$$q = a \cdot C_3S + b \cdot C_2S + c \cdot C_3A + d \cdot C_4AF, \frac{\text{кДж}}{\text{кг}} \quad (2.2)$$

Таблиця 2.2 - Коефіцієнти тепловиділення мінералів цементу.

Тривалість тверднення, діб	Доля мінералів у тепловиділенні, кДж/кг%			
	a	b	c	d
3	3,89	0,67	6,35	-0,50
7	4,58	0,97	8,66	-1,73
28	4,78	0,64	9,63	0,59
90	4,95	0,97	10,29	1,39
180	5,11	1,86	10,29	1,6
360	5,31	2,23	10,57	1,68

Порівняємо нормативне та розрахункове значення тепловиділення для портландцементу марки М500 (мінералогічний склад наведено в табл. 2.3.). Результати порівняння наведено у таблиці 2.4.

Таблиця 2.3 - Мінералогічний склад портландцементу.

Мінералогічний склад, %			
C3S	C2S	C3A	C4AF
58,00	16,5	7,00	12,90

Таблиця 2.4 – Результати розрахунку тепловиділення портландцементу марки М500.

Тривалість тверднення, діб	Розрахункове тепловиділення, кДж	Дані з ДСТУ Б В.2.6- 156:2010
3	275	295
7	320	335
28	363	385
90	393	400

Як видно з прикладу, дані, наведені у ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [], є трохи завищеними, порівняно з обчисленими за реальним мінералогічного складу, і підуть у запас оцінки тепловиділення та тріщиностійкість конструкції.

Температурний режим масивних залізобетонних плит.

Існує кілька режимів перебігу реакції гідратації цементу.

1) Ізотермічний – постійна температура конструкції, тепловий потік через зовнішні межі дорівнює внутрішньому виділенню теплової енергії.

2) Адіабатичний – відсутність теплового потоку через зовнішні межі, вся енергія, що виділяється, йде на зміну температури бетону.

3) Напівадіабатичний - частина теплової енергії, що виділяється перетворюється на тепловий потік через зовнішні межі, а інша частина витрачається зміну температури бетону всередині конструкції.

Ізотермічний режим у реальних конструкціях неможливий, оскільки зрівноважити тепловий потік і виділення тепла неможливо, т.як. процес виділення тепла є непостійним у часі.

Адіабатичний режим не реалізується повною мірою, т.к. неможливо повністю ізолювати конструкцію теплопередачі. Розрахунок у цьому режимі дозволяє грубо визначити максимально можливу температуру конструкції.

Напівадіабатичний режим – найповніше описує процес протікання екзотермічної реакції гідратації цементу з практичної точки зору, т.як. всі конструкції допускають втрату тепла через зовнішні межі. Чисельне моделювання та спостереження за реальними конструкціями показали, що на відстані від граней елемента, що дорівнює подвійній товщині конструкції, можна знехтувати горизонтальною тепловою віддачею. На цих ділянках тепловіддача відбувається в основному через нижню грань у ґрунтовий масив і через верхню грань у довкілля.

Утворення температурних тріщин у масивних залізобетонних конструкціях.

Головною причиною утворення температурних тріщин є нерівномірний розподіл температур у масиві конструкції. Оскільки фундаметні плити, як правило, захищені від впливу високих температур, їх термічне розтріскування на ранніх стадіях виникає, головним чином, через тепловиділення бетону в процесі екзотермічної реакції між водою та цементом. Різниця температур змушує більш холодну частину масиву

стискатися сильніше, ніж теплу частину, що призводить до появи напруг, що розтягують [] бетонний масив.

Існують 3 види нерівномірного розподілу температур:

1) Між центром елементу та верхньою гранню. Виникає через тепловіддачу у довкілля через верхню грань елементу. Зростає при від'ємних температурах повітря.

2) Між центром елементу та нижньою гранню. Відбувається контакт нижньої грані елементу з ґрунтом. Ґрунт має низьку температуру та більшу теплоємність, він відбирає велику частку тепла в перші етапи твердіння та віддає накопичену енергію на наступних етапах. Таким чином він може як переохолодити нижню грань у початкові етапи, коли центр елемента є найбільш гарячою частиною, так і перегріти її в останніх етапах, коли тепловиділення незначне, і центр елемента має невисоку температуру.

3) Між центром та бічними гранями. Відбувається через контакт бічних поверхонь масиву з навколишнім середовищем. Аналогічно першому варіанту збільшується при негативних температурах.

Термічні тріщини, викликані надмірним перепадом температур у монолітному бетоні, виявляються у вигляді випадкового розтріскування на поверхні елементу. Шахове або клаптикове розтріскування через термічний вплив зазвичай з'являється протягом декількох днів після зняття опалубки [14].

Ключем до зменшення термічного розтріскування є визначення причин, з яких воно може статися, та вжити заходів щодо його мінімізації.

Загальноприйняті шляхи зниження температурного перепаду в масивних конструкціях []:

1) Коригування бетонної суміші - зниження теплоти гідратації за рахунок оптимізації в'язучих матеріалів шляхом використання летючої золи - винесення або шлаку, а також застосування хімічних добавок, що уповільнюють схоплювання бетону. За результатами досліджень [15], при

використанні у складі суміші 65% шлакоцементу, пікова температура конструкції зменшилась на 10,5 градусів Цельсія, а при застосуванні 80% шлакоцементу – на 23 градуси Цельсія.

2) Контроль температури бетонної маси.

а) Встановлення температурних вимог до бетону на момент постачання на будівельний майданчик

б) Теплоізоляція шляхом утеплення граней масиву.

с) Використання труб, що охолоджують.

3) Попередня підготовка – температурний перепад між центром елементу та його нижньою гранню можна зменшити шляхом попереднього прогрівання основи або прогрівання нижніх шарів конструкції перед влаштуванням основних шарів бетонного масиву.

Існуючі методи оцінки температурної тріщиностійкості конструкцій.

У вітчизняній практиці застосовують три методи оцінки температурної тріщиностійкості:

1) Метод Л.П. Трапезнікова.

2) Метод П.І. Васильєва.

3) Метод оцінки, що ґрунтується на температурному перепаді. За Трапезниковим, руйнування матеріалу складається з наступних стадій:

1) Утворення зони передруйнування.

2) Підростання зони передруйнування до граничного розміру.

3) Утворення макротріщини.

4) Зростання макротріщини.

Розтягуючі напруги на відповідній різниці повних і вимушених деформацій утворюють зони передруйнування:

$$A(t) < \frac{[\gamma_{b6} \cdot \psi(t) \cdot R_{bтн}]^2}{2 \cdot E(t)} \quad (2.3)$$

де $A(t)$ – робота розтягуючих напруг, нормальних площин тріщини;

R_{btn} – нормативний опір бетону на осьове розтягування;

γ_{b6} – коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 1,15 для масивних споруд.

У разі плоскодеформованого стану значення роботи $A(t)$ знаходиться за формулою:

$$A(t) = \int_{t_0}^t \sigma^+(\tau) \cdot \frac{\partial[\varepsilon(\tau) - \alpha(1 + \nu)T(\tau)]}{\partial \tau} d\tau \quad (2.4)$$

де t_0 – час схоплювання бетону;

$T(\tau)$ – температура бетону на момент часу τ ;

$\varepsilon(\tau)$ – деформації бетону, що визначаються з урахуванням змінних у часу модуля пружності та повзучості бетону;

$\sigma^+(\tau)$ – розтягувальні напруги в бетоні, визначені з урахуванням змінних у часі модуля пружності та повзучості бетону.

Підхід Васильєва застосовується для техніко-економічних обґрунтувань споруд I та II класу, а також для споруд III та IV класу у всіх випадках. По ньому тріщини утворюються при перевищенні граничного значення деформації. Даний метод подається у вигляді формули:

$$\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} < \varepsilon_{lim} \quad (2.5)$$

де ε_{el} – пружна частина деформації;

ε_{pl} – пластична частина деформації;

ε_{lim} – граничне значення деформації.

Або за формулою:

$$\sigma(t) < \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b6} \cdot \varepsilon_{lim} \cdot \varphi(t) \cdot E(t) \quad , \quad (2.6)$$

де ε_{lim} – гранична розтяжність бетону;

$\varphi(t)$ – коефіцієнт, що враховує залежність ε_{lim} від віку бетону.

Метод, заснований на температурному перепаді, є найпростішим для застосування на будівельному майданчику, т.к. температуру бетону дуже легко можна виміряти в різних точках та зіставити значення, також можна скоригувати процес виконання робіт для зменшення ймовірності утворення тріщин. Максимальні допустимі перепади температур визначаються за спостереженням за реальними конструкціями. Цей метод обґрунтований практично, але не враховує форми спорудження, умови бетонування та твердіння, що призводить до великої похибки результатів. Також цей метод є досить умовним, оскільки поняття «центр блоку» можна трактувати і як геометричний центр конструкції і як зону з максимальною температурою, що не завжди збігається. Така ж проблема з «боковою гранню», оскільки на практиці спостерігається значні перепади температури між центром грані та її кутами, особливо за відсутності утеплення. Максимально допустимі перепади температур для блоків різної висоти та класу бетону наведені у таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 – Максимально допустимі перепади температур для блоків висотою 1-3 м по даним Трапезнікова Л.П.

Клас бетону	Довжина блока, м	ΔT_1 (центр – бокова поверхня), °C	ΔT_2 (центр – горизонтальна поверхня), °C
B10	10	25	12
	15	24	11
	20	23	11
	25	22	10
	30	21	10
B15	10	26	14

	15	25	13
	20	24	13
	25	23	12
	30	22	12
B20	10	27	16
	15	26	16
	20	25	16
	25	24	14
	30	23	14
B25	10	28	18
	15	27	17
	20	26	17
	25	25	16
	30	24	16

2.6. Висновки з оглядової частини.

1) Процес тепловиділення цементу є багатостадійним і не постійним у часі, що ускладнює розрахунок температурних полів та робить його нестационарним.

2) Тепловиділення бетону залежить від вмісту та складу цементу, початкової температури суміші, тонкощі помелу, а також водоцементного співвідношення та наявності у складі прискорювачів та сповільнювачів твердіння.

3) Процес гідратації цементу на будівельному майданчику протікає в напівадіабатичному режимі.

4) У вітчизняній практиці застосовують три методи оцінки температурної тріщиностійкості, що відрізняються складністю проведення

розрахунків, достовірністю результатів та ступенем застосування на практиці.

2.2. Теоретичні дослідження.

