Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури
(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

«РУЙНУВАННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ КОМБІНОВАНОМУ НАВАНТАЖЕННІ»

Виконав: студент 2 курсу, групи Б-22м
спеціальності
192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва напряму підготовки, спеціальності)
Бондарчук В. О.
(прізвище та ініціали)

Керівник: к.т.н., доцент
(вчений ступінь, посада)
Попович М. М.
(прізвище та ініціали)
«7» 12 2023 р.

Опонент: к.т.н., професор
(вчений ступінь, посада)
Коц І.В.
(прізвище та ініціали)
«8» 12 2023 р.

Допущено до захисту
Завідувач кафедри БМГА
(підпис) В. В. Швець
(прізвище та ініціали)
“ ” 2023 року

Вінниця – 2023 року

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)
Факультет Будівництва, цивільної та екологічної інженерії
Кафедра Будівництва, міського господарства та архітектури
Рівень вищої освіти ІІ-й (магістерський)
Галузь знань 19 Архітектура та будівництво
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри БМГА
(підпис) Швець В.В. (прізвище та ініціали)
“ ” 2023 року

З А В Д А Н Н Я

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Бондарчука Вячеслава Олеговича
(прізвище, ім’я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні
керівник роботи Попович М.М, к.т.н., доцент
(прізвище, ім’я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом вищого навчального закладу від 18.09.2023 року №247
2. Строк подання магістрантом роботи 1.12.2023 р.
3. Вихідні дані до роботи Відомі рішення по роботі на стискаючі і розтягуючі навантаження при руйнуванні бетонних конструкцій. Передбачається аналіз впливу статичних і динамічних навантажень з використанням електрогідравлічного ефекту. Результати власних попередніх досліджень, результати огляду літературних джерел.
4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Вступ (актуальність та новизна наукових досліджень, об’єкт, предмет, мета і задачі, практична значимість, методи досліджень, апробація).
1. Науково-дослідна частина (аналіз стану питання, огляд літературних джерел; аналіз деформацій бетону; дослідження міцності бетону на розтягнення; методи, що застосовуються в механіці руйнування бетону; методика і результати модельних досліджень з використанням комбінованого навантаження; пропозиції по вдосконаленню технології руйнування бетонних конструкцій)
2. Технічна частина - архітектурно-будівельна частина (опис об’єкту реконструкції); технологічна частина (розробка технологічних рішень з використанням результатів досліджень)
3. Розробка заходів з охорони праці та цивільного захисту.

4. Економічна частина (визначення економічного ефекту від впровадження результатів наукової розробки).

Висновки

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

1. Науково-дослідний розділ – 8 - 10 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)

2. Технічний розділ – 2-3 арк. (архітектурні креслення, технологічна схема виконання робіт, вказівки до виконання робіт, графік виконання робіт)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	виконання прийняв
Науковий розділ	Попович М.М., доц.	12.10.	20.10
Архітектурно-будівельна частина	Смоляк В.В., доц.	12.10	12.10
Технологічна частина	Попович М.М., доц.	20.10	8.11
Охорона праці та ЦЗ	Кобилянська І.М., доц.		
Економічна частина	Лялюк О.Г., доц.		8.11.

7. Дата видачі завдання 12.10.2023 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Науково-дослідна частина	10.10-16.10.23	вик.
2	Архітектурно-будівельна частина	17.10-25.10.23	вик.
3	Технологія будівельного виробництва	26.10-07.11.23	вик.
4	Охорона праці та цивільний захист	08.11-14.11.23	вик.
5	Економічна частина	15.11-23.11.23	вик.
6	Оформлення МКР	24.11-27.11.23	вик.
7	Подання МКР на кафедру для перевірки	28.11-30.11.23	вик.
8	Попередній захист	01.12-03.12.23	вик
9	Опонування	05.12-08.12.23	вик.

Магістрант _____ Бондарчук В. О.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ Попович М. М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

УДК 624.15

Бондарчук В. О. Руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні. Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192 – будівництво та цивільна інженерія, освітня програма – промислове та цивільне будівництво. Вінниця: ВНТУ, 2023. 138 с.

На укр. Мові. Бібліогр.: 121 назв; рисунок: 57; табл. 13.

Метою роботи є експериментальне дослідження характеру руйнування бетону при використанні технології одночасного статичного та динамічного навантаження в свердловині, виготовленій в товщі обєкту руйнування в залежності від геометричних характеристик і кроку розташування свердловин.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити наступні завдання:

- проаналізувати руйнування бетонних і залізобетонних конструкцій;

- виконати експериментальні дослідження по руйнуванню зразків бетону статичним розтягуючим впливом;

- оцінити ефективність руйнування бетону при комбінованому руйнування з використанням електрогідравлічного ефекту;

Проведено модельний експеримент. Виготовлено обладнання для проведення експериментів, експериментально досліджено ефект руйнування залізобетонних конструкцій при дії електрогідравлічного ефекту, запропоновано нові технічні і технологічні рішення ефективного руйнування.

В технічній частині роботи розглянуто використання запропонованого автором способу демонтажу фундаменту при реконструкції майстерні з добудовою ВАТ «Агромаш» в м. Калинівка. Виконано розділ охорони праці та економічний розділ.

Магістерська кваліфікаційна робота містить 22 аркушів графічної частини.

Ключові слова: бетон, статичне навантаження, динамічне навантаження, руйнування, деформації, експеримент, пристрій.

ABSTRACT

Bondarchuk V. O. Destruction of concrete structures under combined loading. Master's thesis on specialty 192 – construction and civil engineering, educational program – industrial and civil construction. Vinnytsia: VNTU, 2023. 138 p.

In Ukrainian speech Bibliography: 121 titles; drawing: 57; table 13.

The purpose of the work is an experimental study of the nature of concrete destruction when using the technology of simultaneous static and dynamic loading in a well, made in the thickness of the object of destruction, depending on the geometric characteristics and the step location of the wells.

To achieve the goal, the following tasks must be solved:

- analyze the destruction of concrete and reinforced concrete structures;
- perform experimental studies on the destruction of concrete samples by static tensile influence;
- to evaluate the effectiveness of concrete destruction in the case of combined destruction using the electrohydraulic effect;

A model experiment was conducted. Equipment for conducting experiments was manufactured, the effect of destruction of reinforced concrete structures under the action of electrohydraulic effect was experimentally investigated, new technical and technological solutions for effective destruction were proposed.

In the technical part of the work, the use of the method of dismantling the foundation proposed by the author during the reconstruction of the workshop with an extension of JSC «Agromash» in the city of Kalynyvka is considered. The labor protection section and the economic section have been completed.

The master's qualification work contains 22 sheets of the graphic part.

Key words: concrete, static load, dynamic load, destruction, deformations, experiment, device.

ЗМІСТ

	ВСТУП	8
1	**АНАЛІЗ УМОВ ЕКСПЛУАТАЦІЇ І ХАРАКТЕР ПОВЕДІНКИ БЕТОНУ В КОНСТРУКЦІЇ**	12
	1.1 Бетон як універсальний матеріал	12
	1.2 Поведінка бетону в умовах ударних навантажень та малоциклічної втоми	23
	1.3 Застосування ідей та методів механіки руйнування до аналізу механізмів руйнування бетону	27
	1.4 Вплив складу бетону на його експлуатаційні властивості	35
	Висновки	40
2	**МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ І ЗАСТОСУВАННІ МАТЕРІАЛИ**	41
	2.1 Аналіз методів та обладнання для вивчення опору матеріалів та бетонних конструкцій	41
	2.2 Методика створення статичного руйнівного навантаження	57
	2.3 Методика створення комбінованого навантаження	58
	2.4 Проведення експериментальних досліджень	60
	Висновки	64
3	**РОЗРОБКА ПРОПОЗИЦІЙ НА ОСНОВІ ПРОВЕДЕНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ**	65
	3.1 Комбінований спосіб руйнування бетонних конструкцій	65
	3.2 Електрогідравлічний клин	68
	3.3 Пристрій для руйнування породи	71
	3.4 Клин залізний для руйнування	74
	Висновки	76
4	**ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА**	77
	Реконструкція будівлі майстерні ВАТ «Агромаш»	
	4.1 Архітектурно-будівельна частина	77
	4.1.2 Рішення генплану	77
	4.1.3 Об’ємно-планувальні рішення	79
	4.1.4 Архітектурно-конструктивні рішення	79
	4.1.5 Теплотехнічний розрахунок	81
	4.1.6 Протипожежні заходи	82
	4.1.7 Санітарні умови і вимоги	82
	4.1.8 Інженерне обладнання будівлі	83
	4.2 Технологічна карта на виконання робіт нульового циклу	85
	4.2.1 Вихідні дані та область застосування	85

4.2.2 Визначення складу робіт 86
4.2.3 Визначення об’ємів робіт 87
4.2.4 Вибір методів та технології виконання робіт, машин, механізмів, інструмента та пристосувань 87
4.2.5 Калькуляція трудовитрат та заробітної плати 91
4.2.6 Технологічний розрахунок та графік виконання робіт 94
4.2.7 Вказівки по виконанню робіт та техніці безпеки 94
4.2.8 Техніко-економічні показники 97
4.2.9 Організація та технологія виконання робіт 98
4.2.10 Вимоги до якості робіт 101
Висновки 101
5 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА 102
5.1 Розрахунок економічної ефективності науково-технічної розробки 102
Висновки 110
6 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ 111
6.1 Технічні рішення щодо безпечної експлуатації об’єкта 111
6.1.1 Технічні рішення щодо безпечної організації робочих місць 111
6.1.2 Електробезпека 114
6.2 Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії 115
6.2.1 Мікроклімат 115
6.2.2 Склад повітря робочої зони 116
6.2.3 Виробниче освітлення 116
6.2.4 Виробничий шум 117
6.2.5 Виробнича вібрація 118
6.2.6 Фактори умов праці 118
6.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях 120
Висновки 124
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 125
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ 126
Додаток А. Протокол перевірки кваліфікаційної роботи на наявність текстових запозичень 136
Додаток Б. Рішення про державну реєстрацію корисної моделі 137
Додаток В. Графічна частина 138

ВСТУП

Актуальність теми дослідження.

Ударні навантаження, під якими розуміють сукупні явища, що виникають при зіткненні тіл, що рухаються, дуже часто зустрічаються в інженерній практиці під час будівництва та експлуатації, як окремих конструкцій, так і цілих споруд. При цьому ударні навантаження можуть бути враховані при проектуванні, наприклад, конструкції фундаментів ковальських молотів і тиску вальцьових пресів, оголовки забивних паль тощо, а також можуть бути пов’язані з випадковістю, наприклад, випадкове зіткнення якогось тіла (транспорту, льоду, каміння та ін.) з елементами конструкцій або споруд.

Одночасно з ударною дією (запланованою або випадковою) матеріал конструкції сприймає статичні навантаження. Пов’язані зі зміною температурно-вологісних умов експлуатації. Багаторазові заморожування та розморожування, насичення вологою, експлуатація при підвищених температурах призводять до зміни структури матеріалу та викликають зменшення терміну експлуатації. Сумарна дія імпульсного, техногенного та екологічного впливів може призвести до передчасного руйнування конструкцій. Імовірність цього ґрунтується на встановленому явищі, що в умовах ударної дії матеріал руйнується за більш низьких напруг у порівнянні зі статичними навантаженнями. На думку багатьох фахівців, бетон є грубогетерогеним матеріалом з поліструктурною будовою. Об’єктивними структурними параметрами таких матеріалів слід вважати технологічні тріщини та залишкові деформації, що виникають у період отримання самого матеріалу та його оформлення у конструктивні форми при подальшому твердінні. Основною причиною руйнування матеріалів під дією ударного та екологічного впливу є незворотне зростання технологічних тріщин до тріщин руйнування або магістральних. У свою чергу, кінетика трансформації технологічних тріщин в експлуатаційні з їх подальшим розвитком значною мірою залежить від характеру розподілу початкових недосконалостей. Останні визначаються початковим складом та технологічними умовами отримання матеріалу та виробів з нього. Таким чином, виявлення механізмів утворення тріщин з метою регулювання характеру їх розподілу на різних структурних рівнях при руйнуванні бетонів в умовах комбінованого впливу статичного та ударного наванта-

ження є своєчасним та актуальним завданням. Особливо слід підкреслити значення досліджень впливу комбінованих навантажень на руйнування конструкцій та споруд з урахуванням значних катастроф, спричинених землетрусами, вибухами технологічного та технічного обладнання тощо.

Мета роботи: дослідження умов руйнування залізобетонних конструкцій під дією статичного і динамічного навантаження, вплив одночасної дії комбінованого навантаження.

Завдання досліджень:

- аналіз механізмів організації макроструктури бетону;
- аналіз механізмів руйнування бетонів за різноманітних видів експлуатаційного навантаження;
- розробити стенд для випробування руйнування бетонних конструкцій статичним і комбінованим навантаженням.
- розглянути карту руйнування на основі реальних зразків для моделювання процесів, що відбуваються в процесі руйнування твердих тіл.
- удосконалити спосіб руйнування твердих тіл, на основі отриманих результатів та даних фізичних експериментів.

Об'єкт дослідження. Бетонні конструкції після дії на них комбінованого навантаження в процесі руйнування.

Предмет дослідження. Деформативність бетонних конструкцій будівель та споруд при дії на них статичного та динамічного навантаження в процесі руйнування.

Новизна. Вперше встановлено, що використання одночасної дії статичного та динамічного навантаження на стінки свердловини при руйнуванні бетонних конструкцій призводить до зниження енергії руйнування в порівнянні з роздільним навантаженням.

Вперше експериментально показано, що додаткове динамічне навантаження при руйнуванні дозволяє знизити статичне навантаження більш ніж в 2 – 5 рази.

Запропоновано метод одночасного впливу статичного та динамічного навантаження для руйнування твердого тіла (гірських порід).

Теоретична і практична значимість роботи.

Теоретична значимість дипломної роботи полягає в поглибленні і розширенні фізичного розуміння руйнування бетонних конструкцій і впливу структури бетону на процеси руйнування.

Прикладна значимість дослідження:

− реалізація методу руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні в технологіях буріння, дроблення, різання матеріалу, що дозволяє досягти зниження робочих параметрів механізмів для руйнування;

− розроблена схема може бути використана для дослідження процесів динаміки руйнування і прогнозування картини руйнування в залежності прикладеного комбінованого навантаження;

− запропонована система буде використовуватися в подальших дослідженнях в області технологій руйнуванні бетонних конструкцій в ВНТУ і в навчальному процесі.

Методологія та методи дослідження. Методологія дослідження базується на комплексному підході, що включає експериментальне дослідження руйнування твердих тіл під впливом комбінованого навантаження.

В якості джерел статичного навантаження використовували пристрій, розроблений автором, для динамічного навантаження – імпульсну установку, розроблену на кафедрі БМГА ВНТУ.

Положення, що підлягають захисту.

1. Вплив статичного попереднього навантаження бетонної конструкції на деформації бетону при розтягу.

2. Попереднє послаблення в вигляді розвантажувального каналу (отвору) в бетоні по лінії майбутнього руйнування сприяє збільшенню відстані між отворами і викликає локальне збільшення напруження, що провокує початок розвитку тріщин в бетоні.

3. Пристрої що підвищують продуктивність руйнування і дозволяють використовувати малогабаритні пристосування.

Ступінь достовірності та апробації результатів роботи. Достовірність отриманих результатів забезпечується використанням відомих методів досліджень і сучасного обладнання, систематичним характером лабораторних експе-

риментів, вимірювань і обробки даних, а також узгодженням отриманих результатів з даними робіт інших авторів.

Апробація результатів

Результати дослідження були апробовані на Міжнародній науково-технічній конференції «ЕНЕРГОЕФЕКТИВНІСТЬ В ГАЛУЗЯХ ЕКОНОМІКИ УКРАЇНИ (2023)» 21-23 листопада 2023 року.

Публікації за темою дослідження

Основні результати дослідження представлені в тезах «Руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні» [119] https://conferences.Vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2023/paper/viewFile/19396/16087.

Подано чотири заявки на патенти на корисну модель «Комбінований спосіб руйнування бетонних конструкцій», «Електрогідравлічний клин», «Пристрій для руйнування породи» та « Клин залізний для руйнування» в ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ» (УКРПАТЕНТ). Отримано одне позитивне рішення.

Особистий внесок автора полягає в аналізі літературних даних, безпосередній участі в розробці, підготовці та проведенні експериментів, аналізі та обговоренні отриманих результатів. Формулювання завдань, обговорення всіх наукових результатів і положень, викладених в роботі, здійснювалося спільно науковим керівником. За результатами дослідження була зроблена доповідь на конференції та підготовлено і подано для реєстрації чотири заявки на патенти у співавторстві.

Структура роботи. Кваліфікаційна робота викладена на 138 сторінках, містить 57 рисунків, 13 таблиць, 121 джерел. Робота складається зі вступу, 6 розділів, висновку та списку використаних джерел літератури.

1 АНАЛІЗ УМОВ ЕКСПЛУАТАЦІЇ І ХАРАКТЕР ПОВЕДІНКИ БЕТОНУ В КОНСТРУКЦІЇ

1.1 Бетон як універсальний матеріал

У бетоні можна виділити такі складові: цементний камінь, що затвердів, зерна заповнювача, перехідний шар, що виконує функцію з'єднання складових, невикристалізовані зерна цементу, порожнеча (пори), заповнена повітрям або водою (водною парою) [1, 2, 3]. Отже, бетон є багатофазним з'єднанням – складним композитом. Технічна міцність бетону залежить від властивостей окремих фаз, їх відсоткового складу, структури, взаємного співвідношення та просторового оформлення. Бетон, як цементний композит, анізотропен, гетерогенічний з багатофазовою системою внутрішніх мікротріщин у цементній матриці, мікротріщинами в перехідному шарі та порами. Мікроструктура бетону змінюється у часі із впливом на неї багатьох факторів.

Більшу частину в обсязі бетону займають великий і дрібний заповнювач, розсіяний на окремі фракції. Зерна заповнювача з'єднуються з цементним каменем адгезійними силами зв'язку. Можна відрізнити фізичні сили, величина яких залежить від характеру шорсткості поверхні та форми заповнювача, а також сили хімічних зв'язків. Хімічний зв'язок проявляється, коли заповнювач хімічно активний по відношенню до мінералів цементного каменю.

В роботі був прийнятий заповнювач, який задовольняв наступним вимогам та умовам: $R_з > R_{цк}$ (міцність заповнювача на стиск більше міцності затверділого цементного каменю на стиск), а також $E_з > E_{цк}$ (модуль пружності заповнювача більший, ніж модуль пружності цементного каменю).

У цементному камені, що затвердів, можна виділити такі основні сполуки: гідроокис кальцію, гідратований алюмінат і силікати, алюмосилікати, сірчанокислий алюміній, а також негідратовані зерна цементу і пори [4]. Цементний камінь, що затвердів, гетерогенний, якщо врахувати його мікроструктуру. Ступінь структурних змін α у суміші можна визначити рівнянням Кологорова-Аврані:

$$\alpha = 1 - e \times k \times \tau^n \qquad (1.1)$$

де: k – Позначає постійну константу реакції,

τ – час твердіння, n – емпіричний показник величиною 2,5:3,5; чи іншим чином, наприклад [5, 6].

В [7] було проаналізовано (як на основі власних досліджень, так і чужих) вплив фазового складу та мікроструктури затверділого цементного каменю на властивості бетону. Jarmatowicz A. [8] звернув особливу увагу на вплив технологічних факторів на створення мікроструктури, у тому числі зернистості, умов схоплювання та твердіння, складу цементу та заповнювача.

Вплив максимальних за величиною зерен заповнювача на міцність бетону на розтяг не був предметом вичерпних досліджень. Petersson P. [9] констатував зниження міцності бетону на розтяг разом із зростанням зерен заповнювача. С. Волинскіс [10] у власних дослідженнях довів відсутність впливу максимальних зерен заповнювача на довжину зони руйнування бетону, що розтягується, що підтвердив незалежністю отриманих графіків σ – δ від довжини вимірюваного базису факторів. По [10] не доведено суттєвої кореляції між періодичним навантаженням (розтягування – стиск), максимальним розміром зерен та композицією зернистості заповнювача. Результати досліджень Райнхарда [11] та П. Налатамбего [12] довели, що міцність на розтягування та енергія тріщиноутворення була вищою у бетонів з заповнювачем з великою міцністю (жвір, магматичний заповнювач), ніж у випадку бетону з щебеневим заповнювачем. Ці дослідження були проведені на зернах у формі куль. Вивченням впливу обсягу заповнювача V_k на повний обсяг бетонної суміші V_m займалися Р. Свами [13] та П. Петерсон [9]. Вони помітили, що величина V_k/V_m не впливає на міцність бетону на розтяг, як і невеликою мірою впливає на зміни величини енергії тріщиноутворення GF.

Роль показника W/C. Відомі з літератури формули для передбачення міцності бетону на стиск було розроблено за допомогою моделі одноразової регресії з показниками W/C, c/p_0, $W/C+p_0$. Враховувалися досліди, проведені Didericks [14]. Придатність формул з показниками W/C, c/p_0, $W/C+p_0$ обмежена у разі застосування для бетонів погано зернистих і високих марок [15].

Аналізуючи формули для передбачення міцності бетону, Й. Микось [15] стверджує, що показник W/C є характеристикою пористості суміші, але не охоплює пористість щільної бетонної суміші.

Показник c/p_0 охоплює пористість бетонної суміші, але не передбачає пористості замісу.

По [15] найкраще структуру бетону визначає показник c/p0+w, але ця залежність базується на повній пористості бетонної суміші.

Впливом показника W/C формування міцностей при стисканні і розтягуванні займалося дуже багато дослідників, у тому числі Бр. Буковськи [16], Вл. Кучинськи [17], В. Пашковскі [18] та інші.

Резюмуючи проведений огляд можна відзначити, що крім появи менших або більших різниць у підході до оцінки ролі, яку виконує показник W/C, можна зробити висновок, що в першу чергу він буде вирішальним фактором у формуванні механічних властивостей бетону. Тому, перш за все, показник W/C слід враховувати для кожного виду цементу та його вплив на міцність бетону, так як він визначає до 70 – 80% цієї міцності [19].

Основний вплив W/C на характеристику тріщиноутворення бетону розглянуто в [19]. У [20] представлений аналіз літератури та результати досліджень, що належать до структури бетонів, параметрів лінійно-пружної механіки руйнування (LSMP): K_{IC}, K_{IIC} та одиниці інтеграла J. Автор роботи представив власні результати, де аналізував вплив кількості та величини зерен дрібного заповнювача стосовно параметрів K_{IIC} і J_{IIC}. У пропозиціях підкреслюється роль перехідного шару, утвореного під впливом W/C, та великого заповнювача у процесі тріщиноутворення бетону. Також досліджували вплив W/C на параметри K_{IIC} та J_{I1C} бетонів із застосуванням легких заповнювачів. Після проведених експериментів представлені досить складні формули, що визначають залежність W/C від коефіцієнтів інтенсивності напруг:

$$K_{IC} = 0{,}3 + 0{,}038\ w/c - 0{,}002t - 0{,}0057\ d_{max} - 0{,}2575\ K_{la} + 0{,}002\ R_c,$$

$$K_{IIC} = 3{,}12 + 0{,}4850\ w/c - 0{,}0004t - 0{,}0378\ d_{max} - 0{,}0245\ W - 2{,}2630\ K_{la} + + 0{,}0005\ R_c.$$

Існує дуже велика кількість публікацій, що стосуються зв'язку W/C з міцністю на стиск, розтягування та тріщиноутворення, проте при аналізі впливу водоцементного відношення на ударну міцність бетону вкрай мало досліджень [21].

Автор цієї роботи не аналізував ближче такого роду залежності у феноменологічній сфері, а результати зводилися до положення, що разом із зростанням W/C знижується міцність бетону при динамічному навантаженні. У [22] представлено залежності на удар і стиснення бетону при змінних показниках W/C в діапазоні 0,4 – 0,7.

Діяльність було доведено, що збільшення W/C швидше впливає зниження міцності при динамічної і статичної навантаженні. Це може припускати більший вплив W/C на структуру бетону і з'єднання в перехідному шарі швидкого динамічного навантаження.

Вплив перехідного шару на механічні властивості бетонів

Перехідна зона (англ. Interfacjal Transition Zone – ITZ) в бетоні може бути розташована [23]: між зернами заповнювача і цементним каменем, між гідратованими і негідратованими зернами цементу, між стрижнями або волокнами арматури і цементним каменем, між старим бетоном і старим бетоном .

Існування перехідного шару між гідратованими та негідратованими зонами цементу не має більшого значення [24]. Перехідний шар утворюється на межі зерен заповнювача та цементної суміші в результаті фізичних та фізико-хімічних процесів. Наявність перехідного шару в бетоні впливає на його міцність та деформацію. На рис. 1.1–1.3 представлено формування перехідного шару та процес деформації в бетоні у трьох випадках з урахуванням сили адгезії та когезії:

а) адгезія матриці R_A до заповнювача більше ніж когезійна міцність R_K, $R_A > R_K$ (рис. 1.1),

б) адгезія та когезія рівні $R_A=R_K$ (рис. 1.2),

в) адгезія матриці та поверхні заповнювача менше від когезії $R_A< R_K$ (рис. 1.3).

По [25] структура пористості перехідного шару, як і пов’язані з нею властивості та його товщина залежать від W/C. Відповідно до [25] збільшення W/C у поверхні заповнювача пропорційно вільній воді і при зростанні товщини постійної фази змінюється вплив перехідного шару. Д. Б. Бентз та інші [26] довели, що W/C впливає на товщину перехідного шару. По [1] збільшене W/C біля поверхні зерен заповнювача пояснюється т.зв. „ефектом стіни”, що з різниці величини зерен заповнювача і цементу.

До подібного результату дійшли [27], і додатково звернули свою увагу на вплив вібрування та зміцнення „ефекту стіни”.

Збільшене W/C поверхні зерен може бути причиною утворення перехідного шару або утворення макродефектів, що передбачали в [1].

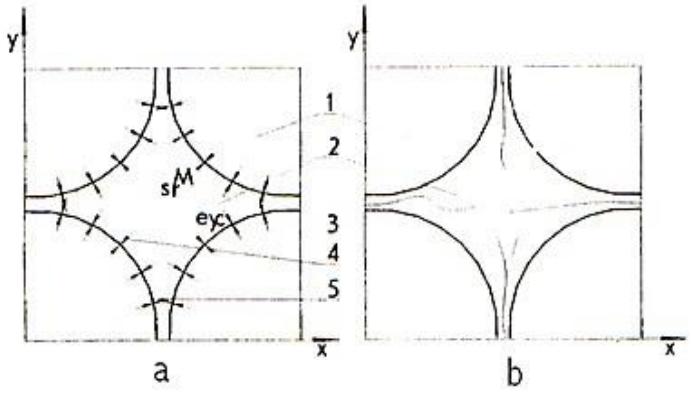


Рис. 1.1. Механізм утворення деформації [24]: а – характер утворення тріщин, б – при розташуванні заповнювача в шестигранники $R_A > R_K$, 1 – заповнювач, 2 – матриця, 3 – тріщини у матриці, 4 – деформації у матриці, 5 – реакція заповнювача на впливи матриці

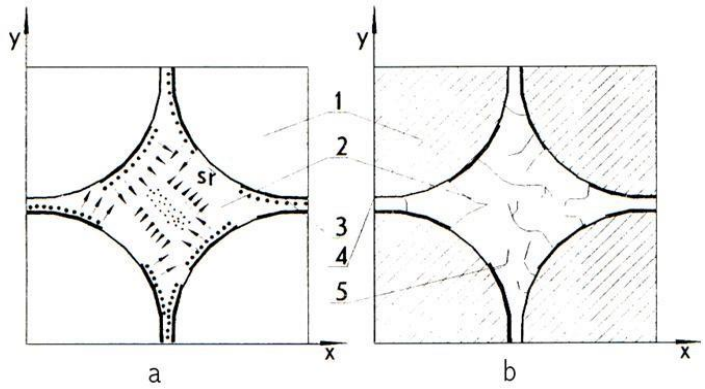


Рис. 1.2. Розподіл деформацій [24]: а – характер утворення тріщин у макроструктурі, б – при $R_A = R_K$, 1 – заповнювач, 2 – матриця, 3 – місце порушення адгезії, 4 – тріщина, що з’єднує, 5 – тріщина в матриці

У свою чергу [24] представлено, що якщо W/C збільшується біля поверхні заповнювача, то незалежно від початкового W/C, повинен зменшуватися обсяг суміші. В роботі [24] автор припускає, що ослаблення переходного шару внаслідок збільшення пористості та упущення результатів її зменшення обсягом матриці, враховуючи, що вага і вплив змінюється зі зміною вихідного W/C, і навіть з недостатнім розвитком поверхні заповнювача, одна із головних протиріч в оцінці перехідних шарів.

По [28] зменшення величини W/C<0,4 викликає такий стан, що пружні якості перехідного шару дорівнюють або більше ніж матриця, і вона визначається деформаціями. С. Діамонд та інш. [29] досліджували перехідні шари на різних зразках і довели, що можуть вони мати зазвичай товщину до 100 μm. На рисунку 1.4 показані різниці в пористості перехідного шару функції відстані від поверхні зерен заповнювача [30].

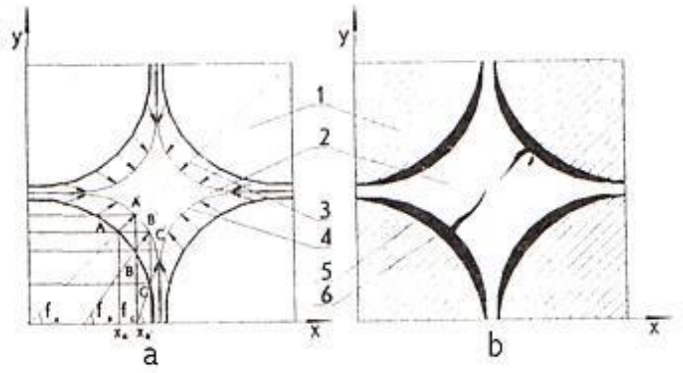


Рис. 1.3. Розташування деформацій: а – характер утворення тріщин макроструктури, б – для умови $R_A < R_K$ [24].

У роботах Л. Строла [31] , М. Монтрело, Й. Масо, Й. Олівера [32] було доведено, що перехідний шар, який безпосередньо прилягає до поверхні зерен заповнювача, побудований з кристалів гідроокису кальцію та еттрингіту. Наступним шаром по черзі є дуже пористий непрямий шар, побудований з „гольчастих” та „пластинчастих” продуктів гідратії цементу.

Ще одним шаром є поверхня затверділого цементного каменю з меншою пористістю цієї зони. Наявність заповнювача у бетоні викликає явище седиментації, тобто, осідання текучої розчинної суміші. Утворюються „седиментаційні” пори – порожнечі, заповнені водою під зернами. В результаті в затверділому бе-

тоні створюється система горизонтальних тріщин, зазвичай перепендикулярних до напряму бетонування та ущільнення, що викликає анізотропію матеріалу.

Д. М. Рой та інш. [33] підтвердили відмінність перехідного шару в масштабі від атомного до макро, який не виступає в іншій частині матриці. На рисунку 1.6. представлено характеристику адгезії цементного каменю до різних наповнювачів [34]. З наведених графіків видно, що найбільшою адгезією характеризується вапняк, що пояснюється підвищеною хімічною активністю.

Дослідженням адгезії бетонної суміші до скель займалися також Hsu, Slate [35], Taylor і Broms [36], а також Hassanzadeh [37].

Характеристика досліджуваних зразків показано на рисунках 1.7 та 1.8. Модель структури перехідного шару представлена рисунку 1.5.

У дослідженнях [1] показано, що перехідна зона між заповнювачами та матрицею була завжди слабшою, а тріщина руйнування проходила через перехідний шар. Вищеописані дослідження адгезії можуть бути не зовсім достовірні через відмінність і відсутність відношення до фактичної величини з'єднання зерна з цементним каменем в дійсних умовах, що має місце в гетерогенному бетоні.

„Штучно" розміщені одиничні зерна або вишліфовані пластини скель створюють труднощі в аналізі результатів та оцінці перехідного шару. Goldman і Cohen [38] досліджували динамічний модуль пружності бетонів і встановили менші величини E_{cmd} при дрібному заповнювачі, що свідчить про зниження пружності перехідного шару. Незважаючи на різні зауваження дослідників, фактом є те, що перехідний шар є слабшим елементом структури бетону в порівнянні з цементним каменем, що затвердів, і заповнювачем.

З'єднання це з більшою пористістю, слабше через створені водоносні лінзи, є місцем сприятливим для формування місцевих дефектів і збільшених деформацій. Для зміни та покращення властивостей перехідного шару можливе ущільнення структури матеріалу застосуванням мікронаповнювачів, зменшення величини коефіцієнта W/C, застосування відповідної технології [1].

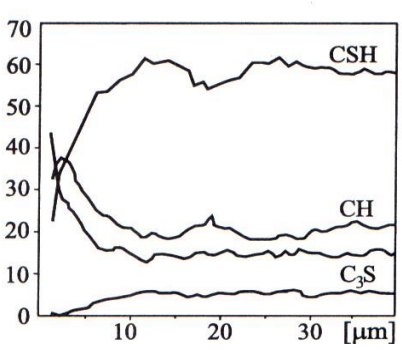
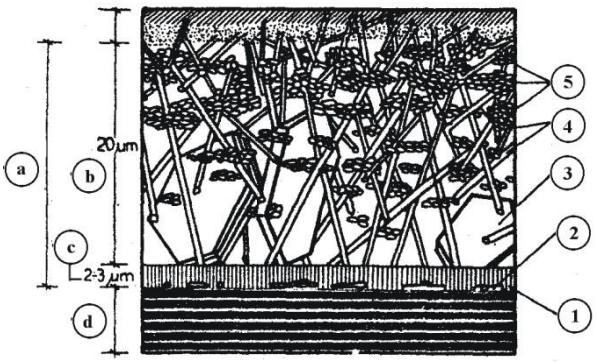


Рис. 1.4. Вплив пористості, CH, CS та гелю CSH на товщину перхідного шару [30].



1- кристали Ca(OH)2
2- еттрингіт
3- Пластинчасті кристали Ca(OH)2
4- CSH + еттрингіт
5- Кристали Ca(OH)2
а) стикова зона
б) непряма зона
в) контактна зона зерно заповнювача

Рис. 1.5. Модель структури перехідного шару заповнювач – цементний камінь [39]

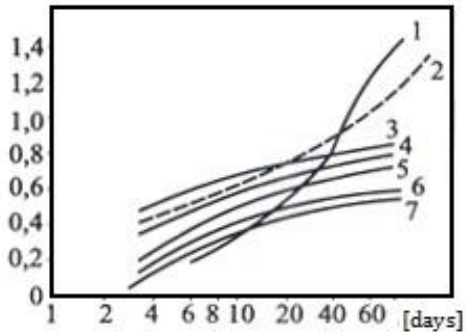


Рис. 1.6. Адгезія цементного каменю з W/C=0,35 до різних заповнювачів [35]

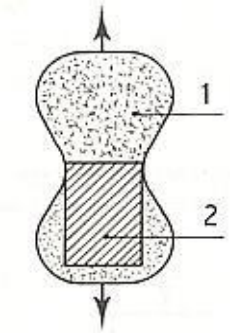


Рис. 1.7. Зразки, що досліджуються Hsu та Slate [35]
12.заміс бетонної суміші; 2. Заповнювач

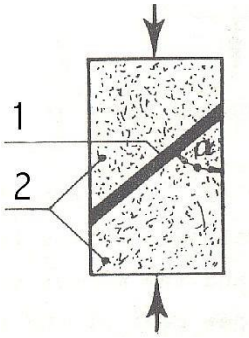


Рис. 1.8. Зразки, які застосовуються в дослідженнях адгезії при зрізі Taylora та Broms'a [40]: 1. Розчинна суміш; 2. Плитка заповнювача

Також досліджували вплив перехідного шару на морозостійкість бетону. Було доведено, що міцність з'єднання цементного каменю із заповнювачем значно впливає на морозостійкість бетону.

Дослідження впливу перехідного шару в бетонах, навантажених динамічно, були досі предметом глибшої зацікавленості дослідників. За аналогією до дослідів, пов'язаних з контрольованим розтягуванням, можна припускати, що елемент фази (шару), яким є перехідний шар, значно впливатиме на міцність бетону, навантаженого динамічно. Підтвердити це може сильний вплив коефіцієнта W/C на міцність бетону при ударі [41].

Характеристика пористості бетону У затверділому бетоні присутні різні види та типи пір. Внаслідок структурних змін у цементному камені створюється гель, негідратований цемент, а також порожнечі, які у бетонній суміші були заповнені водою. Порожнечі ці діаметром 1×10^{-4} до 50×10^{-4}см названі капілярами [42]. Ці пори мають випадкову форму та створюють пов'язану систему мереж каналів. Крім капілярних пір створюється другий вид пір, пов'язаний з виробництвом гелю. У професійній літературі ці пори називають гелевими [42], хоча зустрічається термін „контракційні пори". Гелеві пори мають діаметр 10-20 Å (вони втричі більше, ніж молекула води, що дорівнює 3,6 Å).

У літературі [15] зустрічається ще інший підрозділ пор, наприклад гелеві пори, капілярні та макропори. Макропорами визначаються пори діаметром 0,1-1,0 мм, створені під час укладання ущільнення бетонної суміші внаслідок надлишку води.

У цій роботі прийнято наступний поділ пор, рекомендований RILLEM [43], на:

• гелеві пори, що виступають у масі слабо викристалізованих силікатів кальцію та мають радіус 50–100Å;

• контракційні пори (перехідні), що виступають між кристалами кальцію, гідратованих алюмінатів та алюмінато-сульфатів кальцію і мають радіус 100 – 10000Å;

• капілярні пори, що характеризуються радіусом більше 1000Å.

Залежно від умов експлуатації та зовнішніх факторів, капілярні пори можуть бути частково або повністю заповнені водою або водяною парою. Багато дослідників [44] вказують на безпосередній зв'язок капілярної пористості з міцністю бетону та його механічною витримкою, вважаючи цей вид пор несуцільністю і мікродефектністю, істотно пов'язаних з механічними властивостями бетону на основі обчислень, назвав основні фактори, від яких залежить величина напруги у стінках капілярних пір при заморожуванні води:

• ступінь заповнення капілярів водою;

• проникність стін по відношенню до води;

• швидкість кристалізації води;

• параметри, що характеризують величину капілярів та товщину стінок.

Розміщення пор у бетонній суміші є випадковим і неоднорідним, як згадувалося вище, перехідний шар характеризується більшою пористістю в порівнянні зі створеною частиною цементного каменю, що затвердів.

Пористість затверділого цементного каменю залежить, насамперед, від величини коефіцієнта W/C [45]. Збільшення W/C викликає зростання пористості затверділої суміші, що, зрештою, впливає на механічні властивості бетону.

Дослідження впливу структурних якостей на міцність на розтяг, як і зв'язок із міцністю на руйнування є рідкісними. Залежність міцності на розтяг при вигині f_{fl}, а також міцності на руйнування G_c від пористості цементного каменю показана на рисунку 1.9 як результати досліджень, проведених Y. W. Maia та I. B. Cotterelli [46].

Отримані результати досліджень міцності на руйнування апроксимовано наступною залежністю:

$$G_c = G_c^{(0)} e^{-kp} \quad (1.2)$$

де: $G_c^{(0)} = 54$ N/m (при p=0) та коефіцієнт k = 2,1

Подану на рис. 1.9 лінійна залежність, f_{fl}–p із досліджень автори пояснюють як випадковий результат і констатують надалі, що міцність на розтяг при згині не повинна залежати від пористості, але від критичної довжини тріщини cm (за основами механіки руйнування).

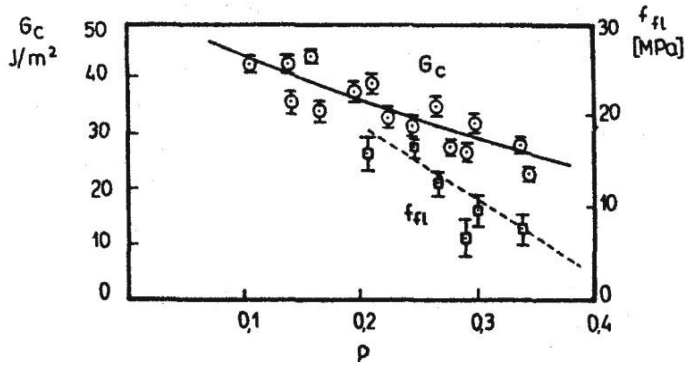


Рис. 1.9. Залежність на розтяг при вигині (f_{fl}), а також міцності на руйнування (G_c) від пористості суміші (p) [46]

Після обліку критичної довжини тріщини cm K. Kendall, A. J. Howard та J. D. Birchall [44] вивели наступну залежність:

$$f_{fl} = Y\left[\frac{E(p)G_c(p)}{\Pi Cm}\right]^{1/2} \quad (1.3)$$

де *Y* – є геометричним коефіцієнтом, залежним від форми тріщини.

З проведених порівняльних обчислень випливає, що критична довжина тріщини cm була значно більшою, ніж діаметр найбільших пор у суміші 200-500μm. Це дозволяє припускати, що f_{fl} не залежить від найбільших пор у суміші. Згідно з [44] та D. S. Switlem [47], залежність модуля деформацій E від пористості p можна записати за допомогою формули:

$$E = E^{(0)}(1\text{-}p)^3 \quad (1.4)$$

де: $E^{(0)}$ – модуль деформацій суміші з нульовою пористістю, а залежність (1.3) (при *Y*=1,0) можна представити формулою:

$$f_{fl}^{0} = A_1\left[\frac{(1-p)\exp(-kp)}{\Pi C}\right]^{1/2} + B_1 \qquad (1.5)$$

де: константа A_1 враховує $E^{(0)}$ та $G_c^{(0)}$, а константа B_1 враховує об'ємну участь зерен піску. Аналізуючи в [44] та [47] отримані результати з досліджень, констатовано хорошу відповідність із залежністю (1.5).

Не без значення для твердості бетону є пористість наповнювача. Більшість скельних порід, які можуть застосовуватися як наповнювачі в бетоні, мають пори більше пір, присутніх в бетоні. За словами T. C. Powersa [48], вода, що знаходиться в порах заповнювача, буде витіснятися і може пошкодити перехідний шар. I. Dunn та P. Hudec [49] висунули гіпотезу так звана „Спрямована вода", завдяки якій руйнування заповнювача при знижених темературах не викликається процесом заморожування, а збільшенням обсягу незамерзлої води, поглиненої порами.

До цього часу, крім [50], не виявлено робіт, що описують залежність між пористістю і міцністю бетону при динамічному навантаженні. У [50] представлено подібність між міцністю бетону на удар (E_A) і повним обсягом пор, а також обсягом капілярних пор, що виступають у цементному камені, що затвердів.

Діяльність [50] представлено істотне значення впливу пористості на E_A. При зростанні обсягу пор помічено швидше зниження E_A порівняно зі статичною міцністю f_c.

1.2 Поведінка бетону в умовах ударних навантажень та малоциклічної втоми

Кількість видань, що стосуються поведінки бетонів в умовах динамічного розтягування, невелика [44]. На рисунку 1.10 представлені дані результатів досліджень бетону, виконаних при різних швидкостях навантаження при осьовому розтягуванні, по [44].

На вертикальній осі зазначено співвідношення міцності на розтяг при динамічному навантаженні (f_t) до міцності при статичному навантаженні (f_{t0}). Горизонтальна вісь визначає швидкість навантаження ($\dot{G}$), що розуміється як при-

ріст навантаження на одиницю переднього розрізу зразка в одиниці часу, (έ) позначає перерахунок на одиниці швидкості деформації. З даних на рис. 1.10 наочно видно, що міцність бетону зростає разом із зростанням швидкості навантаження.

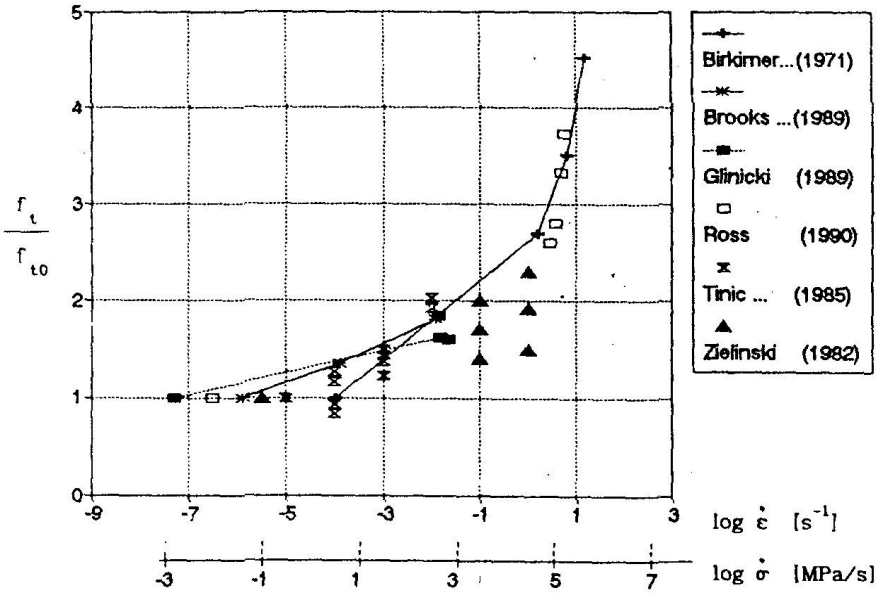


Рис. 1.10. Результати досліджень міцності бетону на осьове розтягування залежно від швидкості навантаження [44]

З метою спрощення залежності міцності від часу навантаження введено поняття індекс чутливості на швидкість навантаження DIF (англ. – dynamic increase factor), яку можна аналізувати з погляду:

• міцності на розтягування $\rightarrow DIF^{f_t} = f_t / f_{t0}$

• кінцевої деформації $\rightarrow DIF^{\varepsilon u} = \varepsilon_u / \varepsilon_{u0}$

• енергії руйнування $\rightarrow DIF^{G_f} = G_f / G_{f0}$

де: $f_t = f_t(\sigma)$; $f_{t0} = f_{t0}(\sigma_0)$ тощо.

У поданій залежності σ_0 означає швидкість навантаження у статичних дослідженнях. Woliński S. [51] визначив середню міцність на розтягування бетону при динамічному навантаженні за залежністю:

$$\ln f_t = 1{,}51 + 0{,}042 \ln\sigma \qquad (1.6)$$

$$\ln f_t = 1{,}23 + 0{,}045 \ln\sigma \qquad (1.7)$$

На увагу заслуговує в цитованих дослідженнях [52] факт, що деформація ε_0 при динамічному навантаженні була в 1,46 разів більша, ніж відповідна статична величина ε_{u0}, що показує зростання сікучого модуля при максимальному навантаженні.

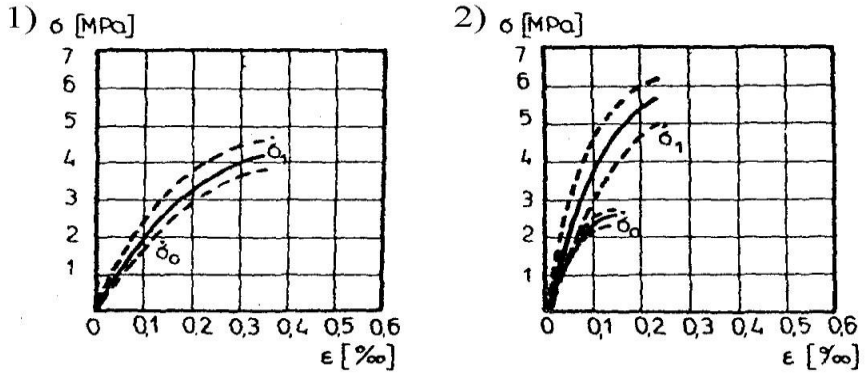


Рис. 1.11. Зразкові криві при різних швидкостях навантаження для [52]: 1. Розчину, 2. Бетону

Проведені дослідження P. Brinkera і R. Lindemana [53] показали, що кількість необхідної енергії для руйнування бетонного зразка (енергія руйнівних деформацій) U_c можна вважати постійною величиною. Після прийняття U_c як постійну величину залежність міцності на розтягування та швидкості деформації можна виразити таким чином:

$$f_t = \left(3U_c \cdot E^2 \Big/ AV_1 \right)^{1/3} \cdot \dot{\varepsilon}^{1/3} \tag{1.8}$$

де: f_t – міцність на розтяг, A – площа поперечного перерізу зразка, V_1 – швидкість поздовжньої хвилі.

Порівняння відносного приросту міцності бетону на розтяг з результатами інших досліджень [44] дозволяє отримати хорошу залежність:

$$DIF^{f_t} = f_t \Big/ f_{t0} = \exp\left(\alpha \chi^{\beta}\right) \tag{1.9}$$

де: $\chi = \lg\left(\dot{\varepsilon} \Big/ \dot{\varepsilon}_0 \right)$, $\alpha = 0{,}00126$, $\beta = 3{,}3373$,

а також у відносній функції швидкості деформації $\left(\dot{\varepsilon} \Big/ \dot{\varepsilon}_0 \right)$:

$$DIF^{f_t} = f_t \Big/ f_{t0} = \left(\dot{\varepsilon} \Big/ \dot{\varepsilon}_0 \right)^{\beta} \tag{1.10}$$

де: β = 0,064, f_{t0} = 2,38Мра (для звичайного бетону),

β = 0,084, f_{t0} = 1,84Mpa (бетон, що застосовується у будівництві гребель, із складом: цемент – 250 кг/м^3, W/C=0,5; d_{max}= 80 мм).

Модуль деформації бетону E як січний на рівні 0,3 f_t залежно від $\dot{\varepsilon}$ можна виразити формулою:

$$DIF^{E} = E/E_0 = \left(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_0\right)^{\beta} \tag{1.11}$$

де: β = 0,053, E_0 = 41,5Gpa (для звичайного бетону).

Glinicki M. [54], H. Mihashi та H.F. Wittmanu в [55] представили підсумки власних досліджень, в результаті яких запропонували статистичний підхід до процесу тріщиноутворення. Вводячи безрозмірний параметр λ, що характеризує матеріал (бетон), сформулювали залежність міцності від швидкості навантаження:

$$DIF^{f_t} = f_t/f_{t0} = \left(\dot{\sigma}/\dot{\sigma}_0\right)^{1/(1+\lambda)} \tag{1.12}$$

де: f_t та σ_0 позначають відповідно статичну міцність та швидкість навантаження у статичних дослідженнях, λ є безрозмірним параметром матеріалу, незалежним від σ.

На основі наведених залежностей можна відзначити, що величина зменшується разом зі зростанням швидкості навантаження, напр. в області σ =10^{-2} ÷10^3Mpa/s помічено зниження λ з 47 до 16, зате ще більш високі швидкості навантаження формують величину λ, що прагне 2. Здається, що запропонована залежність (1.12) характеризує величину λ і вона мало чутлива до зміни швидкості навантаження і до складу досліджуваного матеріалу.

Підбиваючи підсумки, можна подати такі зауваження:

• міцність на розтяг при динамічному навантаженні зростає разом із зростаючою швидкістю навантаження. Як передбачалося [56], при більшій швидкості навантаження необов’язково виступає більша кількість прорізаних зерен заповнювача, помічаних на переломах зруйнованих бетонних зразків;

• зростання швидкості навантаження веде до зростання кінцевої деформації εu бетонів;

• у існуючій літературі не достатньо даних як про ведення досліджень, пов’язаних зі структурою пористості бетону, так і визначення впливу внутрішніх дефектів при мінливих швидкостях навантаження ε_u;

• проведені дослідження впливу пористості бетонних композитів (фібробетонів) в [44] свідчать про сутність цієї якості на чутливість при зміні швидкості навантаження з точки зору міцності на розтяг.

1.3 Застосування ідей та методів механіки руйнування до аналізу механізмів руйнування бетону

Наприкінці п’ятдесятих років розвинулася сфера знань, пов’язана з руйнуванням матеріалів. На основі дослідів запроваджено кілька параметрів, що характеризують процес руйнування металу, бетону тощо. У роботі не ведеться вичерпний аналіз та перегляд застосовуваних методів, оскільки це вже проводилося багаторазово, наприклад [57]. Багато хто однак намагався обговорити цю проблематику з погляду іншого підходу до складних процесів руйнування бетону.

C.E. Inglis [58] був одним з перших дослідників, який займався руйнуванням матеріалу під впливом напруги, що розтягує. Він розглядав напруги, що проходять навколо еліпса. Діаграму зосередження напруги представляє рис. 1.12.

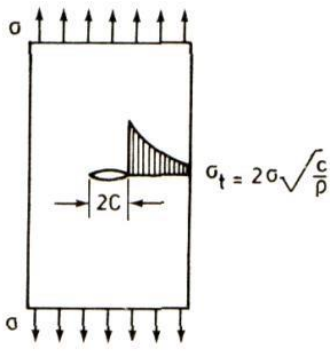


Рис. 1.12. Зосередження напруг, що розтягують, навколо еліпса [58]

У просторовому елементі матеріалу можна виділити три основні механізми розвитку тріщин [59], які представлені на рис. 1.13.

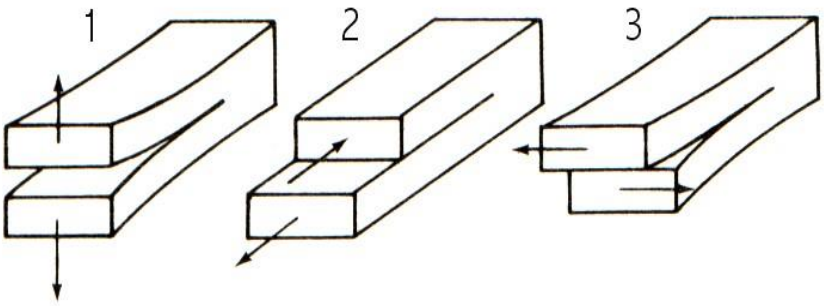


Рис. 1.13. Основні моделі виду замальовок тріщин [59]

Модель 1 представляє – напруги, що розтягують, перпендикулярні до поверхні тріщини.

Модель 2 являє собою переміщення в поздовжній поверхні тріщини.

Модель 3 – переміщення в поперечній площині тріщини.

Модель перша вказує на можливість ширшого застосування в механіці руйнування, дві інші є досить складним механізмом розвитку тріщини.

Нижче наведено класифікацію методів, що застосовуються в механіці руйнування бетонів, а також їх основні критерії.

Лінійно-пружна механіка руйнування (LSMP).

У лінійно-пружній механіці руйнування (LSMP) прийнято лінійно-пружно-тендітну модель бетону і виділяється метод аналізу балансу енергії, а також аналізу коефіцієнта інтенсивності напруг.

Основи методу балансу енергії розробив A. Griffith [60] і припустив, що повну енергію U можна у вигляді залежності:

$$U = U_o + U_C + U_\gamma - W \qquad (1.13)$$

де: U_o – енергія пружної деформації елемента без тріщини

(U_o = const),

U_C – пружна енергія за наявності тріщини,

U_γ – поверхнева енергія, пов’язана з приростом тріщини, а W є роботою зовнішніх сил.

Умовою руйнування (непостійного розвитку тріщини) є досягнення максимальної величини U:

$$\frac{du}{dc} = \frac{d}{dc}\left(U_0 + U_C + U_\gamma - W\right) = 0 \qquad (0.14)$$

Розмір окремих видів енергії по [60] становить:

U_o = константа, $Uc = \pi\sigma^2 \times c^2/E$, $U_\gamma = 4 \times c \times \gamma$, W = 0, γ – є константою матеріалу та визначає одиничну поверхневу енергію руйнування. Звідси залежність (1.14) може бути записана у вигляді:

$$\sigma_C = \sigma_{0\max} = \sqrt{\left(\frac{2E\gamma}{\pi c}\right)} \qquad (1.15)$$

Труднощі з визначенням константи матеріалу викликали зміну підходу та розвиток методу коефіцієнта інтенсивності напруг.

G. Irwin [61] довів, що у вершині тріщини з координатами (r, θ) напруги можна уявити залежністю:

$$\sigma_{ij} = \frac{K}{\sqrt{(2\pi r)}} F_{ij}(\theta) + \ldots \qquad (1.16)$$

де: K – коефіцієнт інтенсивності напруг, який залежить від виду навантаження, геометрії зразка та довжини тріщини,

$F_{ij}(\theta)$ – тригонометрична функція, r, θ – показники полярних координат.

Надалі рівняння враховуються втрачені незначні складові.

У роботах [51, 62] показано обмеженість застосування лінійно-пружної механіки руйнування. На підтвердження цього відкрито, що діапазон важливості отриманих результатів знаходиться поза зоною, в якій матеріал поводиться непружно. У міркуваннях LSMP підкреслювалося також застосування надто маленьких зразків у дослідженнях та отримання великого розкиду результатів.

Пружно-пластична механіка руйнування

Обмеження у застосуванні LSMP змусили розробити теорію руйнування бетону в пружно-пластичної області, яка передбачає пластичність матеріалу в області вершини тріщини, що розвивається. J. Rice [63] запропонував визначення стійкості руйнування пружно-пластичних матеріалів параметром, що називається інтеграл J.

Інтеграл J розуміється як зміна потенційної енергії U у разі розвитку тріщини на нескінченно маленькому відрізку d за формулою:

$$J = \frac{1}{b}\frac{dU}{d} \tag{1.17}$$

де: b – товщина елемента.

У критичному стані розкриття тріщини як лінійно, і нелінійно пружних матеріалів інтеграл J має величину J_C .

У другому критерії руйнування пружно-пластичних матеріалів утворюється ширина розкриття вершини тріщини (SRWR) або її краю (SRKR) [64]. Аналіз ширини розкриття вершини та країв тріщини представляє рисунок 1.14.

Серед дослідників, які займаються проблемою механіки руйнування, існують різні думки про застосування (SRRR) до бетону, що було викликано повільним зростанням тріщини, яка виступає за нижчого рівня, ніж критичного.

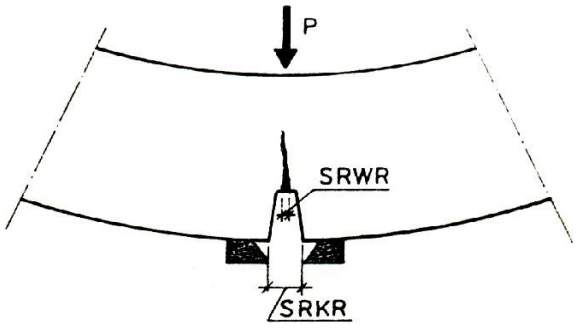


Рис. 1.14. Ширина розкриття вершини та берегів тріщини [64]

Основи нелінійної механіки руйнування (NMP). У цій галузі виділяється дві моделі, що враховують бетон як лінійно-пружний матеріал з післякритичним ослабленням: модель фіктивної тріщини та смуги мікротріщин. Дослідження показали, що між зонами з незайманою початковою структурою виступає активна зона, яка поділяється на дві частини. У першій області виступають мікротріщини з можливістю розвитку та з’єднання під впливом зростання навантаження. Друга – із тріщинами на поверхні елемента. Виділені активні втрати схематично представлено рисунку 1.15. В активній зоні матеріал поводиться інакше, ніж пружний, виступає його ослаблення. Модель фіктивної тріщини ґрунтується на аналізі напруги вздовж берегів тріщини довжиною c.

На рисунку 1.16 представлено геометрію бетонного елемента з тріщиною, взяту з робіт [51].

На основі фіктивної тріщини, тріщина довжиною 2c була розділена на частину, що не несе навантажень 2·a, та активну зону $2 \cdot 1_p$, в якій між протилежними поверхнями діє напруга згуртованості σ_s, величину напруги у вершині тріщини визначає коефіцієнт:

$$K_\sigma = \sigma\sqrt{(\pi c)}$$

Умовою розвитку тріщини є залежність:

$$K = \sigma\sqrt{(\pi c)} + 2\sqrt{\frac{c}{\pi}}\int_0^c \frac{\sigma_s}{\sqrt{(c^2 - x^2)}}dx = 0 \qquad (1.17)$$

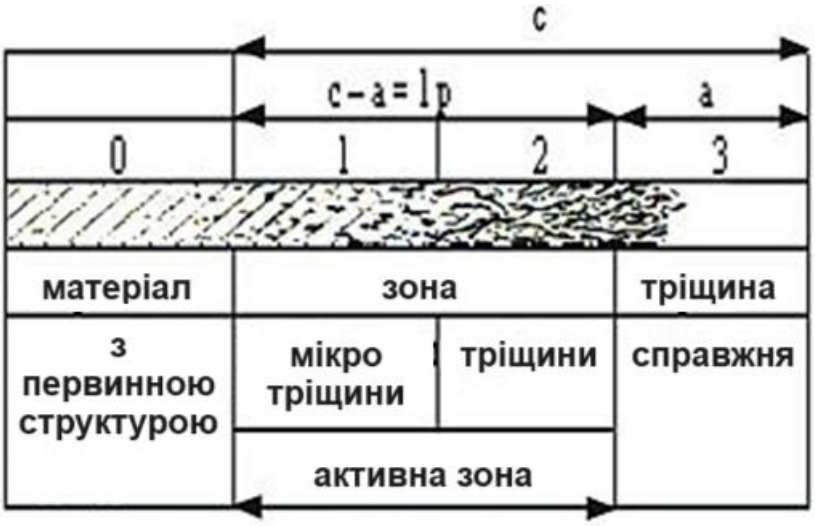


Рис. 1.15. Визначення активної зони у матеріалі [51]

Насправді частіше застосовуються похідні, які вважаються константами матеріалу. Це енергія руйнування G_F та характерна довжина бетону 1_{CH} [65]:

$$G_F = \int_0^{\delta_0} \sigma(\delta)d\delta \qquad (1.18)$$

$$l_{CH} = \frac{G_F \cdot E_b}{R_r^2} \qquad (1.19)$$

Характеристика появи тріщини серед вершини тріщини була приводом для розробки нової теорії, яку названо моделлю смуги мікротріщин. На рисунку 1.17 представлено на основі [51] модель смуги мікротріщин, в якій виділено за-

криті та відкриті мікротріщини. У гіпотетичних передумовах прийнято, що швидкість розсіювання потенційної енергії U є функцією довжини зони руйнування, а ширина смуги wc описується залежністю:

$$\frac{\partial U}{\partial c} = G_F b \tag{1.20}$$

де: по [51] b – товщина елемента, G_F – повна енергія тріскання.

Великі дослідження у цій галузі представлено у роботі [66]. Представлені в роботі матеріали дають можливість аналізу та спробу пояснення явищ, пов'язаних з розвитком напруг деструкції бетону, що розтягується, а також ідентифікацію та оцінку впливу параметрів, що визначають міцність бетону та його руйнування.

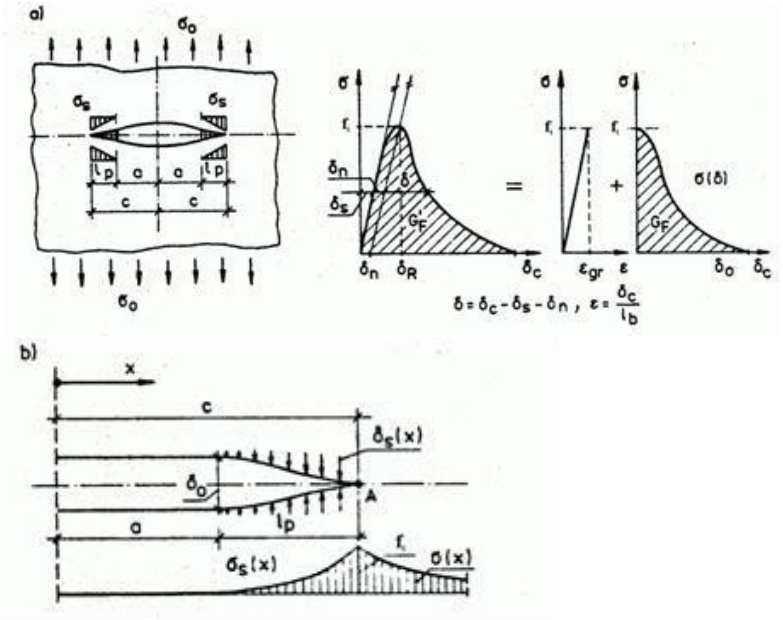


Рис. 1.16. Модель фіктивної тріщини та залежність σ – δc [66]

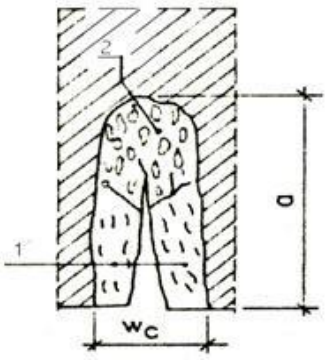


Рис. 1.17. Модель смуги мікротріщин [51]: 1 – відкриті мікротріщини, 2 – закриті мікротріщини

Інші моделі руйнування бетону

Бетон є багатофазовим та гетерогенічним матеріалом, тому розробка теорії руйнування ускладнена. A. Grudemo [67] представив пропозицію руйнування затверділого цементного каменю при розтягуванні. На рисунках 1.18 та 1.19 схематично представлено руйнування та механізм затримки росту мікротріщин.

На рисунку 1.18 поверхня мікротріщин проходить через зону з'єднання гелю та негідратовані зерна цементу.

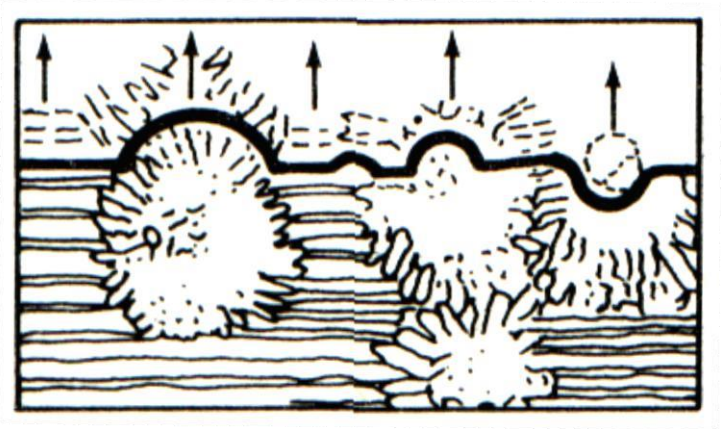


Рис. 1.18. Елементи зруйнованої поверхні при дії напруг, що розтягують, у затверділому цементному камені [67]

Зростання тріщини, що розвивається, може бути затриманий, якщо її вершина зустріне матеріал з більшою можливістю сприйняття зосереджених напруг розтягування (рис. 1.19).

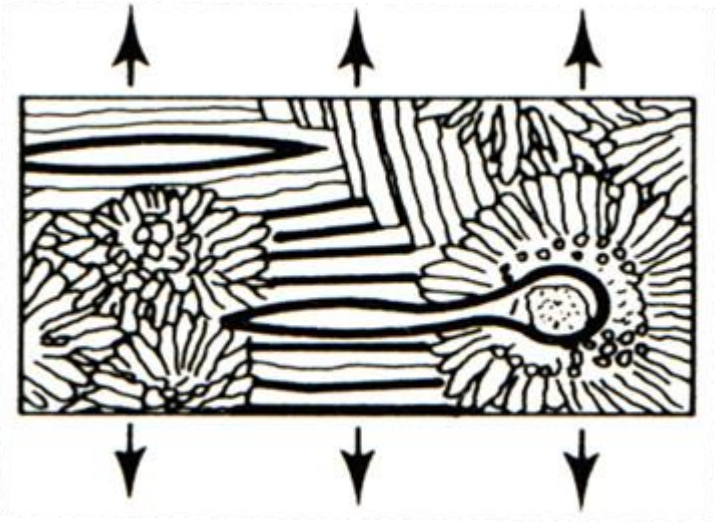


Рис. 1.19. Механізм затримки поширення мікротріщин у затверділому цементному камені [67]

Створені всередині структури мікротріщини можуть стати при зростанні напруги джерелом подальшого розвитку. Зерна заповнювача, оточені цементною матрицею, як і пори повітря, можуть призупинити поширення тріщин. Mc Garry та Shah [68] обговорили випадки можливості затримки поширення тріщини зернами заповнювача та порами повітря. Обговорювані варіанти схематично надає рис. 1.20.

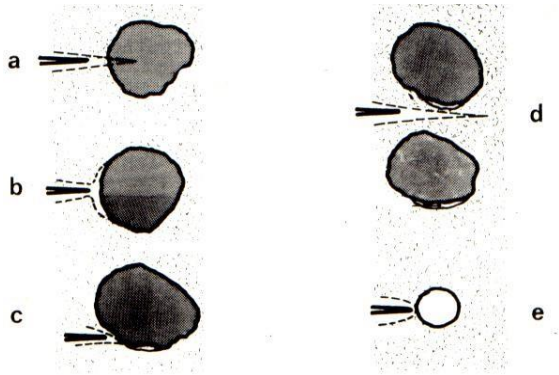


Рис. 1.20. Вплив зерен наповнювача на зростання тріщини [68]

У першому варіанті (a) тріщина, що розповсюджується, буде затримана через зерно заповнювача через те, що заповнювач твердіше, ніж цементна матриця. У другому (b) – якщо у тріщини з'являється тенденція поширюватися навколо зерна, необхідно буде більше енергії, оскільки поверхня зерна більше поверхні створеної тріщини. У третьому варіанті (c) тріщина з'єднується з наявною мікротріщиною в зоні перехідного шару при заповнювачі, і її довжина різко зросте, якщо буде збільшено навантаження.

У четвертому варіанті (d) тріщина наближається до зони між двома зернами заповнювача з кавернами (під зерном), тоді тріщина буде, ймовірно, затримана внаслідок низького рівня напруг. У п'ятому варіанті € тріщина наближається до повітряної пори (повітряної порожнечі).

Радіус вершини тріщини збільшиться, отже, зменшиться концентрація напруги, і тріщина повинна затримати свій розвиток.

Представлений вище аналіз руйнування бетону важливий у процесі з'ясування явища розвитку мікротріщин, особливо, якщо мікротріщина, що поширюється, зустріне на своєму шляху зерно заповнювача найчастіше з більшою

міцністю, ніж цементний камінь і перехідна зона. Цю модель поширення тріщин необхідно враховувати для практичного застосування.

У роботі [69] констатовано, що енергія руйнування збільшується, якщо використовується незграбний дроблений заповнювач з більш розвиненою поверхнею. Дроблений заповнювач може призупиняти розвиток тріщин у багатьох напрямках, і очікується більшого ефекту блокування тріщин заповнювачем, що збільшує енергію руйнування. Протилежні дані представлені в [70], де було досліджено бетон на базальтовому заповнювачі. Було встановлено, що подрібнений заповнювач грав роль клинів у бетоні та прискорив процес руйнування.

У представлених дослідженнях та залежностях зазначено, що:

• відсутня у дослідників однозначність у думках, що веде до розвитку та пошуків нових рішень у галузі руйнування та визначення залежностей, особливо впливу технологічних факторів на руйнування бетону;

• необхідно зауважити, що представлені результати досліджень у галузі механіки руйнування бетонів характеризуються надто великим розкидом даних;

• прийняття однозначного рішення ускладнює складну будову гетерогенного матеріалу, яким є бетон.

Здається правильним положення, подане в [71], що через складність дослідження гетерогенного бетону доцільно було б поєднання досягнень мікро-і макромеханіки руйнування, що дозволило б пояснити руйнування структурованого матеріалу.

1.4 Вплив складу бетону на його експлуатаційні властивості

У затверділому бетоні можна виділити воду, хімічно зв’язану, воду, пов’язану фізично, і воду вільну [72]. Вода, хімічно пов’язана, постає у вигляді H_2O та іонів OH^-. H_3 кристалічних ґрат видаляється при температурі T = 400 – 1000°C. Фізично зв’язана вода, до якої відноситься міжшарова вода, пов’язана в гелі [73] і виступає між пластинами термоліта. Ця вода випаровується за температури T = 100 – 400°C. Вільна вода заповнює пори та капіляри та випаровується з бетону при температурі до T = 110°C. Ця вода за низьких температур замер-

зає в порах і капілярах. Створені в бетоні капіляри дають можливість практично необмеженого руху води.

Крихкі матеріали, насичені водою, виявляють знижені механічні властивості через корозію під напругою [74].

Процес, що проходить, знижує величину енергії руйнування і KIC.

Корозію під напругою, за Chartesu Hilligu [75], описано формулою:

$$U = M \cdot P_A^n \exp[V^* \delta - V_m W/\varphi)RT \quad (1.21)$$

де: U – швидкість розширення мікротріщини, P – пружність водяної пари (або дія води), δ – напруга, що розтягує, V_m – об'єм матеріалу, W – поверхнева енергія, φ – радіус кривизни краю тріщини,

R – газова константа,

T – температура,

V* – активований обсяг у гирла тріщини, M – коефіцієнт.

D. Hordijk [76], J. Bogucka [77] досліджували твердіючий бетон у нормальних умовах 20oC і φ = 60%, у воді (і далі висушений), і встановили істотний вплив умов твердіння на параметри руйнування бетону, що розтягується.

J. Benzel [78] встановив зниження міцності бетону на розтяг після його насичення водою. Вода, що у капілярах, викликає адсорбційне зниження міцності, що причиною, по [79], розсіяння зв'язків між кристалами, передусім мережі, а чи не перехідного шару.

Зниження міцності вологого бетону характеризує коефіцієнт k, який виражається ставленням міцності на стиск насиченого бетону до міцності на стиск сухого бетону [80].

Зниження міцності бетону, насиченого водою, пов'язане також з дією води, що розклинює, на стінки капілярів.

У роботі [81] представлено дослідження бетону, що твердіє, в нормальних умовах і у воді, динамічно навантаженого. У вищезгаданій роботі показано суттєвий вплив умов твердіння бетону на міцність бетону при ударному навантаженні.

Вплив високих температур на міцність бетону.

Вплив високих температур на міцність бетону за умов статичного навантаження є предметом численних експериментів, напр. [82]. Проте більш докладний аналіз таких змін не був у справжній роботі основною проблемою. Тому нижче представлені лише характерні для найбільш істотних змін, що виникають у бетоні [83], діапазони температур:

1 – випаровування води до T=100ºC;

2 – руйнування гелю (I рівень дегідратації) при T=180º C;

3 – розпад клінкеру портландського цементу при T=500º C;

4 – перетворення кварцу при T = 570º C;

5 – розкладання фази CHS при T=700º C;

6 – декарбонізація вапнякової дрібниці за T=800ºC;

7 – початок плавлення елементів бетону при T=1150º C;

8 – повне руйнування структури за T=1300ºC.

Виникаючі при високій температурі процеси і зміни в бетоні спричиняють прогресивне зниження механічних властивостей бетону. М. Косерек [84] представляє „граничну” температуру, яка залежить від складу суміші і типу бетону, понад яку матеріал втрачає свої властивості міцності.

Для бетонів низьких класів ця температура полягає в діапазоні 250-300º C, для бетонів високих класів –550-600 ºC. Відповідно до B. Voves [83] у разі температури понад T > 400ºC рішучий вплив на механічні властивості бетону надають процеси, що виникають у заповнювачі.

Міцність бетонів на стиск при високих температурах перевірялася 4 методами у широкому масштабі. Однак кількість досліджень у сфері розтягування бетонів є суттєво невеликою внаслідок необхідності застосування складної техніки. На рисунках 1.22 та 1.23 представлені зразкові результати досліджень, проведені Thelandersson і Haradey [84].

На рисунку 1.24 представлена залежність міцності на стиск від температури важких бетонів (NSC) та високої міцності (HSC) згідно [82].

Вивченням впливу деформацій у бетоні при одночасному впливі температури займалося багато вчених. Anderberg і Thelelandersson сумарні деформації навантаженого елемента представляють так:

$$\varepsilon = \varepsilon_t + \varepsilon_\sigma + \varepsilon_p + \varepsilon_{ch} \quad (1.24)$$

де: ε_t – розширюваність та усадка бетону,

ε_σ – безпосередні деформації, спричинені доданим навантаженням,

ε_p – реологічні деформації,

ε_{ch} – деформації в бетоні, спричинені активізацією хімічних процесів.

Зразкові залежності по лінії деформація – напруга представляє рисунок 1.25 [84]. Представлені вище дослідження показують, що бетони з кварцовим та піщаним заповнювачем мають найбільші деформації.

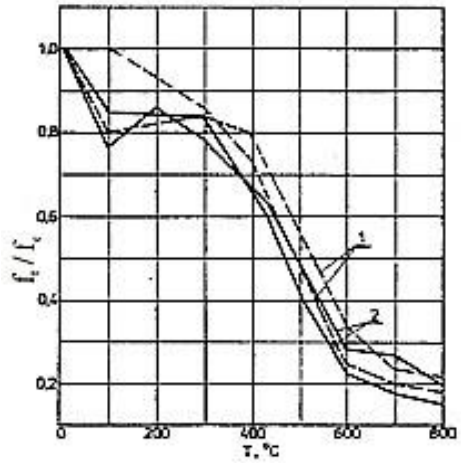


Рис. 1.22. Зміна міцності на розтягування (вивчення вальців по лініях): 1. При температурі T; 2. Після охолодження до температури 20 ºC

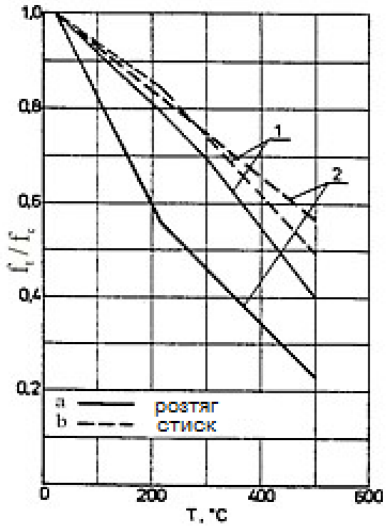


Рис. 1.23. Порівняння змін міцності на розтягування та стиснення: 12.Піщаник; 2. Вапняк

Сумарні деформації зростають разом із підвищенням температури. Це свідчить про прогресивну деструкцію матеріалу під впливом зростання температури.

У доступній спеціальній літературі не виявлено достатньо наукових праць, присвячених проблемі впливу температури на міцність бетону при динамічному навантаженні.

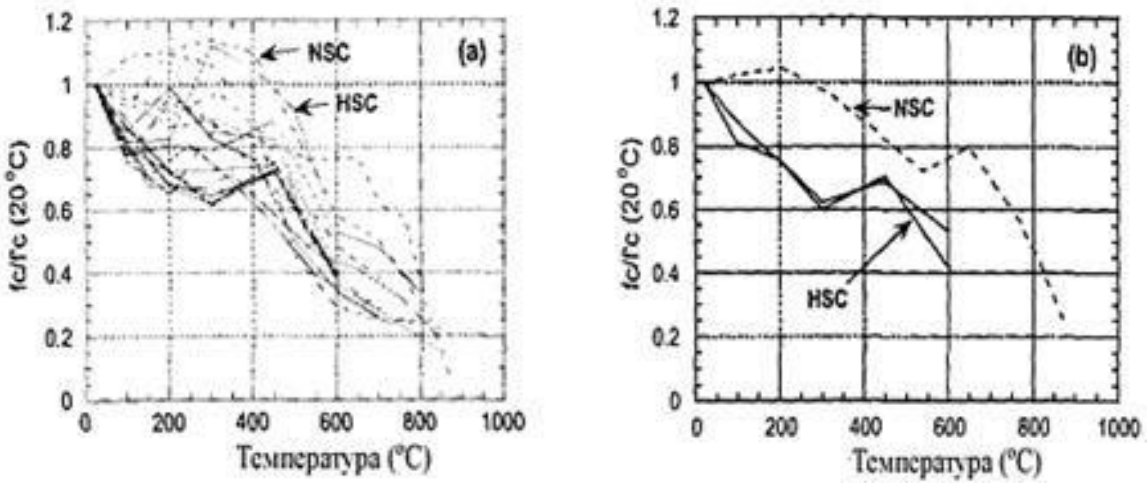


Рис. 1.24. Зниження міцності на стиск залежно від температури важких бетонів (NSC) та високої міцності (HSC) (дослідження без попереднього навантаження) [85]

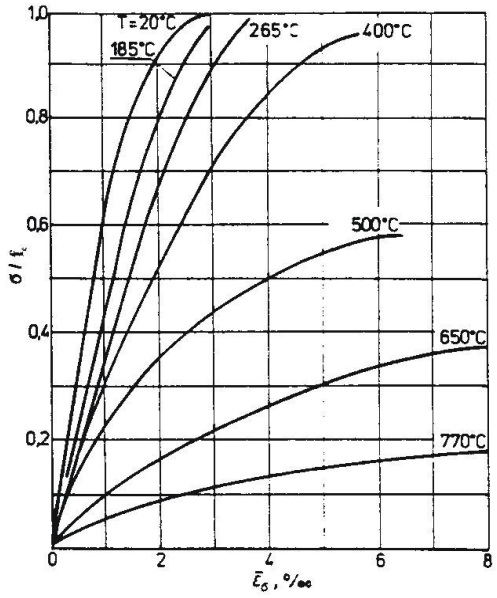


Рис. 1.25. Залежність σ – ε бетону з кварцовим заповнювачем [85]

Висновки.

Проведений літературний огляд дозволив подати бетон як грубогетерогенний матеріал з поліструктурною організацією структури.

До основних структурних параметрів таких матеріалів фахівці відносять великі та дрібні заповнювачі, розчинну частину, цементний камінь, шар модифікованого матеріалу на межі розділу із заповнювачем, пори та капіляри. Частина робіт присвячена тріщиноутворенню бетону на ранніх стадіях твердіння.

Практично у всіх проаналізованих роботах відзначається вплив вихідного складу та технологічних умов формування та твердіння на кінцеві властивості бетону.

Аналіз поведінки бетону за умов експлуатації показав, що найменш вивчено поведінку бетону при комбінованому (статичному і динамічному) навантаженні.

Успіхи руйнування, що інтенсивно розвивається, переконливо показали, що підкреслено в аналізі літератури, що руйнування будь-якого матеріалу відбувається в результаті зростання тріщин.