Загальні положення

Як вихідні дані для розрахунків приймемо монолітну залізобетонну фундаментну плиту культової споруди в смт. Нові Санжари Полтавської області по вул. Ветеринарна.

Товщина фундаментної плити приймається рівною 2,5 м, клас. бетону - В35. Основою служать лесоподібні суглинки. Після бетонування кожної з ділянок фундаментної плити планується утеплення даного ділянки для зменшення перепаду температур від центру захвату до периферії – з боку бічних поверхонь мінераловатним утеплювачем завтовшки 100 мм, з боку верхньої поверхні тирсою шаром товщиною 200мм. Для універсальності розрахунку як розрахункова ділянка була обрана прямокутний паралелепіпед з розмірами $26 \times 15 \times 2,5(h)$ м.

Розмір ґрунтового масиву в плані призначається на 5м більше відповідного розміру бетонованої захватки, глибина ґрунтового масиву призначається 10м.

Оскільки тепловиділення цементу є нерівномірним у часі процесом, а термічні процеси є невстановленими в часі, це завдання є термодинамічної. Для її вирішення буде застосовуватись програмний комплекс ANSYS 2020 R2, що дозволяє вирішувати термодинамічні завдання з об'ємним виділенням тепла та випромінюванням енергії у довкілля.

Розмір кінцевих елементів ґрунтового масиву та утеплювача приймаємо 0,5 м, бетонного масиву 0,25 м,

Для вирішення температурного завдання використовуються об'ємні кінцеві елементи типу SOLID90, генерування теплової енергії задається у Вт/куб.м та є змінною у часі величиною. Розрахунок об'ємної схеми проводиться в одиницях СІ, кроки рішення за часом у віці до 3 діб приймався не більше 2 годин, у віці 3-7 діб не більше 4 годин, у віці 7-28 діб – не більше 24 годин, віком понад 28 діб – не більше 48 годин.

Температура зовнішнього повітря приймається постійною та рівною 15 градусам Цельсія. Теплообмін із зовнішнім середовищем прикладався до верхньої вільної (не зайнятої бетонним масивом) поверхні ґрунту, а також на зовнішніх поверхнях утеплювачів.

Температура бетонного ґрунту та суміші при укладанні приймається рівною 15 градусів Цельсія. Теплофізичні характеристики бетонного масиву призначаються у відповідності до табл. ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [] та наведені в таблиці 2.6.-2.8.

Таблиця 2.6 - Теплофізичні характеристики бетону.

Характеристика бетону	Літерне позначення	Розмірність	Значення
Температурний коефіцієнт лінійного розширення	α_{bt}	1/°C	$1 \cdot 10^{-5}$
Теплопровідність	λ_b	Вт/(м °C)	2,67
Питома теплоємність	C_b	кДж/(кг °C)	1
Коефіцієнт тепловіддачі в зовнішнє повітря	β	Вт/(м² °C)	24
Щільність бетону	ρ_b	кг/м³	2350

Таблиця 2.7 – Теплотехнічні характеристики ґрунтового масиву.

Характеристики ґрунту	Літерне позначення	Розмірність	Значення
Теплопровідність	λ_{gr}	Вт/(м °С)	1,8
Питома теплоємність	C_{gr}	кДж/(кг °С)	0,88
Щільність ґрунту	ρ_{gr}	кг/м ³	2800

Таблиця 2.8 – Теплотехнічні характеристики бокового утеплювача.

Характеристики ґрунту	Літерне позначення	Розмірність	Значення
Теплопровідність	λ_{yl}	Вт/(м °С)	0,04
Питома теплоємність	C_{yl}	кДж/(кг °С)	0,84
Щільність утеплювача	ρ_{yl}	кг/м ³	50

З урахуванням відсутності конкретних даних щодо теплотехнічних характеристик тирси були призначені значення для утеплювача верхню поверхню (див. табл. 2.9).

Таблиця 2.9 - Теплотехнічні характеристики верхнього утеплювача

Характеристики ґрунту	Літерне позначення	Розмірність	Значення
Теплопровідність	λ_{y2}	Вт/(м °С)	0,1
Питома теплоємність	C_{y2}	кДж/(кг °С)	1
Щільність утеплювача	ρ_{y2}	кг/м ³	800

Навантаження та впливи

Відомості про тепловиділення бетону при гідратації цементу приймемо по ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Т.як. у програмному комплексі ANSYS для кінцевих елементів SOLID90 тепловиділення задається на одиницю об'єму, розраховується тепловиділення на одиницю обсягу (з розрахунку 320 кг на 1 куб. бетону). Результати розрахунку наведено у таблиці 2.10.

Таблиця 2.10 – Значення тепловиділення портландцементу марки 500

Вік	На 1 кг цементу, Дж	На одиницю об'єму, Дж/м ³
3 доби	295000	921,88
7 діб	335000	1046,88
28 діб	385000	1203,13
90 діб	400000	1250

Виходячи з отриманих значень визначимо потужність тепловиділення бетону при екзотермічній реакції гідратації цементу у віці 90, 28, 7, 3, 0 діб відповідно (вважаємо, що процес тепловиділення припиняється в віці 90 діб):

$$1) P_{90} = 0 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^3};$$

$$2) P_{28} = \frac{2 \cdot (P_{v,90} - P_{v,28})}{86400 \cdot (90 - 28)} - P_{90} = 1,79 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^3};$$

де 86400 – кількість секунд на 1 добу;

$$3) P_7 = \frac{2 \cdot (P_{v,28} - P_{v,7})}{86400 \cdot (28 - 7)} - P_{28} = 15,84 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^3};$$

$$4) P_3 = \frac{2 \cdot (P_{v,7} - P_{v,3})}{86400 \cdot (7 - 3)} - P_7 = 58,23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^3};$$

$$5) P_0 = \frac{2 \cdot (P_{v,3} - P_{v,0})}{86400 \cdot (3 - 0)} - P_3 = 670,17 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^3}.$$

За отриманими значеннями отримуємо криву тепловиділення бетону (рис. 2.3.).

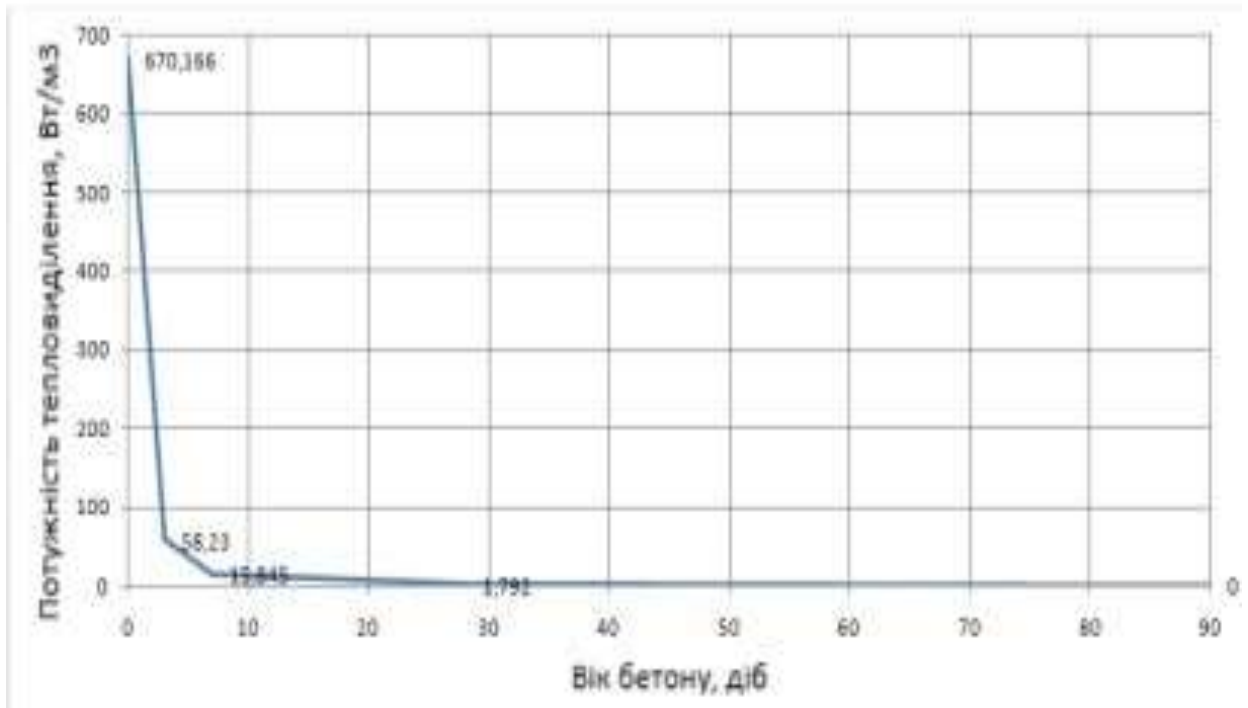


Рисунок 2.3 – Графік тепловиділення бетону в залежності від віку.

Розрахункова схема створюватиметься за допомогою платформи Ansys Workbench. Створюємо новий проект та виконуємо розрахунок у системі Transient Thermal.

Заповнюємо вихідні дані (engineering data), шляхом створення нових матеріалів, призначення їм необхідних та достатніх для розрахунку фізичних властивостей (рис. 2.4.-2.7).

Properties of Outline Row 3: Concrete			
	A	B	C
1	Property	Value	Unit
2	Material Field Variables	Table	
3	Density	2300	kg m ⁻³
4	Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion		
5	Coefficient of Thermal Expansion	1E-05	C ⁻¹
6	Isotropic Elasticity		
7	Derive From	Young's Modulus and Poisson's Ratio	
8	Young's Modulus	3E+10	Pa
9	Poisson's Ratio	0.18	
10	Bulk Modulus	1.952E+10	Pa
11	Shear Modulus	1.2712E+10	Pa
12	Tensile Yield Strength	0	Pa
13	Compressive Yield Strength	0	Pa
14	Tensile Ultimate Strength	5E+06	Pa
15	Compressive Ultimate Strength	4.4E+07	Pa
16	Isotropic Thermal Conductivity	2.87	W m ⁻¹ C ⁻¹
17	Specific Heat, C _p	1000	J kg ⁻¹ C ⁻¹

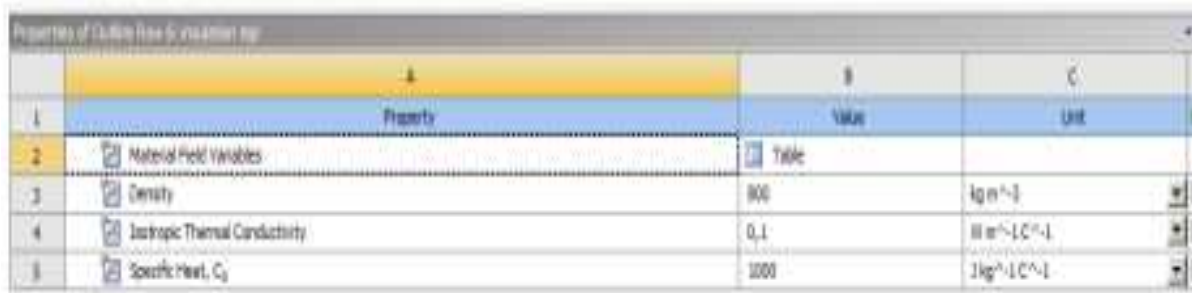
Рисунок 2.4 – Характеристики бетона.