У той же час, тріщини, як підтверджено в оглядових матеріалах, можна вважати елементами структури бетону. Їх кількість, розмір та орієнтування значною мірою залежать від початкового складу бетонів та техологічних умов отримання самого бетону та переробки його у вироби. Тому логічно припустити, що, при дії найрізноманітніших навантажень на бетон, перевагу у розвитку матимуть вже існуючі тріщини. Це дозволило сформулювати робочу гіпотезу. Стійкість бетону при динамічних навантаженнях та при спільній дії динамічних навантажень та статичних значною мірою повинні залежати від пошкодження бетону тріщинами. Характер розподілу тріщин визначається геометричними особливостями бетону (якісними і кількісними складами заповнювачів), складом в’яжучого і рівнем взаємодії із заповнювачами, тобто технологічними факторами.

Для реалізації висунутої гіпотези було визначено мету роботи та призначено завдання досліджень для її реалізації.

2 МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ І ЗАСТОСУВАННІ МАТЕРІАЛИ

2.1 Аналіз методів та обладнання для вивчення опору матеріалів та бетонних конструкцій

На фізичні та механічні властивості бетону впливає багато різних факторів. Починаючи з його складу через технологічні фактори до зовнішнього впливу під час експлуатації. Оскільки відзначається дуже широкий аспект, їх впливу на бетон у роботі було прийнято найважливіші, на думку, чинники і було розкрито їх роль формуванні міцності на комбіноване навантаження.

Вибрані для досліджень технологічні та зовнішні фактори представляє рисунок 2.1.

Вибір вищезгаданих технологічних факторів ставив за мету отримання знань через реалізацію досліджень, а також можливість вказівок для практичного застосування в експлуатованих бетонах при ударному навантаженні.

Однією з основних складових, що займають найбільший обсяг бетону, є заповнювач. У структурі бетонної суміші застосовується різна фракція зерен, від дрібних у вигляді піску до великих. У зв’язку з цим виявлення впливу виду та зернового складу заповнювачів на міцність бетону є цілком обґрунтованим.

Повсюдність застосування натуральних наповнювачів, наприклад, гравію в конструкціях, а з іншого боку невеликі знання про поведінку цього заповнювача у звичайних бетонах при комбінованому навантаженні змушують аналізувати цю проблематику не тільки з пізнавальної точки зору.

Економічні передумови схиляють використання існуючих скельних покладів у виробництві дробленого заповнювача. У цій групі все частіше використовуються заповнювачі у вигляді щебеню. Це і є причиною підвищеного інтересу до цього заповнювача в бетоні в широкому сенсі. Особливо з урахуванням комбінованого навантаження.

Незважаючи на великий інтерес дослідників від самого початку існування бетону до ролі показника W/C, що впливає на фізичні та механічні властивості, проте цей напрямок у дослідженнях все ще удосконалюється та розвивається.

Рис. 2.1. Прийняті технологічні та зовнішні фактори, що враховуються у дослідженнях

Показник W/C у 70–80% впливає основні властивості майже кожного бетону. Розкриття його впливу в мало відомому діапазоні, яким є міцність бетону на розтяг, прийнято вважати важливим та доцільним.

Ще однією причиною, що свідчить про сутність показника W/C, є факт, що він – це головний фактор, що формує структуру трифазного бетону. Як перехідний шар (англ. Interfacial Transition Zone – ITZ), сформований між фазами та складовими, так і структура бетону мають вплив на міцність, деформацію, проникність рідини та газів. Відомо, що як W/C, так і структура пор, сформована в процесі гідратизації, пов’язані з міцністю бетону при зміні його вологості та низьких і високих температурах. Цей вплив на поведінку бетону при комбінованому навантаженні досі не досліджувався.

Зважаючи на зростання споживання бетонів, що застосовуються в інженерних конструкціях, які зазнають агресивної дії зовнішніх факторів при одночасному впливі динамічного навантаження, доцільно проведення систематичних досліджень у цій галузі.

Роль цементу в бетоні взагалі відома. Цемент багато років застосовується як в'яжучий матеріал і, у поєднанні з водою та іншими складовими, створює складну гетерогенну систему бетону. До цього часу не з'ясовано, як кількість цементу впливає на міцність при комбінованому навантаженні.

Так само і вплив технологічних і зовнішніх факторів на бетон недостатньо досліджений в основній області при комбінованому навантаженні.

Для з'ясування впливу зернистості та виду заповнювача зроблено дві основні серії. Перша із застосуванням гравійного річкового заповнювача, друга із дробленим щеблевим заповнювачем. Обидві серії мали постійний показник W/C, проте змінною була участь великого заповнювача та кількість піску. Для поповнення якісних даних про великого заповнювача було дано показник дроблення ХТ через стиснення зерен у циліндрі. Міцні дослідження були проведені на уніфікованих стандартних зразках бруківки 10×10×10 см, а динамічний модуль пружності на балках 10×10×30 см.

Ще одним технологічним фактором, який досліджувався, був фактор W/C. У цьому напрямку зроблено по п'ять серій бетонів із річковим та щебеневим заповнювачами. У кожній серії змінювалася величина фактора W/C, яка становила 0,40/0,70. Участь великого заповнювача була постійно кожному рівні W/C. Міцні дослідження були проведені на зразках стандартного розміру.

Для визначення впливу кількості цементу в 1м^3 на міцність бетону на удар та стиск взято кількість цементу в межах 228,5–450 кг/м^3. Для досліджень використано цемент Кам'янець-Подільського цементного заводу. Оцінку міцності бетону проведено на описаних вище зразках.

Досліджено два типи заповнювачів бетонів з домішкою гравію та щебеню. Для кожного типу заповнювача бетону зроблено по п'ять серій, що відрізняються показником W/C. Визначено міцність на стиск, удар та динамічний модуль пружності після заданого періоду твердіння.

Проведений аналіз досліджень бетону, що застосовуються до цих пір, при ударному навантаженні показує, що в значній більшості вони мали кількісний характер. Незважаючи на невеликий діапазон реалізації цих досліджень, не вистачало уніфікації та вироблення нормалізованих методів. Застосовувалися дуже різні, часто індивідуально розроблені дослідницькі стенди для завдання ударів, починаючи з простих молотів, що падають, аж до більше десятиметрових складних конструкцій, наприклад Split Hopkinson Bar.

Різні дослідники проводили випробування на різній величині досліджуваних зразкових елементів за допомогою металевого копра, пострілу снарядів, вибуху вибухових матеріалів тощо, що значною мірою ускладнювало порівняння отриманих результатів та здійснення аналізу.

Ці методи та отримані результати, незрівнянні з іншими, були описані в літературі часто інформаційним методом (дослідження для оборонних цілей), що ускладнювало повну оцінку, хоча б з погляду негативних та позитивних властивостей.

При оцінці дослідницьких методів особливу увагу було приділено ролі експериментів, тому що при цьому руйнували бетонні елементи, і можливість отримання порівнянь та змін міцності при динамічному навантаженні та статичному стисканні (розтягуванні) була б важлива і доцільна.

З проведених аналізів літератури випливає, що дослідження бетону при динамічному навантаженні обмежувалися переважно визначення напружень і деформацій на побудованих цих цілей дослідних стендах. У наявній літературі не було знайдено опис стендів, на яких досліджувався бетон при комбінованому навантаженні.

У цьому розділі представлено найважливіші методи та дано їх оцінку з погляду придатності, доступності до ширшого застосування. Були враховані витрати та можливість застосування у дослідженні стандартних дослідних елементів.

Застосування маятникових механічних копрів.

Зі проведеного аналізу літератури випливає, що випробування на комбіноване навантаження на бетон досі велися в обмеженому обсязі.

Основні дослідження спочатку були здійснені у галузі технічних наук, пов'язаних з машинною, автомобільною промисловістю, потім в авіації, космічній промисловості тощо. Динамічним тестом піддавалися метали та їх складові. Для цих цілей поступово було конструйовано різного роду обладнання та випробувальні установки для завдання ударів, починаючи з копра Шарпа (Charpy'a) в 1907 р., потім Ф. Віттмана, а також Янга Кобаяші (Yanga Kobayashi) [86] та інш.

На основі цих дослідів приступили до гетерогенного дослідження бетону при ударному навантаженні, яке почали в 1923 Дж. Ландон (J. Landon) і Х. Клінні (H. Quinney) [87].

У разі дослідів, що проводяться в лабораторії, основою є сам метод впливу удару, запис вимірюваних результатів, величина і форма зразків, уніфікація та повторюваність.

Удари на елементи та бетонні зразки могли бути здійснені за допомогою:

а) маятникового механічного копра,

б) ротаційних молотів,

в) падаючих вертикальних копрів або пристроїв типу падіння,

пневматичних молотів,

г) вибухових пристроїв та матеріалів,

д) лабораторних, симулюючих ударів дослідів із застосуванням

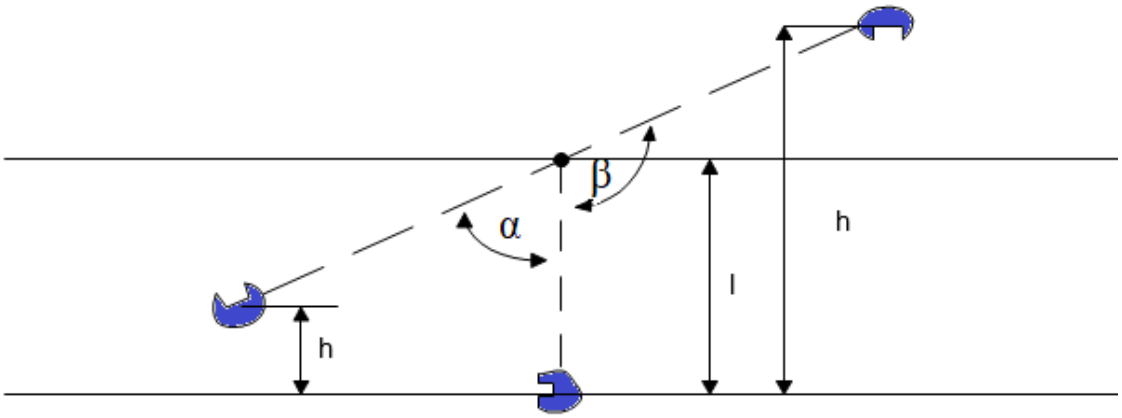
комп'ютерів із спеціальним програмним забезпеченням.

З приводу одиничного застосування дослідів з використанням пневматичних та вибухових молотів ширше описуємо три перші методи.

Принцип дії молота Шарпа був взірцем при конструюванні подібних моделей для випробування бетону, наприклад маятниковий копер МК-30, молот Шарпа, Ізода. На рисунку 2.2 та 2.3 наочно показано принцип дії цих копрів.

В. Радомськи [88], А. П. Хібберт та Д. Й. Ханнат описали помилки, викликані застосуванням молота, типу Шарпа при ударних випробуваннях. Названі автори, а також Й. І. Блюм [89] підкреслили негативний вплив жорсткості при згинанні плеча маятникового копра на величину енергії, що передається прикладу при ударі.

У цьому випадку заміна молота на інший того ж класу викликав різницю в поглиненій енергії на бл. 25%. Це означало, що частина енергії удару було передано на згинання плеча молота. Можна припускати, що у разі випробування неоднорідного та багатоскладового бетону різниця ця могла б бути ще більшою. Не без значення остаточний результат випробувань впливала також заміна зразків. Наприклад, випробування однорідних металів було проведено на невеликих елементах із поперечним розрізом 10×10мм, а бетонних на значно більших балочках, наприклад 100×100×400мм або 150×150×500мм. Жорсткість плеча молота впливає по-різному на приріст сили удару, і при тому ж поглинанні енергії вони нестимуть інші максимальні величини сили, що ілюструє рисунок 2.4.



A = P · l (cos β – cos α) P – вага маятника, A – робота, виконана маятником, I – довжина.

Рис. 2.2. Схема для обчислення праці, виконаного маятником копра та необхідного для знищення зразка тип копра МК-30.

На рисунку 2.5 представлений балістичний молот, створений у Транспортному інституті Пенсільванії для випробувань елементів моста. Випробування були проведені на установці натуральної величини, що складається із сталевих рам висотою в 10,5 м, до яких підвішено сталевий ударник вагою близько 4200кг.

А) б)

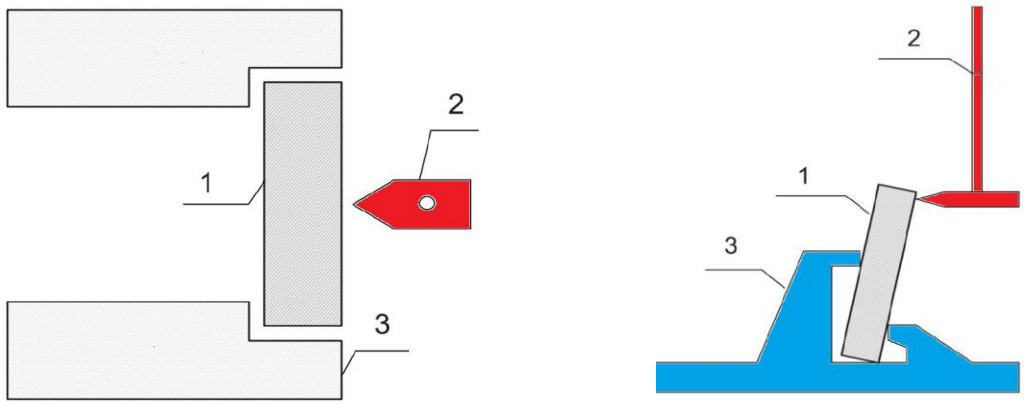


Рис. 2.3. Схеми копрів для випробувань бетонних зразків: а – Шарпа: 1 – зразок, 2 – копер, 3 – опора, б – Ізода: 1 – зразок, 2 – маятниковий копер, 3 – підпора

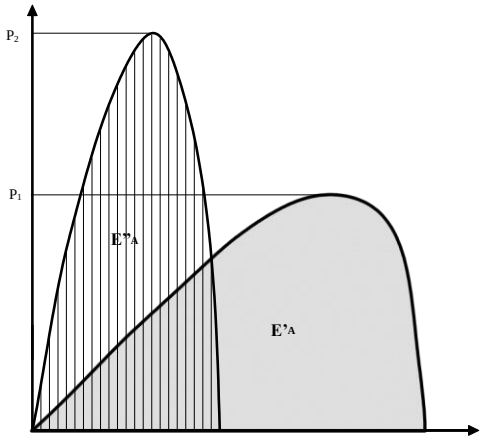


Рис. 2.4. Діаграми поглинання тієї ж енергії зразками за різних величин сили удару [88]

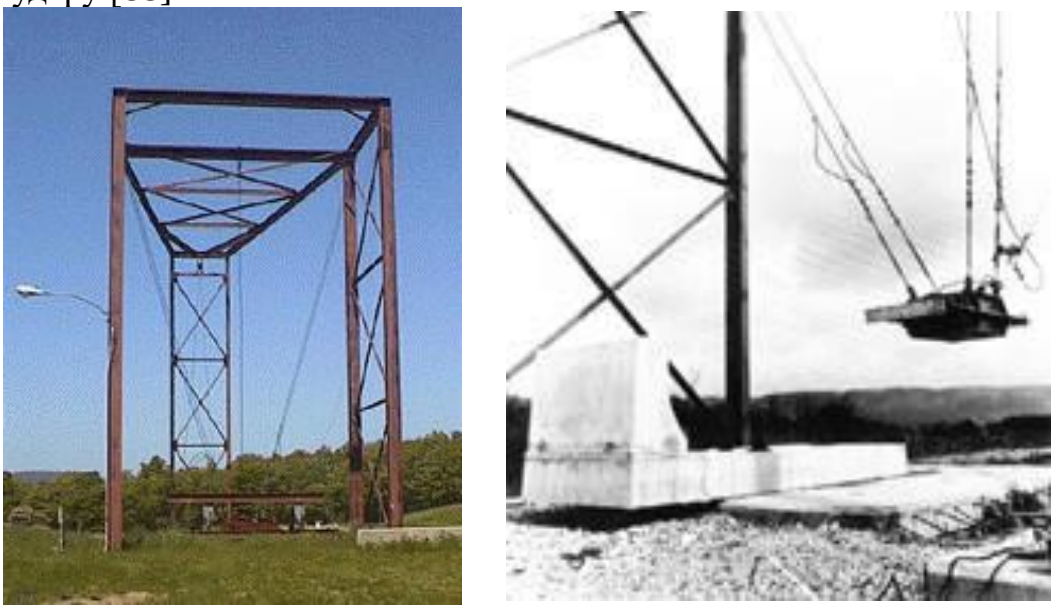


Рис. 2.5. Вигляд випробувальної установки для вимірювання стійкості на удар збірних залізобетонних елементів моста [90]

Удари були зроблені за допомогою ударника на збірний залізобетон, який застосовується в мостах при зміцненні бар'єрів, що захищають. Проведені випробування ставили за мету визначення стійкості бетону при випадковому ударі автомобіля та розробці такої структури залізобетону, щоб оберігати транспортний засіб перед падінням з мосту під час нещасного випадку.

До групи маятникових копрів було зараховано балістично підвішений ударник і бійок з бетонним складом, запропонований Х. Гріном [91].

Застосування копрів, що обертаються

Основним елементом цієї установки є махове колесо (1) із ударником у формі ножа. Випробуваний зразок переноситься з положення А до Б, де знищується. За допомогою реєструючої апаратури вимірюється праця, необхідна для знищення зразка. Схема дії простого обертового молота представлена рисунку 2.6. Більш сучасною моделлю описаного вище молота, що обертається, є тип RSO німецького виробництва, призначений для випробування фібробетону.

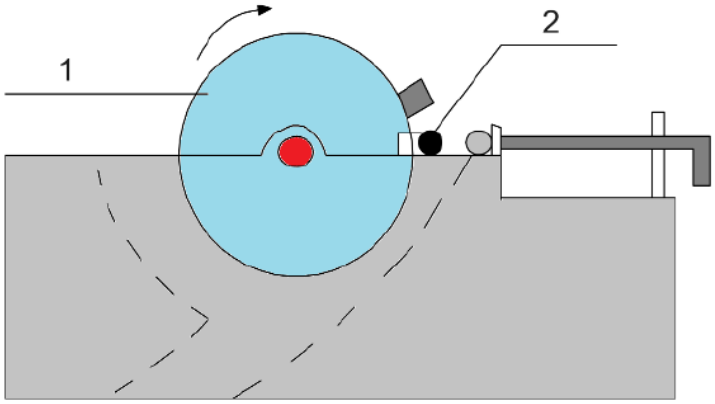


Рис. 2.6. Схема принципу дії обертового молота: 1. Маховик; 2. Зразок

Установка, оснащена п'єзоелектричним датчиком, з'єднаним з осцилоскопом, дає можливість реєструвати зміни навантаження функції часу. За допомогою молотів, що обертаються, були випробувані зразки на розрив або згинання при ударі. Молоти, що обертаються, дають можливість проводити удари з регульованою швидкістю до 125м/сек. По [88] з такого типу молотами пов'язане обмеження випробувань, викликане непрямим відліком вимірювань, сили удару від функції часу. Стійкість на удар, визначена на основі відліків з осцилограм, слід вважати наближеною.

Як уже згадувалося, молоти, що обертаються, застосовуються до випробувань фібробетонних зразків з поперечною величиною 15×15мм, що не є достатнім у випадку дрібнозернистих бетонів. Тільки без великих модифікацій установки було б можливим випробування невеликих зразків затверділої розчиної чи бетонної суміші.

Здійснення ударів за допомогою вертикальних копрів.

Основним елементом у такого типу установках є копер або ударник з відомою масою, що вертикально падає на бетонний зразок. Схеми застосовуваних падаючих копрів при дослідженні бетону на удар при розтягуванні та перетині представлено на рисунку 2.7.

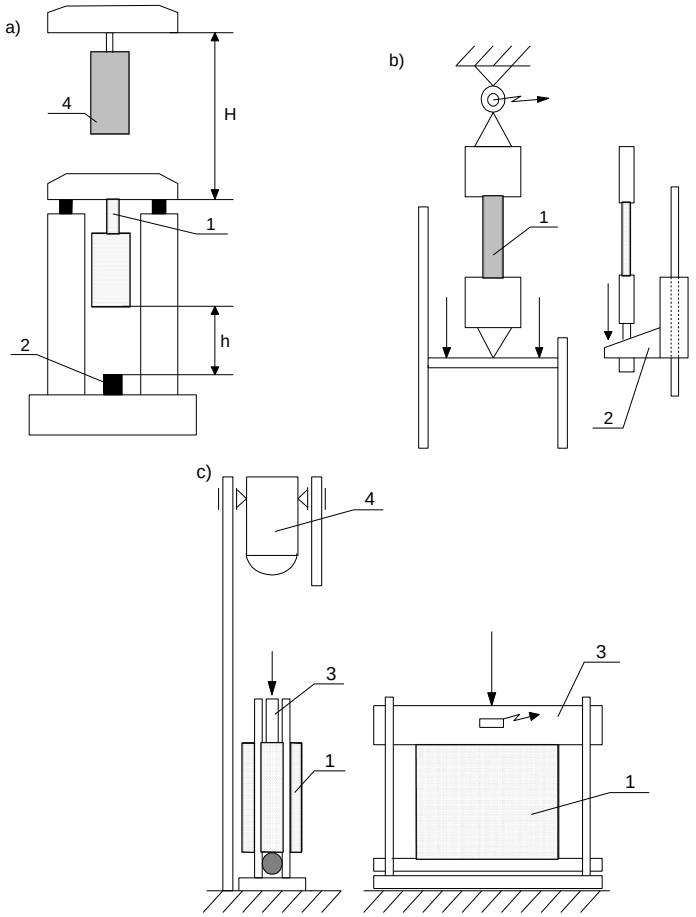


Рис. 2.7. Схеми установок для випробування на удар типу падаючого вантажу : а – падаюча установка з контрвантажем, б – за допомогою підвішеної траверси, в – методом перетину зразка, 1 – зразок, 2 – динамометр, 3 – проріз-ний різець, 4 – вантаж

Наведені на рисунку 2.7 установки дозволяють оцінити стійкість на удари бетону на основі величини праці, необхідного для знищення. На суттєве обме-

ження результату вимірювання матиме вплив енергія, яка буде передана з удару на упори, яку неможливо визначити. З цієї причини остаточний результат з досліджень може мати точно невизначені помилки. І тому складним є порівняння один між одним результатів випробувань, оскільки були застосовані різні величини бетонних зразків.

Цікавим з погляду методики випробувань було застосування стрижня Хопкінсона (Split Hopkinson Bar) [74].

Предметом досліджень був бетон, динамічно навантажений максимально. Схему випробувальної установки представлено рисунку 2.8.

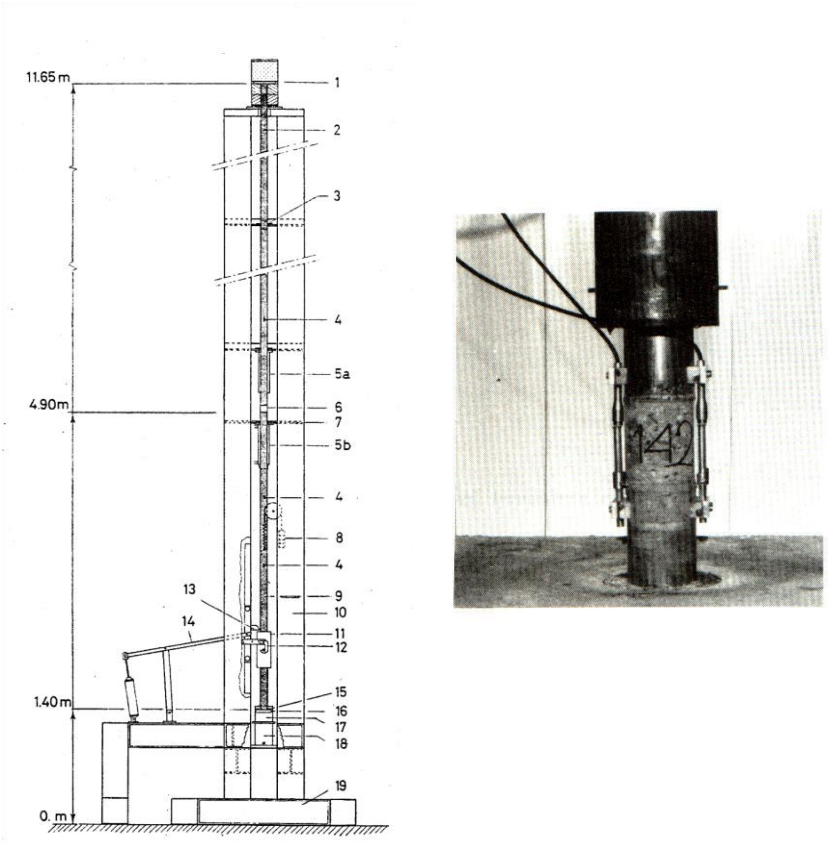


Рис. 2.8. Схема випробувальної установки, а також спосіб фіксації зразка [92]: 1 – поглинач енергії, 2 – верхній стрижень, 3 – водилка, 4 – тензометри, 5а – верхній режим охолодження, 5б – нижній режим охолодження, 6 – бетонний зразок, 7 – збірний стіл, 8 – балансуючі вантажі, 9 – нижній стрижень, 10 – рама, 11 – ударне навантаження, 12 – уловлювач вантажу, 13 – затримник вантажу, 14 – механізм, що рухає вантаж, 15 – прокладки, 16 – ковадло, 17 – циліндр, що стабілізує основу, 18 – пневмодвигун, 19 – рама основи установки

У випробуваннях були застосовані циліндричні бетонні зразки 74×100мм, вклеєні між двома алюмінієвими стрижнями. Верхній стрижень довжиною 5 м

закріплений у поглиначі енергії, нижній був завершений ковадлом. Вантаж, що падає на ковадло, викликав хвилю розтягуючих напружень і зрив зразка. Великі зразки випробуваної установки випливали з необхідності забезпечення хвилі напруг, що має один вимір і проведення вимірювань без порушення зворотної хвилі [92] було запропоновано, щоб енергію U поглинуту для руйнування бетону під впливом осьового розтягування при ударі визначити за допомогою поверхні зриву моделлю:

$$U = 2\alpha_c \times Uc = 2\alpha_c [A_m \cdot \gamma_m + A_a \cdot \gamma_a + A_b \cdot \gamma_b] \quad (2.1)$$

де: α – коефіцієнт, що враховує можливість одночасного створення кількох поверхонь зриву, U_c – енергія, пов'язана з одиничною поверхнею зриву, A_m, A_a, A_b – поверхня перелому матриці заповнювача та зони адгезії, γ_m, γ_a, γ_b – одинична енергія поверхні матриці, заповнювача та зони адгезії.

Слід зазначити факт, що є залежність енергії U з матеріальними зонами, які у бетоні, тобто. Матриці (цементний камінь, розчин) наповнювача, а також зони адгезії.

Застосовувана у випробуваннях установка заввишки близько 12м, дуже дорога і важка для стандаризації, що випливало зі специфіки ведених випробувань.

На рисунку 2.9 представлено установку «Горизонтальний стрижень Спліт Хопкінса Бар» для дослідження бетону та інших пористих матеріалів на удар. Принцип дії цього пристрою нанесення удару горизонтальним стрижнем з бойком.

Удари на досліджуваний елемент проводилися сталевою горизонтальною балкою, поміщеною на телескопічних опорах. Телескопи, що пересуваються в горизонтальному напрямку, зі сталевою балкою, що вводяться в рух електричним двигуном, ударяли в головку стовпа. У випробуваннях було зареєстровано кількість ударів до руйнування елемента. Дослідні зразки були досліджені у двох варіантах. По-перше: бетонний стовп напружений з робочою вертикальною арматурою і, по-друге, елемент напружений зі спіральною арматурою. Досліджувані стовпи були заплановані у вигляді опор для естакади в Сан Дієго

(США), що зазнає ударного навантаження з боку автомобілів, що проїжджають, а також можливості дії сейсмічного навантаження на цій території.

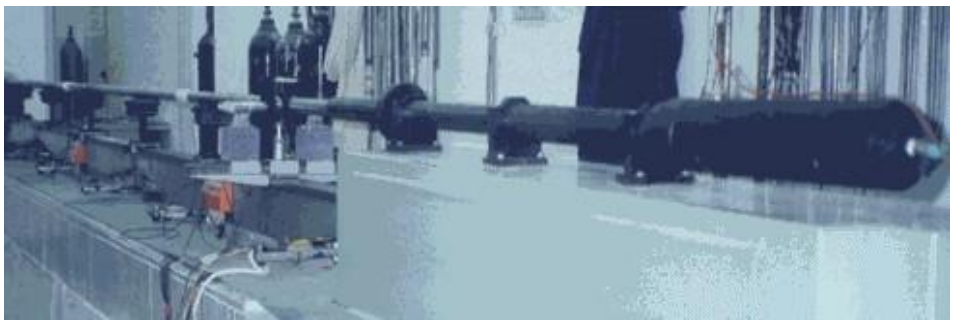


Рис. 2.9. Установка для виконання ударів, горизонтальним стриженем Спліт Хопкінса Бар

На рисунку 2.10 представлено установку на дослідження бетонних стовпів з головкою в масштабі 2/3 натуральної величини.

12) б)

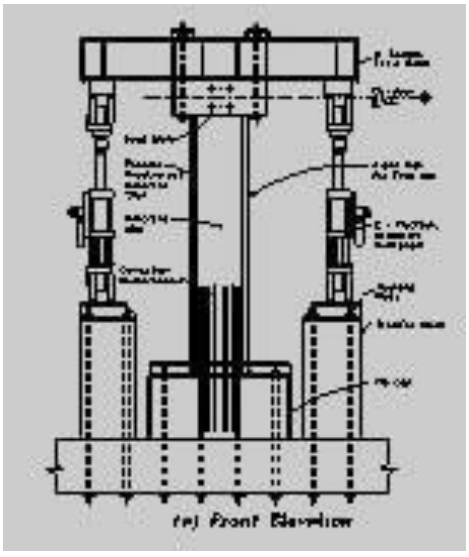


Рис. 2.10. Установка для дослідження бетонних стовпів на удар за допомогою сталеві горизонтальні балки. (Department of Structural Engineering, San

Diego – США) [93]: а – загальний вигляд дослідницької установки; б – схема пристрою для виконання ударів

У прагненні до стандартизації досліджень ACI [94] було запропоновано досить простий пристрій вертикального падаючого копра для дослідження бетону та фібробетону на удар. Схема цього пристрою показана на рис. 2.11.

Стійкість на удар у цьому методі визначено на основі кількості ударів до моменту появи тріщин на верхній поверхні зразка з одночасним дотиком країв випробуваного елемента з чотирма постійними опорами установки.

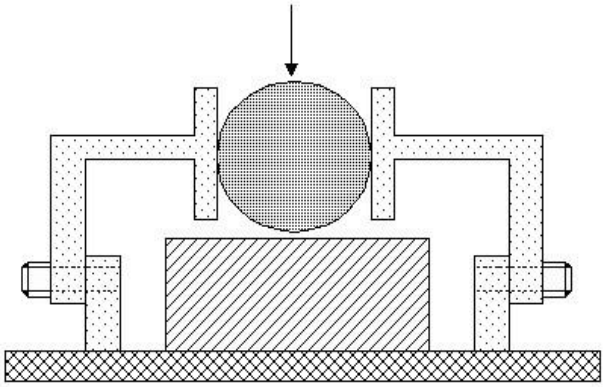


Рис. 2.11. Схема установки вертикального копра ACI [94]

У цьому та інших вище названих установках вертикального копра реєструється число ударів до появи перших тріщин чи руйнування зразка. Кількість ударів як одиниця, що не має фізичного змісту, фактично ускладнює порівняння отриманих результатів досліджень навіть на тій же дослідницькій установці. Вирішують такі чинники як: маса досліджуваних зразків, умови оточення, опір тертя, вологість бетону тощо. Тому назва кількості ударів має кількісний характері і досить приблизно визначає стійкість бетону на удар.

Методи із застосуванням пневматичних копрів.

Для випробувань бетону на міцність при ударі застосовують пневматичні копри з бойком. Схема дії такого пристрою представлена на рис. 2.12.

Пневматичний копер складається зі сталевої труби, в якій поміщений бойок, що рухається під впливом стисненого повітря. Бойок ударяє в бетонний зразок. Реєструється швидкість бойка та величина сили удару за допомогою динамометра. Варіант пневматичного копра ввів Б. Діттов, застосовуючи сучасний пристрій, що реєструє момент удару камерою швидкого фотографування.

Застосування для дослідження бетону пневматичних копрів має пізнавальний, індивідуальний характері і обмежує, з-за величини пристрою, загальне застосування. Запропонований коефіцієнт, пов'язаний із втратами енергії пристрою, насамперед із поглинанням енергії опори, впливає на результат вимірювань.

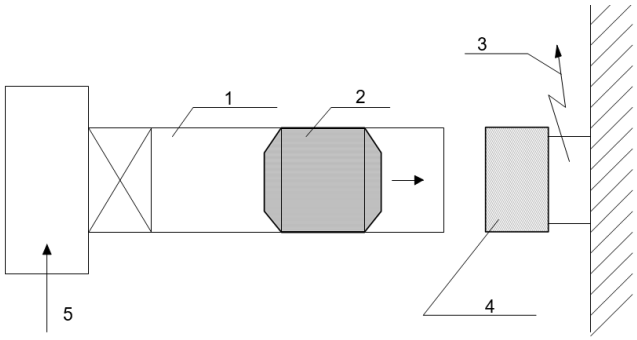


Рис. 2.12. Схема пневматичного копра : 1 – металева труба, 2 – бойок, 3 – динамометр, 4 – бетонний зразок, 5 – подача стисненого повітря

Іншим прикладом застосування пневматичних пристроїв для дослідження різних композитних матеріалів є „газовий пістолет" (англ. Gas gun). Принцип дії цього пристрою показано на рисуноку 2.13.

Через відсутність даних про проведені дослідження із застосуванням цього пристрою представлена схема дії показує можливості проведення дослідів у цій галузі.

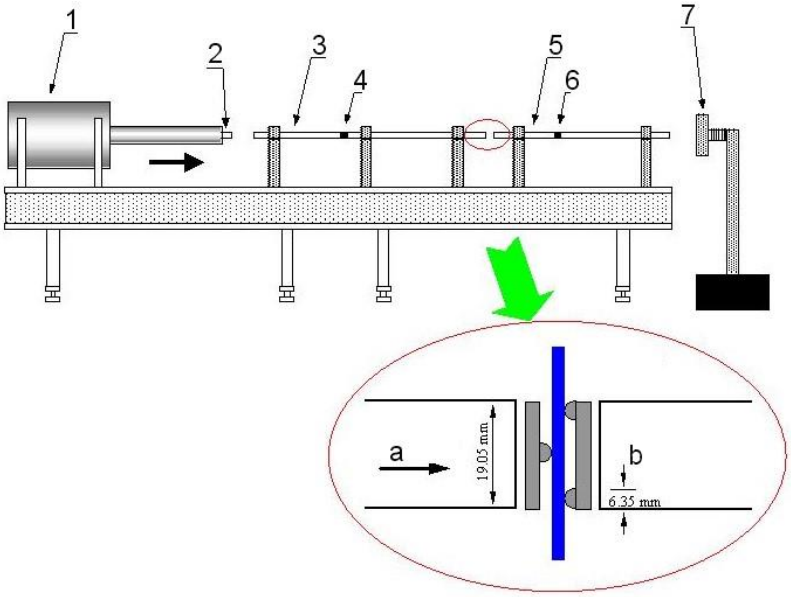


Рис. 2.13. Принцип дії „газового пістолета" для дослідження композитів:
1 – резервуар зі стисненим газом, 2 – ударний бойок, 3 – внутрішній стрижень, 4, 6 – амортизатори, 5 – зовнішній стрижень, 7 – упор

Методи з використанням пострілів та вибухових матеріалів

Дослідження різних матеріалів, у тому числі бетону, із застосуванням пострілів та вибухових матеріалів велося протягом багатьох років для військових потреб. У роботах [95] представлені приклади застосування цих досліджень. А. Верхаген [96] досліджував бетонні елементи на проліт за допомогою снарядів, що вистрілюються з великою швидкістю. У вигляді виміру опору бетону (фітобетон) був застосований обсяг вирваного матеріалу.

До цієї групи можна віднести ще інші, більш рідко застосовувані способи реалізації випробувань, які описані наприклад у [88]. Зважаючи на можливість здійснення терактів останнім часом військові лабораторії США (U.S. Department of Defense) розпочали широкі дослідницькі роботи зі стійкості бетону при ударі із застосуванням вибухових матеріалів. Прикладами може бути використання вибухових матеріалів у будівлі World Trade Center у 1993 р., а також вибух у Oklahoma у 1995р. [97]. Дослідження із застосуванням вибухових матеріалів були проведені в лабораторіях та на випробувальних полігонах. На рисунку 2.14 представлений вид спеціальної камери, в яку поміщали армовану бетонну плиту, зруйновану вибуховою речовиною. Спеціально оснащений реєструючою апаратурою випробувальний стенд дав можливість виміряти внутрішній тиск у камері, напругу в бетоні та деформацію залежно від кількості вибухової речовини.

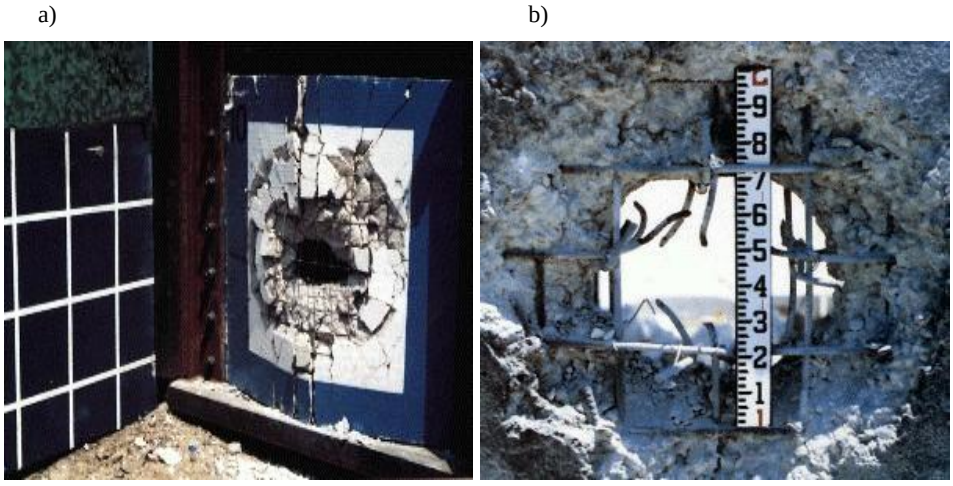


Рис. 2.14. Дослідження бетонної плити при використанні вибухових речовин [97]: а – вид пластини, розміщеної у спеціальній камері, б – фрагмент руйнації

На рисунку 2.15 представлені дослідження бетонної стіни, яку перевіряли на наскрізний пробій вистріленими снарядами. У дослідженнях були використані різного роду снаряди на різній відстані від бетонного елемента.

Проведені останнім часом дослідження бетонних елементів різної величини із застосуванням вибухових матеріалів були необхідні для захисту будівель від терактів.

З цієї причини відсутні результати досліджень, що не дозволяє провести якісний аналіз.

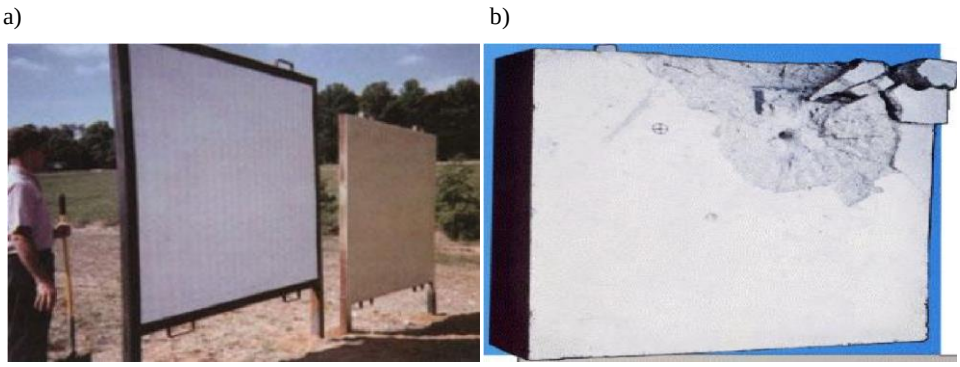


Рис. 2.15. Полігонний стенд для дослідження бетонних пластин на наскрізний прокол снарядами [98]: а – вид дослідницького стенду, б – характер руйнування бетонної перегородки

З аналізу літературних даних випливає, що було досліджено лише бетони високої міцності, модифіковані різними хімічними сполуками та армовані волокнами.

Лабораторне моделювання удару із застосуванням комп'ютерів із спеціальним програмним забезпеченням

Деякі будівлі стратегічного значення вимагають спеціального захисту – бетонних кріплень. До таких об'єктів належать реактори атомних електростанцій. Бетонні кріплення реакторів повинні витримувати ударні навантаження падаючого на цей об'єкт літака.

В Американській лабораторії в Сандії було проведено модельовані (симульовані) дослідження з реактивним літаком Ф-4 Фантом, який ударяв у бетонну стіну кріплення реактора.

З представлених результатів випливає, що літак, що летить зі швидкістю 500 миль на годину, вдарив, а потім відскочив від бетонної стіни товщиною в

115см, не завдаючи їй значних пошкоджень. Критики цих досліджень вважали, що літак типу Ф-4 мав лише масу, що дорівнює 5% маси літака Джамбо Джет 767, і тому дослідження ці треба оцінювати приблизно. Інститут ядерного контролю (National Nuclear Control Institute) показав, що бетонні кріплення реакторів повинні мати товщину мінімум 180 см, а у разі ядерних атак їх товщина повинна досягати не менше 360 см.

2.2 Методика створення статичного руйнівного навантаження

На основі проведеного вивчення та аналізу випробувальний стенд для проведення дослджень повинен характеризуватись: простою конструкцією, повторюваністю та уніфікацією, легкістю вимірювань та відліків, невеликим впливом опору та сил тертя у пристрої, застосуванням до дослідження бетонних зразків стандартних розмірів, вимірюванням у фізичних одиницях.

Враховуючи вищесказане, а також економічні обмеження, побудовано стенд зображений на рис. 2.16.

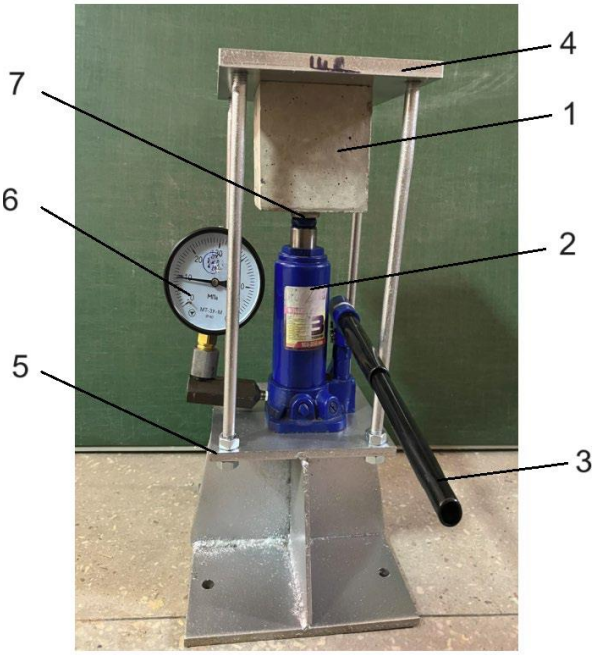


Рис. 2.16. Випробувальний стенд: 1 – зразок; 2 – домкрат; 3 – ручка домкрата; 4 – верхня упорна пластина; 5 – нижня упорна пластина; 6 – манометр

Перед основними дослідженнями були проведені пробні випробувальні досліди та введені незначні зміни, що вдосконалюють пристрій. Після введення

модифікації окремих елементів пристрій, що наносить удари, в кінцевому рахунку складався з гідравлічного домкрата у вигляді циліндра, який опирався на несучу металеву конструкцію з опорною пластиною товщиною 10 мм, і розпірний клин. Розпірний клин вставлявся в отвори, виконані в зразках випробувальної бетонної конструкції розміром 10×10γ10см, на які прикладалися зусилля розтягу. Зусилля розтягу контролювалися за допомогою манометра, з'єднаного з робочою камерою домкрата. Показання манометра були протаровані зразковим динамометром тиску.

2.3 Методика створення комбінованого навантаження

Випробувальний стенд для комбінованого навантаження являє собою різновид конструкції стенду для статичного навантаження (рис. 2.17), обладнаного системою електрогідроімпульсного впливу.

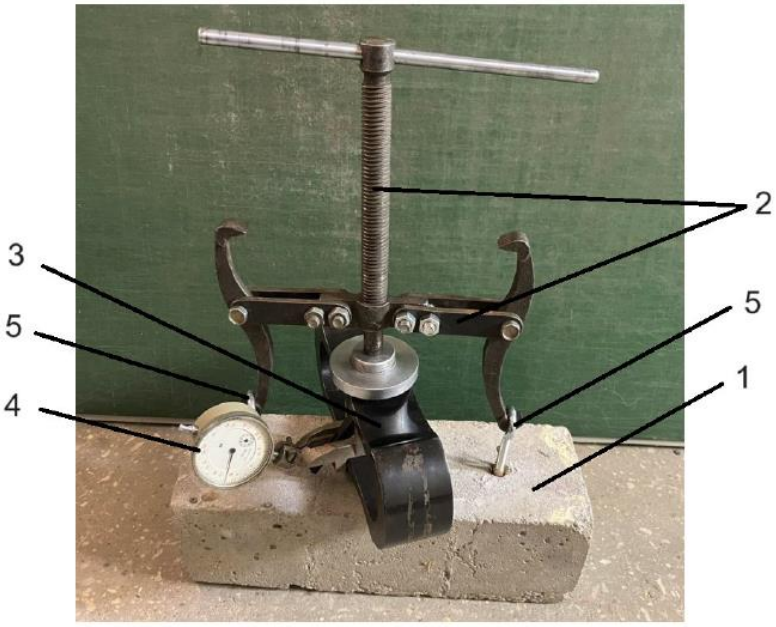


Рис. 2.17. Різновид стенду для статичного навантаження
1 – зразок; 2 – силовий механізм; 3 – динамометр; 4 – індикатор годинникового типу; 5 – клиновий анкер

В підготовленому зразку (об'єкті для руйнування) виконують отвори по майбутній лінії руйнування, в отвори вкладають розпірні елементи з робочими клинами (клинові анкери), які прикріпляють до розпірної системи з силовим пристроєм, зусилля якого контролюють через індикатор годинникового типу

зразкового манометра тиску. Після статичного навантаження бетонного зразка з появою перших тріщин, навколо отворів в стінках свердловин, статичне навантаження бетонного зразка зупинялося і прикладалося динамічне навантаження.

Для проведення експериментальних досліджень комбінованого руйнування та вимірювання довжин тріщин, що генеруються, використовувався експериментальні зразки установок електророзрядного відколу та руйнування бетону. Принципова схема електроустановки для проведення досліджень ЕВП в твердому тілі наведена на рисунку 2.18.

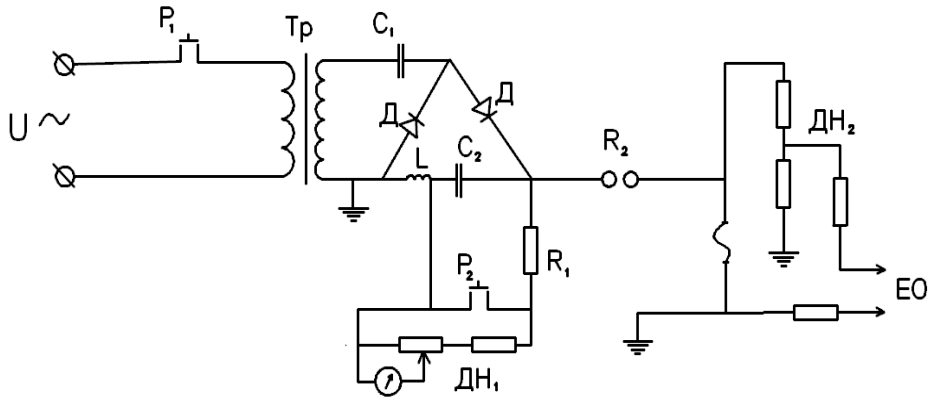


Рис. 2.18. Принципова схема експериментальної установки

U – напруга живлення, 220 V; P_1 – вимикач струму; Д – високовольтний випрямляч; L – індуктивність зарядки; C_1, C_2 – високовольтні конденсатори; $ДН_1$, $ДН_2$ – омічні дільники напруги; R_1 – омічний розрядник; P_2 – управління розряду; R_2 – розжарювальний розрядник; ЕО – електронний осцилограф.

Основними елементами установки є: генератор імпульсного струму (ГІС), блок для осцилографа, що реєструє струм розряду і напругу на провіднику, що вибухає (ВП), розрядна камера і об’єкт дослідження. ГІС збирався на основі конденсаторів К75-40а ємністю C = 60 мкФ. Регулювання вихідної напруги ГІС здійснювалося напругою зарядки і зміною відстані між кульками розрядників.

Основні технічні характеристики ГІС:

Максимальна вихідна напруга – 3 кВ;

Ємність –120 мкФ;

Індуктивність нагнітального контуру – 3,8 мкг;

Амплітуда тригерного сигналу – 2,7 кВ.

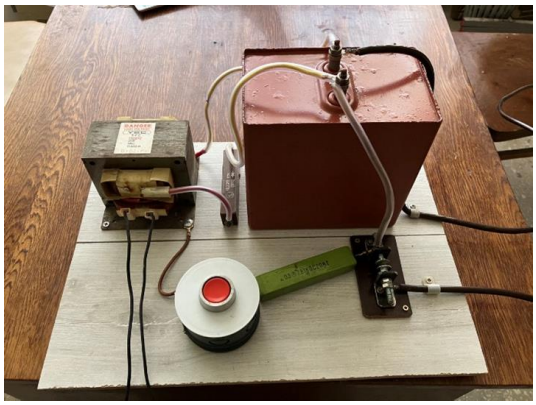


Рис. 2.19. Фото дослідної установки

Реєстрація імпульсних струмів і падіння напруги на ВП здійснювалася за допомогою приладів, що перетворюють досліджувані сигнали в значення, прийнятне для подальшої реєстрації сигналу на електронно-променевий осцилограф. В ході досліджень використовувалися зразки бетону розміром 100×100×100 мм та 300×100×100 (рис. 2.20), в яких влаштовували отвори і поміщалися пристрої для статичного навантаження влаштованих отворів. Зразки бетону були підготовлені з бетону марки М200 Хмельницького заводу ЖБК.

2.4 Проведення експериментальнихдосліджень

Дослідження розколу бетонних зразків відбувалося статичним напруженням та електророзрядним способом при ініціювання каналу розряду в одному шпурі та одночасному ініціювання у двох отворах. Отвори діаметром 12 мм бурили на відстані 10 см один від одного вертикально на відстані від 5 см від вільної бічної грані бетонного блоку. Глибина отворів становила від 20 до 50 мм.

.

Рис. 2.20. Підготовлені для руйнування зразки бетону

Випробування проводилося з попереднім напруженням з ініціюванням каналу розряду в одному отворі проводилися послідовно в кожному отворі.

Запуск генератора здійснювався при зарядній напрузі 2 кВ при загальній ємності генератора 120 мкФ. Передавальним середовищем у отворі були вода.

Зроблено низку випробувань з ініціюванням каналу розряду одночасно у двох отворах. Експерименти проводилися за одночасного ініціювання каналу розряду у двох отворах. Отвори бурили попарно однієї лінії, однакової глибини (h), відстань від краю блоку до центру отвору (d) приймали однаковою. Крок між лініями отворів було обрано 5-10 см. У таблиці 2.1 представлені результати експериментальних досліджень відколу від монолітного бетонного блоку при статичному навантаженні стінок трьох отворів одночасно.

Таблиця 2.1 – Деформації зразків бетонних блоків

№ досл.	P, кН	Результат
1	10	2 магістральні тріщини від отворів до краю блоку 2,2 і 2,5 см
	20	розтріскування в області отворів, радіус розтріскування 2–3 см
	30	розтріскування в області отворів, радіус розтріскування 3–4,5 см
2	10	магістральна тріщина по всій ширині блоку через центри отворів, від центру отворів розрослися по 2 тріщини довжиною близько 8 см
	20	магістральна тріщина по всій ширині блоку через центри отворів, між отворами множинні розтріскування
	30	магістральна тріщина між отворами, від центру отворів розходяться дрібні тріщини завдовжки до 4 см
3	10	2 магістральні тріщини по всій ширині блоку через центри отворів, практично відколовся фрагмент масиву
	20	магістральна тріщина між отворами, розгалужується на безліч дрібних тріщин
	30	3 тріщини між отворами, довжиною 2,5 см 3,0 см 2,8 см

Статичне напруження у бетоні при зазначених навантаженнях стінок отворів, як видно з таблиці 1, викликає зростання тріщин довжиною в окремих випадках більше 4,5 см.

При подальшому навантаженні під впливом гідравлічного удару води при електропідриві проходить руйнування. Це швидше за все пов’язано з тривалістю виділення енергії та швидкістю поширення ударно-хвильових збурень у бетоні. При тривалості виділення енергії близько 200 мкс (реалізована в цих випробуваннях), ударна хвиля в бетоні встигає пройти відстань порядку (50-55) см.

Руйнування проходить по цементному каменю, огинаючи крупний заповнювач, який має більшу міцність (рис. 2.21).

Рис. 2.21. Характер руйнування бетонних зразків

Можна так описати характер руйнування. У першій фазі утворюється „відбиток” елементів клину на стінки свердловини, який визначає напрямки напружень і просторову появу тріщин від статичного навантаження. Після 2-х 3-х ступенів навантаження деформувався розчин, що оточує великий заповнювач.

Друга фаза – поглинання статичної енергії з розвитком тріщин, третя – момент руйнування зразка. В другій фазі перші тріщини з’являються в місці застосування статичного навантаження. Динамічні навантаження призвели до поділу зразка трішинами, що руйнують зразок на нерівні шматки. Вид елементів

бетону, що зазнали руйнування внаслідок навантажень, представлений на рис. 2.21.

У момент статичного навантаження в матеріалі поширюється хвиля напруг стиснення, яка охоплює лише межі об’єму бетонного зразка. При динамічному навантаження настає зміна знаків напруги. Відбита хвиля розтягуючих напруг, що повертається, діє всередині зразка (рис. 2.22).

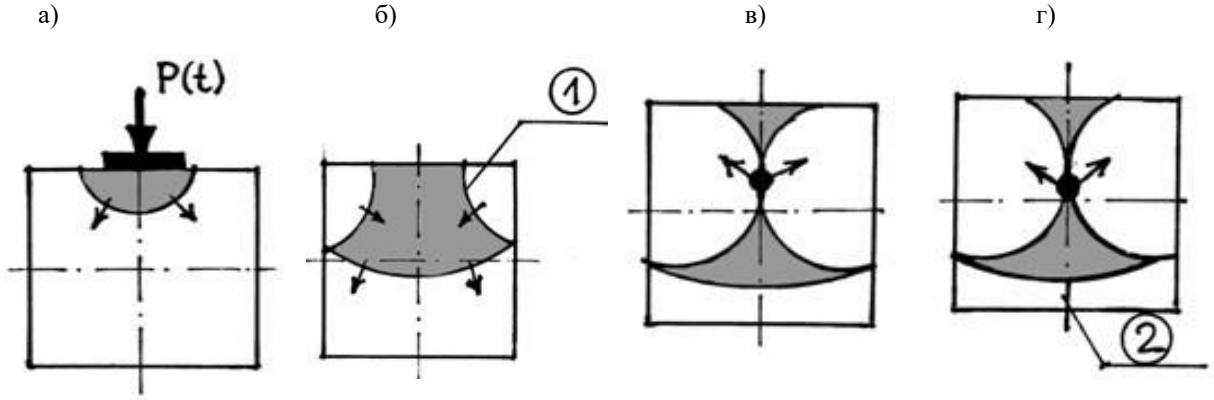


Рис. 2.22. Поширення хвилі та центр руйнування в бетонному зразку: а – хвиля напруг стиснення, б – хвиля динамічного впливу, в – вузол, утворений в результаті накладання хвиль напруг, що розтягують, г – вісь руйнування. 1 – хвиля динамічного впливу; 2 – вісь руйнування бетонного зразка

Ближче до задньої площини зразка бетон при динамічному навантаженні поводився трохи інакше порівняно з місцем утворення конуса від статичного навантаження. Причиною цього явища був так званий „ефект обойми”, що виступає при швидкому динамічному навантаженні. Схема цього процесу представлена на рис. 2.23.

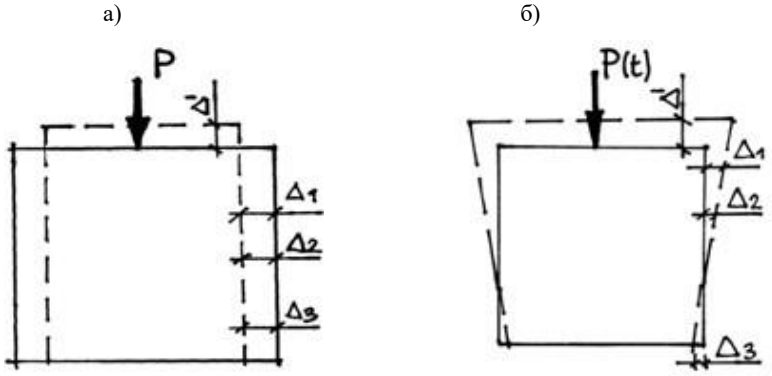


Рис. 2.23. Схема деформацій бетонних зразків за різних способів навантажень: а – статичне навантаження ($\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3$), б – ударне навантаження в площині докладання миттєвої сили P(t) ($\Delta_1 > \Delta_2 > \Delta_3$)

У моменті статичного навантаження P деформації у зразку у кожній його точці є однаковими $\Delta_1=\Delta_2=\Delta_3$. При швидкому ударному навантаженні P(t) утворюються різні деформації величини $\Delta_1>\Delta_2>\Delta_3$. Найменша величина деформації з'являється в протилежній частині зразка Δ_3, де бетон опирається дії розклинюючого навантаження. Такі явища, тобто. „ефект обойми", що призвело до утворення мікротріщин на ділянці 0–1, і далі – до їх подальшого розвитку та остаточного руйнування бетону (рис. 2.29д).

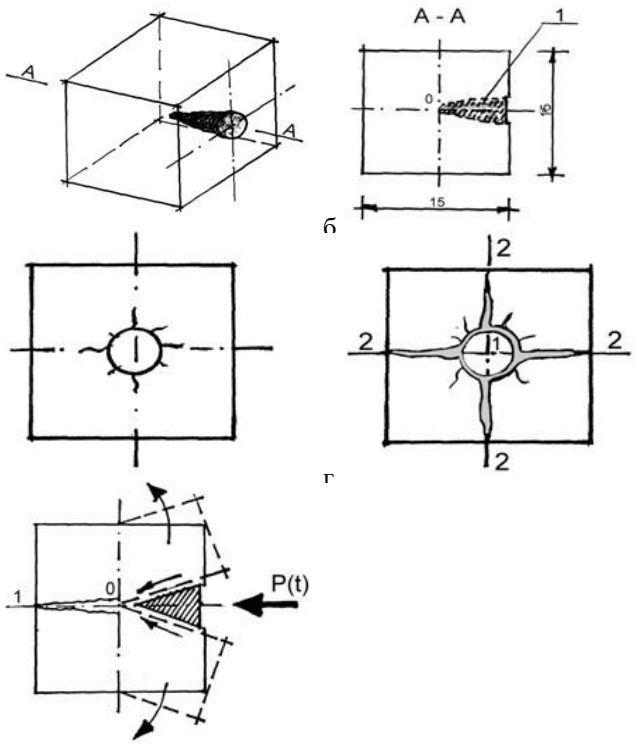


Рис. 2.24. Процес утворення конуса в бетонному зразку: а – вид конуса у зразку, б – розріз, в – схема руйнування – розріз з боку, г – схема руйнування у площині щоки, д – схема руйнування зразка – вид з боку

Висновки.

1. Наведено результати експериментальних досліджень характеру руйнування бетону від комбінованого навантаження.

2. Результати експериментальних досліджень можуть бути використані для розробки математичної та комп'ютерної моделей, що забезпечують можливість моделювання всіх стадій руйнування з використанням комбінованого навантаження в твердих матеріалах з різними механічними властивостями.

3 РОЗРОБКА ПРОПОЗИЦІЙ НА ОСНОВІ ПРОВЕДЕНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1 Комбінований спосіб руйнування бетонних конструкцій

Пропозиція відноситься до способу руйнування об’єкта, такого як скельний масив, гірська порода та бетонне формування і може бути використана в будівництві для руйнування об’єкта, що підлягає утилізації.

Традиційно для руйнування об’єкта, наприклад бетонної конструкції або каменю, використовують способи: статичний (розщеплення, дроблення, різання і розширення) і динамічний (ударний, вібраційний, вибуховий).

Відомий спосіб руйнування, при якому в об’єкті, який потрібно руйнувати, влаштовують отвір, у отвір поміщають суміш частинок ґрунту та води та суміш заморожують [99]. Коли суміш замерзає, створюється великий тиск розширення на навколишнє середовище і об’єкт руйнується.

Недоліком такого способу, є складність технології та велика вартість через використання обладнання для рідкого азоту, який використовують для заморожування суміші.

Відомий спосіб спрямованого руйнування, що включає етапи свердління отвору на камені тонкостінним свердлом, розміщення спеціального розширювального елемента в просвердлений отвір, сполучення джерела робочого середовища з входом спеціального розширювального елемента для руйнування каменю, збільшення тиску робочого середовища і передачі спрямованої дії сили на просвердлений отвір через оболонку спеціального розширювального елемента таким чином, щоб спрямована діюча сила рівномірно і ефективно прикладалася до стінок на периферії отвору розширювального елемента, щоб камінь тріснув [100].

Недоліком відомого способу є те, що розширювальний елемент діє на породу тільки у верхній частині свердловини, що має низьку ефективність руйнування, вартість такого обладнання велика, а термін застосування короткий.

Відомий спосіб руйнування бетонних конструкцій, який характеризується подачею електричної енергії до тонкого металевого дроту, розташованого в

руйнівній речовині за короткий час, в результаті чого руйнівна речовина розширюється таким чином, щоб передати експансивну силу, що виникає в результаті випаровування розплаву, на об’єкт, руйнуючи його, при цьому приклавши його до поверхні об’єкта та притиснувши утримуючим елементом до поверхні об’єкта, що підлягає руйнуванню [101].

Недоліком такого способу є необхідність в використанні масивного утримуючого елементу, здатного протидіяти енергії руйнування та мала ефективність через великий опір бетону на стиск.

Найбільш близьким по технічній сутності і досягнутому результату є спосіб руйнування бетону, що включає встановлення контейнера для руйнування в отворі, утвореному в об’єкті руйнування, запобіганні виходу ударного тиску під час руйнування на відкриту сторону отвору для кріплення заповненні його землею і піском, подачі електричної енергії на тонкі металеві дроти на короткий час за допомогою пристрою подачі енергії, при цьому тонкі металеві дроти швидко розплавляються та випаровуються, а руйнівний матеріал руйнується силою розширення [102].

Недоліком такого способу є низька ефективність руйнування через низькі деформаційні характеристики землі і піску, в порівнянні з бетоном, які влаштовують для запобіганні виходу ударного тиску під час руйнування на відкриту сторону отвору та малий об’єм контейнера для руйнування.

В основу пропозиції поставлено задача розробки комбінованого способу руйнування каменю з використанням статичного та динамічного впливу для підвищення ефективності використання енергії розширення.

Поставлена задача вирішується тим, що в комбінованому способі руйнування бетонних конструкцій, що включає заповнення руйнівним матеріалом отвору, утвореному в об’єкті руйнування, встановлення електродів з тонкими металевими дротами, запобігання виходу ударного тиску під час руйнування, подачі електричної енергії на тонкі металеві дроти на короткий час за допомогою пристрою подачі енергії, при цьому тонкі металеві дроти швидко розплав-

ляються та випаровуються, а руйнівний матеріал руйнується силою розширення, попередньо напружують стінки отвору статичним навантаженням.

Технічний результат, що досягається при використанні пропозиції, полягає в тому, що попередньо проводять статичне навантаження стінок отвору, потім динамічне, при якому додаткова енергія при дії високовольтних імпульсних електричних розрядів на тонкий металевий дріт, занурений в руйнівний матеріал, створює динамічний тиск і витрачається на роботу з руйнування, підсилюючи статичний тиск на стінки отвору в конструкції, що підлягає руйнуванню.

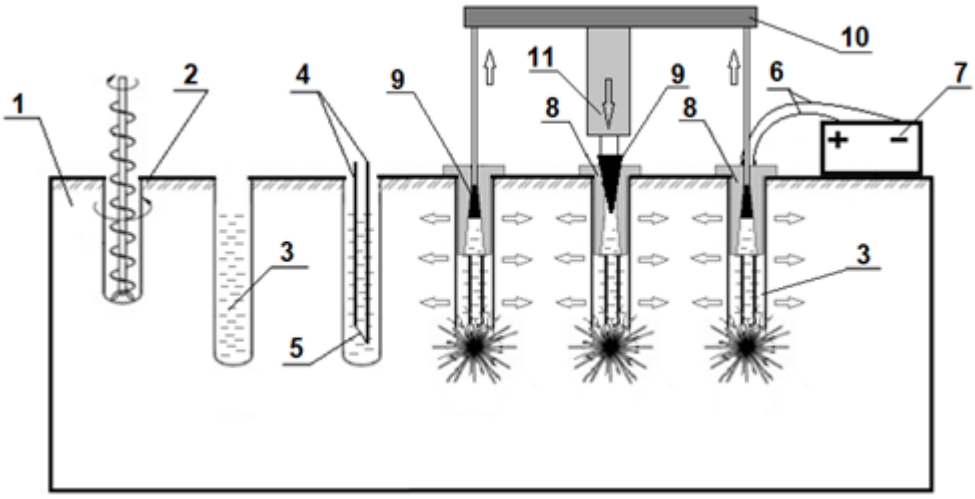


Рис. 3.1. Схема руйнування бетонних конструкцій

Комбінований спосіб руйнування бетонних конструкцій, при якому в об’єкті руйнування 1, пробурені отвори 2, які заповнений руйнівним матеріалом 3 (наприклад, водою), розміщено електроди 4, до яких прикріплені тонкі металеві дроти 5 розрядного пристрою для здійснення імпульсного електричного розряду, з’єднані високовольтними кабелями 6 з батареєю конденсаторів 7. В отвори 2 вставлені розпірні елементи 8 з робочими клинами 9, прикріпленими до розпірної системи 10 з силовим пристроєм 11.

Спосіб здійснюють наступним чином. В об’єкті руйнування 1, пробурюють отвори 2 на заздалегідь визначену глибину та заздалегідь заданого діаметру, заповнюють руйнівним матеріалом 3 (наприклад, водою), розміщують електроди 4, до яких заздалегідь прикріплюють тонкі металеві дроти 5 розрядного пристрою для здійснення імпульсного електричного розряду та під’єднують висо-

ковольтними кабелями 6 до батареї конденсаторів 7. В отвори 2 встановлюють розпірні елементи 8 з робочими клинами 9, прикріпленими до розпірної системи 10 з силовим пристроєм 11. Виконують статичне навантаження силовим пристроєм 11, при якому зусилля передають через робочі клини 9 на розпірні елементи 8, які розпирають стінки отвору 2 по лінії розколу. Потім здійснюють електричний розряд і генерацію ударних хвиль.

Статичні зусилля від силового пристрою 11 передаються через робочі клини 9 та розпірні елементи 8 на стінки отворів, викликаючи напруження по лінії розташування отворів. Накопичена електрична енергія батареї конденсаторів 7 через високовольтні кабелі 6 подається на електроди 4, до яких прикріплені тонкі металеві дроти 5, які швидко плавляться і випаровуються, а руйнівний матеріал 3 швидко розширюється, створюючи ударний тиск, який динамічно впливає на робочі клини 9, розпірні елементи 8 та стінки отвору 2. Поєднання статичного навантаження на об’єкт руйнування 1 та динамічного, створюваного ударним тиском підвищують ефективність руйнування.

3.2 Електрогідравлічний клин

Розробка відноситься до пристроїв для відбійки корисних копалин за допомогою клинів, зокрема до свердловинних та шпурових пристроїв для руйнування гірських порід, і може бути використано для відриву по рядку шпурів або свердловин дрібних та великих монолітів природного каменю, при розробці гірничих виробок у твердих породах, а також при руйнуванні залізобетонних і бетонних конструкцій.

Відоме технічне рішення гідроклинового робочого обладнання для реконструкційних робіт, що містить гідронасос, силовий гідроциліндр, поршень, шток, клин з двома півциліндричними щоками з внутрішніми похилими площинами, на бокових площинах клину виконані повздовжні гострі ребра. [103].

Недоліком такого робочого обладнання екскаватора є недостатня його універсальність, що дозволяє використовувати його тільки для руйнування великогабаритних конструкцій.

Відомий поршневий клиновий апарат для використання в просвердленому отворі, що включає механізм з приводом від тиску рідини, що має плунжерний елемент, клинову заглушку, закріплену на одному кінці плунжерного елемента, циліндричний корпус, розташований навколо плунжера в рознесеному відношенні до нього для визначення кільцевого простору, пару клинових елементів, ковзно розташованих по різні боки клинової пробки, що мають поперечно розширені частини фланців, розташовані в суміжному відношенні з одним кінцем циліндричного корпусу і рознесені в сторони, щоб забезпечити змащувальну камеру, що сполучається з кільцевим простором, клин, що утримує комір, розташований навколо клинових елементів [104].

Недоліком є складність конструкції та висока енергомісткість при руйнуванні малогабаритних конструкцій.

Найбільш близьким до пристрою, що розроблений колективом авторів ВНТУ є електрогідравлічний клин, що складається з двох щік із циліндричними зовнішніми поверхнями, клину, з'єднаному одним кінцем з поршнем гідроциліндра, кінці щік з'єднані з корпусом гідроциліндра за допомогою троса, кришка гідроциліндра герметично закривається клапаном гідросистеми і оснащена ручкою для зручності перенесення електрогідравлічного клину; гідроциліндр з'єднаний з генератором енергії через установку в корпусі гідроциліндра щонайменше однієї пари електродів, розташованих навпроти один одного в циліндрі, а гідравлічна система подачі є рідиною низького тиску [105].

Недоліком такого електрогідравлічного клину є те, що для забезпечення роботи необхідно постійно підтримувати об'єм рідини в камері гідроциліндра і складність експлуатації при необхідності заміни клину в процесі зношення через з'єднання поршня циліндру з клином.

В основу розробки поставлено задачу створення електрогідравлічного клину, в якому за рахунок наявності нових конструктивних елементів та особливос-

тей виконання і розташування вузла кріплення клину з поршнем гідроциліндра досягається покращення роботи та його ефективного використання.

Поставлена задача досягається тим, що електрогідравлічний клин, що складається з двох щік із циліндричними зовнішніми поверхнями, клину, з'єднаному одним кінцем з поршнем гідроциліндра, кінці щік з'єднані з корпусом гідроциліндра за допомогою троса, кришка циліндра герметично закрита клапаном гідросистеми і оснащена ручкою для зручності перенесення електрогідравлічного клину; гідроциліндр з'єднаний з генератором енергії через установку в корпусі гідроциліндра щонайменше однієї пари електродів, розташованих навпроти один одного в гідроциліндрі, додатково містить пружину та напрямну втулку, прикріплену до поршня гідроциліндра, а клин з'єднаний з поршнем через напрямну втулку.

Суть пристрою пояснюється кресленням (рис. 3.2), де показано загальний вигляд електрогідравлічного клину.

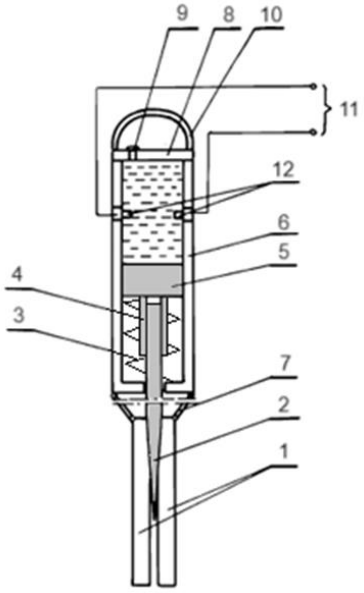


Рис. 3.2 Електрогідравлічний клин

Електрогідравлічний клин містить клин 2, розташований між двома щоками 1 із зовнішніми циліндричними поверхнями, вставлений в напрямну втулку 3 закріплену жорстко до нижнього кінця поршня 5 гідроциліндра 6, підпружиненого пружиною 4. Верхні кінці щік 1 за допомогою троса 7 з'єднані з корпусом

гідроциліндра 6. Гідроциліндр герметично закритий кришкою 8 з вбудованим у неї клапаном 9 гідросистеми. До кришки 8 прикріплена ручка 10 для зручності перенесення гідроциліндра 6. Гідроциліндр з'єднаний провідниками 11 з генератором імпульсів струму, не показаним на кресленні, через вбудовані в корпус гідроциліндра 6 електроди 12.

Пристрій застосовують наступним чином. Щоки 1 із зовнішніми циліндричними поверхнями вставляються в один із попередньо зроблених отворів у призначеному для руйнування тілі та, після заповнення гідроциліндра робочою рідиною, вмикають генератор імпульсів струму. Накопичена енергія від генератора імпульсів струму через провідники 11 подається на електроди 12 гідроциліндра 6. Між парою електродів 12 відбувається спалах і утворення плазмового каналу, який викликає ударну хвилю тиску. Ця хвиля, діючи на поршень 5, зміщує клин 2 у проміжок між щоками 1. Після іскрового проміжку між парою електродів 12 поршень 5 повертається у вихідну позицію під дією пружини 4. Напрямна втулка 3 забезпечує передачу ударного навантаження від поршня 5 до клину 2. Верхні кінці щік 1, які за допомогою троса 7 з'єднані з корпусом гідроциліндра 6 під дією клину 2 розсовуються в сторони, передаючи руйнівне навантаження на стінки отворів в тілі, призначеному для руйнування. За першою ударною хвилею тиску слідує інша, доки тіло не зруйнується або не роз'єднається. Клапан гідросистеми 9 дозволяє регулювати ударну хвилю тиску. Для переміщення електрогідравлічного клину до наступного із попередньо зроблених отворів у призначеному для руйнування тілі використовують ручку 10, прикріплену до кришки 8 гідроциліндра 6.

3.3 Пристрій для руйнування породи

Аналіз розробок пристроїв для руйнування гірських порід виявив цікаве рішення пристрою для руйнування породи, що містить два аксіально розташованих опорних елемента, які мають дугоподібні поперечні перерізи, спрямовані один навпроти одного, щоб утворити по суті циліндричну форму, і порожнисту

частину, утворену всередині цих опорних елементів, містить гумову трубку, два клини, розташовані в симетричних положеннях у контакті із зовнішньою периферією гумової трубки, обидва кінці яких контактують з упорним елементом, і гідравлічну трубу, з'єднану з гумовою трубкою [106].

Недоліком даного пристрою є низька ефективність через необхідність використання гідравлічного механізму об'ємної дії, та складність конструкції.

В основу пропозиції автора поставлено задачу створення пристрою для руйнування породи, в якому за рахунок наявності нових конструктивних елементів та особливостей виконання досягається покращення роботи та підвищується ефективність використання.

Поставлена задача досягається тим, що пристрій для руйнування породи, містить два аксіально розташованих опорних елемента, які мають дугоподібні поперечні перерізи, спрямовані один навпроти одного, щоб утворити по суті циліндричну форму, і порожнисту частину, утворену всередині цих опорних елементів, додатково містить виїмки, виконані з криволінійною поверхнею на звернених один до одного гранях опорних елементів, в яких розташовані розклинюючі елементи, з'єднані тяжом, на іншому кінці якого закріплена упорна гайка.

Суть корисної моделі пояснюється рисунком 3.3 де зображена конструктивна схема пристрою.

Пристрій для руйнування породи, який встановлений в отвір 1 об'єкта руйнування, містить два аксіально розташованих опорних елемента 2, які мають дугоподібні поперечні перерізи, спрямовані один навпроти одного, щоб утворити по суті циліндричну форму, і порожнисту частину 3, утворену всередині цих опорних елементів, містять виїмки 4, виконані з криволінійною поверхнею на звернених один до одного гранях опорних елементів 2, в яких розташовані розклинюючі елементи 5 виконані з твердометалевих матеріалів, з'єднані тяжом 6, на іншому кінці якого закріплена упорна гайка 7.

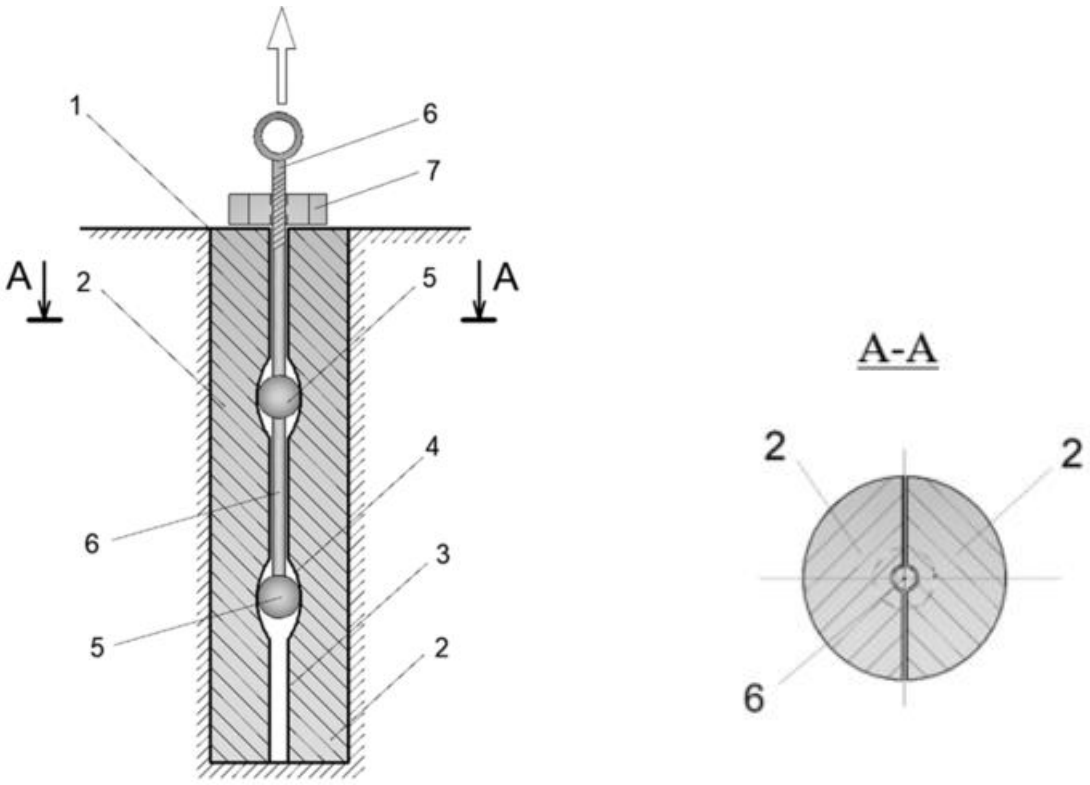


Рис. 3.3 Пристрій для руйнування породи

Пристрій застосовують наступним чином. В об’єкті руйнування, наприклад гірській породі, утворюють отвори 1 для встановлення пристрою для руйнування. Збирають пристрій для руйнування, для чого встановлюють два аксіально розташованих опорних елемента 2, які мають дугоподібні поперечні перерізи, порожнисту частину 3, утворену всередині цих опорних елементів і містять виїмки 4, виконані з криволінійною поверхнею на звернених один до одного гранях опорних елементів 2, в яких розташовують розклинюючі елементи 5, з’єднані тяжом 6, на іншому кінці якого закріплюють упорну гайку 7. В зібраному вигляді пристрій встановлюють в отвір 1 об’єкта руйнування і прикладають зусилля до тяжа 6, який витягують назовні через порожнисту частину 3 опорних елементів 2, при цьому розклинюючі елементи 5, з’єднані з тяжом 6 через криволінійні поверхні виїмок 4 розсовують опорні елементи 2 у напрямку стінок отвору. Коли розширення отвору у напрямку дії опорних елементів 2 досягає певної межі, переміщують упорну гайку 7 до упору в верхню частину опорних елементів 2, що забезпечує контрольовану передачу статичного на-

пруження на стінки отвору 1. Такі ж операції проводять з наступними отворами по лінії руйнування. При цьому з'являється можливість направленого руйнування за рахунок орієнтації опорних елементів 2. Прикладають руйнуюче зусилля до тяжа 6 і об'єкт з породи, каменю, бетону тощо, ефективно руйнується.

Таким чином використання даного пристрою значно підвищує ефективність при розробці гірських порід, а також при руйнуванні залізобетонних і бетонних конструкцій, що підлягають зносу.

3.4 Клин залізний для руйнування

Відомий пристрій для руйнування гірських порід – клин залізний, що складається з двох щік із циліндричними зовнішніми поверхнями і клинового заліза з хвостовою частиною, з'єднаною одним кінцем з електричним чи пневматичним інструментом [107].

Недоліком такого клину залізного є низька ефективність роботи, так як для забезпечення ефективної роботи необхідно виконувати отвори не менше довжини щік клину.

В основу розробки поставлено задачу створення клину залізного для руйнування, в якому за рахунок нових конструктивних елементів та особливостей виконання досягається покращення ефективності роботи та його ефективного використання.

Поставлена задача досягається тим, що клин залізний для руйнування, який складається з двох щік, одна з яких має циліндричну зовнішню поверхню і внутрішню похилу поверхню додатково містить опорну пластину з напрямним отвором для другої щоки, яка має трикутний поперечний переріз з основою не більшою діаметра циліндричної поверхні, виконаною похилою.