Properties of Outline Row 4: Gravel			
	A	B	C
1	Property	Value	Unit
2	Material Field Variables	Table	
3	Density	2700	kg m ⁻³
4	Isotropic Thermal Conductivity	1.8	W m ⁻¹ C ⁻¹
5	Specific Heat, C _p	880	J kg ⁻¹ C ⁻¹

Рисунок 2.5 – Характеристики грунта.

Properties of Outline Row 5: Insulation Foam			
	A	B	C
1	Property	Value	Unit
2	Material Field Variables	Table	
3	Density	50	kg m ⁻³
4	Isotropic Thermal Conductivity	0.04	W m ⁻¹ C ⁻¹
5	Specific Heat, C _p	840	J kg ⁻¹ C ⁻¹

Рисунок 2.6 – Характеристики бокового утеплителя.



1	Property	Value	Unit
2	Material Field Variables	None	
3	Density	800	kg m ⁻³
4	Isotropic Thermal Conductivity	0.1	W m ⁻¹ C ⁻¹
5	Specific Heat, C _p	1000	J kg ⁻¹ C ⁻¹

Рисунок 2.7 – Характеристики верхнього утеплювача.

Створюємо геометрію розрахункової ділянки за допомогою Spacesclaim, або імпортуємо вже готову модель.

Для створення геометрії в Spacesclaim необхідно перенести до робочого поле Workbench компонент Geometry або вибрати опцію «Edit Geometry in Spacesclaim» у відповідному полі системи Transient Thermal.

За допомогою інструментів креслення створюємо 2D геометрію бетонного масиву, підтверджуємо скетч натисканням кнопки End Sketch Editing. Потім інструментом Pull видавлюємо 2D основу на потрібну товщину, тим самим створюючи об'ємне тіло.

З отриманого тіла рекомендується одразу створити компонент, командою Move New Component, щоб унеможливити його злиття з іншими тілами.

Для подальшої зручності моделювання рекомендується задати навколишній фундамент ґрунт і ґрунт, що знаходиться безпосередньо під фундаментом, окремими тілами, таким чином не доведеться узгоджувати сітку і буде зручніше призначати теплообмін навколишнього ґрунту із зовнішньої середовищем. Загальний вигляд геометричної моделі в редакторі геометрії та вигляді об'ємних блоків див. 2.7.-2.8.

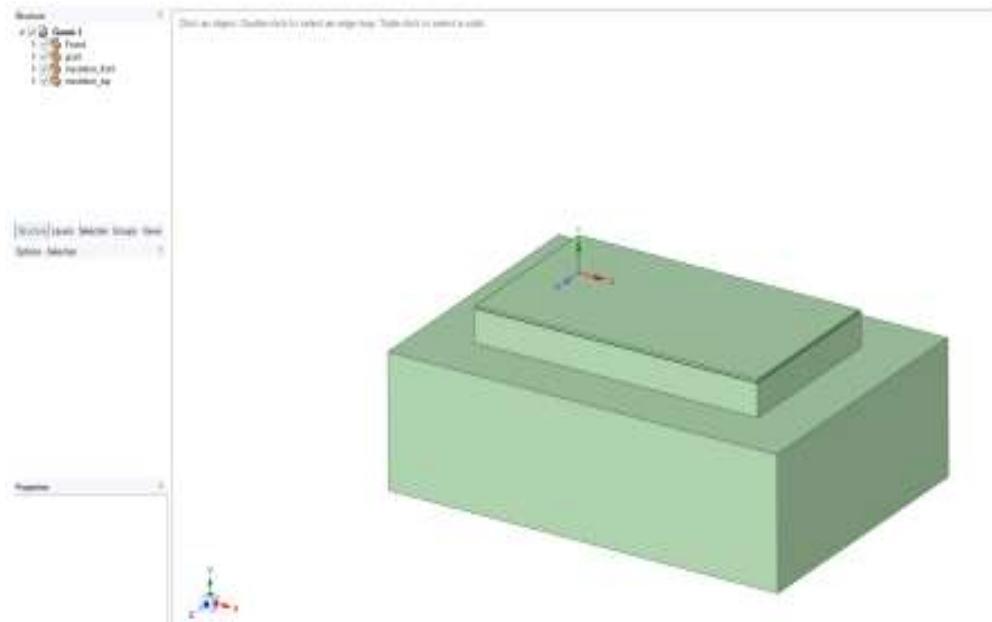


Рисунок 2.7 – Загальний вигляд геометричної моделі в редакторі геометрії Spaceclaim.

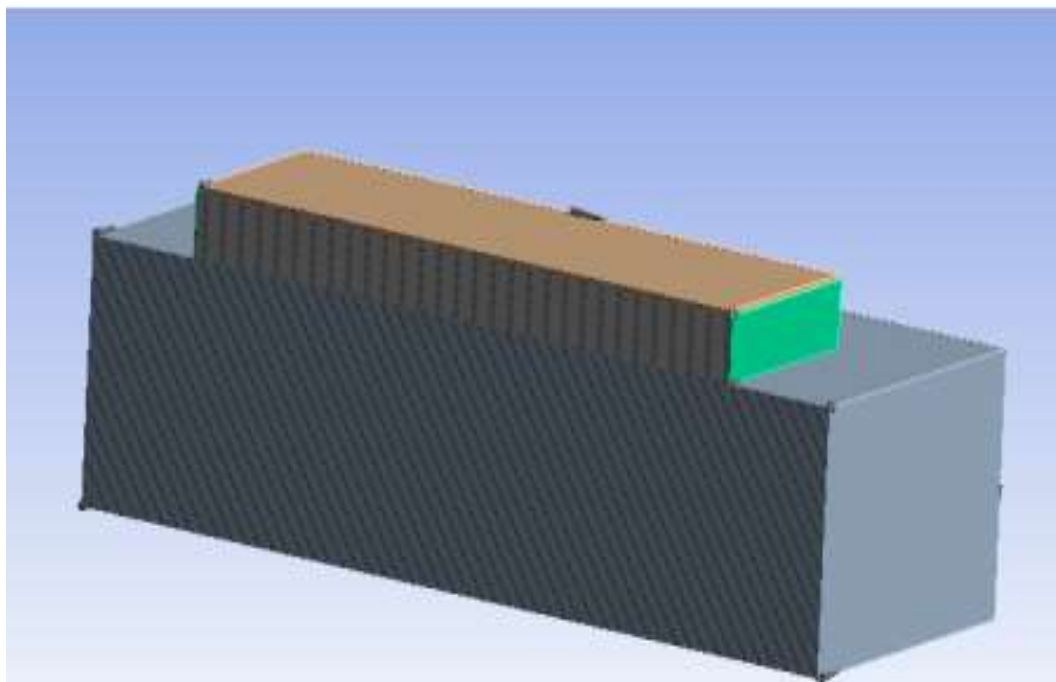


Рисунок 2.8 – Загальний вигляд розрахункової моделі у вигляді об'ємних блоків (зображено половина розрахункової ділянки).

Подальші маніпуляції з моделлю будуть проводитися у просторі "Model".

У налаштуваннях геометрії призначаємо матеріал елементів, не змінюючи інші Показники. Контакти між поверхнями призначаються програмою автоматично.

У вкладці «Mesh» створюємо 3 набори «Body sizing» та призначаємо відповідні розміри елементів ґрунту, бетону та утеплювача (рис. 2.9.). Потім створюємо кінцево-елементну сітку командою Generate Mesh (рис. 2.10.).

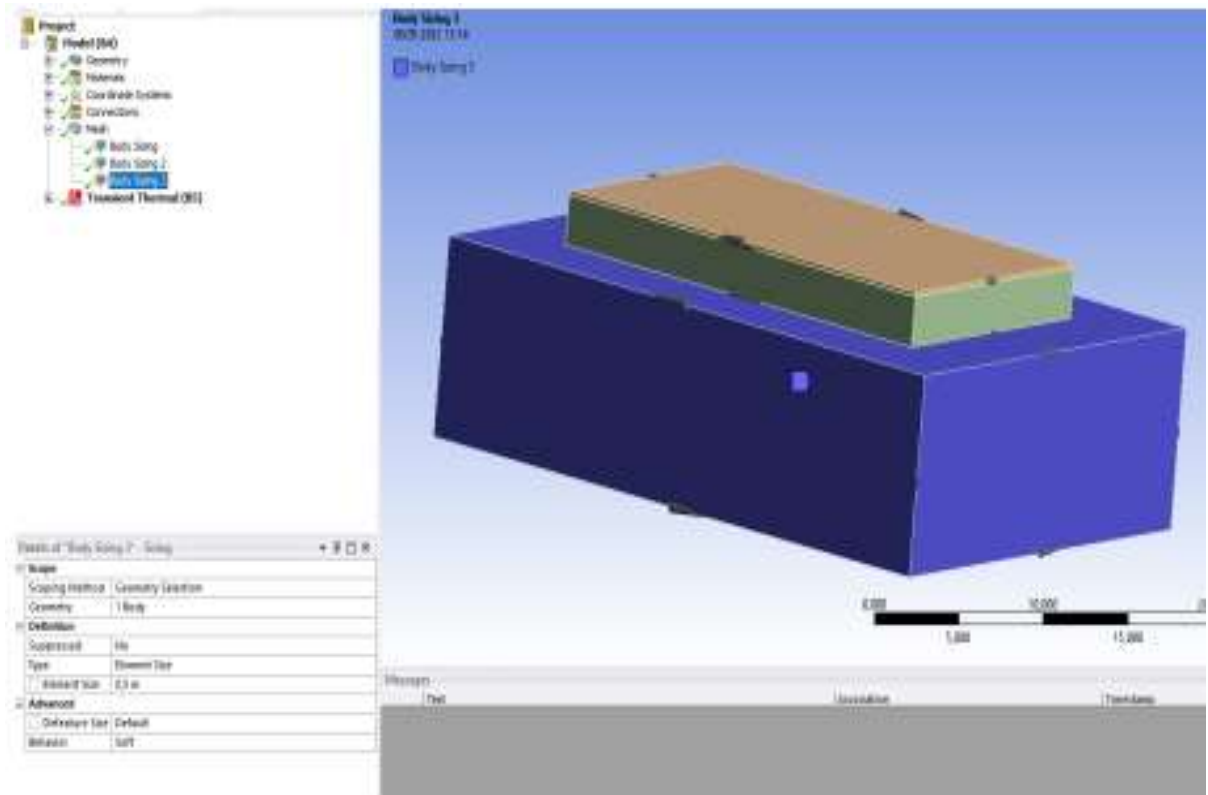


Рисунок 2.9 – Приклад призначення розміру кінцевого елементу ґрунтового масиву.

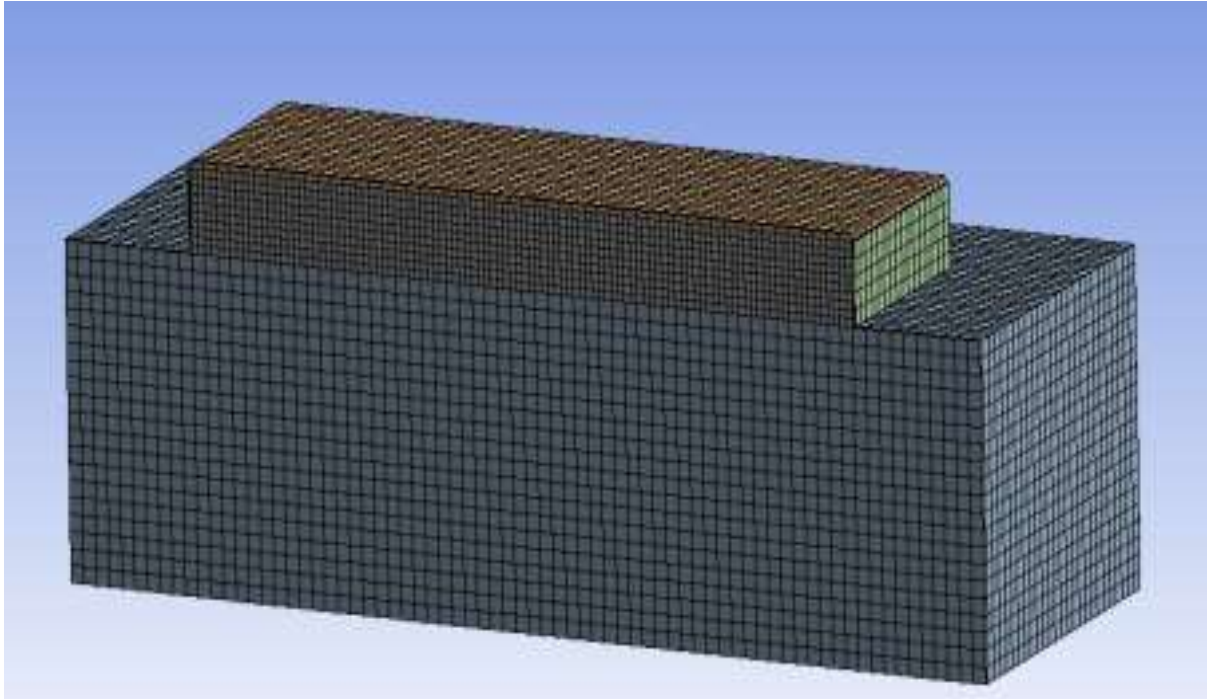


Рисунок 2.10 – Загальний вигляд розрахункової моделі у вигляді кінцевих елементів (зображено половина розрахункової дільниці).

У "Transient Thermal" у вкладці "Initial Temperature" вводимо значення Початкова температура бетонного масиву.

У вкладці "Analysis Settings" задаються розрахункові тимчасові проміжки. У даній розрахунковій моделі прийнято 5 вищеописаних тимчасових проміжків, для яких потрібно задати закінчення тимчасового проміжку секундах, а також початковий, мінімальний та максимальний тимчасові кроки у секундах (рис. 2.11).

Step Controls	
Number Of Steps	4,
Current Step Number	1,
Step End Time	2,592e+005 s
Auto Time Stepping	On
Define By	Time
Initial Time Step	1, s
Minimum Time Step	1, s
Maximum Time Step	7200, s
Time Integration	On
Solver Controls	
Solver Type	Program Controlled

Рисунок 2.11 – Налаштування першого тимчасового проміжку (3 доби від початку замішування).

Задаємо тепловіддачу в докiлля через поверхню утеплення за допомогою iнструмента "Convection". Розмiр тепловiддачi 24 Вт м² °C , температура навколишнього середовища 15°.

Аналогiчно задаємо тепловiддачу в докiлля через поверхню ґрунту, незайняту бетонним масивом.

Задаємо генерацiю тепла бетонному масиву за допомогою iнструменту "Internal Heat Generation", призначаємо тимчасовим промiжкам вiдповiднi потужностi генерацiї тепла (рис. 2.12). Повинен вийти графiк тепловидiлення тепла, вiзуально вiдповiдний наведеному на Рис 2.3.



Рисунок 2.12 – Налаштування генерації тепла, графік тепловиділення бетону.

Запускаємо розрахунок моделі командою Solve.

Верифікація розрахункової схеми

Для верифікації розрахункової схеми необхідно створити копію схеми, що складається тільки з ґрунтового масиву, що генерує тепло (для виключення теплообміну між елементами та в навколишнє середовище).

Зробимо ручний розрахунок конструкції в ізотермічному режимі. У такому разі температура всередині масиву визначається за формулою:

$$t_{\tau} = t_0 + \Delta t_{\tau}, ^\circ C \quad (2.7)$$

де t_{τ} – температура бетонного масиву на момент часу τ , $^\circ C$;

t_0 - Початкова температура бетону при укладанні, $^\circ C$.

Зміна температури через тепловиділення бетону обчислюється за формулі:

$$\Delta t_{\tau} = \frac{Q \cdot M}{\rho \cdot C}, ^\circ C \quad (2.8)$$

де Q – сумарне тепловиділення бетону на момент часу τ , кДж кг ;

M – витрата цементу на одиницю об'єму бетону, кг м³ ;

C – теплоємність бетону, кДж кг· $^\circ C$;

ρ – щільність бетону, кг м³.

Таким чином, теоретичне значення температури розрахункового бетонного блоку щільністю 2350 кг/м³ з портландцементу марки М500 при

початковій температурі укладання 15 градусів та витратою цементу 320 кг/м³ в віком 90 діб становить:

$$t_r = 15 + \frac{400 \frac{\text{кДж}}{\text{кг}} \cdot 320 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}}{2350 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} \cdot 1 \frac{\text{кДж}}{\text{кг} \cdot ^\circ\text{C}}} = 69,46 ^\circ\text{C}.$$

Результаты компьютерного расчета бетонного блока в изотермическом режиме приведены на рис. 2.13.

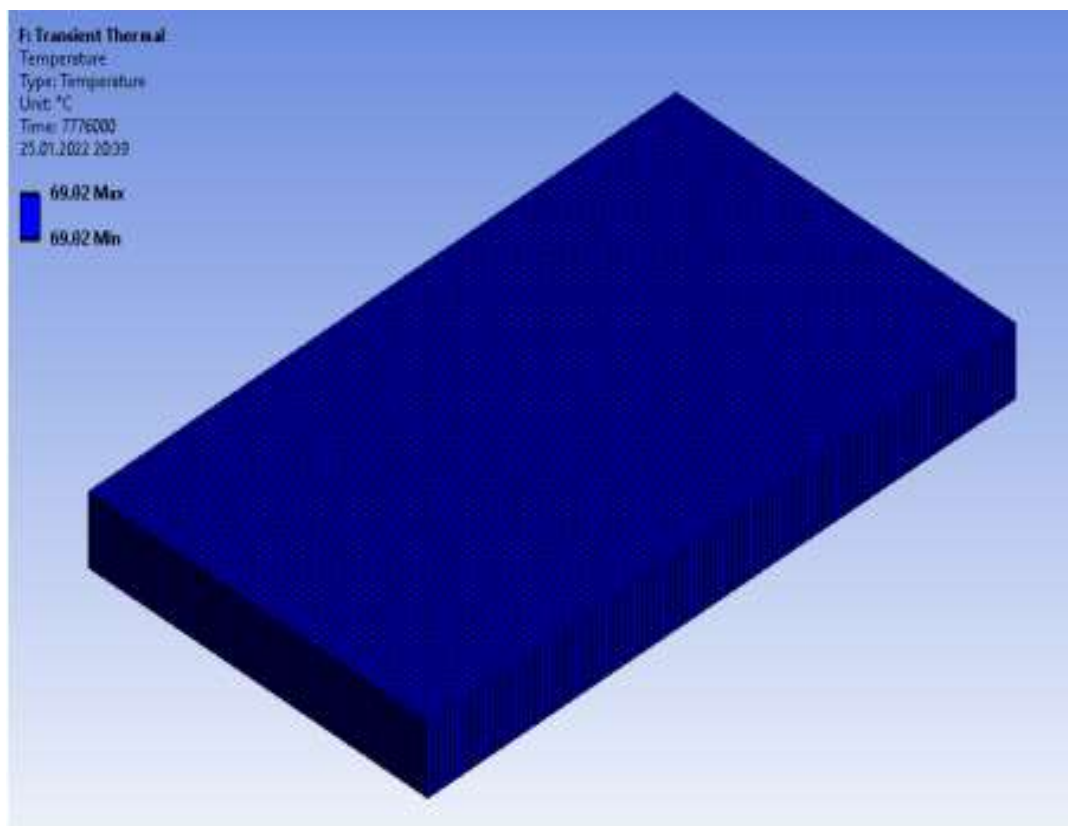


Рисунок 2.13 - Розподіл температур у бетонному блоці при ізотермічному розрахунку.

За результатами виконаного розрахунку без урахування теплообміну із зовнішнього середовищем можна зробити такі висновки:

1) прийнята модель показує сумірні результати, без стрибків температур;

2) температура розрахункового блоку віком 90 діб рівномірно розподілена за обсягом блоку та становить 69,02 градуса Цельсія, що відповідає теоретичному значенню 69,46 градуса Цельсія.

Таким чином, складена розрахункова модель може вважатися (принаймні можливості) перевіреної та, відповідно, теоретично обґрунтованої та достовірною.