Суть розроби авторів пояснюється кресленням, де показано загальний вигляд клину залізного для руйнування**.**

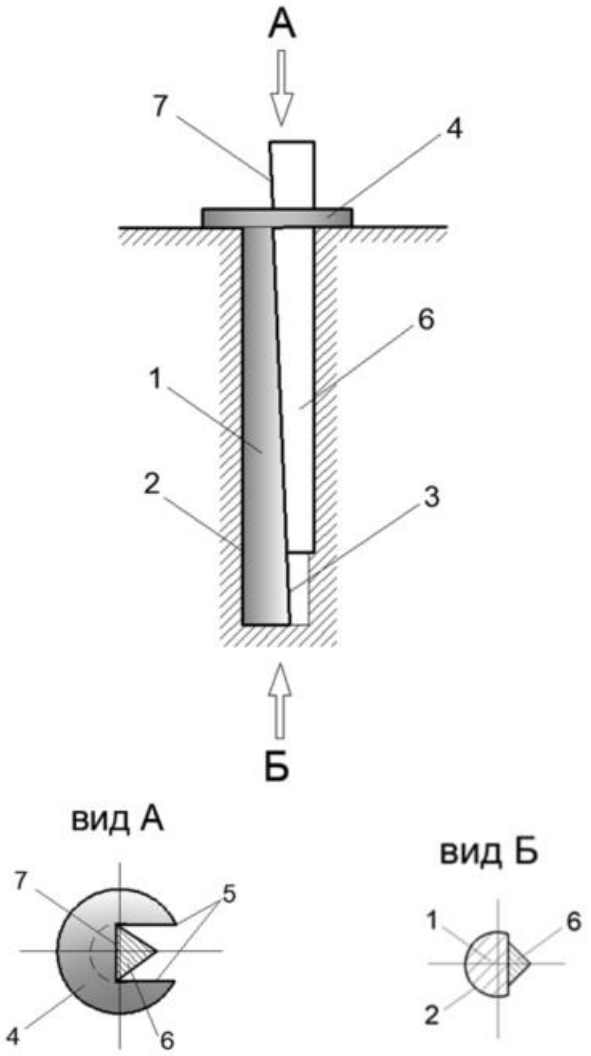


Рис. 3.4 Клин залізний для руйнування

Клин залізний для руйнування містить першу щоку 1, яка має циліндричну зовнішню поверхню 2 і внутрішню похилу поверхню 3 та опорну пластину 4 з напрямним отвором 5 для другої щоки 6, яка має трикутний поперечний переріз з основою 7 не більшою діаметра циліндричної поверхні, виконаною похилою.

Пристрій застосовують наступним чином. Першу щоку 1 із зовнішньою циліндричною поверхнею 2 встановлюють в один із попередньо зроблених отворів у призначеному для руйнування тілі з розташуванням внутрішньої похилої поверхні 3 паралельно майбутньому напрямку руйнування, після чого через напрямний отвір 5 в опорній пластині 4, встановлюють другу щоку 6, основою 7 до внутрішньої похилої поверхні 3 першої щоки 1 і прикладають верти-

кальне навантаження. За рахунок взаємодії щік 1, 6 при рухові по похилих поверхнях, створюється розпірне навантаження на стінки отвору, яке призводить до руйнування. Вершина другої щоки 6 заглиблюється в тіло свердловини, що підвищує ефективність руйнування.

Таким чином, розроблена конструкція клину залізного для руйнування значно підвищує ефективність при розробці гірничих виробок у твердих породах, а також при руйнуванні залізобетонних і бетонних конструкцій, що підлягають зносу.

Висновки

1. Поєднання статичного навантаження на об’єкт руйнування 1 та динамічного, створюваного ударним тиском підвищують ефективність руйнування.

2. Розроблена конструкція електрогідравлічного клину, клину залізного для руйнування та використання пристрою для руйнування породи значно підвищує ефективність при розробці гірничих виробок у твердих породах, а також при руйнуванні залізобетонних і бетонних конструкцій, що підлягають зносу.

4 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

Реконструкція будівлі майстерні ВАТ «Агромаш»

4.1 Архітектурно-будівельна частина

4.1.1 Вихідні дані

Будівля майстерні ВАТ «Агромаш», реконструкція якої розглядається у даній дипломній роботі знаходиться м. Калинівка Вінницької області, на території промислової зони з наступними природно-кліматичними умовами:

Температурна зона – I [108];

Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря для огороджуючих конструкцій [108]: - найбільш холодної п’ятиденки -21 °С;

- найбільш холодних діб -26°С.

Швидкісний натиск вітру – 50 кг/м^2 [109, дод .Е].

Тип місцевості – II [109, табл. 9.10].

Вага снігового покрову – 140кг/м^2 [109, дод .Е].

Сейсмічність району не перевищує 5 балів.

Тривалість зимового періоду – 186 діб.

Середня температура зимового періоду – 3°С.

Глибина промерзання ґрунту – 0,9 м.

Відповідно до результатів інженерно-геологічних вишукувань основою для фундаментів служить суглинок тугопластичний, карбонатизований, просідний, бурувато-жовтий з наступними фізико-механічними показниками: Е=7Мпа, C_{II}=14кПа, φ_{II}=17°, γ_{II}=18,0 кН/м³, P_{sl} = 0,17 Мпа, R_0 = 20т/м² .

Будівля механічної майстерні разом з прибудовою відноситься по відповідальності до II класу.

По ступеню вогнестійкості — до III ступеню.

4.1.2 Рішення генплану

Будівельний майданчик розташований в м. Калинівка Вінницької області на території промислової зони, відповідно до генерального плану міста. Рішення розпланування ділянки розроблені виходячи з існуючої ситуації забудови та розташування проїздів і комунікацій.

Існуюча будівля майстерні ВАТ «Агромаш», для якої виконується проект реконструкції займає південну частину ділянки. Також передбачається добудова у вигляді каркасної будівлі, що розміщується з північно-східної сторони майстерні. Північно-західна частина ділянки використовується для влаштування під'їзних шляхів для автотранспорту і автостоянки.

Ділянка, на якій планується реконструкція з добудовою характеризується наявністю спокійного рельєфу із незначним ухилом у північно-західному напрямку. Вертикальне планування ділянки виконано з максимальним збереженням існуючого рельєфу за допомогою методу проектних відміток. Відведення поверхневих вод передбачено відкритого типу, що здійснюється спланованими площадками, лотками, утвореними проїжджою частиною та бордюрами.

На тій частині ділянки, яку передбачено використовувати в якості під'їзних шляхів і автостоянки, влаштовується асфальтобетонне покриття на щебеневій основі. Також поруч з автостоянкою розміщено майданчик із покриттям газонного типу, на якому планується посадка декоративних порід кущів групової посадки.

Навколо прибудови планується влаштування асфальтобетонного вимощення шириною 1,5 м. Вимощення існуючої будівлі підлягає відновленню та ремонту з використанням сучасних матеріалів.

Архітектурно-планувальне рішення ділянки забезпечує ефективне її використання у виробничих цілях з дотриманням усіх вимог діючих нормативних документів.

Таблиця 4.1 – Показники генплану

№ п.п.	Назва показника	Одиниці виміру	Кількість
1	Площа ділянки	м²	2008,4
2	Площа забудови	м²	938,8
3	Щільність забудови	%	46,7
4	Площа ділянок з твердим покриттям	м²	653,0
5	Процент доріг, проїздів	%	32,5
6	Площа озеленення	м²	416,6
7	Процент озеленення	%	20,8

4.1.3 Об’ємно-планувальні рішення

Будівля майстерні ВАТ «Агромаш» – одноповерхова, прямокутної форми в плані, з горищним дахом шатрового типу. Конструктивна схема – з неповним каркасом, несучими повздовжніми зовнішніми стінами та колонами всередині будівлі. В ході реконструкції передбачається влаштування в частині горища мансардного поверху та перепланування частини приміщень першого поверху.

Передбачається добудова до існуючої будівлі майстерні прибудови з несучим металевим каркасом, обшитим навісними стіновим панелями. Прибудова одноповерхова з мансардним поверхом, покрівля – шатрового типу, двохскатна. В плані прибудова має прямокутну форму і примикає до повздовжньої зовнішньої стіни майстерні по осі В. Головний фасад прибудови містить напівкруглий засклений еркер на всю висоту будівлі.

Висота поверху прибудови становить 4,8м. Сходова клітина, що з’єднує перший та мансардний поверх знаходиться у прибудові, вона закритого типу з огороджуючиими цегляними стінами. Вхід до мансардного поверху над існуючою будівлею здійснюється з прибудови. Також передбачена зовнішня протипожежна драбина з верхнього поверху прибудови.

Будівля має розміри в осях 12,38 × 47,87, з прибудовою розмірами в осях 18,00 × 18,05 м.

Висота поверху – 4,8 м.

Будівельний об’єм – 5184,0 м³;

- в т.ч. прибудови – 1949,4 м³.

Загальна площа будівлі – 1220,9 м².

4.1.4 Архітектурно-конструктивні рішення

Конструктивна схема існуючої будівлі майстерні ВАТ «Агромаш» - з неповним каркасом, що складається з несучих зовнішніх повздовжніх цегляних стін та внутрішніх залізобетонних колон. Фундаменти під стіни та колони – бутобетонні стрічкові та стаканного типу. Перекриття - монолітне залізобетонне, скла-

дається з плит та ригелів, обпертих на залізобетонні колони. Покриття – із металочерепиці по дерев'яній кроквяній системі.

При реконструкції будівлі майстерні ВАТ «Агромаш» передбачено добудову приміщень з несучим металевим каркасом і легкими огороджуючими конструкціями. В прибудові прийняті архітектурно-конструктивні рішення, наведені нижче.

Фундаменти – монолітні залізобетонні стовпчатого типу під колони, стрічкові монолітні бетонні – під огороджуючі конструкції та стіни сходової клітини. Горизонтальна гідроізоляція фундаментів виконується на відмітці -0,05 двома шарами гідроізолу на бітумній мастиці. Під фундаменти виконується підготовка із бетону класу С3,5 товщиною 100 мм.

Колони каркасу – металеві, із прокатних квадратних труб по ДСТУ 8940:2019, перерізом 180×8 мм.

Ферми та балки каркасу – металеві, із прокатних квадратних труб по ДСТУ 8940:2019, перерізом 120×6, 100×6 та 60×5 мм.

Зовнішні огороджуючі конструкції – навісні стінові панелі типу «сендвіч» товщиною 180 мм, заповнені утеплювачем з мінеральної вати.

Внутрішні стіни сходової клітини та опалювального пункту – кладка із керамічної цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 380мм.

Перекриття – монолітне залізобетонне, в нез'ємній опалубці зі стальних профільованих листів з висотою хвилі листа 125 мм.

Покриття – із металочерепиці по металевим прогонам із прокатних квадратних труб по ДСТУ 8940:2019 з кроком 750 мм. Покрівля утеплюється мінераловатними напівжорсткими плитами товщиною 200мм, укладеними між прогонами.

Перегородки – із керамічної цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 120 мм .

Сходи – монолітні залізобетонні марші та площадки. Зовнішнє оздоблення – цоколь оздоблюється мозаїчною штукатуркою темно-сірого кольору. Проступи і покриття ганку виконані із керамічних плиток світло-сірого кольору.

Підлоги – мозаїчні на бетонній основі.

Внутрішнє опорядження – поверхні стін та перегородок пофарбовані водоемульсійними фарбами по шару цементно-вапняного штукатурення. В приміщеннях санвузлів поверхні стін та перегородок облицьовані керамічною плиткою.

4.1.5 Теплотехнічний розрахунок

Огороджуючі конструкції прибудови виконуються у вигляді самонесучих стінових панелей типу «сендвіч», для яких потрібно розрахувати товщину утеплювача. Необхідний мінімальний опір [110] теплопередачі огороджуючих конструкцій: $R_{q\,min}$ = 4,0 м²/Вт · К [2, табл. 2].

Опір теплопередачі огороджуючої конструкції знаходиться за формулою

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{в}} + \sum R_{з} + \frac{1}{\alpha_{н}} \qquad (4.1)$$

де, $\alpha_{в}$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні, $\alpha_{в} = 8{,}7 \frac{Вт}{м^2 \cdot °C}$;

$\alpha_{н}$ – коефіцієнт теплопередачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огороджуючої конструкції, $\alpha_{н} = 23 \frac{Вт}{м^2 \cdot °C}$;

R_i – термічний опір *i*-го шару конструкції, який розраховується за формулою:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_{i\,р}}, \qquad (4.2)$$

де, δ_i – товщина *i*-го шару конструкції, м,

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу *i*-го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м · К).

Необхідну товщину утеплювача δ розраховуємо за формулою:

$$\delta = \left(R_0 - \frac{1}{\alpha_{в}} - \frac{1}{\alpha_{н}} \right) \cdot \lambda_2 \qquad (4.3)$$

В якості утеплювача приймаємо мінераловатні базальтові плити об’ємною вагою γ =50кг/м^3, з коефіцієнтом теплопровідності λ_2 = 0,045 Вт/(м·К) [110].

Знаходимо значення товщини утеплювача [1.3]:

$$\delta = \left(4,0 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23}\right) \cdot 0,045 = 0,172 \text{ (м)}.$$

Відповідно до результатів наведеного вище розрахунку приймаємо товщину утеплювача стінової панелі 180 мм.

4.1.6 Протипожежні заходи

Ступінь вогнестійкості будинку – III.

Витрати води на внутрішнє пожежогасіння складає 8,4 л/с (4 потоки по 2,1 л/с). Кількість пожежних гідрантів – 12.

До будівлі передбачено під'їзд пожежних машин по існуючим вулицям та проїздам. Евакуація персоналу та відвідувачів здійснюється сходовими клітками з надземної частини. Зовнішнє пожежогасіння передбачається від двох існуючих пожежних гідрантів, установлених в колодязях на міській водопровідній мережі, в місцях, доступних для під'їзду пожежної машини.

Електропроводка виконується дротами в сталевих трубах, кабелями АВВГ, ВВГ в скобах.

Проектом передбачаються наступні протипожежні заходи:

- забезпечення живлення системи пожежної сигналізації, вентиляторів;
- димовидалення і пожежних насосів по I категорії з автоматичним вводом резерву;
- влаштування світлового показника пожежного гідранту;
- встановлення біля кожного пожежного крану кнопки запуска пожежних насосів дистанційно і кнопки для включення вентиляторів димовидалення;
- передбачено автоматичний запуск пожежних насосів при спрацюванні пристроїв пожежної сигналізації.

4.1.7 Санітарні умови і вимоги

Температура, відносна вологість, швидкість руху повітря в приміщеннях виробничої будівлі має відповідати оптимальним нормам. Для підтримання в

приміщені нормативної температури повітря в холодну пору року передбачається система автономного водяного опалення. Теплоносієм для систем опалення, є гаряча вода з параметрами T_1=95°С, T_2=70°С.

Приміщення мають природне бічне освітлення через вікна, та штучне освітлення електричними лампами розжарювання.

Природне освітлення нормується за допомогою коефіцієнта природного освітлення, який для різних типів приміщень неоднаковий. Усі приміщення розташовані з розрахунку достатньої інсоляції.

Основним джерелом шуму є обладнання майстерні. Для зниження рівня звукового тиску до нормативно-допустимого, проектом передбачається використання шумопоглинаючих екранів та звукоізоляція перегородок.

Використання металопластикових вікон та дверей знижує проникнення шуму та пилу в приміщення ззовні та із сусідніх виробничих приміщень.

4.1.8 Інженерне обладнання будівлі

Опалення. Схема опалення прийнята однотрубна з прокладкою магістральних трубопроводів нижче рівня чистої підлоги першого поверху. Нагрів теплоносія здійснюється за допомогою газового котла, розташованого в опалювальному пункті на першому поверсі. За опалювальні прилади прийняті радіатори МС-140 та регістри із сталевих труб. Прокладання трубопроводів опалення з верхньою розводкою і відкритою схемою. Дільниці трубопроводу ізолюються для зменшення тепловтрат.

Трубопроводи прокладаються із сталевих водогазопровідних труб по ДСТУ 8936:2019.

Опалювальні прилади – стальні радіатори, розраховані на нагрівання припливного повітря.

Для регулювання тепловіддачі опалювальних приладів і підтримання постійної температури в приміщеннях незалежно від температури зовні на підведеннях до нагрівальних приладів встановлюються терморегулятори .

Водопостачання. Джерелом водопостачання будівлі служить існуюча ме-

режа водопроводу із сталевих труб Ø50 мм. Існуючий напір в точці підключення становить 52 м водяного стовпа.

В будівлі спроектована тупикова система холодного водопостачання. Для обліку витрат води на вводі водопроводу встановлюють водомірний вузол.

Гаряче водопостачання запроектоване автономне від власного газового котла. Мережі гарячої води запроектовані із сталевих водогазопровідних оцинкованих труб ДСТУ 8936:2019. В будівлі запроектована тупикова система гарячого водопостачання.

Вентиляція. Повітрообмін в приміщеннях та принципове рішення систем вентиляції прийняті за індивідуальним проектом.

Приплив повітря у приміщення природний неорганізований через вентиляційні канали в стінах та інфільтрацію через огороджуючи конструкції. Вентиляційні канали передбачено розмірами 120×140мм та120×270 мм.

Витяжка з приміщень – природна через стінові канали, або з механічним спонуканням через витяжні пристрої. В приміщеннях на вентиляційних каналах встановлені регулюємі декоративні вентиляційні грати. Кондиціювання повітря передбачено в адміністративних та офісних приміщеннях будівлі..

Для видалення диму з коридорів при виникненні пожежі передбачено влаштування вентиляційних шахт з установкою витяжних вентиляторів і пожежних клапанів димовидалення.

Каналізація. Каналізація — господарсько-фекальна, запроектована мережею каналізаційних трубопроводів на комунальні очисні споруди. Передбачається самостійна мережа каналізації, яка влаштовується із керамічних труб.

Каналізаційні колодязі виконуються із збірних залізобетонних елементів. Для перекачки стоків на очисні споруди використовується каналізаційна насосна станція продуктивністю 5м^3/год, напором 10 м, в якій встановлені насоси.

Відвід дощових вод з покрівлі будинку виконується системою зовнішніх водовідводів із сталевих оцинкованих труб Ø150мм.

Електропостачання. Щодо надійності електропостачання проєктуємий об’єкт відноситься до споживачів ІІ категорії.

Електропостачання будівлі передбачається від трансформаторної підстанції потужністю 100 кВт. Облік електроенергії, передбачається на вводі до будинку. Проектом передбачається джерело безперебійного живлення – дизель-генератор JM-40 (постачальник – НТТ „Енергія» м. Київ)- для забезпечення окремих споживачів I категорії.

Величини освітленості приміщень прийняті згідно вимог діючих нормативних документів.

Проектом передбачається робоче, евакуаційне, аварійне, чергове та ремонтне освітлення.

Для евакуаційного (аварійного освітлення) виділяється частина світильників із загальної кількості світильників робочого освітлення. У нічний час світильники аварійного (евакуаційного) освітлення використовуються для чергового освітлення.

Ремонтне освітлення виконується в електрощитовій, опалювальному пункті та в приміщенні для джерела безперебійного живлення через знижуючий трансформатор ЯТП-025-220/12.

Для освітлення приміщень прийняті світильники з люмінесцентними лампами та з світлодіодними лампами. Тип світильників та висота їх установки вказані на планах.

Системи освітлення прокладаються в пластикових трубах в підготовці підлоги вищележачого поверху та каналах, а також в штрабах стін і виконуються проводом, алюмінієвими жилами, кабелем АВВГ.

4.2 Технологічна карта на виконання робіт нульового циклу

4.2.1 Вихідні дані та область застосування

Дана технологічна карта розробляється на виконання земляних робіт при реконструкції з добудовою одноповерхової будівлі механічної майстерні. Роботи нульового циклу включають розробку траншей, демонтаж частини існуючого фундаменту та влаштування фундаментів прибудови.

Прибудова до мехмайстерні, прямокутної в плані форми, має каркасну конструктивну схему з несучими металевими колонами та фермами. Фундаменти передбачені стрічкові під огороджуючі конструкції і стіни сходової клітини та стаканного типу під несучі колони, монолітні залізобетонні.

Роботи по розробці ґрунту виконуються екскаватором ЭО-3221 з оберненою лопатою. За захватку приймається прибудова розмірами в осях 18,00×18,05 м.

4.2.2 Визначення складу робіт

До складу робіт, що розглядаються технологічною картою, входять:

1. планування площ бульдозером;
2. розробка ґрунту екскаватором у транспортні засоби;
3. планування укосів котловану;
4. розробка ґрунту вручну;
5. транспортування ґрунту самоскидами;
6. демонтаж частини існуючих стрічкових фундаментів;
7. бетонування монолітних фундаментів стаканного типу;
8. бетонування монолітного поясу;
9. влаштування горизонтальної гідроізоляції;
10. зворотна засипка;
11. ущільнення ґрунту.

4.2.3 Визначення об’ємів робіт

1. Об’єм розробки ґрунту:

$V_{гр.} = 1,7\cdot[(19,3\cdot20,2+20,15\cdot21,9+(19,3+20,15)\cdot(20,2+21,9))/6 -$

$-((4,5+1,65)\cdot14,1+(6,2+3,35)\cdot16,8+((4,5+1,65)+(6,2+3,35))\cdot(14,1+16,8)]=498,6$ м³.

2. Об’єм недобору ґрунту:

$V_{недобору} = F_{заг.}\cdot\delta_{недобору} = (4,4\cdot15,8+2,8\cdot15,8+2,5\cdot15,8+2\cdot2,2\cdot19,2)\cdot0,15 = 35,66$ м³.

12. Об’єм ручного добору:

$V_{добору} = V_{недобору} = 35,66$ м³.

12. Планування відкосів:

$F_{бок.\ поверхонь} = \sqrt{0{,}85^2 + 1{,}7^2} \cdot (19{,}2 \cdot 2 + 20{,}2 \cdot 2 + 15{,}8 \cdot 4 + 6{,}2 \cdot 2 + 3{,}35 \cdot 2) = 306{,}2$ м².

12. Об'єм зворотної засипки:

$V_{звор.\ засипки} = (V_{заг} - (V_{фун.})) \cdot (1 + К_{розп.}) = (498{,}6 - (33{,}5 + 31{,}2 + 2{,}7)) \cdot (1 + 0{,}18) = 508{,}8$ м³.

6. Об'єм вивезеного ґрунту:

$V_{вивез.\ ґрунту} = V_{заг.} \cdot (1 + К_{розп.}) = 498{,}6 \cdot (1 + 0{,}18) = 588{,}3$ м³,

$M_{вивез.\ ґрунту} = V_{заг} \cdot \rho = 498{,}6 \cdot 1{,}8 = 897{,}5$ т.

8. Ущільнення ґрунту, $V_{ущільнення} = V_{звор.\ засипки} = 508{,}8$ м³.

вручну, $V_{ущільнення}^{вручну} = 0{,}25 \cdot 508{,}8 = 127{,}2$ м³.

механізоване $V_{ущільнення}^{мехнізоване} = 0{,}75 \cdot 508{,}8 = 381{,}6$ м³.

4.2.4 Вибір методів та технології виконання робіт, машин, механізмів, інструмента та пристосувань

Для розробки ґрунту, $V_{заг} = 498{,}6$ м³, рекомендована місткість ковша в залежності від об'ємів земляних робіт складає 0,5 м³.

По приведеним даним підбираємо екскаватор ЭО-3221, обладнаний оберненою лопатою з наступними технічними параметрами:

- Місткість ковша, м 0,5;
- Глибина копання, м 8,4;
- Висота розвантаження, м 7,2;
- Радіус копання, м 11,6;
- Радіус розвантаження, м 8,5;
- Потужність двигуна, кВт (к.с.) 55 (75);
- Тиск у гідросистемі, Мпа 28;
- Швидкість переміщення, км/год 13,8;
- Тривалість циклу (кут повороту 90°) , с 15;
- Тривалість циклу екскавації, с 26,4;
- Маса, т 13,8.

Весь ґрунт, що залишається після засипання проміжку між відкосами та стінкою фундаментів та засипання котловану, підлягає вивезенню за межі будіве-

льного майданчика на відстань 20 км. Об'єм ґрунту що переміщується складає 235,9 м³. По таблиці 38 [111] приймаємо автосамоскиди МАЗ-503Б з такими технічними характеристиками:

Вантажопідйомність, т 7,0;

Габаритні розміри:

– довжина, м 5,92;
– ширина, м 2,60;
– висота, м 2,55;

Об'єм кузова, м³ 5;

Радіус повороту, м 7,0;

Висота завантаження, м 2,15;

Тривалість розвантаження з маневруванням, хв 1,8;

Середня швидкість, км/год 25.

Планування відкосів у котловані ведеться одноківшовим екскаватором марки Э-4010, що обладнаний планувальним ківшом. Даний екскаватор має такі технічні характеристики:

– Базова машина КрАЗ-258 (221);
– Ківш – обернена лопата з суцільною ріжучою кромкою, м³ 0,4;

Скребок:

– довжина, м 2,5;
– висота, м 0,45;
– Найбільший виліт стріли, м 3,42;
– Найбільша глибина копання, м 3,72;
– Найбільший радіус капання, м 7,38;
– Вага, т 18,44.

Зворотна засипка пазух котловану ґрунтом виконується за допомогою бульдозера ДЗ-42, , з наступними характеристиками, по таблиці 53[111]:

– Базовий трактор ДТ-75-С2;
– Тяговий клас, т 3;

– Потужність, кВт 75;
– Бульдозерне обладнання відвал:
– довжина, м 2,52;
– висота, м 0,80;
– кут різання, ° 55;
– висота піднімання, м 0,6;
– Швидкість переміщення, км/год 10,8;

Габаритні розміри:

– довжина, м 4,55;
– ширина, м 2,52;
– висота, м 2,30;

Маса, т 6,86.

Виконаємо розрахунок змінної експлуатаційної продуктивності екскаватора:

$$П_Е = (3600 \cdot t_{зм} \cdot q \cdot К_{нап} \cdot К_в)/t_ц$$

$П_Е = (3600 \cdot 8,2 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,65)/26,4 = 290,7$ м³/зм, (у транспортні засоби)

$К_{нап}$=1 (Таблиця 14 [111]).

$К_в$=0,65 (Таблиця 41 [111]).

$Т_ц$=26,4 с (90°) (Таблиця 69 [111]).

Розраховуємо відстані для складання схеми забою екскаватора:

- довжина робочого пересування:

$$\ell_п \leq R_{кв}^{max} - R_{кв}^{min},$$

- найбільший радіус копання на рівні дна котловану:

$$R_{кв}^{max} = R_к - m \cdot h_к,$$

де $R_к$ – радіус копання, м;

m – крутість укосу котловану;

$h_к$ – середня глибина котловану, м.

$$R_{кв}^{max} = 11,6 - 0,5 \cdot 2,55 = 10,32 \text{ м},$$

- найменший радіус копання на рівні дна котловану:

$$R_{кв}^{min} = m \cdot h_к + 0,67,$$

$R_{кв}^{min} = 0,5 \cdot 2,55 + 0,67 = 1,95$ м,

$\ell_п$ = 10,32 – 1,95 = 8,37 м,

Приймаємо $\ell_п$ =8 м,

- найбільша відстань від осі екскаватора до нижньої кромки бокового забою при лобовій проходці:

$$Р_{т.\ нижн.}=\sqrt{((R_{кв}^{max})^2-\ell_п^{\ 2})},$$

$Р_{т.\ нижн.}=\sqrt{(10,32^2-8^2)}=6,5$ м,

- найбільша ширина торцевої проходки при руху екскаватора по прямій:

$$B_{m.\ нижн.}=2\cdot Р_{т.\ нижн.},$$

$B_{m.\ нижн.}= 2\cdot 6,5=13$м,

- найбільша відстань від осі екскаватора до верхньої кромки бокового забою при торцевій проходці:

$$Р_{m.\ верх.}= Р_{m.\ нижн.}+m\cdot h_к,$$

$Р_{m.\ верх.}= 6,5+0,5\cdot 2,55=7,8$ м,

- найбільша ширина торцевої проходки при руху екскаватора по прямій:

$$B_{m.\ верх.}=2\cdot Р_{m.\ верх.}\leq 2\cdot\sqrt{(R_к^2-\ell_п^{\ 2})},$$

$B_{m.\ верх.}=2\cdot 7,8=15,6$м $< 2\cdot\sqrt{(11,6^2-8^2)}=16,8$ м,

- найбільша ширина кожної наступної торцевої проходки:

$$B_{m.\ наст.}= B_{m.\ верх.}-m\cdot h_к,$$

де $R_{ст}$ – найбільший радіус різання на рівні стоянки екскаватора:

$B_{m.\ наст.}=15,6-0,5\cdot 2,55=14,3$м.

Виконаємо розрахунок транспортних засобів.

Кількість ківшів, що завантажуються у кузов автосамоскида:

$$M = Q/(q\cdot K_e),$$

де Q – вантажопід’ємність транспортної одиниці або геометрична місткість кузова самоскида, т (м³);

q – вага ґрунту, що завантажується у ковш екскаватора або геометрична місткість ковша, т (м³); M=5/(0,5·0,8)=12,5 ківшів; тривалість завантаження однієї машини (технічна кількість циклів екскавації від завантаження до завантаження за одну хвилину):

$n_t = 60/t_ц$,

$n_t = 60/26,4 = 2,27$ цикл/хв

$t_n = M/(n_t \cdot K_t)$,

$t_n = 12,5/(2,27 \cdot 0,75) = 7,3$ хв,

$K_t = 0,75$ – таблиця 13 [111].

Тривалість циклу знаходиться за формулою:

$T_ц = t_n + 2 \cdot L \cdot 60/V_{сер} + t_{рм} + t_м$,

де $V_{сер} = 19$ – середня швидкість пересування самоскида таблиця 39 [22], км/год;

$t_м = 1,33$ – тривалість маневрування при завантаженні, таблиця 38 [111] хв;

$t_{рм} = 1,8$ – тривалість розвантаження з маневруванням, таблиця 38 [111] хв;

$L = 2$ – відстань транспортування ґрунту, км.

$T_ц = 7,3 + 2 \cdot 2 \cdot 60/19 + 1,33 + 1,8 = 23,06$ хв

Кількість транспортних одиниць при роботі екскаватора:

$T_ц \cdot \mu / t_n = 24,22 \cdot 1/7,3 = 3,15$ од, приймаємо 3 машини МАЗ 503Б

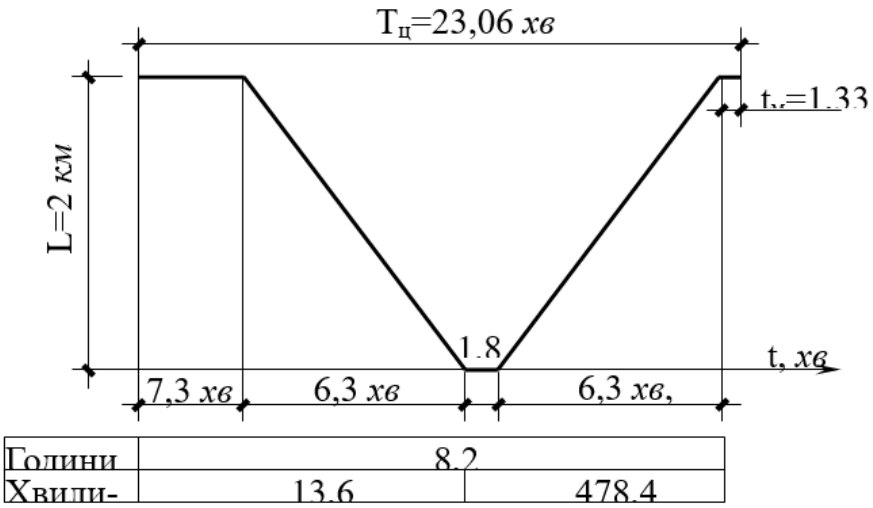


Рис. 4.1 – Графік руху транспортних засобів

4.2.5 Калькуляція трудовитрат та заробітної плати

Калькуляція на виконання робіт даної технологічної карти складаємо у табличній формі (див. табл. 4.2).

Таблиця 4.2 – Калькуляція трудовитрат і заробітної плати на роботи нульового циклу

Найменування	Обгрунтування робіт	Одиниці вимірювання	Обсяг робіт	Середній розряд робіт	Годинна тарифна ставка	Розцінка, грн.-коп.	Норма на одиницю		Зарплата, грн.	Трудомісткість	
							Люд.-год.	Маш.-год.		Люд.-зм.	Маш.-зм.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід	Е1-30-2	1000 $м^2$	1,01	3,6	13,51	67-00	-	4,96	67,0	-	0,62
Розроблення грунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами	Е1-17-14	1000 $м^3$	0,4986	4,5	14,80	1632-57	22,10	109,78	814,0	1,38	6,88
Планування укосів екскаваторами одноковшовими дизельними	Е1-89-1	1000 $м^2$	0,3062	4,8	15,02	783-80	10,88	52,71	240,0	0,38	2,0
Розробка грунту вручну в з переміщенням пересувними транспортерами	Е1-169-2	100 $м^3$	0,3566	2,2	10,98	1880-12	171,70	23,14	670,0	7,63	1,0
Перевезення грунту	С311-10	т	897,5	3,0	12.48	2,42	-	0,19	2172,0	-	21,75

Продовження таблиці 4.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Демонтаж існуючих фундаментів	46-34-2	$м^3$	3,46	3,2	12,78	66-41	5,12	1,77	345,0	3,38	1,13
Улаштування фундаментів стаканного типу залізобетонних	Е6-1-14	100 $м^3$	0,335	3,0	12,48	10630-86	851,15	28,03	3561,0	35,63	1,15
Улаштування монолітного поясу з/бетонного	Е6-1-20	100 $м^3$	0,039	3,1	12,67	6207-36	490,70	50,25	2104,0	20,75	4,0
Гідроізоляція фундаментів горизонтальна	Е8-4-3	100 $м^2$	0,124	3,3	12,99	422-41	31,76	5,38	52,0	0,50	0,12
Засипка траншей і котлованів бульдозерами	Е1-27-5	100 $м^2$	0,5088	4,5	14,81	359-22	-	16,49	118,0	-	1,0
Ущільнення грунту пневматичними трамбівками	Е1-134-1	100 $м^3$	3,816	3,0	12,50	229-32	18,36	6,63	870,0	8,75	3,13

4.2.6 Технологічний розрахунок та графік виконання робіт

Технологічний розрахунок та графік виконання робіт представлені в графічній частині на аркуші ПВР.

4.2.7 Вказівки по виконанню робіт та техніці безпеки

Виробництво земляних робіт в зоні розміщення підземних комунікацій (електрокабелі, газопроводи) допускається тільки з письмового дозволу організації, що відповідає за експлуатацію цих комунікацій. До дозволу повинен прикладатись план (схема) з вказівками розміщення і глибини закладання.

До початку робіт потрібно встановити знаки, які вказують місце розміщення підземних комунікацій.

При наближенні до ліній підземних комунікацій, земляні роботи повинні виконуватись під наглядом майстра чи виконроба, а в безпосередній близькості від комунікацій, крім цього, під наглядом працівників організації, що відповідальні за експлуатацію цих комунікацій.

Розробка ґрунту механізованим способом в цих умовах дозволяється на відстані 2м від бокової стінки і не менше 1м над верхом труби, кабелю, споруди. Залишений ґрунт доробляється вручну.

При розробці котловану на місцях руху людей і транспорту, навколо місця виконання робіт встановлюють суцільну огорожу висотою 1.2 м із системою освітлення.

Потрібно до початку розробки ґрунту відвести поверхневі ґрунтові води.

До початку робіт потрібно зробити під’їзні шляхи до будівельного майданчика.

Під’їзди, проходи, вантажно–розвантажувальні ділянки і робочі місця потрібно систематично очищувати від снігу і криги, будівельного сміття, в зимовий час дороги посипати піском, шлаком чи золою.

Проходи для робочих, які розміщені на відкосах з уклоном більше 20° повинні бути обладнані драбинами з перилами.

Робочі місця в темний період повинні бути освітленні.

Усі роботи виконуються у відповідності з календарним графіком виробництва робіт, щоб запобігати суміщенню процесів не запроектованих графіком.

Зворотна засипка пазух між фундаментами і відкосами котловану виконується залишками ґрунту, що залишились при розробці котловану. Засипку виконують шарами товщиною 20 – 30 см з наступним ущільненням електротрамбівками та катками.

На основі [111] при виконані земляних робіт слід дотримуватись наступних вимог по техніці безпеки:

- для проходу робочих в котлован потрібно встановлювати приставні драбини;
- забороняється встановлення і рух будівельних машин та автотранспорту в межах призми обвалення ґрунту виїмки без кріплень;
- зоні дії робочих органів землерийних машин (екскаваторів, бульдозерів), виробництво інших робіт і знаходження людей заборонено;
- за станом відкосів виїмок необхідно вести систематичний нагляд, оглядати ґрунт перед початком кожної зміни. При появі тріщин слід приймати міри проти раптового обвалу ґрунту, передчасно евакуювати робочих з небезпечних місць;
- стінки котлованів, що розробляються землерийними машинами, потрібно закріплювати готовими щитами, що спускаються зверху, не допускаючи робочих в виїмку без кріплень. Кріплення повинно виконуватись безпосередньо за розробкою ґрунту;
- кожну землерийну машину потрібно обладнати звуковою сигналізацією;
- екскаватори під час роботи повинні встановлюватись на спланованій ділянці і закріплюватись інвентарними упорами. Заборонено використовувати з цією метою башмаки, каміння, колоди та інші предмети;
- при роботі екскаватора забороняється виконувати будь-які роботи з боку забою і знаходитися людям в радіусі дії екскаватора плюс 5 м;
- під час перерви в роботі екскаватор необхідно перемістити від краю траншеї на відстань не менше 2 м, а ковш опустити на ґрунт. Чистити ковш

допускається тільки в опущеному стані. Забороняється пересування екскаватора із завантаженим ківшем;

- завантаження ґрунту на автомобілі за допомогою екскаватора повинно виконуватись з боку заднього або бокового борту машини;
- ущільнення ґрунту трамбуванням біля опорних стінок фундаментів виконується на відстані і в порядку, встановленому проектом виконання робіт;
- послідовність операцій по спорудженню насипу (насип ґрунту, розрівнювання, зволоження, трамбівка, розпушення) повинно дотримуватись згідно з проектом виконання робіт;
- швидкість руху автомобілів біля об’єктів які будуються не повинна перевищувати 10 км/год., на поворотах 5 км/год;
- автосамоскиди при розвантаженні в насип, а також при засипці виїмок потрібно розміщувати не ближче 1м від бровки природного відкосу;
- очищувати підняті кузови автосамоскидів потрібно скребками чи лопатами з подовженою рукояткою. Робочі, які виконують очищення, повинні знаходитись на землі;
- будівельні машини, механізми, обладнання, інвентар, інструменти повинні відповідати характеру виконуваної роботи і бути в справному стані. Рухомі частини цих машин і механізмів в місцях можливого доступу людей повинні бути огородженні. Заборонено залишати працюючими машини і механізми без нагляду;
- на усіх ділянках будівництва: біля обладнання, машин, механізмів, на автошляхах і в інших небезпечних місцях повинні бути встановлені добре видимі, а в темний період освітлені попереджувальні та вказівні написи чи попереджувальні знаки;
- при завантаженні автомобілів екскаваторами чи кранами, водію та іншим
- особам заборонено знаходитись в кабіні автомобіля, не захищеного козирком.

4.2.8 Техніко-економічні показники

Вартість виконання земляних робіт:

$C_0=1,08\cdot(\sum C_{м.-зм}\cdot T+C_д)+1,5\cdot\sum ЗТ,$

де $C_{м.-зм}$ – середня вартість машино-зміни;

Т – тривалість роботи машини (згідно графіка на техкарті);

$C_д$ – додаткові витрати, пов'язані з організацією виробництва;

З – заробітна плата робочих, що беруть участь у виконанні даного виду робіт;

$C_{м.-зм}^{бульдозер}= 8\cdot110,36 = 882,88$ грн, [додаток Г];

$T_{річ} = 240$ – кількість змін роботи бульдозера за рік, зм;

$C_м = 85,2$ – інвентарно-розрахункова вартість машини, тис.грн;

$T^{бульдозер} = 1,5$ зм;

$C_{м.-зм}^{екскаватор} = 8\cdot110,51= 884,08$ грн, [додаток Г];

$T_{річ} = 300$ – кількість змін роботи екскаватора за рік, зм;

$C_м=107,4$ – інвентарно-розрахункова вартість машини, тис.грн;

$T^{екскаватор} = 7$ зм;

$C_{м.-зм}^{екскаватор\ планувальник} = 8\cdot154,50 = 1236,0$ грн, [додаток Г];

$T_{річ} = 300$ – кількість змін роботи планувальника за рік, зм;

$C_м = 134,9$ – інвентарно-розрахункова вартість машини, тис.грн;

$T^{\ екскаватор\ планувальник} = 2$ зм;

$C_{м.-зм}^{автосамоскид} = 8\cdot60,83=486,64$ грн, [додаток Г];

$T_{річ} = 335$ – кількість змін роботи автосамоскида за рік, зм;

$C_м = 128,0$ – інвентарно-розрахункова вартість машини, тис.грн;

$T^{автосамоскид} = 24$ зм.