Аналіз результатів виконаних розрахунків

Основними результатами розрахунку є ізополя температур у вік 3, 7, 28 та 90 діб (рис. 2.14-2.18.).

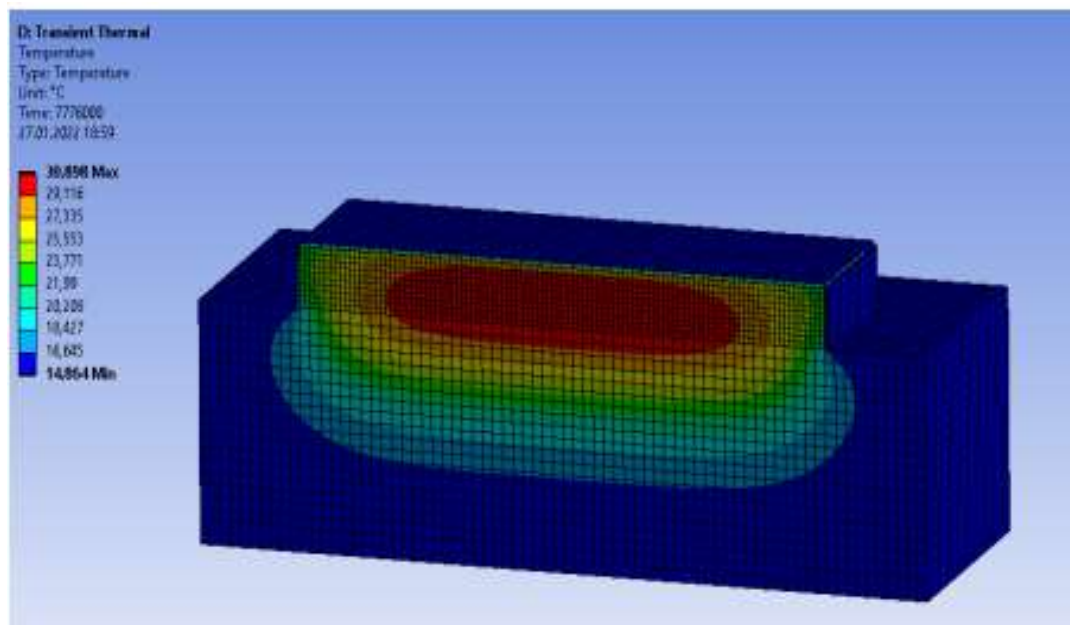


Рисунок 2.14 - Ізополь температур у віці 90 діб (половина розрахункового ділянки плити із зображенням ґрунту та утеплювача).

Результати аналізу:

- 1) у віці 90 діб максимальна температура плити понад 30 градусів;
- 2) температура на поверхні утеплювача дорівнює температурі зовнішнього повітря, що свідчить про його ефективну роботу;

3) ґрунт основи є акумулятором тепла, охолоджуючи плиту в початку бетонування та прогріваючи її в стадії охолодження.

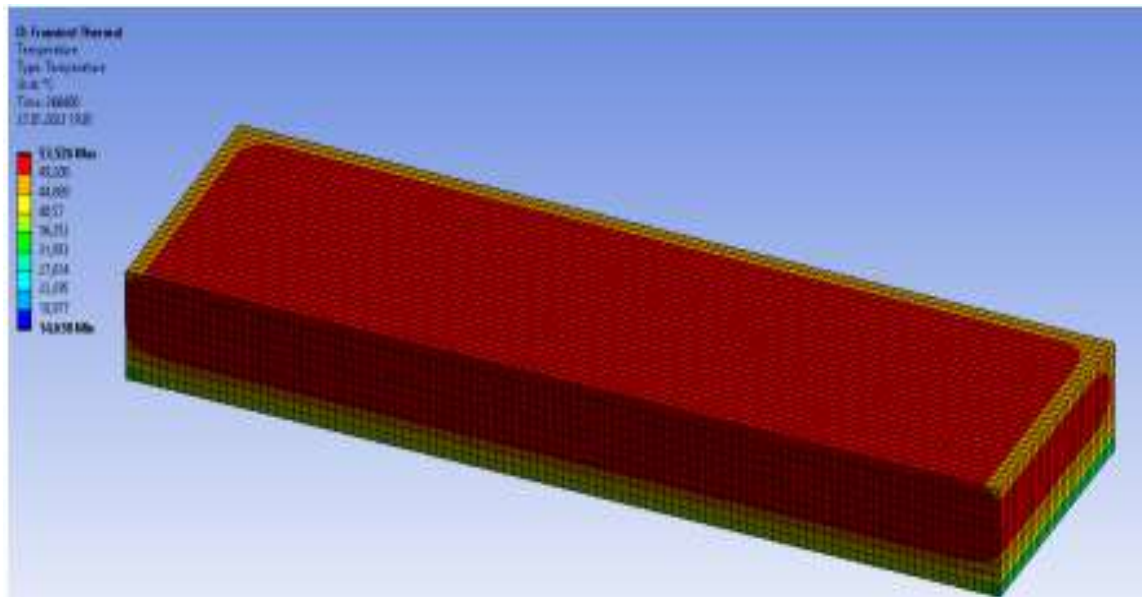


Рисунок 2.15 – Ізополя температур у віці 3 доби (половина розрахункової ділянки плити, ґрунт і утеплювач умовно не показано).

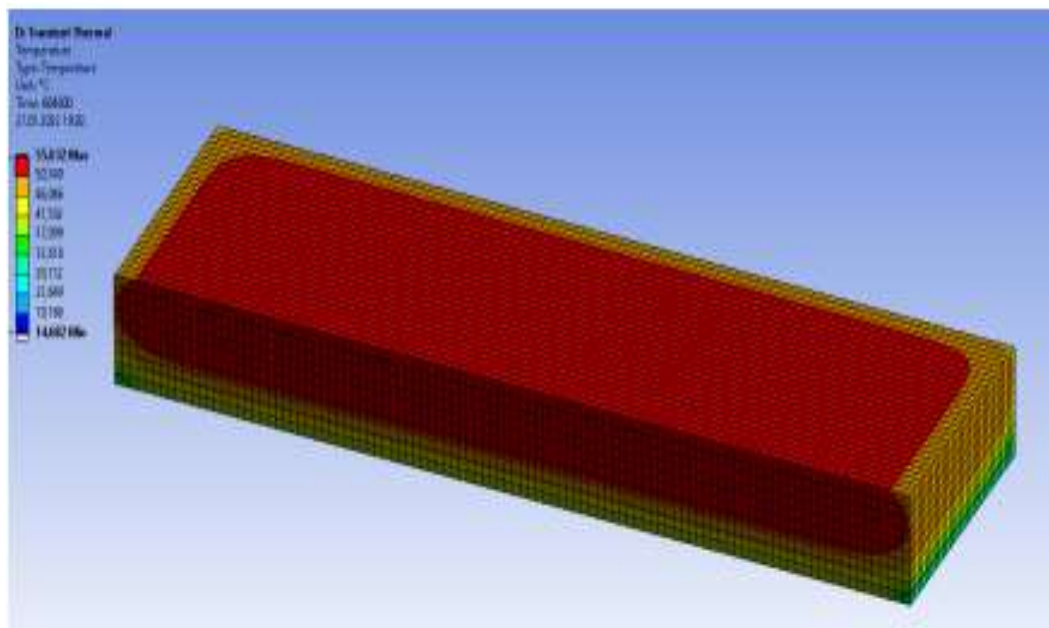


Рисунок 2.16 – Візополя температур у віці 7 діб (половина розрахункової ділянки плити, ґрунт і утеплювач умовно не показані).

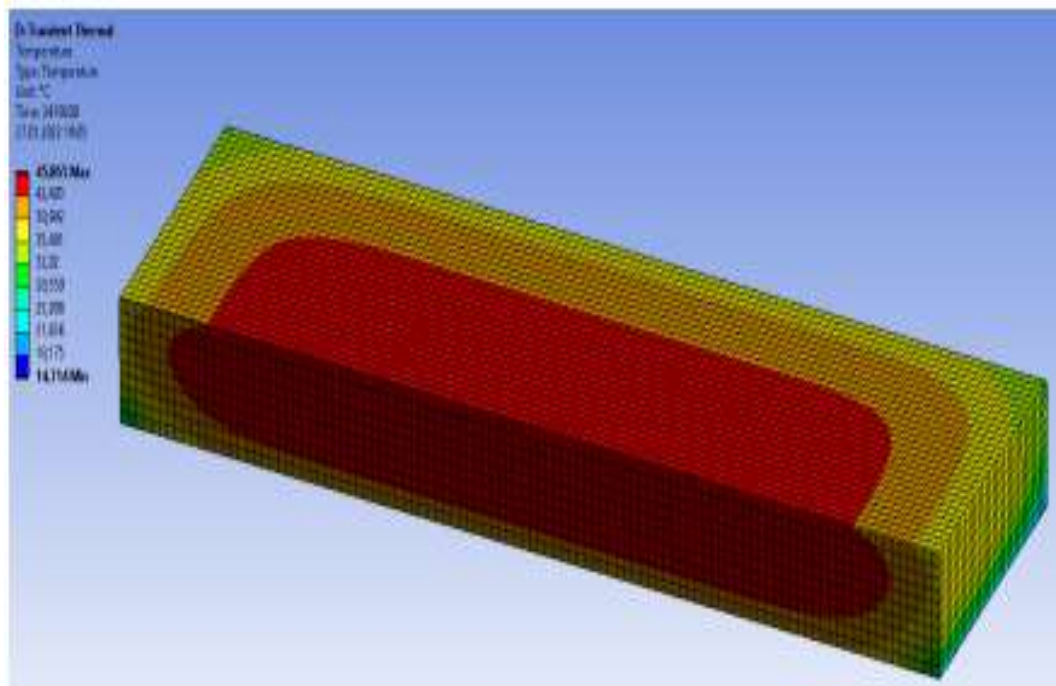


Рисунок 2.17 – Ізополя температур у віці 28 діб (половина розрахункової ділянки плити, ґрунт і утеплювач умовно не показані).