$C_0=1,08\cdot(882,88\cdot1,5+884,08\cdot7+1236,0\cdot2+486,4\cdot24) = 21\ 658,48$ грн.

Вартість розробки 1 $м^3$ грунту:

$C_e=C_0/V,$

$C_e= 21\ 658,48 / 498,6 = 43,44$ грн.

Таблиця 4.3 – Техніко-економічні показники

№ п/п	Показник	Од. виміру	Кількість
1	Тривалість виконання робіт Т	зм	64
2	Трудомісткість виконання робіт, $Тр_{заг}$	люд·зм	124
3	Трудомісткість розробки ґрунту, Тр	люд·зм	55
4	Трудовитрати на 1м³ ґрунту	люд·зм	0,11
5	Виробіток в зміну, В	м³/зм	9,065
6	Вартість витрат праці, $З_{пл}$	грн.	15 392,0
7	Вартість розробки 1м³, $С_е$	грн.	43,44

4.2.9 Організація та технологія виконання робіт

Опис та принцип роботи установки для руйнування бетону.

Конструктивно установка складається з силової механічної та силової електричної частин, системи управління, високовольтних дротів та дроту робочого органу (рис. 3.1).

Механічна частина виконана з використанням силового домкрата, системи важелів та клинового механізму. Електрична частина виконана на базі підвищуючого трансформатора та високовольтного накопичувача енергії – конденсатора 60 мкф 4000 вольт. Накопичена під час зарядки енергія конденсатора шляхом системи управління подається через високовольтні дроти на тонкий дріт, який вибухає, перетворюючись в плазму. Розташування електродів з тонким дротом в свердловині, заповненій водою і підрив їх високою напругою, створює гідроефект, впливаючи на стінки шпуру. Зусилля розпору сягає десятків тонн.

Установка оснащена системою розрядки високовольтного конденсатора від залишків енергії, не використаної при розряді, для безпечної експлуатації при використання.

Демонтаж бетонних конструкцій.

Використання установки при демонтажі бетонних конструкцій дозволяє забезпечити спрямований розкол і використовувати найбільш оптимальні схеми з руйнування бетонних масивів з урахуванням особливостей будівельних конструкцій. При механічному навантаженні стінок свердловини зявляються тріщини по напрямках майбутнього руйнування. В тріщини попадає вода, якою заповнюють свердловину, яка під впливом високовальтного розряду конденса-

тора, руйнує бетонну конструкцію. При роботі виключені вибухова хвиля, вібрація, пил, завдяки чому даний спосіб може використовуватися при будь-яких розташуваннях об'єкта.

Одна із схем ефективного демонтажу бетонних масивів установкою. Основа даного методу – влаштування свердловин по лінії руйнування і руйнування бетону при створенні направленого зусилля, гідровпливу, за допомогою установки під кутом в 45 градусів до вільної грані масиву, відколюючи шматки необхідного розміру (рис. 4.2).

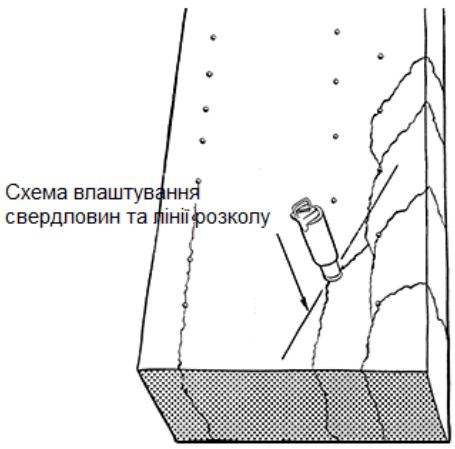


Рис. 4.2. Руйнування бетону при створенні спрямованого зусилля

Буріння шпурів провадиться в місцях зазначених вздовж ліній. З урахуванням одержуваних масогабаритних шматків бетону. Щільність розташування шпурів приблизно кожні 15-20 см по горизонталі. Занадто великі відстані між шпурами не дозволять забезпечити гарантовано спрямований розрив. Періодичність розташування шпурів залежить від параметрів бетону (марки і товщини).

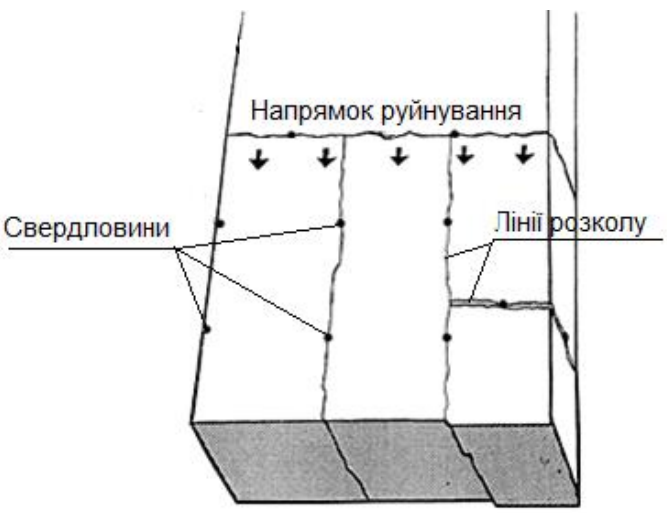


Рис. 4.3. Використання прямолінійності розколу бетонного масиву

Інша схема використання установки – використання прямолінійності розколу бетонного масиву. Перша операція - створення обмежуючого розриву вздовж лінії (А). Основна мета – обмежити поширення тріщин при наступних розривах.

Друга операція свердління свердловин уздовж ліній (В) та (С). Наступні операції - відділення блоків фундаменту, починаючи від краю (рис. 4.3). Третя операція - дроблення блоків на транспортабельні шматки необхідного розміру. Інтервал і кількість свердловин визначаються масогабаритними параметрами масиву, що руйнується.

З метою зменшення часу на демонтаж бетону пропонованим способом:

- проводяться тестові свердління та розколи бетонного масиву, вибираючи оптимальну відстані між свердловинами, оскільки операція свердління більш тривала, ніж руйнування;

- можливе використання холостих свердловин для збільшення лінії розриву.

Буріння свердловин для руйнування. Буріння свердловин виконується електричним або пневмоперфоратором. Можливе виконання свердління та звичайним перфоратором з хрестоподібною коронкою, встановленою на штанзі. Свердління залізобетонних масивів проводиться інструментом з алмазними насадками, проходячи через металеві сполучні елементи. У випадках демонтажу, коли неприпустиме пилоутворення необхідне водяне або вакуумне видалення пилу.

Дуже важлива глибина свердловин та діаметру при збереженні прямолінійності. Недостатня глибина свердловин призводить низької ефективності зусилля розриву. Більший діаметр свердловин призведе до втрати зусилля, що розриває бетон. З метою підвищення продуктивності руйнування, кількість шпурів зводиться до необхідного мінімуму. Буріння довша операція, ніж розкол. Кількість шпурів достатньо необхідних для руйнування визначається експериментальним шляхом на шматку тестового масиву.

При електричному підриванні дротів робоча рідина (вода) розширюється і створює тиск понад 200 тонн, у результаті відбувається руйнація матеріалу.

Відсутність пилу дозволяє застосовувати установку у житлових приміщеннях. Для виготовлення отворів у конструкції, що руйнується, застосовують алмазне буріння отворів.

Установки можуть експлуатуватися у важких умовах і здатні витримувати досить великі навантаження.

4.2.10 Вимоги до якості робіт

На першому етапі роботи в об'єкті утворюють свердловину, певної глибини та діаметра. Після цього заповнити її водою і можна вставляти електроди установки. Гідроудар, що виникає при подачі високої напруги на електроди, тисне на стінки свердловин, руйнуючи матеріал конструкції. Сила тиску тут дорівнює близько 200 тонн. Це дозволяє ламати бетон, залізобетон і камінь зсередини.

Руйнування бетону можливе при створенні спрямованого зусилля, що розриває, за допомогою установки під кутом в 45 градусів до вільної грані масиву, відколюючи шматки необхідного розміру.

Буріння свердловин провадиться вздовж ліній. З урахуванням одержуваних масогабаритних шматків бетону. Періодичність розташування шпурів залежить від параметрів бетону (марки і товщини). Дуже важлива глибина шпуру та діаметру при збереженні прямолінійності.

Висновки

1. Розглянуто об’єкт реконструкції - Майстерня з добудовою ВАТ «Агробізнес» в м. Калинівка.

2. Виконано розробку архітектурно-будівельних рішень.

3. При добудові необхідно влаштувати фундаменти під колони на місці існуючих фундаментів, що викликало необхідність демонтажу (руйнування) існуючого стрічкового фундаменту, загальним обємом 3,46м^3.

4. Розроблена технологічна карта нульовий цикл з врахуванням обіт на демонтаж фундаменту з використанням способу руйнування, запропонованого автором.

5 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

5.1 Розрахунок економічної ефективності науково-технічної розробки

В даному розділі виконаємо техніко-економічне порівняння демонтажу монолітного стрічкового фундаменту об’ємом 3,46 м^3.

Розглянемо декілька способів демонтажу:

- Вручну. Використовується при руйнуванні стрічкового, цегляного чи бутобетонного фундамента. Недоліки – шум, пил, великі витрати ручної праці.
- З гідравлічним обладнанням (гідромолот на базі гусеничного чи колісного екскаватора). Екскаватор зручний при руйнуванні фундаменту з бетонних блоків, але основні витрати припадають на доставку його на об’єкт, тому його раціонально використовувати при великих об’ємах робіт.
- Вибух. Руйнування фундаменту вибуховими речовинами. Підходить найбільше для руйнування монолітних фундаментів, але для житлових районів та в умовах діючого виробництва не підходить. Ефективний при великих об’ємах робіт. При цьому повинен бути дозвіл на проведення робіт з МНС.
- Гідроклин. Влаштовують отвори в бетонній конструкції і під високим тиском подають воду, руйнуючи бетон. Недоліки – складність обладнання.
- Запропонована технологія. Влаштовують отвори в бетонній конструкції, статично навантажують їх розривним зусиллям і створюють динамічне навантаження, руйнуючи бетон, використовуючи механізм руйнування, запропонований в магістерській роботі.

Для порівняння обираємо три варіанта, для яких складаємо локальні кошторисні документи за допомогою програмного комплексу Будівельні технології (табл.5.1, табл.5.2, табл.5.3) .

1 варіант – демонтаж вручну.

2 варіант – метод гідроклину.

3 варіант – наукова розробка демонтажу фундаменту з використання механізму руйнування, запропонованого в магістерській роботі.

Вони розроблялися на основі [112]: ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи; кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції загально виробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників додатка Настанови.

Кошторисна вартість влаштування конструкцій враховує трудовитрати та заробітна плата будівельників та машиністів, кількість та вартість матеріальних ресурсів, експлуатації будівельних машин та механізмів. Кошторисна вартість влаштування конструкцій визначається як сума прямих та загальновиробничих витрат.

Прямі витрати (ПВ) враховують в своєму складі заробітну плату робочих, вартість експлуатації будівельних машин та механізмів, вартість матеріалів, виробів та конструкцій.

Загальновиробничі витрати (ЗВВ) – це витрати будівельно-монтажної організації, які входять у виробничу собівартість будівельно-монтажних робіт. Усі затрати, які відносяться до ЗВВ, згруповані в три групи.

Таблиця 5.1 - Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 06-001-001

на 1 варіант. демонтаж фундаменту

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:
креслення(специфікації)№

Кошторисна вартість	9.015 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	0.05441 тис. люд.-год
Кошторисна заробітна плата	3.998 тис. грн.
Середній розряд робіт	3.0 розряд

Складений в поточних цінах станом на 9 жовтня 2023 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
					заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КР2-1-4	Розбирання бутобетонних фундаментів	1 м3 конструкції	3.46	2036.51	1443.71	7046	2051	4995	8.9900	31.11
					592.80	368.60			1275	5.0491	17.47
		Разом прямих витрат по кошторису					7046	2051	4995		31.11
									1275		17.47
		Разом прямі витрати				грн.	7046				
		в тому числі:									
		вартість ЕММ				грн.	4995				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		1275			
		заробітна плата робітників				грн.		2051			
		всього заробітна плата				грн.		3326			
		Загальновиробничі витрати				грн.	1969				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					5.83
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		672			
		Всього по кошторису				грн.	9015				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					54.41
		Кошторисна заробітна плата				грн.		3998			

Таблиця 5.2 - Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 06-001-001

2 варіант. демонтаж фундаменту

ОСНОВА:
креслення(специфікації)№

Кошторисна вартість	13.421 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	0.10864 тис. люд.-год
Кошторисна заробітна плата	7.927 тис. грн.
Середній розряд робіт	3.2 розряд

Складений в поточних цінах станом на 9 жовтня 2023 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
					заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КР2-2-1	Пробивання прорізів у бутових фундаментах	1 м3 розібраної кладки	3.46	2217.33	1076.57	7672	3947	3725	17.3000	59.86
					1140.76	274.70			950	3.7697	13.04
2	Е37-3-1	Подача води віброхоботами в блоки залізобетонних конструкцій	100м3	0.1	18910.45	-	1891	1751	-	246.4800	24.65
					17514.87	-			-	-	-
		Разом прямих витрат по кошторису					9563	5698	3725		84.51
									950		13.04
		Разом прямі витрати				грн.	9563				
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	140				
		вартість ЕММ				грн.	3725				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		950			
		заробітна плата робітників				грн.		5698			
		всього заробітна плата				грн.		6648			
		Загальновиробничі витрати				грн.	3858				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					11.09
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		1279			
		Всього по кошторису				грн.	13421				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					108.64
		Кошторисна заробітна плата				грн.		7927			

Таблиця 5.3 - Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 06-001-001

3 варіант. демонтаж фундаменту

ОСНОВА:
креслення(специфікації)№

Кошторисна вартість	6.775 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	0.05873 тис. люд.-год
Кошторисна заробітна плата	4.011 тис. грн.
Середній розряд робіт	3.0 розряд

Складений в поточних цінах станом на 29 жовтня 2023 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
					заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

Будівельні Технології: Кошторис 8 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КР20-23-1	Пробивання отворів в буто-	1 отвір	1.0	835.16	184.81	835	293	185	4.5300	4.53
		вих фундаментах			293.41	47.09			47	0.6490	0.65
2	КР2-1-4	Розбирання бутобетонних	1 м3 кон-	3.46	1123.16	530.36	3886	2051	1835	8.9900	31.11
		фундаментів	струкції		592.80	258.38			894	4.6690	16.15
		Разом прямих витрат по кошторису					4721	2344	2020		35.64
									941		16.80
		Разом прямі витрати				грн.	4721				
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	357				
		вартість ЕММ				грн.	2020				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		941			
		заробітна плата робітників				грн.		2344			
		всього заробітна плата				грн.		3285			
		Загальновиробничі витрати				грн.	2054				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					6.29
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		726			
		Всього по кошторису				грн.	6775				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					58.73
		Кошторисна заробітна плата				грн.		4011			

Порівняння варіантів демонтажу наведено в таблиці 5.4

Таблиця 5.4 - Порівняння варіантів фундаментів

Показники (дані)	Варіанти демонтажу		
	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Прямі витрати, грн.	7046	9563	4721
Кошторисна трудомісткість, люд-год.	54,41	108,64	58,73
Кошторисна заробітна плата, грн.	3998	7927	4011
Загальновиробничі витрати, грн.	1969	3858	2054
Усього за кошторисом, грн.	9015	13421	6775

Отримані дані свідчать, що варіант демонтажу 3 - Варіант за результатами наукових досліджень є більш економічно вигідним.

Висновки

В даному розділі виконано техніко-економічне порівняння різних конструкцій демонтажу фундаменту. Для трьох варіантів розроблений локальний кошторис за допомогою програмного комплексу Будівельні технології. В кошторисних документах визначена кошторисна вартість виконання робіт, з урахуванням заробітної плати, вартості матеріалів, вартості експлуатації машин та трудовитрат. Усі загальні витрати зведені в порівняльну таблицю.

Порівнюючи кожний варіант із таблиці 5.4 ми бачимо, що найбільш економічним є 3 варіант демонтажу фундаменту за результатами наукових досліджень. Кошторисна вартість на влаштування становить – 6,775 тис. грн., кошторисна трудомісткість – 0,05873 тис. люд-год.

6 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

В цьому розділі магістерської дипломної роботи розробляються заходи з охорони праці в процесі демонтажу будівельних конструкцій. Аналіз потенційних небезпек проведемо за [113] для будівельно-монтажного персоналу, з метою запобігання впливу на працівників таких шкідливих виробничих факторів:

фізичні фактори: мікроклімат (температура, вологість, швидкість руху повітря); виробничий шум, інфразвук; вібрація (локальна, загальна); освітлення: природне (недостатність), штучне (недостатня освітленість, прямий і відбитий сліпучий відблиск тощо);

хімічні фактори: речовини хімічного походження, в основному аерозолі фіброгенної дії (нетоксичний пил, оксид вуглецю);

фактори трудового процесу: важкість (тяжкість) праці; напруженість праці. Важкість праці характеризується рівнем загальних енергозатрат організму або фізичним динамічним навантаженням, масою вантажу, що піднімається і переміщується, загальною кількістю стереотипних робочих рухів, величиною статичного навантаження, робочою позою, переміщенням у просторі. Напруженість праці характеризують: сенсорні, емоційні навантаження, ступінь монотонності навантажень, режим роботи.

6.1 Технічні рішення щодо безпечної експлуатації об’єкта

6.1.1 Технічні рішення щодо безпечної організації робочих місць

Живлення силового обладнання будівельного майданчика, житлового масиву та системи освітлення здійснюється від електричної мережі з заземленою нейтраллю напругою 380 х 220 В з частотою 50 Гц.

Розглянемо заходи з охорони праці в процесі демонтажу будівельних конструкцій.

Прохід людей у приміщення під час розбирання або демонтажу та монтажу елементів будівель і споруд повинен бути закритим. З боку вулиць, проходів і проїздів на огорожі через кожні 5м- 10 м вивішують попереджувальні написи «Небезпечна зона» та необхідні дорожні знаки. Якщо немає можливості дотри-

мати необхідних відстаней для встановлення огорож небезпечних зон (у разі неглибокого залягання підземних комунікацій, близького розташування проїздів, сусідніх будівель, ліній електропередачі тощо), допускається зменшення меж небезпечних зон з одночасним збільшенням висоти огорож або розмірів захисного козирка для захисту людей, унеможливлення травмування падінням матеріалів і конструкцій з висоти.

Конструкцію суцільних захисних споруд необхідно зазначити у ПВР.

Під час розбирання, повалення стін будівель механізованим способом необхідно визначити небезпечні зони, а машини (механізми) розмістити ззовні зони можливого обвалення конструкцій. Кабіна машиніста (кранівника) повинна бути захищена від можливого потрапляння уламків, які відкололись, а робітники повинні бути забезпечені захисними касками, окулярами, бронеслом та/або сіткою.

Під час розбирання будівель, а також прибирання відходів, сміття необхідно вжити заходів для зменшення пилоутворення. Робітники, що працюють в умовах запиленості, повинні бути забезпечені засобами захисту органів дихання від пилу та мікроорганізмів (цвілі, грибків, спор), які можуть бути у повітрі робочої зони.

Перед допуском працівників на робочі місця з можливою появою газу або шкідливих речовин робочі місця необхідно провентилювати, робітників забезпечити засобами індивідуального захисту (протигазами).У разі несподіваної появи газу, інших шкідливих речовин роботи необхідно припинити, працівників вивести з небезпечної зони.

Під час розбирання будівель проходи до робочих місць повинні бути завширшки не менше ніж 0,8 м.

Під час розбирання покрівлі та зовнішніх стін робітники повинні застосовувати запобіжні пояси, місця закріплень яких зазначаються у ПВР.

Розбирання будівель (демонтаж конструкцій) необхідно здійснювати послідовно зверху вниз. Забороняється розбирання будівель одночасно в декількох ярусах по одній вертикалі.

Видалення нестійких конструкцій під час розбирання будівель і споруд необхідно виконувати у присутності керівника робіт.

Пошкоджені будівлі та споруди розбирають за принципом полегшення несучих конструкцій. Видалення однієї частини будівлі або конструктивного елемента не повинно призводити до обвалення інших частин будівлі або елементів. Будь-який сумнів стосовно стійкості конструкції є сигналом до припинення робіт та отримання вказівок від керівника про їх продовження.

Конструкції, що знаходяться під загрозою обвалення, необхідно укріпити або видалити до початку розбирання об’єкта.

Під час розбирання карнизів і частин будинку, що звисають, перебувати на стіні забороняється. Демонтаж конструкцій необхідно проводити з дотриманням вимог розділу 14 щодо монтажних робіт.

Стропування елементів і конструкцій необхідно здійснювати інвентарними стропами, або, у разі необхідності, спеціально виготовленими вантажозахоплювальними пристроями, виконувати за схемами, складеними з урахуванням міцності та стійкості конструкцій, які зазначені у ПВР.

Виконання робіт під час туману і дощу, що значно погіршує видимість у межах фронту робіт, ожеледі, грози, вітру зі швидкістю 15 м/с і більше не допускається.

До розбирання будівель, пов’язаного з верхолазними роботами, допускаються особи, що пройшли медичний огляд, навчені правилам безпеки праці та мають відповідне посвідчення. Перед початком кожної зміни працівники повинні проходити інструктаж про порядок виконання роботи і заходи з безпеки праці.

Забороняється для освітлення робіт під час розбирання, демонтажу користуватися електричною мережею будівлі, що розбирається. Для освітлення цих робіт повинна бути влаштована спеціальна тимчасова електромережа і встановлені освітлювальні прилади.

Послідовне розбирання стін (зверху вниз по цеглині) допускається за незначного обсягу робіт. Для цього необхідно використовувати ручний інструмент: ломи, клини з кувалдою, кирки, відбійні молотки тощо. Під час організації роботи на висоті робітники повинні бути забезпечені запобіжними поясами, місця закріплення яких зазначаються у ПВР.

Забороняється підрубувати димарі, кам’яні стовпи та простінки вручну, а

також допускати їх обвалення на перекриття.

Способи розбирання вертикальних і горизонтальних елементів булівель повинні бути зазначені в ПВР.

Для розбирання стін будівлі за допомогою тягового каната перевірені канати прикріплюють до об'єкта, що розбирається, для чого в ньому роблять карби, отвори тощо. Напрямок каната повинен відповідати напрямку обвалення. Допускається зміна напрямку каната за допомогою відвідних блоків.

Під час розбирання вертикальних залізобетонних елементів необхідно заздалегідь розрізати основну арматуру біля точки перекидання в зоні, протилежній напрямку обвалення.

Механізм, що забезпечує тягу, встановлюють від будівлі, що зноситься, на відстані не менше ніж 1,5 висоти будівлі під прямим кутом. У зоні небезпеки розлітання уламків або обривання тягового каната може перебувати тільки обслуговуючий персонал, захищений броне- склом, захисною сіткою, щитами. Відповідно до ПВР необхідно стежити, щоб довжина ділянки, де можливе обривання каната, була не менше його довжини. Зону виконання робіт огороджують з усіх боків. Необхідно вести журнал, в якому фіксується стан канатів. Використання пошкоджених канатів, а також з'єднання їх вузлами забороняється.

Під час розбирання будівель способом «валяння» довжина прикріплених тросів (канатів) повинна бути в три рази більше ніж висота будинку.

Під час надбудови будівель необхідно здійснювати систематичний нагляд за стійкістю та міцністю існуючих конструкцій. У разі виявлення деформацій необхідно негайно вжити заходів до їх ліквідації.

6.1.2 Електробезпека

Проектування та експлуатація електричних мереж і установок повинна здійснюватися за умови дотримання вимог з їхньої електробезпеки [114].

Технічні рішення щодо запобігання електротравмам під час виконання робіт:

1) Для запобігання електротравм від контакту зі струмопровідними елементами електроустаткування потрібно: розміщувати неізольовані струмопровідні елементи в окремих приміщеннях з обмеженим доступом, у металевих

шафах; використовувати засоби орієнтації в електроустаткуванні – написи, таблички, попереджувальні знаки; підвід кабелів до споживачів здійснювати в закритих конструкціях підлоги.

2) При живленні однофазних споживачів струму при напрузі до 1000 В використовується нульовий захисний провідник. При його використанні пробій на корпус призводить до КЗ. Спрацьовує захист від КЗ і пошкоджений споживач відключається від мережі.

3) Електрозахисні засоби захисту

Персонал, який обслуговує електроустановки, повинен бути забезпечений випробуваними засобами захисту. Перед застосуванням засобів захисту персонал зобов'язаний перевірити їх справність, відсутність зовнішніх пошкоджень, очистити і протерти від пилу, перевірити за штампом дату наступної перевірки. Користуватися засобами захисту, термін придатності яких вийшов, забороняється.

Використовуються основні та допоміжні електрозахисні засоби. Основними електрозахисними засобами називаються засоби, ізоляція яких тривалий час витримує робочу напругу, що дозволяє дотикатися до струмопровідних частин, які знаходяться під напругою. До них відносяться (до 1000В): ізолювальні штанги; ізолювальні та струмовимірювальні кліщі; покажчики напруги; діелектричні рукавиці; слюсарно-монтажний інструмент з ізольованими ручками.

Додатковими електрозахисними засобами називаються засоби, які захищають персонал від напруги дотику, напруги кроку та попереджають персонал про можливість помилкових дій. До них відносяться (до 1000 В): діелектричні калоші; діелектричні килимки; переносні заземлення; ізолювальні накладки і підставки; захисні пристрої; плакати і знаки безпеки.

6.2 Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії

6.2.1 Мікроклімат

Параметри мікроклімату для робіт категорії важкості IIб в виробничих приміщеннях [115], які монтуються, наведено в таблиці 5.1.

Таблиця 6.1 – Нормування параметрів мікроклімату на непостійних робочих місцях

Період року	Категорія робіт	Температура,°С	Відносна вологість	Швидкість руху
Теплий	IIб	15-29	70 при 25°С	0,2-0,5
Холодний	IIб	13-23	не більш 75	не більш 0,4

Для забезпечення потрібних за нормативами параметрів мікроклімату проектом передбачено [115]: утеплення фасаду будівлі; встановлення вентиляції приміщень.

6.2.2. Склад повітря робочої зони

В умовах, що розглядаються в роботі, можливим забруднювачем повітря може бути пил нетоксичний [116]. Характерні забруднюючі речовини для виробничого приміщення наведені в таблиці 6.2

Таблиця 6.2 – Характерні забруднюючі речовини для виробничого приміщення

Найменування речовини	ГДК, мг/м^3		Клас небезпечності
	Максимально разова	Середньодобова	
Пил нетоксичний	0,5	0,15	4

Для забезпечення складу повітря робочої зони в роботі передбачені такі рішення [116]: робочі місця, де можливе виділення пилу та, обладнані вентиляційними пристроями, які повинні бути постійно готовими до роботи; будь-які порушення у системі вентиляції відображаються попереджувальними сигнальними пристроями; механічні вентиляційні установки під час їх роботи не повинні створювати для працівників протягів.

6.2.3 Виробниче освітлення

Штучне освітлення в будівлі запроектоване загальне, освітлення, за якого світильники розміщуються рівномірно у верхній зоні приміщення (загальне

рівномірне освітлення). Нормовані значення виробничого освітлення наведені в таблиці 6.3. Характеристика зорових робіт – середньої точності. Відповідно до [117] розряд зорової роботи IV, підрозряд «г».

Для забезпечення нормованого значення освітлення в проекті передбачено: використання природного та штучного освітлення; штучне освітлення повинне бути рівномірне та достатньо інтенсивне; світло не повинне створюати різких тіней на місцях роботи, значних контрастів між освітленим робочим місцем і навколишньою обстановкою; штучне світло не створює зайвих відблисків у полі зору працівника.

Таблиця 6.3 – Вимоги до освітлення приміщень виробничих підприємств

Х-ка зорової роботи	Найменший або еквівалентний розмір об'єкта розрізнення, мм	Розряд зорової роботи	Підрозряд зорової роботи	Контраст об'єкта з фоном	Х-ка фону	Штучне при системі комбінованого освітлення		Природнє Ен пр	Сумісне Е сум
						всього	у т. ч. від загального		
Середньої точності	Від 0,5 до 1,0 включно	IV	г	середній великий великий	світлий світлий середній	-	200	4	2,4

6.2.4 Виробничий шум

Джерелами шуму, що розглядаються в роботі, для працівників є шум будівельних машин і механізмів. Допустимі рівні звукового тиску і рівні звуку для постійного (непостійного) широкосмугового (тонального) шуму наведено в таблиці 6.4.

Для забезпечення допустимих параметрів шуму (поліпшення шумового клімату) в приміщенні проектом передбачено: раціональне розташування робочих місць; постійний контроль режиму праці і відпочинку працівників; обмеження застосування обладнання та використання робочих місць, що не відпові-

дають санітарно-гігієнічним вимогам.

Таблиця 6.4 Допустимі рівні звукового тиску і рівні звуку для постійного (непостійного) широкосмугового (тонального) шуму

Характер робіт	Допустимі рівні звукового тиску (дБ) в стандартизованих октавних смугах зі середньогеометричними частотами (Гц)									Допустимий рівень звуку, дБА
	32	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000	
Основні виробничі приміщення	86	71	61	54	49	45	42	40	38	50

6.2.5 Виробнича вібрація

На робочих місцях присутня вібрація типу – 3а [118]. Джерелами вібрацій в умовах, що розглядаються в проекті, являються вентиляційне обладнання, під'йомники, транспорт тощо, які відноситься до типу загальної вібрації.

Основні параметри вібрації, такі як середньоквадратичне значення віброприскорення та віброшвидкості, логарифмічні рівні приведені у таблиці 6.4.

Таблиця 6.5 Середньоквадратичні значення віброприскорення та віброшвидкості

Категорія вібрації по санітарним нормам	Напрямок дії	Нормативні, корекційовані по частоті та еквівалентні корекційовані значення			
		Віброприскорення		Віброшвидкість	
		$м \cdot с^{-2}$	ДБ	$м \cdot с^{-2} \cdot 10^{-2}$	ДБ
Загальна	Zo, Yo, Xo	0,1	100	0,2	92

Для зменшення дії вібрацій на працюючих проектом передбачено: динамічне погашення вібрації – приєднання до захисного об'єкту системи, реакції якої зменшують розмах вібрації об'єкта в точках приєднання системи; зміна конструктивних елементів машин; застосування засобів індивідуального захисту, а саме рукавиці, вкладиші і прокладки, віброзахисне взуття з пружнодемпферуючим низом.

6.2.6 Фактори умов праці

Психофізіологічні фактори визначаються відповідно до Гігієнічної класифікації праці [116]. Робота електротехнічного персоналу потребує значних

фізичних зусиль за важкістю та напруженістю праці.

1. Клас умов праці за показниками важкості праці – допустимий (середньої важкості): загальні енергозатрати організму (кг/м) – 291-348; зовнішнє фізичне динамічне навантаження, виражене в одиницях механічної роботи за зміну, кг/(Вт): при регіональному навантаженні (для чоловіків) – 18000; при загальному навантажені (за участю м'язів рук, тулуба, ніг) – до 61600; маса вантажу, що постійно підіймається та переміщується вручну, кг – до 35 кг; стереотипні робочі рухи: при локальному навантаженні (участь м'язів кистей та пальців рук)- до 60000; при регіональному навантаженні(участь рук та плечового суглоба) – до 30000; статичне навантаження (кг/с): двома руками (чоловіки) – до 140000; за участю мязів тулуба та ніг – до 200 000; робоча поза: періодичне перебування в незручній та/або фіксованій позі від 25% до 50% часу зміни; перебування у вимушеній позі (навпочіпки, на колінах тощо) від 10 % до 25 % часу зміни; перебування в позі «стоячи» від 60% до 80% часу зміни; нахил тулуба: вимушені нахили протягом зміни – 101-300 разів; переміщення у просторі (переходи через виконання технологічного процесу) – по горизонталі більше 12, вертикалі – 8 км.

2. Класи умов праці за показниками напруженості праці:

Інтелектуальні навантаження: зміст роботи – рішення простих альтернативних завдань згідно з інструкцією; сприймання інформації та їх оцінка – сприймання інформації з наступною корекцією дій та операцій; розподіл функцій за ступенем складності завдання – обробка, виконання завдання та його перевірка; характер виконуваної роботи – робота за встановленим графіком з можливим його коригуванням під час діяльності.

Сенсорні навантаження: зосередження (% за зміну) – 51-75; щільність сигналів (звукові за1 год) – 151-300; навантаження на голосовий апарат – сумарна кількість годин, з напруженням голосового апарату (протягом тижня) – від 16 до 20.

Навантаження на зоровий аналізатор: розмір об'єкта розрізнення (при відстані від очей працівника до об'єкта розрізнення не більше 0,5 м), мм, % часу зміни – 5,0–1,1 мм більше 50% часу; 1,0–0,3 мм до 50 % часу; менше 0,3 мм до 25% часу.

Навантаження на слуховий аналізатор (при виробничій необхідності сприйняття мови чи диференційованих сигналів) – розбірливість слів та сигналів від 90% до 70%.

Емоційне навантаження: ступінь відповідальності за результат своєї діяльності – є відповідальним за виконання окремих елементів завдання; ступінь ризику для власного життя – вірогідний; ступінь відповідальності за безпеку інших осіб – є відповідальним за безпеку інших.

Режим праці: тривалість робочого дня – 8 год; змінність роботи – двозмінна (без нічної зміни).

6.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Дія іонізуючих випромінювань на організм людини. Оцінка безпеки перебування людей в будівлі в умовах дії радіації

Під впливом іонізаційного випромінювання атоми і молекули живих клітин іонізуються, в результаті чого відбуваються складні фізико-хімічні процеси, які впливають на характер подальшої життєдіяльності людини.

Згідно з одними поглядами, іонізація атомів і молекул, що виникає під дією випромінювання, веде до розірвання зв’язків у білкових молекулах, що призводить до загибелі клітин і поразки всього організму. Згідно з іншими уявленнями, у формуванні біологічних наслідків іонізуючих випромінювань відіграють роль продукти радіолізу води, яка, як відомо, становить до 70% маси організму людини. При іонізації води утворюються вільні радикали H^+ та OH^-, а в присутності кисню — пероксидні сполуки, що є сильними окислювачами. Останні вступають у хімічну взаємодію з молекулами білків та ферментів, руйнуючи їх, в результаті чого утворюються сполуки, не властиві живому організму. Це призводить до порушення обмінних процесів, пригноблення ферментних і окремих функціональних систем, тобто порушення життєдіяльності всього організму.

Специфічність дії іонізуючого випромінювання полягає в тому, що інтенсивність хімічних реакцій, індукованих вільними радикалами, підвищується, й у них втягуються багато сотень і тисячі молекул, не пошкоджених опроміненням. Таким чином, ефект дії іонізуючого випромінювання зумовлений не кількістю

поглинутої об'єктом, що опромінюється, енергії, а формою, в якій ця енергія передається. Ніякий інший вид енергії (теплова, електрична та ін.), що поглинається біологічним об'єктом у тій самій кількості, не призводить до таких змін, які спричиняє іонізуюче випромінювання.

Розрахунок коефіцієнта протирадіаційного захисту приміщення першого поверху

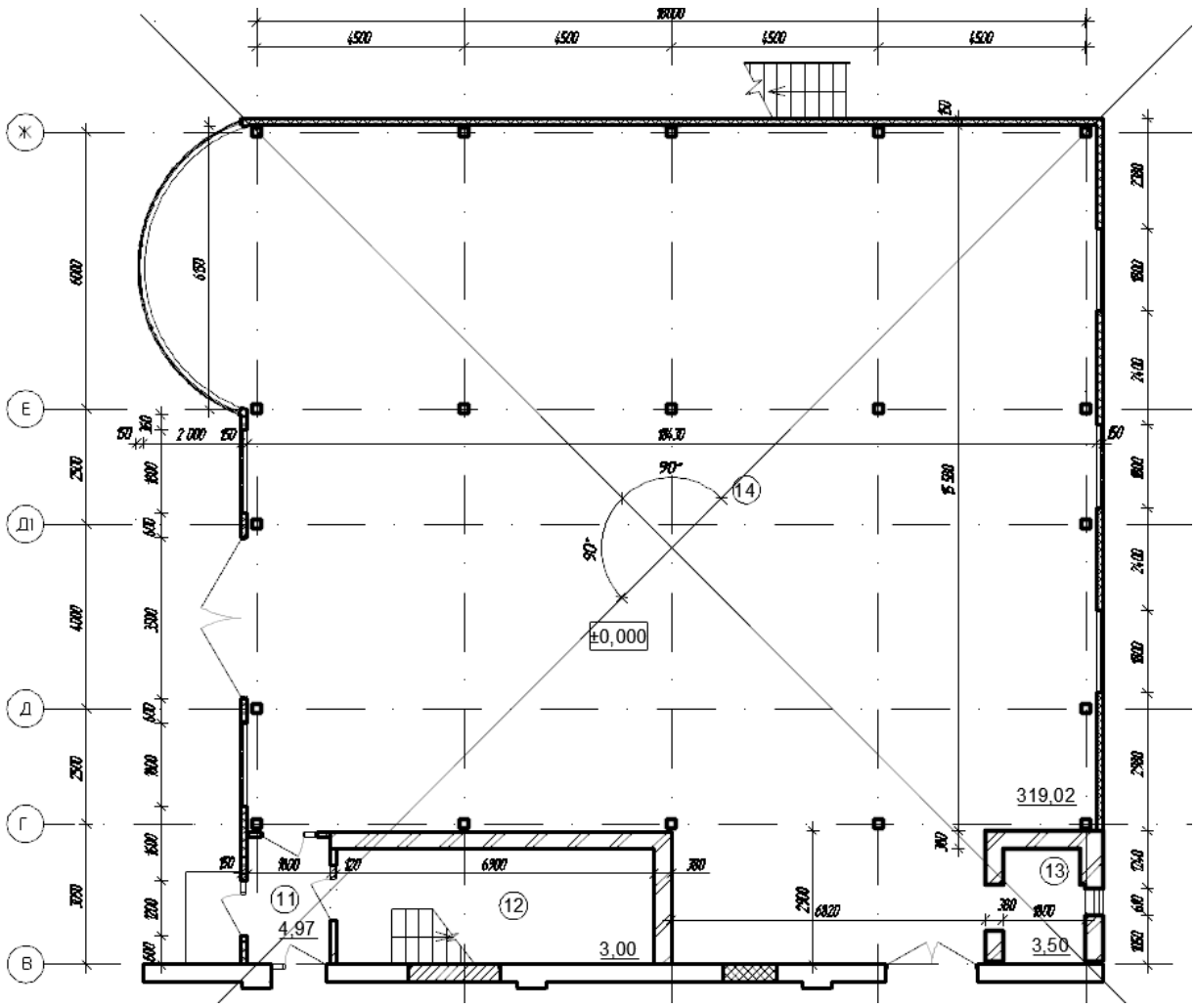


Рис. 6.1 Розрахункова схема приміщення першого поверху

Коефіцієнт протирадіаційного захисту розраховуватимемо за формулою

$$K_з = \frac{0{,}65 \times K_1 \times K_{СТ}}{(1 - K_Ш)(K_0 \times K_{СТ} + 1)K_М}.$$

Елементи будівлі:

- Стіни з сендвіч панелей товщиною 18 см, маса 1м^2 – 28,4 кг.
- Стіни цегляні товщиною 38 см, маса 1м^2 – 494 кг.

- Внутрішні стіни цегляні товщиною 12 см, маса 1м^2 – 156 кг.
- Площа віконних прорізів: ВК1 – 1,8 м^2; ВК2 – 1,0 м^2.
- Площа дверних прорізів: Д1 – 8,92 м^2; Д2 – 2,52 м^2; Д3 – 3,78 м^2.
- Висота підвіконників – 1,5 м.
- Площа підлоги для розрахунку приміщення – 319,02 м^2.
- Висота приміщення – 4,2 м.

Плоскі кути приміщення:

Кут α_1 = 90°. Проти кута розташовані:

- зовнішня стіна 18 см площею 75,6 м^2;

Кут α_2 =90°. Проти кута розташовані:

- зовнішня стіна 18 см площею 63 м^2 з прорізом площею 5,4 м^2;
- внутрішня стіна 38 см площею 11,6 м^2 з прорізом площею 0,6 м^2.

Кут α_3 =90°. Проти кута розташовані:

- внутрішня стіна 38 см площею 75,6 м^2 з прорізом площею 6,3 м^2.

Кут α_4 =90°. Проти кута розташовані:

- зовнішня стіна 18 см площею 75,6 м^2 з прорізом площею 24,04 м^2.

Розрахуємо зведені маси стін розташованих проти плоских кутів.

Кут α_1 = 90°.

Зовнішньої стіни 18 см площею 75,6 м^2

$G_{зв} = 28,4\ (\text{кг/м}^2)$.

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_1

$G_{\Sigma}^{1} = 28,4\ (\text{кг/м}^2)$.

Кут α_2 = 90°.

Зовнішньої стіни 18 см площею 63 м^2 з прорізом площею 5,4 м^2

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{5,4}{63} = 0,08,\ G_{зв} = 28,4\left(1-0,08\right) = 26\ (\text{кг/м}^2).$$

Внутрішньої стіни 38 см площею 11,6 м^2 з прорізом площею 0,6 м^2

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{0,6}{11,6} = 0,05, G_{зв} = 494\left(1-0,05\right) = 469\ (\text{кг/м}^2).$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_2

$G_{\Sigma}^{2} = 26 + 469 = 495\ (\text{кг/м}^2)$.

Кут $\alpha_3 = 90°$.

Зовнішньої стіни 38 см площею 75,6 м^2 з прорізом площею 6,3 м^2

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{6,3}{75,6} = 0,08,\ G_{зв} = 494\left(1 - 0,08\right) = 454\ (\text{кг/м}^2).$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_3

$$G_{\Sigma}^{3} = 454\ (\text{кг/м}^2).$$

Кут $\alpha_4 = 90°$.

Зовнішньої стіни 18 см площею 75,6 м^2 з прорізом площею 24,04 м^2

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{24,04}{75,6} = 0,32,\ G_{зв} = 494\left(1 - 0,32\right) = 336\ (\text{кг/м}^2).$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_4

$$G_{\Sigma}^{4} = 336\ (\text{кг/м}^2).$$

Сумарні зведені маси стін і перегородок проти внутрішніх кутів приміщення

$$G_{\Sigma}^{1} = 24,8\ (\text{кг/м}^2);\ G_{\Sigma}^{2} = 495\ (\text{кг/м}^2);$$

$$G_{\Sigma}^{3} = 454\ (\text{кг/м}^2);\ G_{\Sigma}^{4} = 336\ (\text{кг/м}^2).$$

Наведена вага усіх стін менше 1000 кгс/м^2, тому коефіцієнт $К_1 = 1$.

За мінімальною сумарною приведеною масою стін

$$G_{\Sigma}^{4} = 24,8\ (\text{кг/м}^2)$$

визначаємо [121] коефіцієнт $К_{ст} = 2$.

За шириною будівлі визначаємо коефіцієнт, який враховує долю розсіювання випромінювання $К_ш$ =0,23 (висота приміщення складає 4,2 м) [121].

Коефіцієнт $К_0$, що враховує зниження поглинальної здатності зовнішніх стін за рахунок наявності в них віконних і дверних прорізів та проникнення в приміщення вторинного випромінювання, з врахуванням висоти від підлоги до вікон 1,5 м розрахуємо

$$K_0 = 1,5\frac{S_0}{S_{П}} = 1,5\frac{36,34}{319,02} = 0,11,$$

де S_0 = 36,34 м^2 – площа віконних і дверних прорізів приміщення; $S_п$ = 319,02 м^2 – площа підлоги приміщення.

Коефіцієнт, що враховує зниження дози радіації в будівлі, розташованій в районі забудови, від екранувальної дії сусідніх споруд $К_м$=0,55 [121].

Отже коефіцієнт протирадіаційного захисту приміщення

$$K_з = \frac{0,65 \times K_1 \times K_{СТ}}{(1 - K_Ш)(K_0 \times K_{СТ} + 1) K_М} = \frac{0,65 \times 1 \times 2}{(1 - 0,23)(0,11 \times 2 + 1) 0,55} = 2,52$$

Приміщення першого поверху, для якого проведено розрахунок, має коефіцієнт протирадіаційного захисту 2,52, тому не може бути використане для укриття людей в разі забруднення навколишньої території радіоактивними речовинами. Для захисту людей необхідно перевести їх в більш захищені приміщення або здійснити евакуацію в безпечні райони.

Висновки

У результаті дослідження по темі «Руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні», було виявлено, що проведення експериментів з використанням ефекту електрогідравлічного руйнування бетону вимагає високого рівня охорони праці та цивільного захисту. З метою забезпечення безпеки персоналу та зниження ризику виникнення аварійних ситуацій було розроблено та рекомендовано ряд заходів безпеки.

Для запобігання аварійних ситуацій було визначено потенційні ризики, такі як неправильна маніпуляція з високовольтними пристроями, витоки, перевищення допустимих параметрів та неконтрольоване розповсюдження струму високої напруги. На основі цього були розроблені відповідні заходи безпеки, такі як правильне зберігання та регулярна перевірка обладнання, розробка плану евакуації та дій при надзвичайних ситуацій.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Аналіз літературних джерел показав необхідність проведення теоретичних і експериментальних досліджень процесу руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні, розробки пропозицій по створенню нових технологій.

2. На базі лабораторії кафедри БМГА ВНТУ із застосуванням виготовленого стенду були проведені модельні випробування технології руйнування бетону з використанням комбінованого навантаження. Проведені лабораторні дослідження дозволили запропонувати нові технологічні та конструктивні рішення руйнування бетонних конструкцій.

3. Експериментально досліджено вплив структури матеріалу на характер руйнування бетону. Порівняльні випробування на руйнування бетону показали, що ступінь руйнування зразків, попередньо напружених статичним навантаженням, при прикладанні динамічного навантаження в 1,2-1,5 рази вище.

4. Розроблено способи та технологічне рішення руйнування бетонних конструкцій.

5. Розраховано економічну ефективність науково-технічної розробки.

6. Розглянуто заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

7. Матеріали магістерської роботи рекомендується для використання в практиці будівництва та в навчальному процесі при підготовці студентів будівельників по дисципліні «Реконструкція будівель та споруд».

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Brandt A. M., Wpływ warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów, wysokowartościowych (BWW), II konf. Matbud' 98, Kraków, 1998, s.21–29.

2. Interfacial Transition Zone in Concrete, ed. J. C. Maso, Proc. Inf. Conf. RILEM TC, 108, E and F. Spon, London, 1996, p.179–184.

3. Kucharska L., W/C wskaźnik wpływu warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów zwykłych I WWB i ich podział, Cement–Wapno–Beton, 1999, Nr 2, s.39–45.

4. Phileo R.E., Comporation of results of three methods for determining Young's moduls of elastisity of concrete, Jour. Amer. Conc. Iust, 1955, No.5, p.503–508.

5. Cembureau, Use of conczete in aggresive environments, Cembureau Recommendation 1–st. Editional, Paris, 1978, p.163–169.

6. Charles R.J., Hilling G.B., Strength of glass and ways of improwing it Symposium on material mechanics, Florence, 1961, p.79–86.

7. Buszmanow B.N., Cromow J.A., Fizyka ciała stałego, WTN, Warszawa, 1973, s.315.

8. Jarmatowicz A., Wpływ mikrostruktury zaczynu na wytrzymałość betonu zwykłego, Praca ITB, Monografie XLV, Warszawa, 1999, s.38.

9. Petersson P.E., Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials, Raport –TVBM, Lund Inst. of Technol, Sweden, 1981, p.171–182.

10. Woliński S., Właściwości betonu rozciąganego i ich zastosowania w nieliniowej mechanice pękania betonu, Zeszyty Naukowe, Budownictwo i Inż. Środowiska, Rzeszów, 1991, Nr 15, s.178.

11. Reinhardt H.W., Cornelissen H.W., Post–peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial and alternating tensile and compresive loading, Cement and Concrete Research, 1984, №14(3), p.263–270.

12. Nallathambi P., i inni., Effect of specimen and crack sizes, water/ cement ratio and corse aggregate texture upon fracture toughness of concrete, Mag. of Concrete Research, 1984, Vol.36, p.227–236.

13. Swamy R.N., Fracture mechanics applied of concrete, Development in Concrete Technology, LDT, London, 1979, p.221–281.

14. Didericks U., Jumppanen U.H., Penttala V., Behavior of high strength concrete at high temperatures, Helsinki: University of Technology Raport, 1989, No.92, p.32–47.

15. Mikoś J., Związki fizyczne struktury porowatości z cechami betonu cementowego, Gliwice, ZN. Pol. Śl., 1979, Nr 618, s.121.

16. Bukowski Br., Przepowiadanie 28 dniowej wytrzymałości betonu, Warszawa, 1936, s.218.

17. Kuczyński Wł., Wyznaczanie stałych parametrów we wzorze Bolomey'a, Inżynieria i Budownictwo, 1952, Nr 8, s.165–168.

18. Paszkowski W., Technologia betonu, Warszawa, PWT, 1950, s.189.

19. Orchard D.F., Concrete Technology, London, 1979, Vol.1, 2, p.1033.

20. Woliński S., Badania degradacji sztywności betonu w próbie kontrolowanego rozciągania cyklicznego, XXXIII Konf. Nauk. KILiW PAN i KNPZITB, Referaty, Gliwice – Krynica, 1987, T.4, s.445–446.

21. Radomski W., Badanie betonu pod obciążeniami uderzeniowymi, Warszawa, Łódź, PWN, 1978, s.176.

22. Fic S., Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do określenia wytrzymałości betonu na uderzenia w zależności od wskaźnika W/C, VI. International Sience Conference, Lwow, 2001, s.428–434.

23. Brandt A. M., Wpływ warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów, wysokowartościowych (BWW), II konf. Matbud' 98, Kraków, 1998, s.21–29.

24. Kucharska L., W/C wskaźnik wpływu warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów zwykłych I WWB i ich podział, Cement–Wapno–Beton, 1999, Nr 2, s.39–45.

25. Simeonow P., Ahmad S., Cement and Concrete Research, No.25, 1995, p.165–168.

26. Bentz D.B. i inni., Computer modeling of interfacial zone in concrete,Toulose: RILEM, E and Son London, 1992, p.107.

27. Chatłerji S., Jensen A.D., Formation and development on interfacial zones between aggregates and Portland cement pastes in cement based materials, Ibid 2p. 3, 1992, p.66–73.

28. Benzel J., Einfluss der Nachbechandlung und des Feuchtigkeitszustands auf die Zugfestigkeit des Betons, Betontechnische Berichte, 1970, p.99–132.

29. Diamond S., Mindes S., On the spacing between aggregate grain in concrete and the dimensions of the aureole the transition, RILEM, Toulouse, 1982, p.42–46.

30. Garbaczi E.J., Bentz D.P., Aggregate cement paste interfacial zone in concrete, Journal of Material Research, 1991, Vol.6, No.1, p.196–201.

31. Stroble L., Microstructure and fracture at the cement paste – aggregate interface, Materials Research Sociaty Symposium Procedings, Pittsburgh, MRS, 1988, Vol.114, p.11–20.

32. Monteiro P.J.M., Maso J.C., Ollivier J.P., The aggregate mortar interface, Cement and Concrete Research, 1985, Vol.15. p.953–958.

33. Roy D.M., Influences of interfacial properities on high–performance concrete composite, Materials Research Sociaty, Proc. MRS Symposium, Boston, 1994, p.308–318.

34. Yolcomischi H., Eksperiments on crack detection in concrete, Cement and Concrete Research, 1996, p.216–220.

35. Hsu. T.C., Slate F.O., Tensile bond strength between aggregate and cement paste and mortar, Journal of ACI, April 1963, p.465–486.

36. Taylor M.A., Broms B.B., Shear bond strength between coarse aggregate and cement paste or mortar, Journal of ACI, August 1964, p.939–953.

37. Hassanzadeh M., Fracture mechanical properities of rocks and mortar–rock interfaces, Material Research Sociaty, Pittsburg, 1995, Vol.370, p.377–386.

38. Goldman A., Cohen M.D., The role of silica fume in mortars with two types of aggregates, RILEM 2–nd, International Conference, Haifa, 1998, p.315–322.

39. Zimbelmann R., A contribution to the problem of cement aggregate bond, Cement and Concrete Research, 1985, Vol.15, p.801–808.

40. Taylor M.A., Broms B.B., Shear bond strength between coarse aggregate and cement paste or mortar, Journal of ACI, August 1964, p.939–953.

41. Fic S., Ocena wytrzymałości betonu na uderzenia przy użyciu młota wahadłowego, Inżynieria i Budownictwo, 1995, Nr 7–8, s.390–392.

42. Neville M.A., Properties of concrete, London, 1973, (tłum.), Warszawa, 1977, p.576.

43. Badanie materiałów, elementów i konstrukcji, Budownictwo betonowe, T.VIII, Warszawa, 1970, s.973.

44. Glinicki M., Wpływ prędkości obciążania na wytrzymałość i odkształcalność kompozytów z matrycą cementową, I. P. P. T. PAN 1, 1992, Warszawa, 1992, s.168.

45. Prendergast I., Oklahoma City Aftermaht, Civil Engineering – ASCE, 1995, Vol.65, No.10, p.42–45.

46. Mai Y.W., Cotterelli B., Porosity and mechanical properties of cement mortar, Cement and Concrete Research, 1985, Vol.15, P.995–1002.

47. Swift D.S., Nicolas D.M., Scott R.A.M., The effect of sand particle size on the tensile strength of cement mortars, Int. Journal of Cement Composites and Light. W. Concrete., 1986, Vol.8, No.1, p.39–44.

48. Powers T.C., Resistance of concrete to Frost at Early Ages, RILEM Symposium on Winter Concreting, Copenhagen, 1956, p.126–129.

49. ACI Cominittee 201, Guide to Durable Concrete, ACI, Detroit, 1986, p.35–43.

50. Fic. S., Zalezimist miż mienicmjo betonu na stisk i udar i jogo strukturnuju poristost, Lviwska Politechnika, Bisnik, Januar 2004.

51. Woliński S., Właściwości betonu rozciąganego i ich zastosowania w nieliniowej mechanice pękania betonu, Zeszyty Naukowe, Budownictwo i Inż. Środowiska, Rzeszów, 1991, Nr 15, s.178.

52. Zieliński A., Experiments on mortar under single and repeated uniaxial impact loading, Stevin Raport, Delft, 1981, p.164.

53. Brikmer P., Lindeman R., Dynamic tensile strenght of concrete materials, Journal of ACI, January 1971, s.47–49.

54. Glinicki M., Wpływ prędkości obciążania na wytrzymałość i odkształcalność kompozytów z matrycą cementową, I. P. P. T. PAN 1, 1992, Warszawa, 1992, s.168.

55. Mihashi H., Wittman F.H., Probabilistic concept to describe influence of rate of loading of concrete, 6–th International Conference on SMiRT, Paris, 1981, p.86–91.

56. Eibl J., Curbach M., Behavior of concrete under high tensile loading rates. 9–th International Conference on SMiRT, Lusanne, 1987, Vol.H, p.245–250.

57. Evans R.H., Marathe M.S., Microcraking and stress–strain curves for conczete in tension, RILEM 1, 1968, p.61–64.

58. Inglis. C.E., Stress in a plate due to the presence of cracks and sharp corners, Mag. of Concr. Reasch., December 1978, Vol.30, No.105, p.189–199.

59. Rooke D.P., Cartwright D.J., Compedium of stress intensity factors, The Hillington Press, Uxbridge, 1974, p.86.

60. Griffith A. A., The phenomena of rupture and flow in solids. Philosophical Transactions, Royal Society of London, London, 1921, Series A., Vol. 221, p.163–198.

61. Irwin G.R., Fracture mechanics, Structural mechanics proceedings of the first symposium on naval structural mechanics in Stanford, New York: Pergamon Press, 1960, p.204.

62. Broek D., Elementary engineering fracture mechanics, Martinus Publ. Dardrecht. 1982, p.274.

63. Rice J.R., A path independent integral and the aproximate analisis of strain concentrations by notches and cracks, J. Appl. Mech. Trans, ASME, June 1968, №35, p.231–245.

64. Bache H.H., Fracture mechanics in desing of concrete and concrete structures, RILEM on Fracture Mechanics of Concrete Lusanne, No.1, 1985, p.431–440.

65. Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E., Analisis of crac formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, Cement and Concrete Research, 1976, p.773–782.

66. Teoria betonu i żelbetu, Praca zbiorowa, Budownictwo betonowe, Warszawa, 1973, Tom 2, Cz.1 i 2, s.746.

67. Grudemo A., Microcraks, Fracture mechanism and strength of the cement paste matriz, Cement and Concrete Research, 1979, Vol.9, No.1, p.19–34.

68. Shah S.P., MC Garry F.J., Griffith fracture criterium and concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division. Proc. ASCE., December 1971, p.1663–1676.

69. Alford N., Poole A.B., The effect of shape and surface texture on the fracture toughtess of mortars, Cement Concrete Research, Vol.9, No.5, 1979, p.583–589.

70. Okada K., Koyanagi W., Effect of aggregate on fracture process of concrete, Proc. International Conference, Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, 1971, Vol.4, p.72–89.

71. Radjy., Hansen T.C., Fracture of hardened cement paste and concrete, Cement and Concrete Research, 1973, Vol.3–4, p.343–361.

72. Pyszniak J., Hoła J., Application of acoustic metods to assesment of concrete humidity influance on the proces concrete destrucion, Arch. Inż. Ląd., Z. XXI, 1986, p.196–202.

73. Matkowski Z., Pawlonka A., Analiza nieniszczących metod badania betonu, IB. Pol., Wrocław, 1982, s.176–179.

74. Święcicki Z., Współczesne materiały kompozytowe charakterystyka, właściwości, zastosowanie, Praca IB Pol. Wrocławskiej, Wrocław, 1997, Nr 69, s.9–27.

75. Charles R.J., Hilling G.B., Strength of glass and ways of improwing it Symposium on material mechanics, Florence, 1961, p.79–86.

76. Hordijk D.A., Reinhardt H.W., Fracture of concrete in uniaxial tensile experiments as influenced by curing condition, Viena, July 1988, p.12–98.

77. Bogucka J., Odkształcalność lekkich betonów konstrukcyjnych w różnych stanach wilgotności, Arch. Inż. Ląd., T.18, Z.2, 1972, s.277–285.

78. Benzel J., Einfluss der Nachbechandlung und des Feuchtigkeitszustands auf die Zugfestigkeit des Betons, Betontechnische Berichte, 1970, p.99–132.

79. Błaszczyński T., Destrukcja betonu pod wpływem produktów ropopochodnych, Pol. Poznańska, Seria Rozprawy, Nr 305, Poznań, 1995, s.78–165.

80. Ollivier P.J., i inni, Microcracking and durability of hifh strength concrete, In Brittle Matrix Composites 3. ed. By A. M. Brandt and I. H. Marshall, London, 1991, p.269–277.

81. Miakar P.F., Sozen M.A., Thornthon C.H., The Oklahoma City bombing, analysis of blast domage the Murrah building, Journal of Performance of Constructed facilites, 1998, Vol.12, No.3, p.113–119.

82. Phan T.L., Carino N.I., Fire Performance of High Strength, Concerate Research Needs, ASCE/SEI Structures Congress 2000, Philadelphia, May 2000, p.40–44.

83. Voves B., Vliv pożaru na konstrukcje z preapjateho betonu, SNTL, Praha, 1983, p.157.

84. Kosiorek M., Odporność ogniowa konstrukcji żelbetowych, Warszawa, Arkady, 1989, s.263.

85. Bache H.H., Fracture mechanics in desing of concrete and concrete structures, RILEM on Fracture Mechanics of Concrete Lusanne, No.1, 1985, p.431–440.

86. Yang I., Kobajashi A., Dynamic Fracture Responses of Alumina and Two Ceramic Composites, J. Amer. Cer. Soc., 1990, Vol.73, p.39.

87. London J., Quinney H., Experiments with the Hopkinson pressurebar, Proc. Roy. Soc., London, 1923, p.23–30.

88. Radomski W., Właściwości fibrobetonu pod obciążeniami uderzeniowymi, Warszawa, 1982, s.108.

89. Blhum J.I., The influence of pendulem flexibilities on impact energy measurements, ASTM STP 176, 1956, p.17.

90. Mahasneh B.Z., Hadi N.A., Yasin A.A., Dala'ien R.N., Impact Resisting Concrete, Civil and Environmental Research, 2015, Vol.7(4), p.111–126.

91. Green H., Impact strength concrete, Proc. Inst. C. E., London, 1964, p.162–166.

92. Zieliński A., Experiments on mortar under single and repeated uniaxial impact loading, Stevin Raport, Delft, 1981, p.164.

93. Plotzitza A., Rabczuk T., Eibl J., Techniques for numerical simulations of concrete slabs for demolishing by blasting, Journal of Engineering Mechanics, 2007, Vol.133(5), p.523–533.

94. Measurement of properities of fibreconcrete, Subcominittee Rapport, ACI Committee 544, Fibre – Reinforced Concrete, RILEM, SYMPOSIUM, 1978, p.731–736.

95. Iliuszyn A.A., Lwński W.S., Wytrzymałość materiałów, Warszawa, 1963, s.296.

96. Verhagen A.H., Testing of fibre reinforced concrete on impact, RILEM, Symposium, 1978, p.86–90.

97. Prendergast I., Oklahoma City Aftermaht, Civil Engineering – ASCE, 1995, Vol.65, No.10, p.42–45.

98. Bookout L.A., Impact effects of explosively formed projectiles on normal and high strength concrete, Thesis of Missouri University of Science and Technology, 2011, p.73.

99. Спосіб руйнування об’єкта : пат. JP2790931B2, МПК E04G23/08, опубл. 27.08.1998 р.

100. Спосіб спрямованого руйнування : пат. CN101519965A, МПК E21C37/10, опубл. 19.01.2011 р.

101. Спосіб руйнування бетонних конструкцій : пат. WO1998054425A1, МПК E04G23/08, опубл. 03.12.1998 р.

102. Спосіб руйнування бетону : пат. JP3770663B2, МПК E21C 37/18, опубл. 26.04.2006 р.

103. Гідроклинове робоче обладнання для реконструкційних робіт : пат. UA №47220, м.кл. E02F 3/28, опубл. 25.01.2010, бюл. № 2.

104. Поршневий клиновий апарат : пат. US №3743357A, м. кл. E21C 37/04, опубл. 03.07.1973.

105. Електрогідравлічний клин : пат. PL №123021B1, опубл. 30.09.1982.

106. Пристрій для руйнування породи : пат. JP №2781613B2, м. кл. F03G 3/06, опубл. 30.07.2013.

107. Клин залізний : пат. CN №201296926Y, м. кл. E02D 9/00, опубл. 25.09.2018.

108. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. Вид. офіц. Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2013. 128 с.

109. ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи: [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 59 с. (Державні будівельні норми України).

110. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель: [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. 27 с. (Державні будівельні норми України).

111. Машини для земляних робіт: навч. посібник для студ. ВНЗ / Л. А. Хмара [та ін.]; за заг. ред. Л. А. Хмари, С. В. Кравця. Рівне; Д.; Х., 2010. 557 с.

112. Кошторисні норми України. Настанова з визначення вартості будівництва. З урахуванням Змін № 1, № 2. Дата початку дії, 01.01.2023. Дата прийняття, 01.11.2021. URL: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=96362

113. Національний класифікатор України. Класифікатор професій. ДК 003:2010. URL: https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/va327609-10#Text

114. ДСТУБ В.2.5-82:2016. Електробезпека в будівлях і спорудах. Вимоги до захисних заходів від ураження електричним струмом. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ, ДП «УкрНДНЦ», 2016. 109 с.

115. ДСН 3.3.6.042-99. Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень. - [Електронний ресурс] - URL: http://mozdocs.kiev.ua/view.php?id=1972

116. Про затвердження Державних санітарних норм та правил «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу». Наказ Міністерства охорони здоров'я України № 248 від 08.04.2014. URL: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0472-14#Text.

117. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення. URL: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_ doc=79885 (дата звернення: 20.11.2023).

118. ДСН3.3.6.039-99. Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації. URL: http://zakon2.rada.gov.ua/rada/show/va039282-99.

119. Бондарчук В.О., Попович М.М. «Руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні» Енергоефективність в галузях економіки україни (2023). URL: https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2023/-paper/viewFile/19396/16087. (дата звернення: 25.11. 2023).

120. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Попович М. М. Методичні вказівки до виконання магістерської кваліфікаційної роботи здобувачами спеціальності 192 ”Будівництво та цивільна інженерія”. Вінниця : ВНТУ, 2022. 55 с.

121. Методичні рекомендації щодо проектування та пристосування інженерних та інших споруд під протирадіаційні укриття. URL: https://nizhynrada.gov.ua/files/2022-07-13/mCThtw9c06.pdf (дата звернення: 10.11.2023).

Додаток А.

ПРОТОКОЛ
ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ
РОБОТИ НА НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ
ЗАПОЗИЧЕНЬ

Назва роботи: Руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні

Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
(БДР, МКР)

Підрозділ кафедра БМГА, ФБЦЕІ
(кафедра, факультет)

Показники звіту подібності Unicheck

Оригінальність 90,3 % Схожість 9,7 %

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне):

[V] 1. Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.

[ ] 2. Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її виконання автором. Роботу направити на розгляд експертної комісії кафедри.

[ ] 3. Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховування недобросовісних запозичень.

Особа, відповідальна за перевірку _____ Блащук Н.В.
(підпис) (прізвище, ініціали)

Ознайомлені з повним звітом подібності, який був згенерований системою Unicheck щодо роботи.

Автор роботи _____ Бондарчук В.О.
(підпис) (прізвище, ініціали)

Керівник роботи _____ Попович М.М.
(підпис) (прізвище, ініціали)

Додаток Б.

39/23

Форма В8

МІНЕКОНОМІКИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ ОРГАН ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ

ДЕРЖАВНА ОРГАНІЗАЦІЯ
«УКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ОФІС
ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ ТА ІННОВАЦІЙ»

(УКРНОІВІ)

вул. Дмитра Годзенка, 1, м. Київ, 01601, тел.: +380 44 209-27-06, +380 67 501-05-95
e-mail: office@nipo.gov.ua, http://www.nipo.gov.ua, код згідно з ЄДРПОУ 44673629

2201000002023032850094265721112 3

22.11.2023 № 11969/ЗУ/23

Адреса для листування
Вінницький національний технічний університет, відділ з питань інтелектуальної власності, вул. Хмельницьке шосе, 95, м. Вінниця, 21021

РІШЕННЯ
УКРНОІВІ на підставі цього висновку експертизи прийняв рішення про державну реєстрацію корисної моделі

Директор 22 ЛИС 2023
(підпис) **О.П.Орлюк**

Стосується заявки № u 2023 03285
/ при листуванні просимо посилатися на цей № /

Рішення про державну реєстрацію корисної моделі
Висновок про відповідність заявки на корисну модель формальним вимогам

(21) Реєстраційний номер заявки **u 2023 03285**

(22) Дата подання **05.07.2023**

(71) Заявник(и)
ВІННИЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

(72) Повне ім'я винахідника(ів)
Попович Микола Миколайович, Бондарчук Вячеслав Олегович

(73) Власник(и) патенту
ВІННИЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ,
вул. Хмельницьке шосе, 95, м. Вінниця 21021, UA

(51) МПК
E04G 23/08 (2006.01)

(54) Назва корисної моделі
КОМБІНОВАНИЙ СПОСІБ РУЙНУВАННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

За результатами формальної експертизи, проведеної Державною організацією «Український національний офіс інтелектуальної власності та інновацій» відповідно до

Для доступу до цього документа з ідентифікатором 2657211123 необхідно:
1. Перейти за посиланням https://sis.nipo.gov.ua.
2. Обрати пункт меню "Сервіси – Отримати оригінал документу".
3. Вказати ідентифікатор документу та натиснути кнопку "Завантажити".

Додаток В.

Графічна частина

Відомість графічної частини

№ Арк.	Найменування	Примітки
1	Тема роботи	Плакат 1
2	Мета, задачі досліджень, об’єкт досліджень, предмет досліджень	Плакат 2
3	Формування перехідного шару та процес деформації в бетоні	Плакат 3
4	Перехідний шар	Плакат 4
5	Зразки досліджень	Плакат 5
6	Результати досліджень міцності бетону на осьове розтягування залежно від швидкості навантаження	Плакат 6
7	Зразкові криві при різних швидкостях навантаження	Плакат 7
8	Основні моделі виду замальовок тріщин	Плакат 8
9	Класифікація методів, що застосовуються в механіці руйнування бетонів	Плакат 9
10	Інші моделі руйнування бетону	Плакат 10
11	Вплив зерен наповнювача на зростання тріщини	Плакат 11
12	Схеми копрів для випробувань бетонних зразків	Плакат 12
13	Експериментальні установки	Плакат 13
14	Підготовлені для руйнування зразки бетону	Плакат 14
15	Характер руйнування зразків бетону	Плакат 15
16	Комбінований спосіб руйнування бетонних конструкцій	Плакат 16
17	Електрогідравлічний клин	Плакат 17
18	Пристрої для руйнування бетону	Плакат 18
19	Технічна частина	Плакат 19
20	Технічна частина	Плакат 20
21	Технічна частина	Плакат 21
22	Загальні висновки	Плакат 22

ВІДГУК ОПОНЕНТА

на магістерську кваліфікаційну роботу

студента Бондарчука Вячеслава Олеговича

на тему: «Руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні»

Магістерська кваліфікаційна робота виконана відповідно до завдання, що затверджено зав. кафедрою БМГА, відповідає темі, містить 22 аркушів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 135 сторінок та додатків.

Матеріал роботи подано у розгорнутому та доступному для розуміння вигляді.

У першому розділі роботи виконано доволі розгорнутий та якісний огляд робіт інших авторів із близьким напрямком дослідження, що дає добре розуміння обраної теми. У другому розділі описано методи дослідження при руйнуванні конструкцій в результаті статичного та динамічного впливів. Розроблено пристосування для статичного руйнування бетонних зразків та для комбінованого. Проведено лабораторні дослідження. Третій розділ присвячений розробці пропозицій на основі проведених досліджень пристроїв та комбінованого способу руйнування бетонних конструкцій.

На основі наукових досліджень автора підготовлені матеріали і подано чотири заявки на отримання патенту. Четвертий розділ, технічний - оцінка використання запропонованого способу комбінованого руйнування конструкцій будівлі при реконструкції. Тут отримані результати були застосовані на реальних об'єктах, а саме при реконструкції будівлі майстерні ВАТ «Агромаш» в м.Калинівка. У п'ятому розділі – економічному, здійснено розрахунок економічної ефективності науково-технічної розробки. Також розроблено заходи з охорони праці та безпеки у надзвичайних ситуаціях.

Текстова частина пояснювальної записки та графічні креслення до неї виконано відповідно до стандартів та з дотриманням усіх вимог.

Отримано позитивне рішення про державну реєстрацію корисної моделі, що підкреслює наукову новизну.

До *недоліків можна віднести те*, що автор мало уваги приділив геометричним характеристикам свердловин (отворів) в об'єкті руйнування.

Проте вказаний недолік не впливає на позитивне враження від роботи.

Магістерська кваліфікаційна робота у цілому виконана на достатньому рівні і заслуговує оцінку «А».

Студент Бондарчук В. О. заслуговує на присвоєння ступеня магістра зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія.

Опонент
професор кафедри ІСБ, к.т.н. _____ Коц І.В.

ВІДГУК

керівника магістерської кваліфікаційної роботи
студента Бондарчука Вячеслава Олеговича

на тему: «Руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні»

Бетон як універсальний матеріал багато використовується при зведенні будівель та споруд. Він міцний, надійний та довговічний матеріал.

У бетоні можна виділити такі складові: цементний камінь, що затвердів, зерна заповнювача, перехідний шар, що виконує функцію з'єднання складових, невикристалізовані зерна цементу, порожнеча (пори), заповнена повітрям або водою (водною парою) Технічна міцність бетону залежить від властивостей окремих фаз, їх відсоткового складу, структури, взаємного співвідношення та просторового оформлення. Мікроструктура бетону змінюється у часі із впливом на неї багатьох факторів. В процесі експлуатації бетон повинен володіти проектованою міцністю, яка, при необхідності руйнування і переробки, приводить до необхідності використання енергозатратних технологій. Відомі технології руйнування бетонних конструкцій з використанням статичного навантаження, динамічного навантаження.

Автор дослідив вплив комбінованого (статичного + динамічного) навантаження на залізобетонні конструкцій, з використанням електроімпульсної технології, вибравши електричний вибух провідника.

Проведено аналіз зарубіжних та вітчизняних робіт та публікацій по даній темі.

Виконано виготовлення дослідної установки, проведено дослідження параметрів статичного навантаження та видів робочого органу для руйнування бетонних конструкцій.

Автором запропоновано нові конструктивні та технологічні рішення руйнування залізобетонних конструкцій з використанням технології комбінованого навантаження.

В технічній частині виконано дослідження об'єкту реконструкції будівлі майстерні ВАТ «Агромаш» в м. Калинівка, для якого виконано архітектурно-будівельні рішення та розроблена технологічна карта на роботи нульового циклу

з демонтажем частини існуючого фундаменту. Розроблено заходи з охорони праці та пораховано економічну ефективність запропонованих автором рішень.

Робота відповідає виданому завданню і вимогам до магістерських кваліфікаційних робіт.

За результатами досліджень подано чотири заявки для отримання патентів на корисну модель. Отримано позитивне рішення про державну реєстрацію корисної моделі, що підкреслює наукову новизну, зроблено доповідь «Руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні» на Міжнародній науково-технічній конференції «ЕНЕРГОЕФЕКТИВНІСТЬ В ГАЛУЗЯХ ЕКОНОМІКИ УКРАЇНИ (2023)» та опубліковано її тези.

При виконанні роботи студент показав високий рівень підготовки, здатність самостійно приймати кваліфіковані інженерні рішення, проводити дослідження і аналізувати результати.

Студент дотримався календарного плану, провів великий обсяг робіт і виконав поставлені завдання.

Підготовка студента Бондарчука В. О. відповідає вимогам освітньої програми.

Магістерська кваліфікаційна робота заслуговує оцінку «А» (відмінно), а студент – присвоєння ступеня магістр та кваліфікації «Магістр з будівництва».

Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи, к.т.н., доц. Попович М.М.

Магістерська кваліфікаційна робота

РУЙНУВАННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ КОМБІНОВАНОМУ НАВАНТАЖЕННІ

Науковий керівник: к.т.н., доц. ***Попович М.М.***

ст. гр. 1Б-22м ***Бондарчук В.О.***

Мета магістерської кваліфікаційної роботи:

Дослідження умов руйнування залізобетонних конструкцій під дією статичного і динамічного навантаження, вплив одночасної дії комбінованого навантаження

Задачі дослідження:

1. Проаналізувати механізми організації макроструктури бетону
2. Аналіз механізмів руйнування бетонів за різноманітних видів експлуатаційного навантаження
3. Розробити стенд для випробування руйнування бетонних конструкцій статичним і комбінованим навантаженням.
4. Розглянути карту руйнування на основі реальних зразків для моделювання процесів хвильової динаміки, що відбуваються в процесі руйнування твердих тіл.
5. Удосконалити спосіб руйнування твердих тіл, на основі отриманих результатів та даних фізичних експериментів.

Об’єкт дослідження:

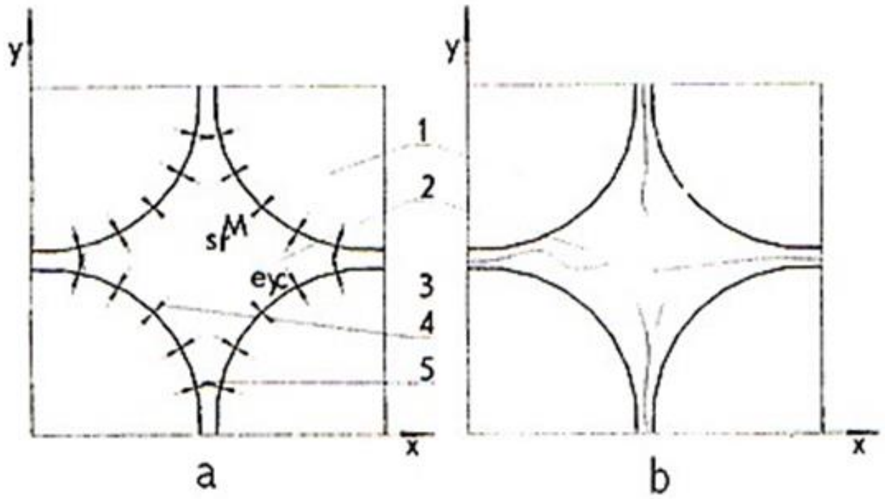
Бетонні конструкції під впливом на них статичного та комбінованого навантаження в процесі руйнування

Предмет дослідження:

Деформативність бетонних конструкцій будівель та споруд при дії на них комбінованого впливу в процесі руйнування

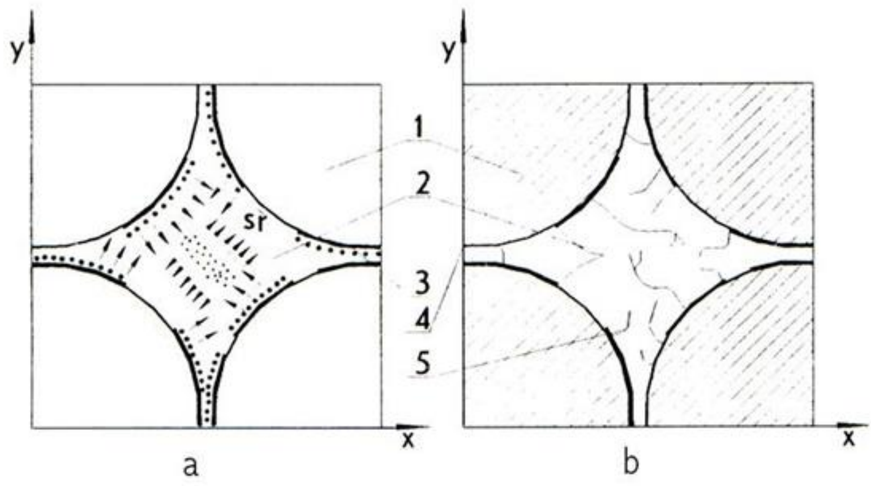
Формування перехідного шару та процес деформації в бетоні

Механізм утворення деформації



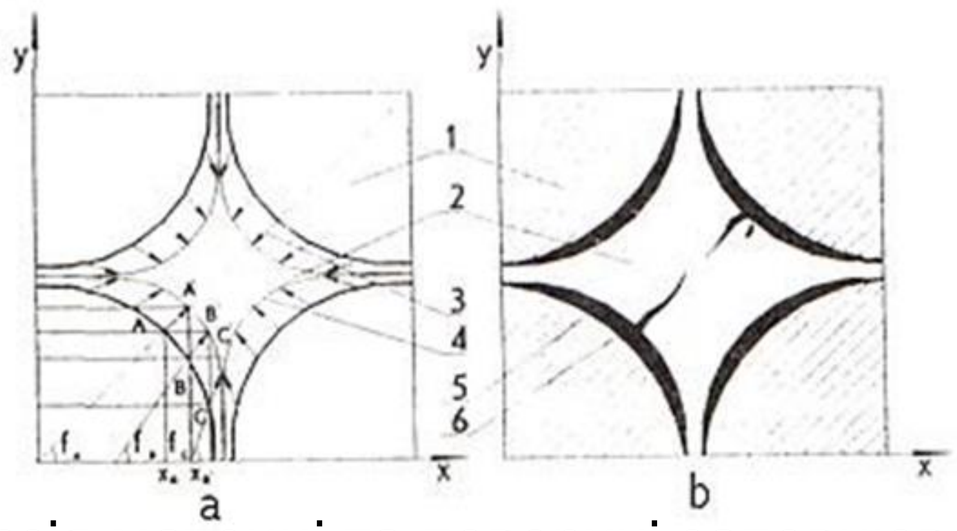
Адгезія матриці R_A до заповнювача більше ніж когезійна міцність R_K