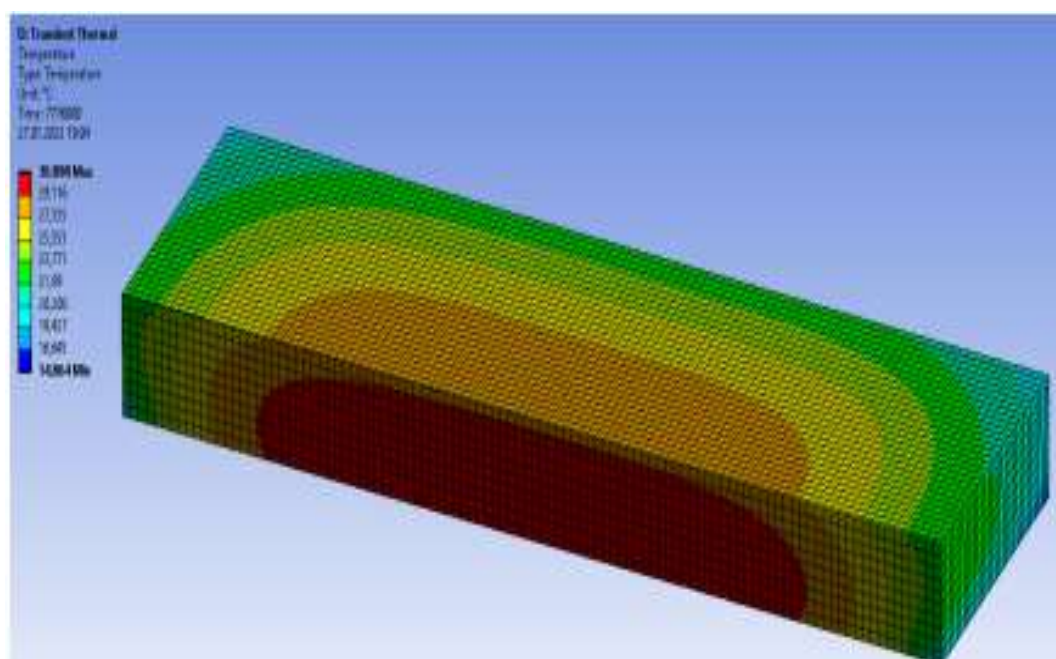


Рисунок 2.18 - Ізополь температур у віці 90 діб (половина розрахункового ділянки плити, ґрунт та утеплювач умовно не показані).

Результати розрахунку поля температур:

- 1) максимальна температура фундаментної плити 55,24 градусів Цельсія досягається у віці 6 діб, після чого починається падіння температури;
- 2) температура нижньої поверхні фундаменту не перевищує 39 градусів Цельсія, внаслідок активної віддачі теплової енергії в основу;
- 3) найбільш холодна зона плити – найбільш віддалена від центру плити ребро у місці примикання до основи (не більше 22 градуси Цельсія);
- 4) максимальний перепад температур становить 30 градусів за Цельсієм.

Висновки з другого розділу

Розроблено та продемонстровано на прикладі фундаментної плити культової споруди в смт. Нові Санжари Полтавської області по вул. Ветеринарна алгоритм розрахунку температурних полів залізобетонних фундаментів з урахуванням теплообміну з навколишнім середовищем та ґрунтовою основою та генерацією тепла від реакції гідратації цементу в програмний комплекс Ansys.

Короткий виклад алгоритму визначення температурних полів масивного залізобетонного фундаменту:

- 1) Визначити геометричні характеристики розрахункової моделі.
- 2) Задатися температурою зовнішнього повітря та початковою температурою бетонної суміші.
- 3) Визначити теплотехнічні характеристики бетону, ґрунтового масиву, утеплювачів (за наявності).
- 4) Розрахувати потужність тепловиділення бетону у різному віці.
- 5) Ввести вихідні дані за матеріалами та імпортувати їх у розрахункову схему.
- 6) Створити геометрію та імпортувати її в розрахункову схему
- 7) Задати матеріали геометричним тілам.
- 8) Розбити геометрію на кінцеві елементи.

- 9) Налаштувати часові проміжки.
- 10) Задати тепловіддачу через поверхню утеплювача та ґрунтового масиву.
- 11) Задати генерацію тепла бетонному масиву.
- 12) Запустити розрахунок та проаналізувати результати.

3. РОЗРАХУНКОВИЙ РОЗДІЛ

3.1. Розрахунок фундаментної плити для стадії охолодження.

Розрахунок фундаментної плити в стадії охолодження проводитимемо з перепадом температур від середньої температури фундаментної плити у віці 28 діб, отриманої раніше у розділі 2 і що становить 45 градусів, до середньорічної температури у смт. Нові Санжари Полтавської області дорівнює +7,6 градусів Цельсія [3].

Як матеріали фундаментної плити приймаємо бетон В35 та фонове армування з арматури класу А500 діаметром 32 мм з кроком 200 мм, що відповідає 80 см² на метр ширини елемента.

Утворення тріщин належить при перевищенні головними розтягуючими відносними деформаціями граничної розтяжності бетону. Оскільки охолодження фундаментної плити є швидким процесом (щодо загального життєвого циклу споруди), гранична розтяжність бетону приймається для нетривалої дії навантаження та рівної $\varepsilon_{bt,1} = 1 \cdot 10^{-4}$.

Для аналізу напруженого стану фундаментної плити у стадії охолодження необхідно розробити 2 розрахункові схеми: на закріпленій та слизькій основах.

Розрахунок буде здійснено в системі Static Structural. Підвантажуємо до неї дані матеріалів, створюємо нову геометрію, що складається тільки з фундаментні плити.

Задаємо розмір елемента 0,5 мм для прискорення розрахунку. За допомогою функції Thermal Condition призначаємо всьому масиву початкову температуру 45 градусів Цельсія, кінцеву температуру 7,6 градусів Цельсія.

Для розрахункової схеми на закріпленій основі за допомогою функції Displacement забороняємо переміщення будь-якою з трьох глобальних осей координат для нижньої поверхні фундаменту.

Для розрахункової схеми на слизькій основі необхідно розділити фундамент на 4 рівні блоки (рис. 3.1.) і заборонити переміщення уздовж відповідних осей по поверхні спряження блоків. На рис. 3.2. зображено обмеження переміщення уздовж осі Y верхніх 2-х блоків. Це необхідно для того, щоб розрахункова схема стала статично визначуваною.

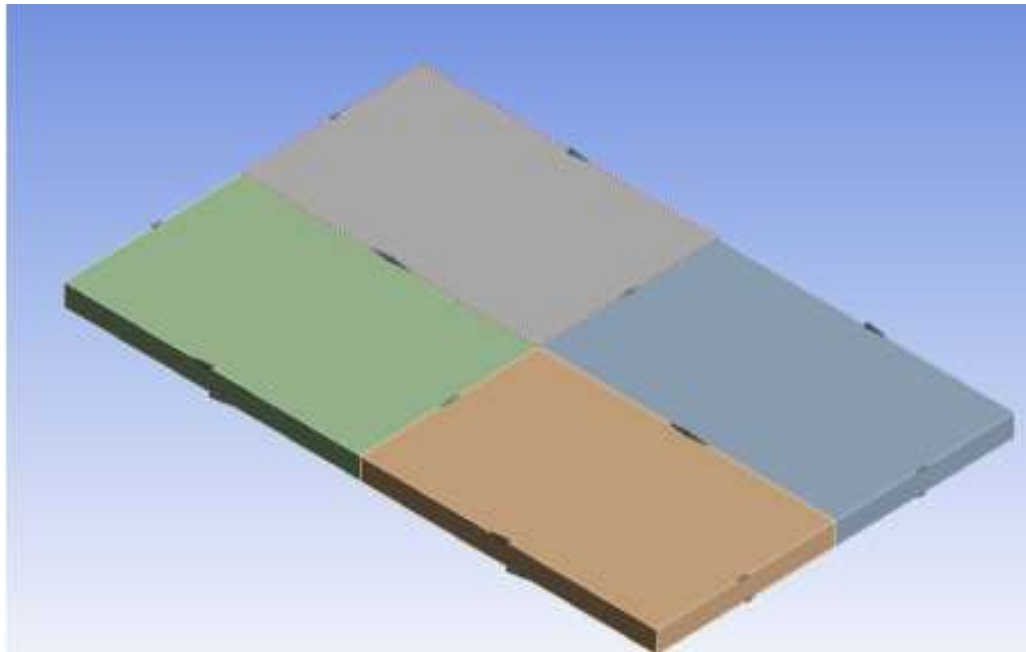


Рисунок 3.1 – Загальний вигляд розрахункової моделі у вигляді об'ємних блоків.

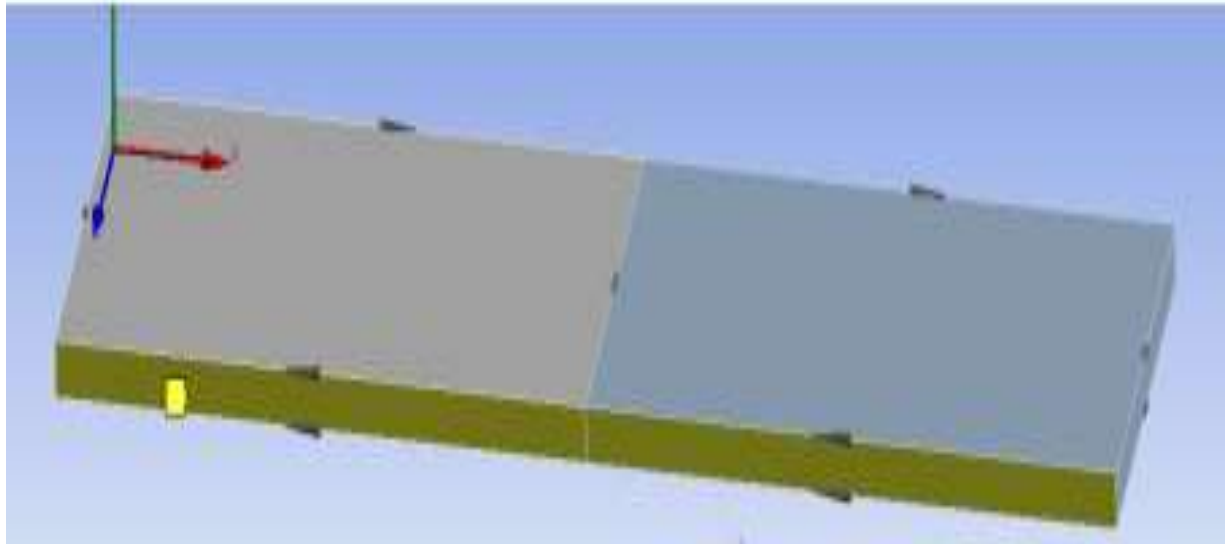


Рисунок 3.2 - Приклад обмеження переміщення межі блоків.

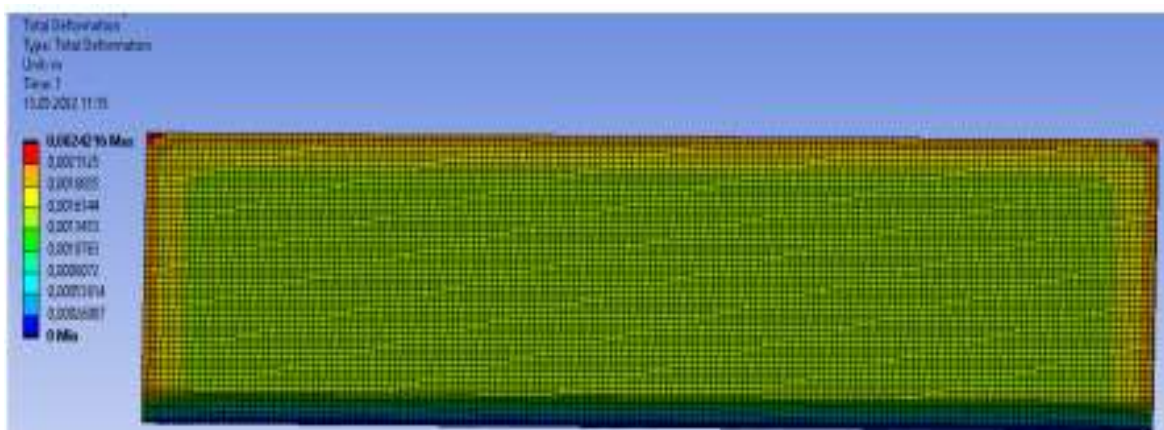
У блоці Solution вибираємо необхідних аналізу результати розрахунку.

Потрібні:

- 1) Total Deformation – сумарні переміщення фундаментної плити;
- 2) Normal Elastic Strain (x2) – головні відносні, що розтягують. деформацій уздовж осей (задаємо для осей X та Y відповідно).
- 3) Directional Deformation (x2) – переміщення уздовж осей (задаємо для осей X та Y відповідно). Необхідні лише для слизької основи.

Розрахунок на закріпленій основі.

Основними результатами розрахунку фундаментної плити у стадії охолодження є ізополя головних розтягуючих відносних деформацій.



горизонтальних переміщень неминуче утворення температурних тріщин при охолодженні монолітної залізобетонної фундаментні плити.

Також з рис. 3.2 і 3.3 видно, що деформації розтягування є практично рівномірними за товщиною плити, особливо у серединній її зоні, тобто, тріщини температурного характеру, що утворилися будуть наскрізними на всю товщину бетону. Відповідно до виконаного розрахунку на основній частині плити відносні деформації уздовж осей X та Y складають $\varepsilon_t = 43 \cdot 10^{-5}$, що відповідає теоретичним відносним деформаціям елемента схильному до впливу температурного перепаду 42,2 градуса Цельсія і закріпленого по кінцях (визначено за формулою 3.1), що підтверджує коректність виконаного розрахунку.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{s,c} = \Delta t \cdot \alpha = 42,2 \cdot 1 \cdot 10^{-5} = 42,2 \cdot 10^{-5} \quad (3.1)$$

Середня напруга в арматурі визначається за формулою 3.2.

$$\sigma_{s,c} = \varepsilon_t \cdot E_s = 43 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^5 = 86 \text{ МПа.} \quad (3.2)$$

де E_s – модуль пружності арматури.

$$\sigma_{s,c} = 43 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^5 = 86 \text{ МПа.}$$

За результатом розрахунку середня напруга в арматурі менша за розрахунковий опор арматури класу А500, рівний 435МПа.

Напруги в арматурі, в з/б елементі з тріщинами, розподіляються нерівномірно по довжині арматури - у перерізах з тріщинами напруги більше, внаслідок роботи лише арматури, у перерізах між тріщинами менше. У нашому випадку (розрахунок на вимушені деформації) ця нерівномірність надає негативний вплив, т. як збільшує жорсткість конструкції та вимушені деформації в арматурі. Через велику висоту перерізу плити напруга в

арматурі в перерізі з тріщиною може значно перевищувати середню напругу по довжині арматури.

Величина напруги в перерізі з тріщиною може бути обчислено за формулою 3.3:

$$\sigma_s = \sigma_{s,c} \cdot \left(\frac{1}{1 + 0,8 \cdot \frac{\varepsilon_{s,crc}}{\varepsilon_{s,c}}} \right)^{-1}, \text{ МПа} \quad (3.3)$$

де $\varepsilon_{s,crc}$ – відносні деформації в арматурі у перерізі безпосередньо після утворення тріщини визначається за формулою 3.4.

$$\varepsilon_{s,crc} = \frac{N_{crc}}{A_s \cdot E_s}, \quad (3.4)$$

де N_{crc} – зусилля, що сприймається перетином при утворенні першої тріщини, що визначається за формулою 3.5.

$$N_{crc} = R_{bt,ser} \cdot A + 20 \text{ МПа} \cdot A_s, \quad (3.5)$$

де $R_{bt,ser}$ – розрахунковий опір бетону для граничних станів за другою групою.

$$N_{crc} = 1,95 \text{ МПа} \cdot 1\text{м} \cdot 2,5\text{м} + 20 \text{ МПа} \cdot 80 \text{ см}^2 = 5035 \text{ кН}$$

Тоді:

$$\varepsilon_{s,crc} = \frac{5035 \text{ кН}}{80 \text{ см}^2 \cdot 200000 \text{ МПа}} = 0,00315,$$

$$\sigma_s = 86 \text{ МПа} \cdot \left(\frac{1}{1 + 0,8 \cdot \frac{0,00315}{0,00043}} \right)^{-1} = 589,5 \text{ МПа}.$$

Таким чином, напруги в арматурі в перерізі з тріщиною значно перевищують розрахунковий опір арматури класу А500. Тобто при

закріпленні фундаментної плити по нижній грані напруги в арматурі від температурних деформацій при охолодженні перевищують розрахунковий опір прийнятої арматури (навіть без урахування експлуатаційних навантажень).

Розрахунок на слизькій основі.

Так як напруга в арматурі в плиті на закріпленій основі перевищує розрахунковий опір арматури класу A500, необхідно виключити повне зчеплення нижньої основи з ґрунтом, інакше неминуче виникнення тріщин від температурних деформацій та їх суттєве розкриття.

На рис. 3.6...3.7 наведено ізополя переміщень фундаментної плити по результатам розрахунку без закріплення нижньої поверхні у горизонтальному напрямку (при ідеальному ковзанні нижньої поверхні з основою).

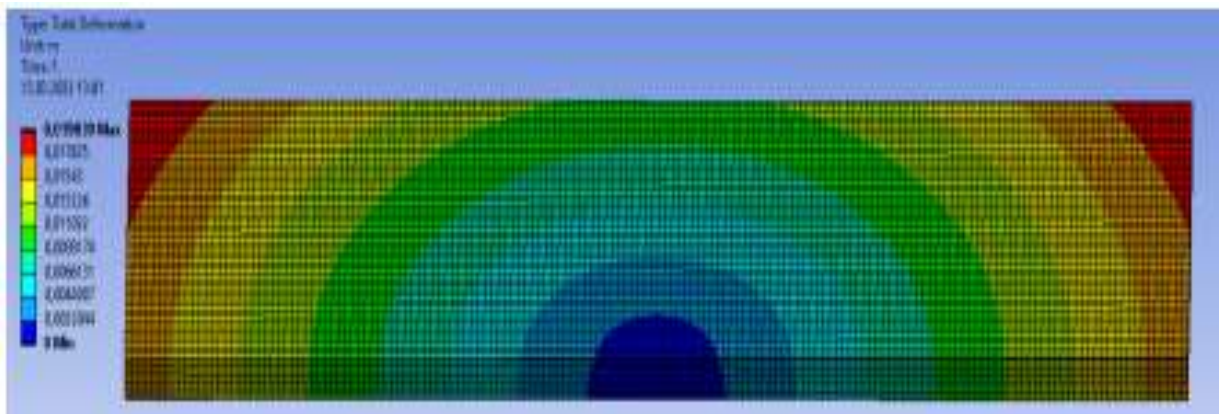


Рисунок 3.6 – Ізополь сумарних переміщень фундаментної плити (зображено половина плити).

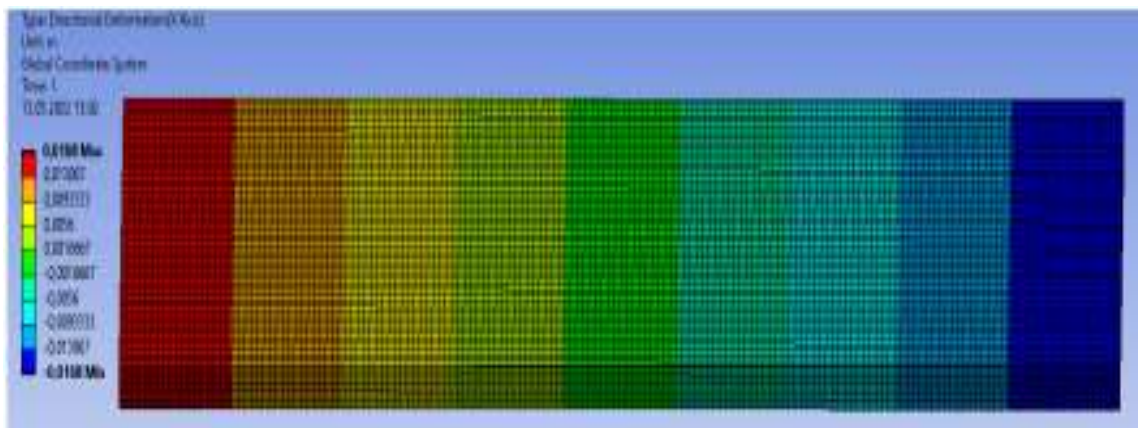


Рисунок 3.7 - Ізополь переміщень уздовж осі X фундаментної плити (зображена половина плити).

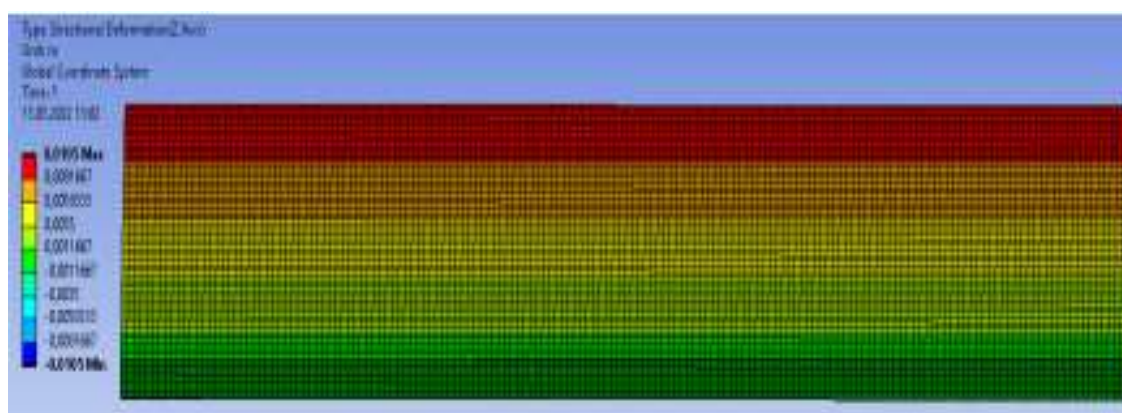


Рисунок 3.8 - Ізополь переміщень уздовж осі Y фундаментної плити (зображена половина плити).

Як видно із рис. 3.6...3.7 максимальне переміщення фундаментної плити уздовж осей X і Y відповідно становить 17 та 11 мм.

На рис. 3.9 зображені головні розтягуючі відносні деформації уздовж осі X. З рис. 3.9 слідує, що відносні деформації близькі до нуля, що можна пояснити, т.к. за відсутності зв'язків, що стримують вимушені деформації, зусилля за напрямками даних деформацій будуть рівні нулю.

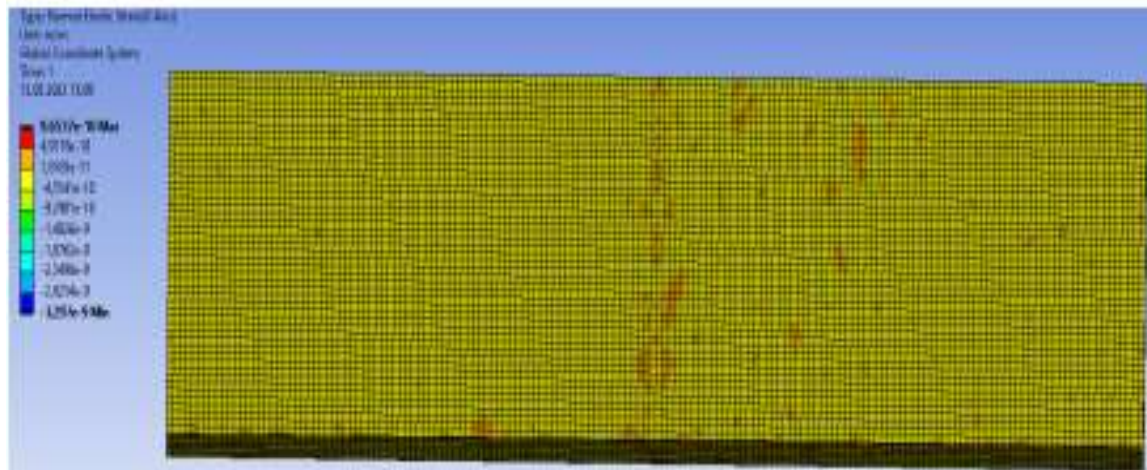


Рисунок 3.9 - Ізополь головних розтягуючих відносних деформацій вздовж осі X (зображена половина плити).

Так як за повної відсутності закріплення нижньої поверхні фундаментної плити від горизонтальних переміщень головні розтягуючі відносні деформації близькі до нуля, відповідно вони менші граничної розтяжності бетону, а значить утворення тріщин від температурного перепаду буде виключено.

Аналіз результатів виконаних розрахунків

За результатами розрахунку фундаментної плити у стадії охолодження можна зробити такі висновки:

- 1) напруга в арматурі фундаментної плити від температурних деформацій при закріпленні плити по нижній грані перевищує розрахунковий опір;
- 2) необхідно виключити повне закріплення фундаментної плити з основою для запобігання утворенню та розкриттю температурних деформаційних тріщин;
- 3) конструкції, що розташовуються вище фундаментної плити, (особливо колони) повинні бути розраховані на зусилля від температурних деформацій з урахуванням переміщень плити за рис. 3.6...3.8 (як для вільної конструкції, в запас міцності).

3.6. Висновки з третього розділу

Розроблено та продемонстровано на прикладі фундаментної плити культової споруди алгоритм оцінки термонапруженого стану залізобетонних фундаментів у стадії охолодження у програмному комплексі Ansys. Короткий виклад алгоритму оцінки термонапруженого стану масивного залізобетонного фундаменту у стадії охолодження:

1) Визначити середню температуру фундаментної плити віком 28 діб за алгоритмом, запропонованим у розділі 2 та середньорічну температуру в місті, де заплановано майбутнє будівництво за нормативними документами.

2) Визначити фізичні характеристики фундаментної плити (клас бетону за міцністю, фонове армування).

3) Створюємо геометрію для розрахунку фундаментної плити на закріпленій основі.

4) Імпортуємо характеристики матеріалу та геометрію до розрахункової схеми.

5) Задаємо матеріал тіла фундаментної плити.

6) Розбиваємо геометрію на кінцеві елементи.

7) Задаємо початкову та кінцеву температуру масиву.

8) Забороняємо переміщення нижньою поверхнею фундаменту.

9) Запускаємо розрахунок.

10) Визначаємо відносні деформації плити та порівнюємо з теоретичними.

11) Визначаємо середню напругу в арматурі та напругу в арматурі у перерізі з тріщиною.

12) Якщо напруга в арматурі у перерізі з тріщиною перевищує розрахунковий опір, починаємо проектування фундаментної плити на слизькій основі.

13) Повторюємо кроки 3-7 для розрахункової схеми на слизькій основі.

14) Забороняємо горизонтальні переміщення за відповідними поверхням сполучення блоків фундаментної плити.

15) Забороняємо вертикальні переміщення для всієї нижньої поверхні фундаментної плити.

16) Запускаємо розрахунок.

17) Аналізуємо максимальні переміщення фундаментної плити уздовж горизонтальні осі.

18) Робимо висновки про необхідні заходи забезпечення міцності фундаментної плити під впливом температурних деформацій.

Висновки

- 1) Огляд наукової та технічної літератури показав, що врахування температурних впливів при розрахунку цивільних конструкцій вивчено недостатньо;
- 2) Відомі на даний час методи аналізу термонапруженого стану розрізнені; відсутні нормативні документи, що регламентують врахування температурних впливів для промислових, цивільних і гідротехнічних конструкцій.
- 3) Розроблено алгоритм розрахунку температурних полів залізобетонних фундаментів у програмному комплексі Ansys.
- 4) Розроблено алгоритм оцінки термонапруженого стану залізобетонних фундаментів у стадії охолодження у програмному комплексі Ansys. Отримані алгоритми можуть бути затребувані проектними організаціями.

Conclusions

1) A review of the scientific and technical literature showed that the consideration of temperature effects in the calculation of civil structures is insufficiently studied;

2) Currently known methods of analysis of the thermal stress state are different; there are no regulatory documents regulating the consideration of temperature effects for industrial, civil and hydrotechnical structures.

3) An algorithm for calculating the temperature fields of reinforced concrete foundations in the Ansys software complex has been developed.

4) An algorithm for estimating the thermal stress state of reinforced concrete foundations in the cooling stage was developed in the Ansys software complex. The obtained algorithms can be requested by project organizations.

Література

1. Основи і фундаменти. Методичні вказівки до виконання курсового проекту для студентів спеціальності: 192 "Будівництво та цивільна інженерія" усіх форм навчання / Укл.: С.О. Карпушин, І.О. Скриннік, – Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – 117 с.
2. Методичний довідник до виконання курсових та дипломних проектів з основ і фундаментів. Графічна частина / Ю.Л. Винников. Київ: ІСДО – 1995 – 105с.
3. ДСТУ Б В. 2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95). Ґрунти. Класифікація.
4. Інженерна геологія; Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко та інші. – Київ.: Вища школа, 1992. -408с.
5. Приклади розрахунку основ і фундаментів сільських будівель і споруд: Навч. Посібник / М.Л. Зоценко А.В. Яковлєв. К: НМК ВО, 1992. -236с.
6. ДБН В. 1.2....- 2006. Навантаження і впливи.
7. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Зміни 1. Пальові фундаменти – 55 с.
8. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд – 79 с.
9. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2018. – 36с.
10. ДСТУ Б В.2.6-156-2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону
11. ДСТУ-Б-В.2.7-2242009. Будівельні-матеріали. Бетони-правила-контролю-міцності.
12. НАСТАНОВА З ПРОЕКТУВАННЯ МОНОЛІТНИХ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015.
13. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія.
14. EN 1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. Brussels: European Committee for Standardization, November 2004. 168 pp.

15. Frank, R. Some aspects of soil-structure interaction according to Eurocode 7 'Geotechnical design' / R. Frank // *Engenharia Civil*, Vol. 25, 2006. pp. 5-16.
16. Sekhar Chandra Dutta. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system / Sekhar Chandra Dutta, Rana Roy // *Computers and Structures*, No. 80, 2002. pp. 1579–1594.
17. Метелюк, Н.С. Упрощенный способ определения коэффициента жесткости нелинейно деформируемого основания при расчетах зданий в сложных условиях / Н.С. Метелюк // *Проектирование и строительство заглубленных в грунт сооружений и конструкций*. К.: НИИСК, 1984. С. 34–39.
18. Рыжов, А.М. Введение в нелинейную механику грунтов и физическое моделирование оснований / А.М. Рыжов. Запорожье: Видавець, 1995. 448 с.
19. Трегуб, А.В. Обоснование допускаемого давления на нелинейнодеформируемые основания фундаментов мелкого заложения в соответствии с национальными нормами и Еврокодами / А.В. Трегуб, Ю.А. Киричек // *Будівельні конструкції*, № 83(2), 2016. С. 272-281.
20. Трегуб, А.В. Усовершенствование метода проектирования фундаментов мелкого заложения с учетом нелинейности деформирования грунтов : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Трегуб Александр Викторович. Днепропетровск. 2014. 223 с.
21. Mirsayapov, I.T. Prediction of deformations of foundation beds with a consideration of long-term nonlinear soil deformation / I.T. Mirsayapov, I.V. Koroleva // *Soil Mech Found Eng*, No. 48, 2011. pp. 148-157.
22. Lukić Kristić, I. Direct method for determination of shallow foundation settlements / Lukić Kristić, I., Szavits-Nossan, V., Mišćević, P. // *GRAĐEVINAR*, Vol. 6, No. 69, 2017. pp. 467-477, doi: 10.14256/JCE.1926.2016.

ДОДАТКИ