Розподіл деформацій



Адгезія та когезія рівні $R_A=R_K$

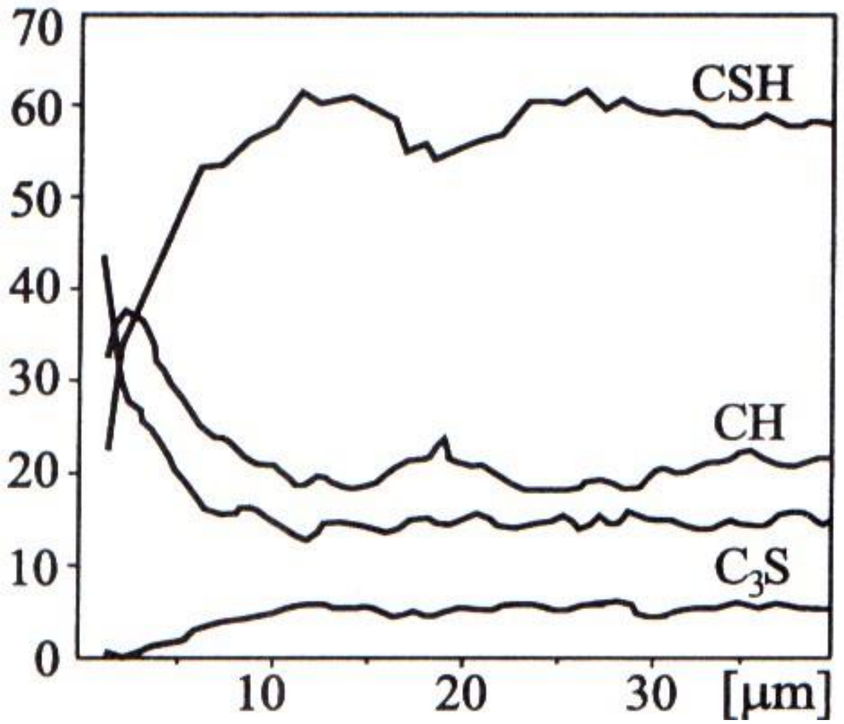
Розташування деформацій

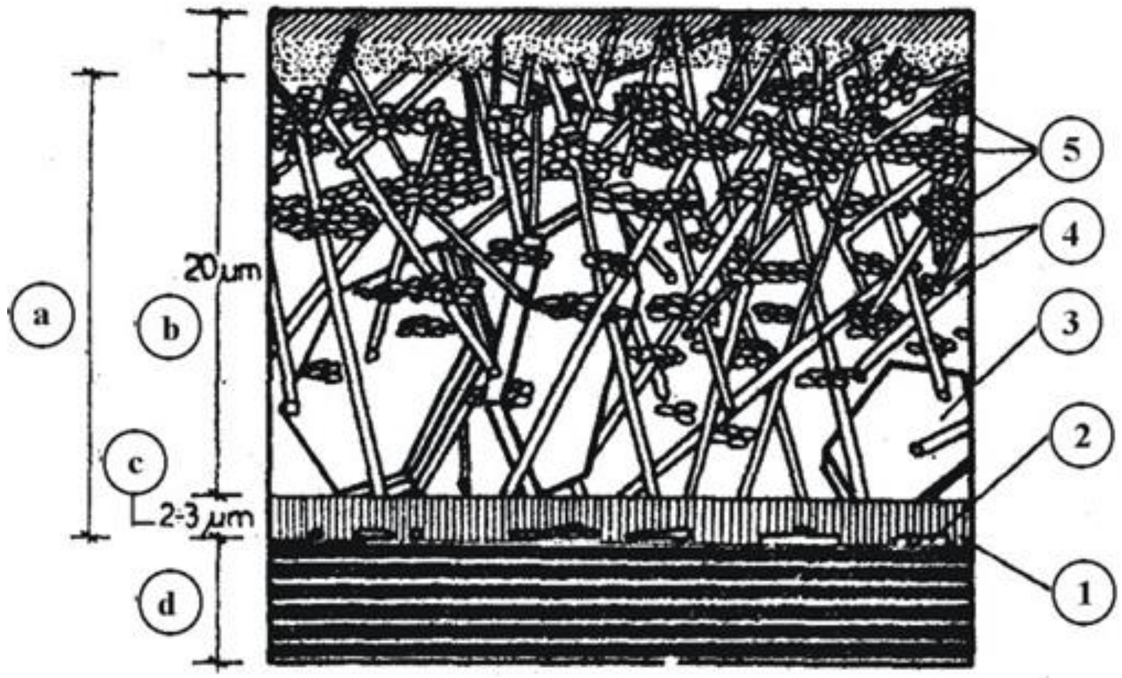


1 – заповнювач, 2 – матриця, 3 – тріщини у матриці, 4 – деформації у матриці, 5 – реакція заповнювача на впливи матриці, 6 – перехідний шар

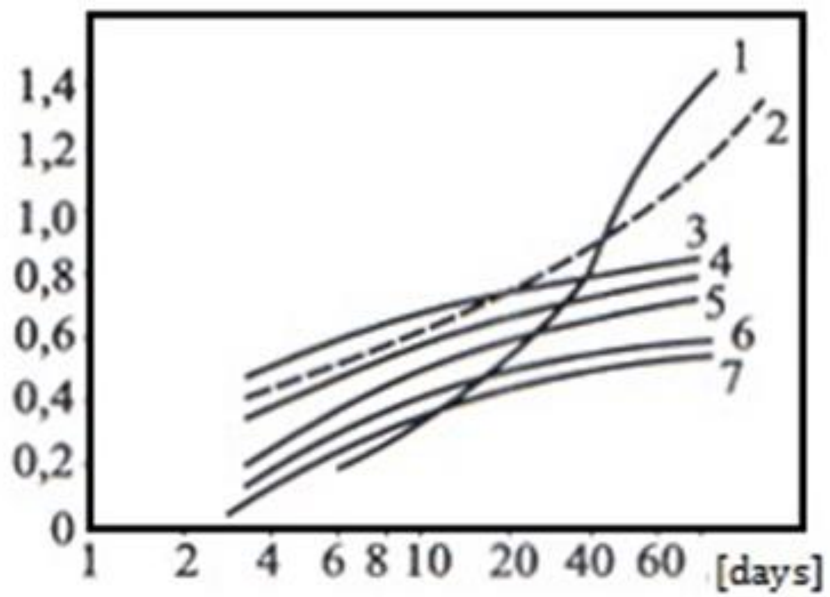
Адгезія матриці та поверхні заповнювача менше від когезії $R_A < R_K$

ПЕРЕХІДНИЙ ШАР





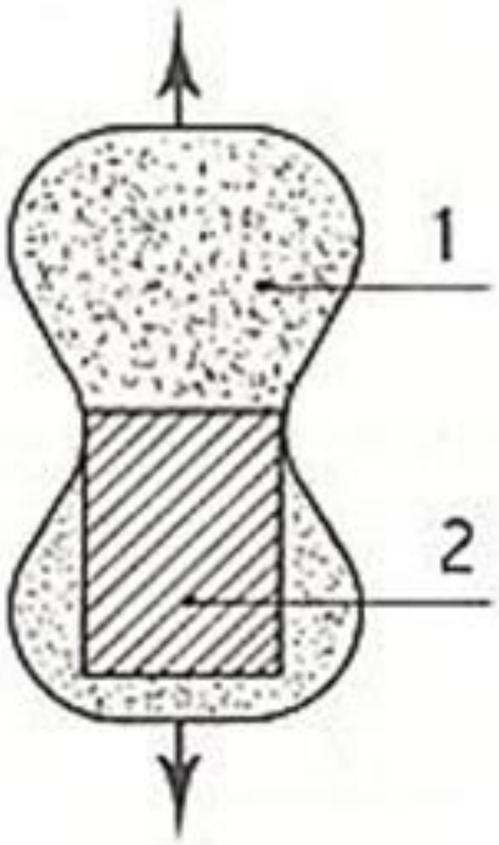
Вплив пористості, CH, CS та гелю CSH на товщину перехідного шару



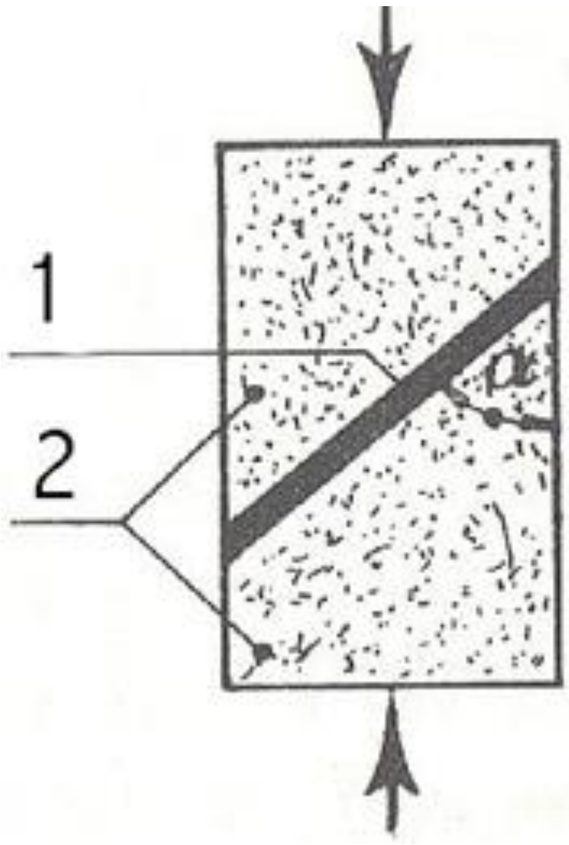
Модель структури перехідного шару
заповнювач - цементний камінь
а) стикова зона
б) непряма зона
в) контактна зона зерно заповнювача

Адгезія цементного каменю
з W/C=0,35 до різних заповнювачів

ЗРАЗКИ ДОСЛІДЖЕНЬ



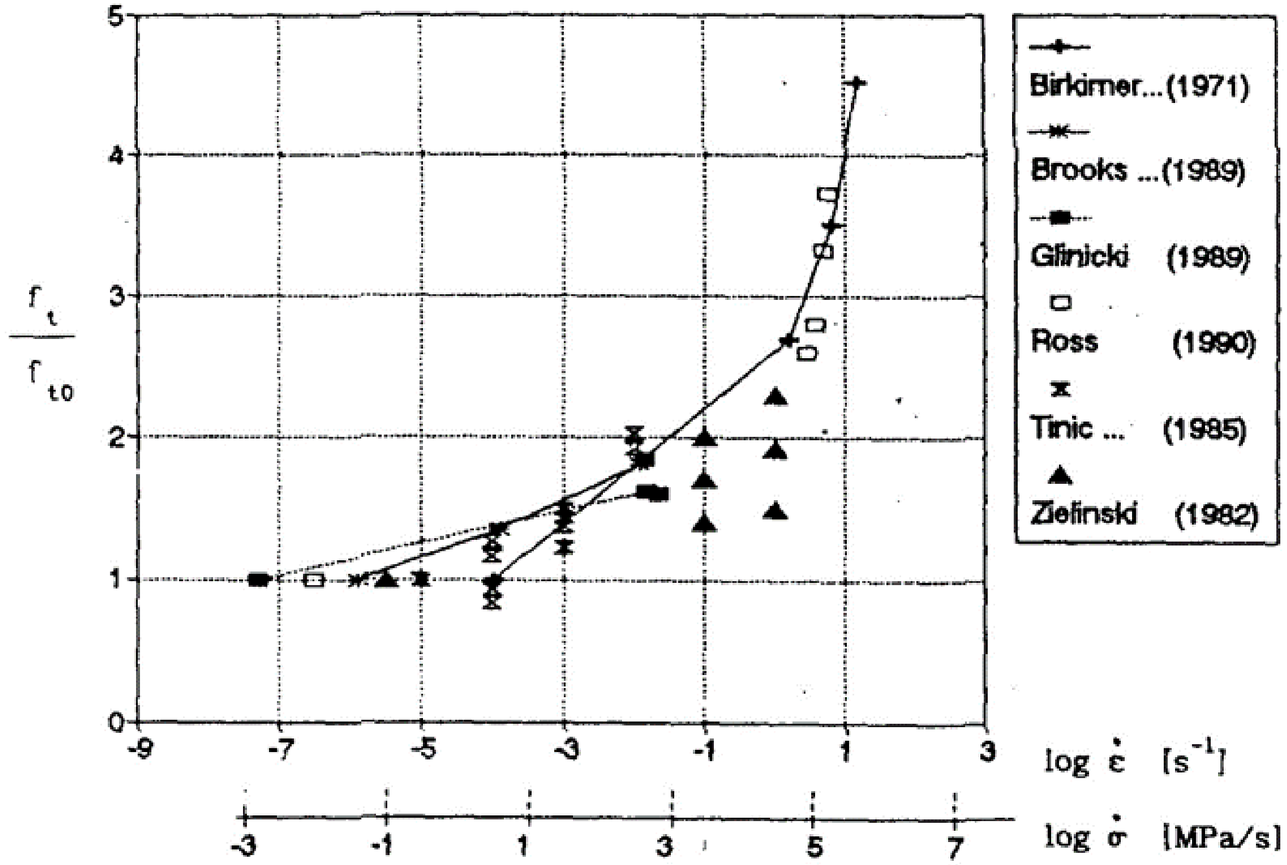
Зразки, що досліджуються Hsu та Slate [ ]
1 - заміс бетонної суміші;
2 - заповнювач



Зразки, які застосовуються в дослідженнях адгезії при зрізі Taylora та Broms'a [ ] 1 - розчинна суміш;
2 - плитка заповнювача

Як випливає зі схем досліджень, наведених на рисунках, спостерігається досить рівномірне відділення розчинної суміші і заповнювача

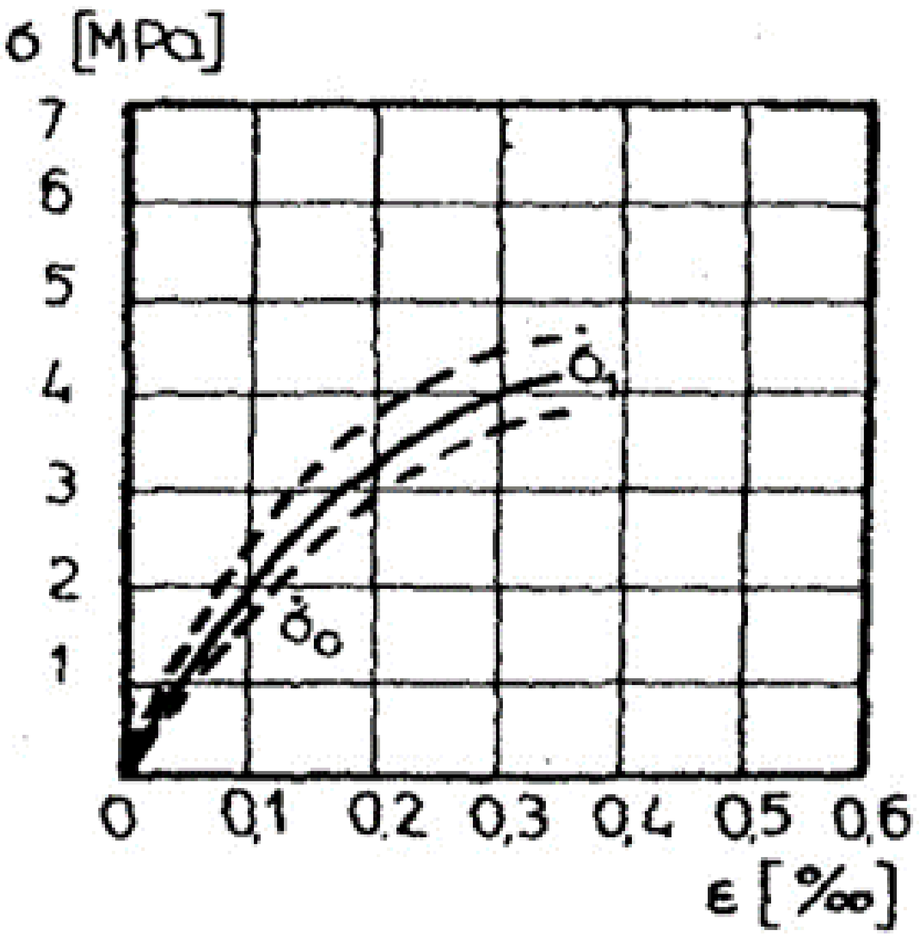
Результати досліджень міцності бетону на осьове розтягування залежно від швидкості навантаження [44]



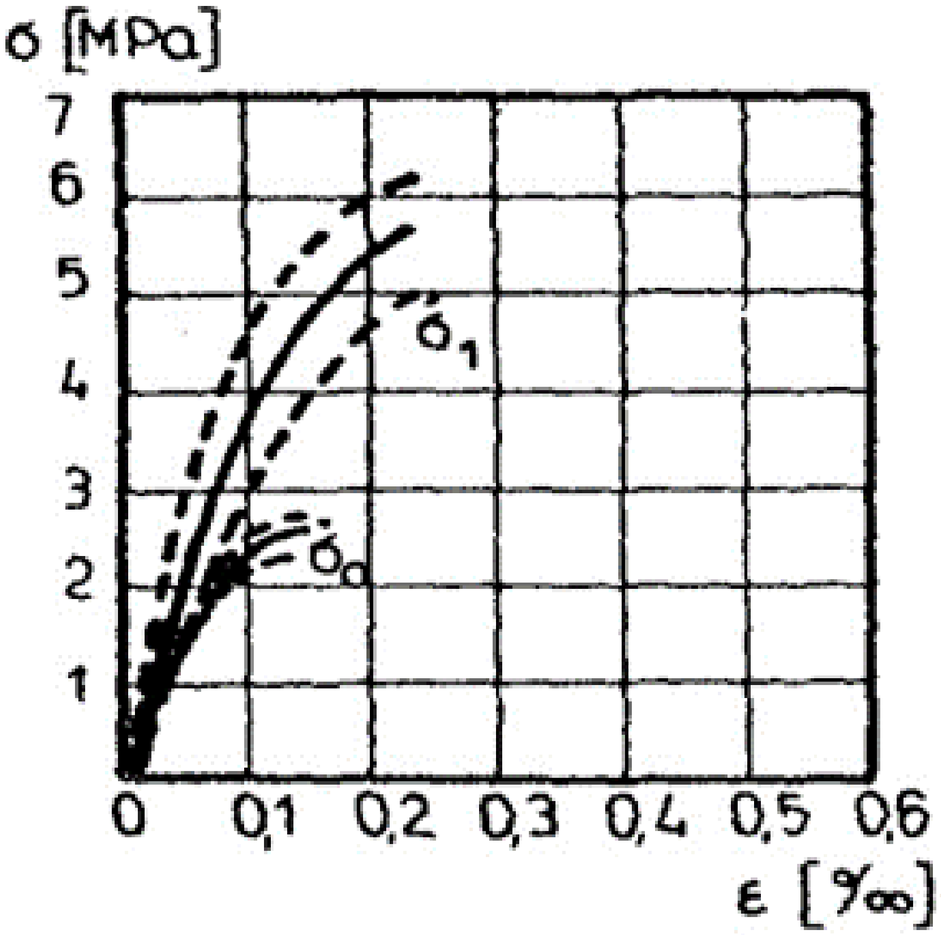
На вертикальній осі зазначено співвідношення міцності на розтяг при динамічному навантаженні (f_t) до міцності при статичному навантаженні (f_{t0}). Горизонтальна вісь визначає швидкість навантаження ($\dot{G}$), що розуміється як приріст навантаження на одиницю переднього розрізу зразка в одиниці часу, ($\acute{\varepsilon}$) позначає перерахунок на одиниці швидкості деформації. З даних на рисунку наочно видно, що міцність бетону зростає разом із зростанням швидкості навантаження

Зразкові криві при різних швидкостях навантаження для [52]

1)



2)

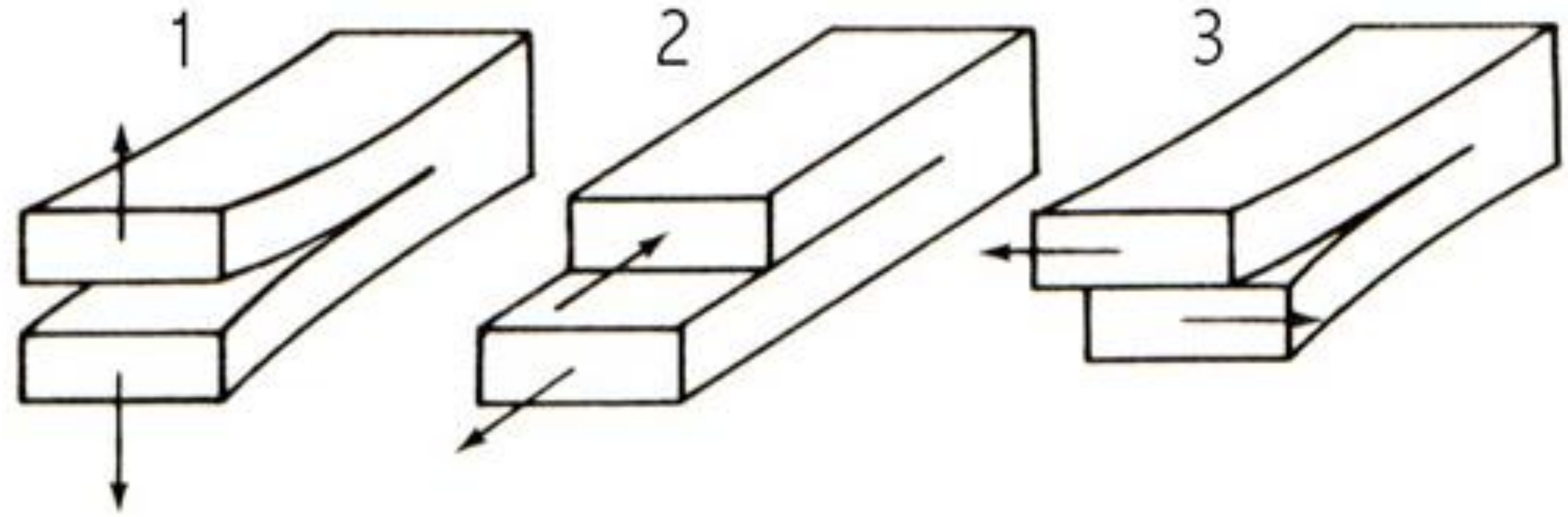


1 - розчину

2 - бетону

Деформація ε_0 при динамічному навантаженні була в 1,46 разів більша, ніж відповідна статична величина ε_{u0}, що показує зростання модуля при максимальному навантаженні

Основні моделі виду замальовок тріщин



Модель 1 представляє - напруги, що розтягують, перпендикулярні до поверхні тріщини.
Модель 2 являє собою переміщення в поздовжній поверхні тріщини.
Модель 3 - переміщення в поперечній площині тріщини.

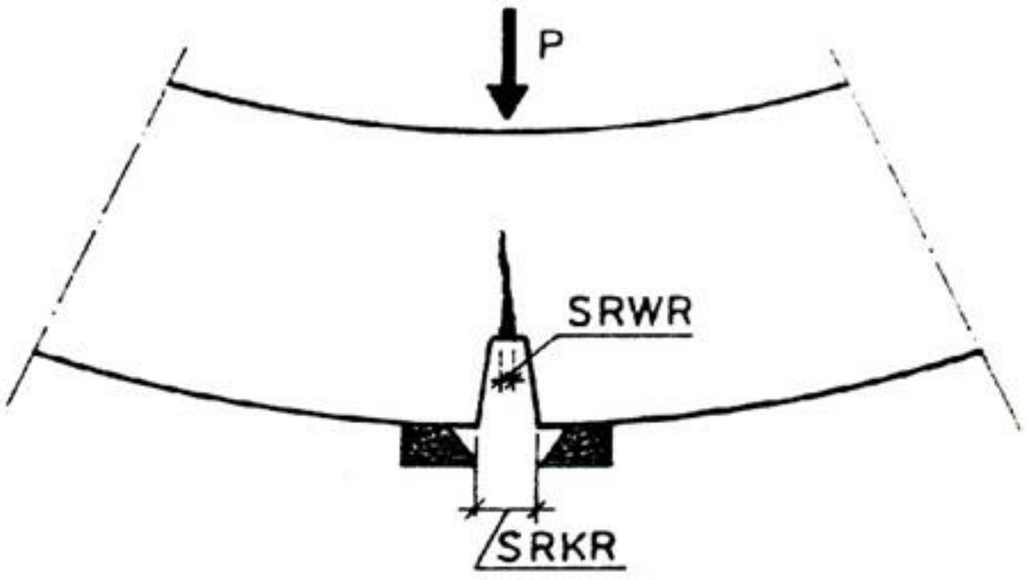
Класифікація методів, що застосовуються в механіці руйнування бетонів

- Лінійно-пружна механіка руйнування (LSMP).

Прийнято лінійно-пружно-тендітну модель бетону і виділяється метод аналізу балансу енергії, а також аналізу коефіцієнта інтенсивності напруг.

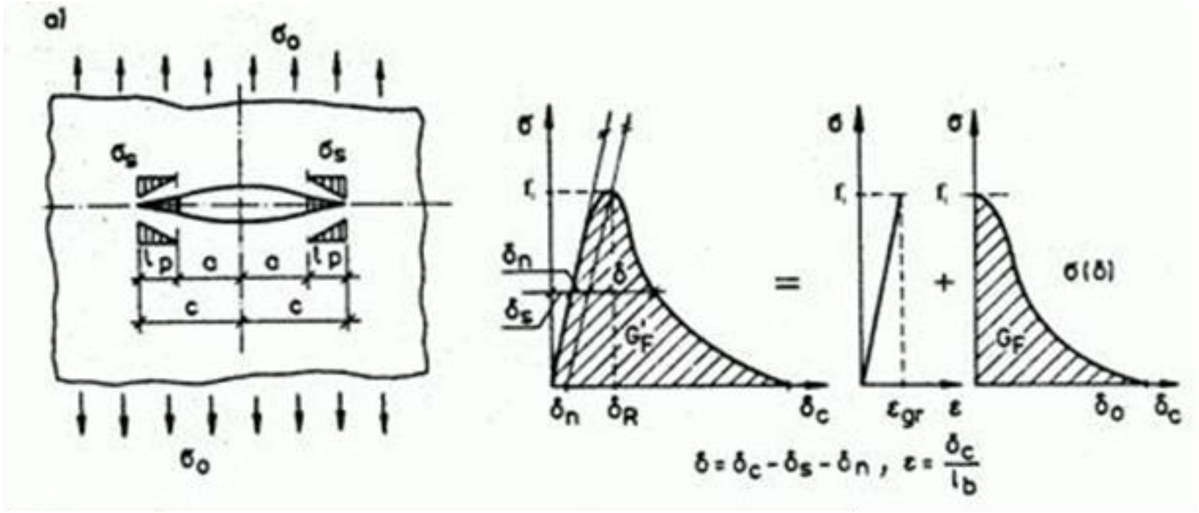
- Пружно-пластична механіка руйнування

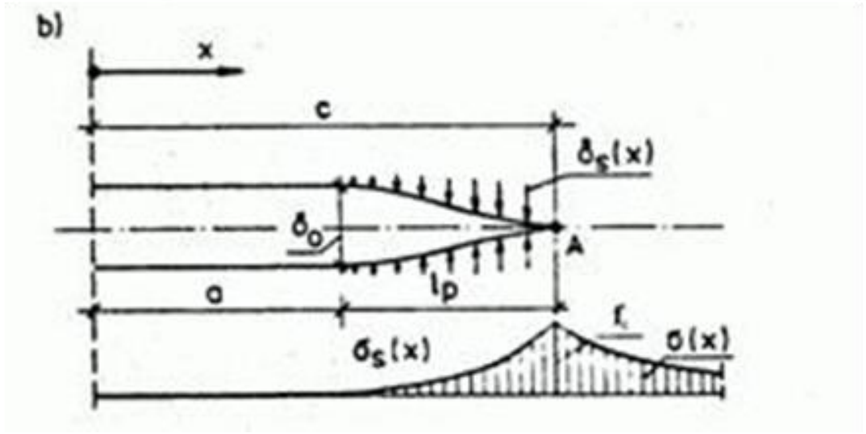
При руйнуванні пружно-пластичних матеріалів утворюється ширина розкриття вершини тріщини (SRWR) або її краю (SRKR)



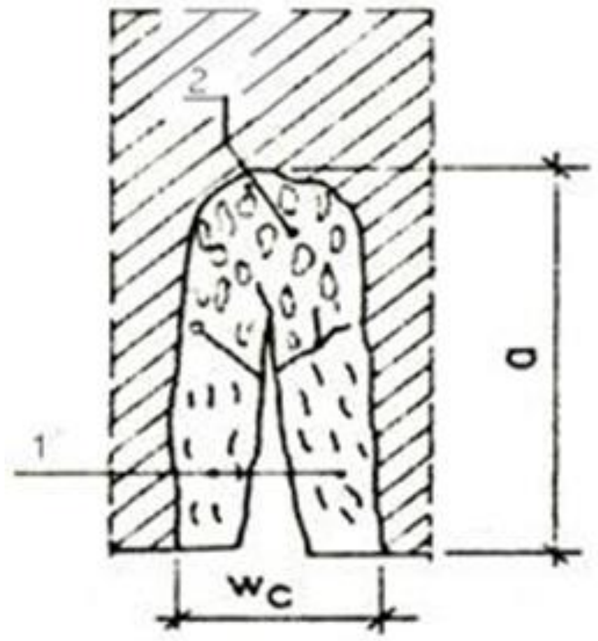
Ширина розкриття вершини та берегів тріщини [ ]

Інші моделі руйнування бетону

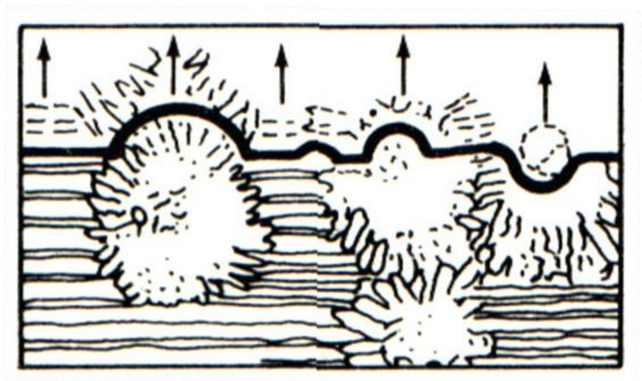




Модель фіктивної тріщини
та залежність σ – δc [ ]

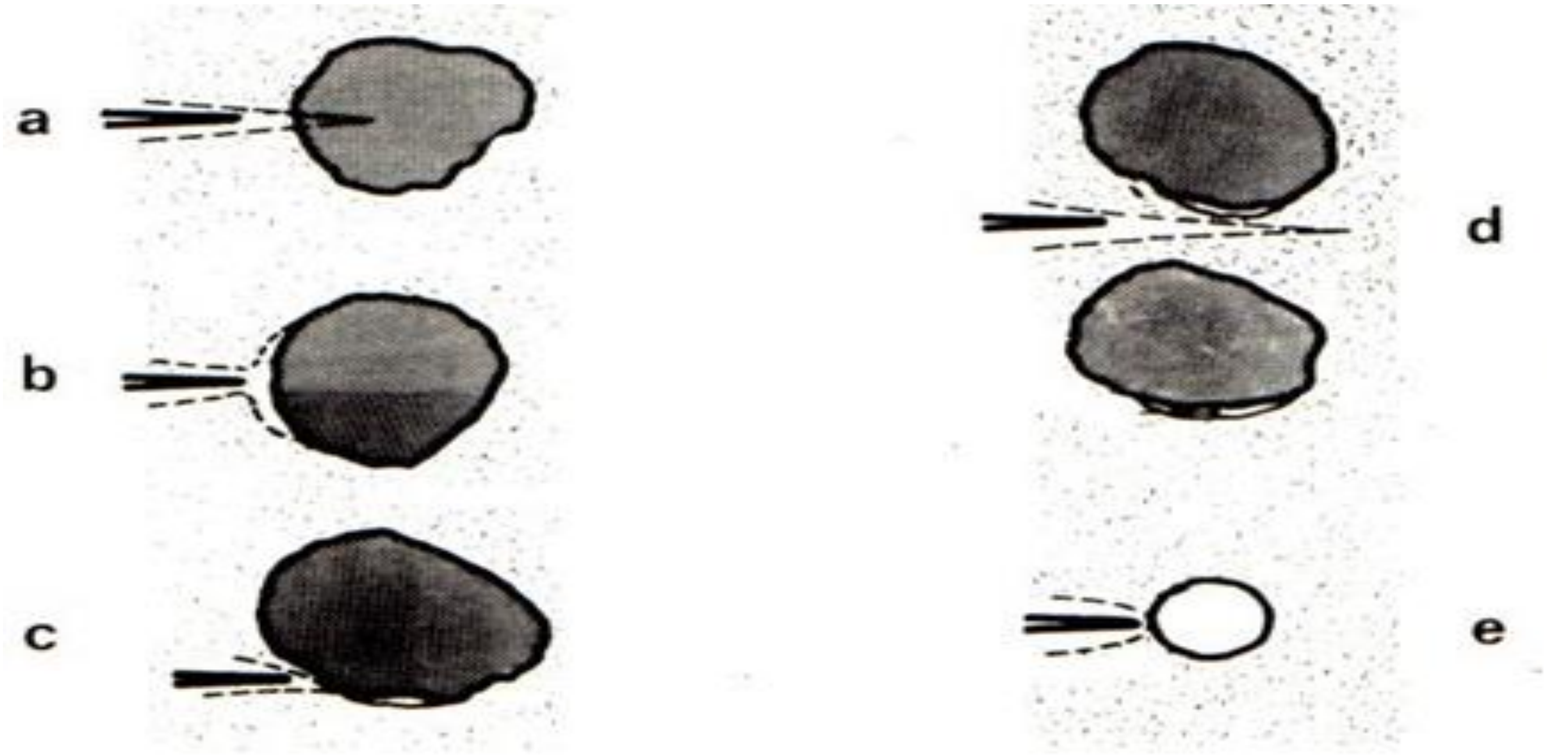


Модель смуги мікротріщин [ ]
1 – відкриті мікротріщини,
2 – закриті мікротріщини



Елементи зруйнованої поверхні при дії напруг,
що розтягують, у затверділому цементному камені [ ]
поверхня мікротріщин проходить через зону з'єднання
гелю та негідратовані зерна цементу

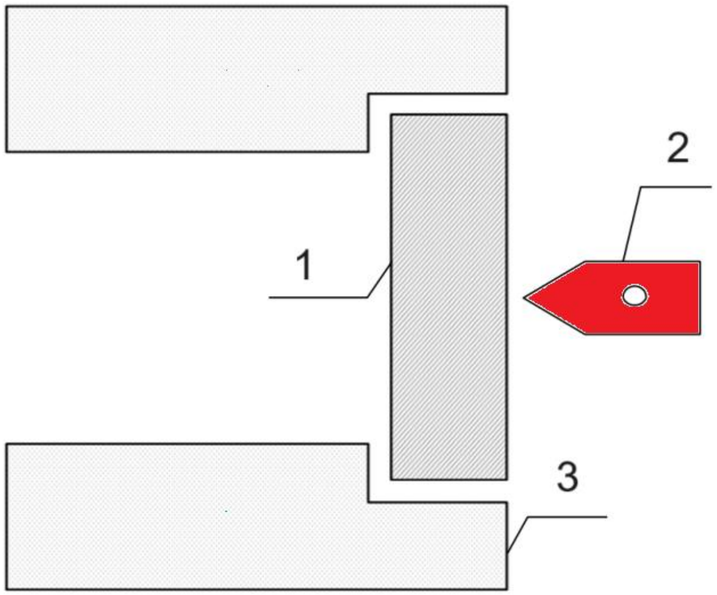
Вплив зерен наповнювача на зростання тріщини [68]



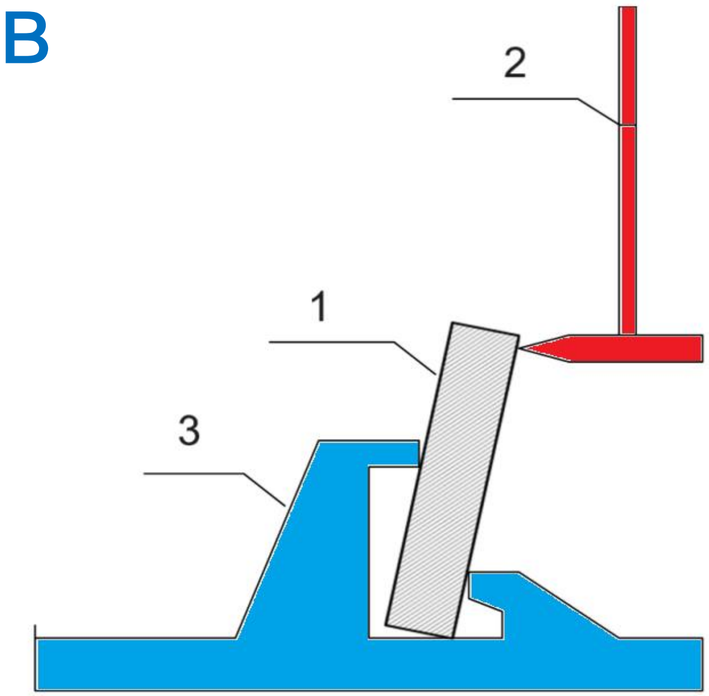
У першому варіанті (a) тріщина, що розповсюджується, буде затримана через зерно заповнювача через те, що заповнювач твердіше, ніж цементна матриця. У другому (b) – якщо у тріщини з'являється тенденція поширюватися навколо зерна, необхідно буде більше енергії, оскільки поверхня зерна більше поверхні створеної тріщини. У третьому варіанті (c) тріщина з'єднується з наявною мікротріщиною в зоні перехідного шару при заповнювачі, і її довжина різко зросте, якщо буде збільшено навантаження.

У четвертому варіанті (d) тріщина наближається до зони між двома зернами заповнювача з кавернами (під зерном), тоді тріщина буде, ймовірно, затримана внаслідок низького рівня напруг. У п'ятому варіанті (e) тріщина наближається до повітряної пори (повітряної порожнечі).

Схеми копрів для випробувань бетонних зразків



Шарпа:
1 – зразок, 2 - копер, 3 - опора



Ізода:
1 - зразок, 2 - маятниковий копер, 3 - опора

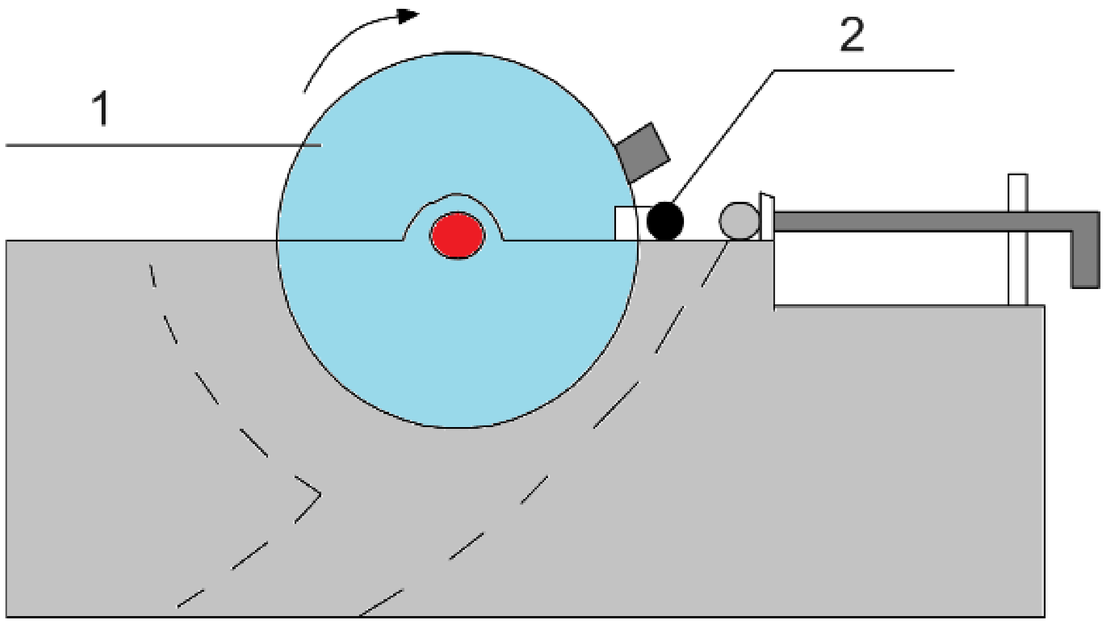
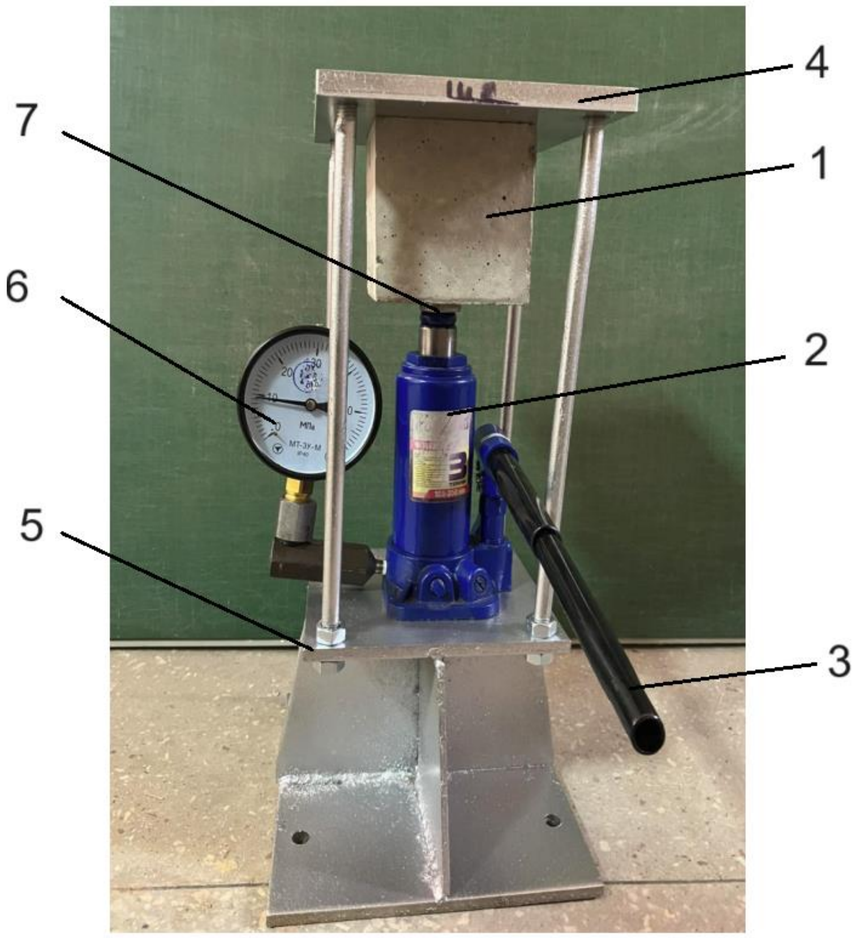


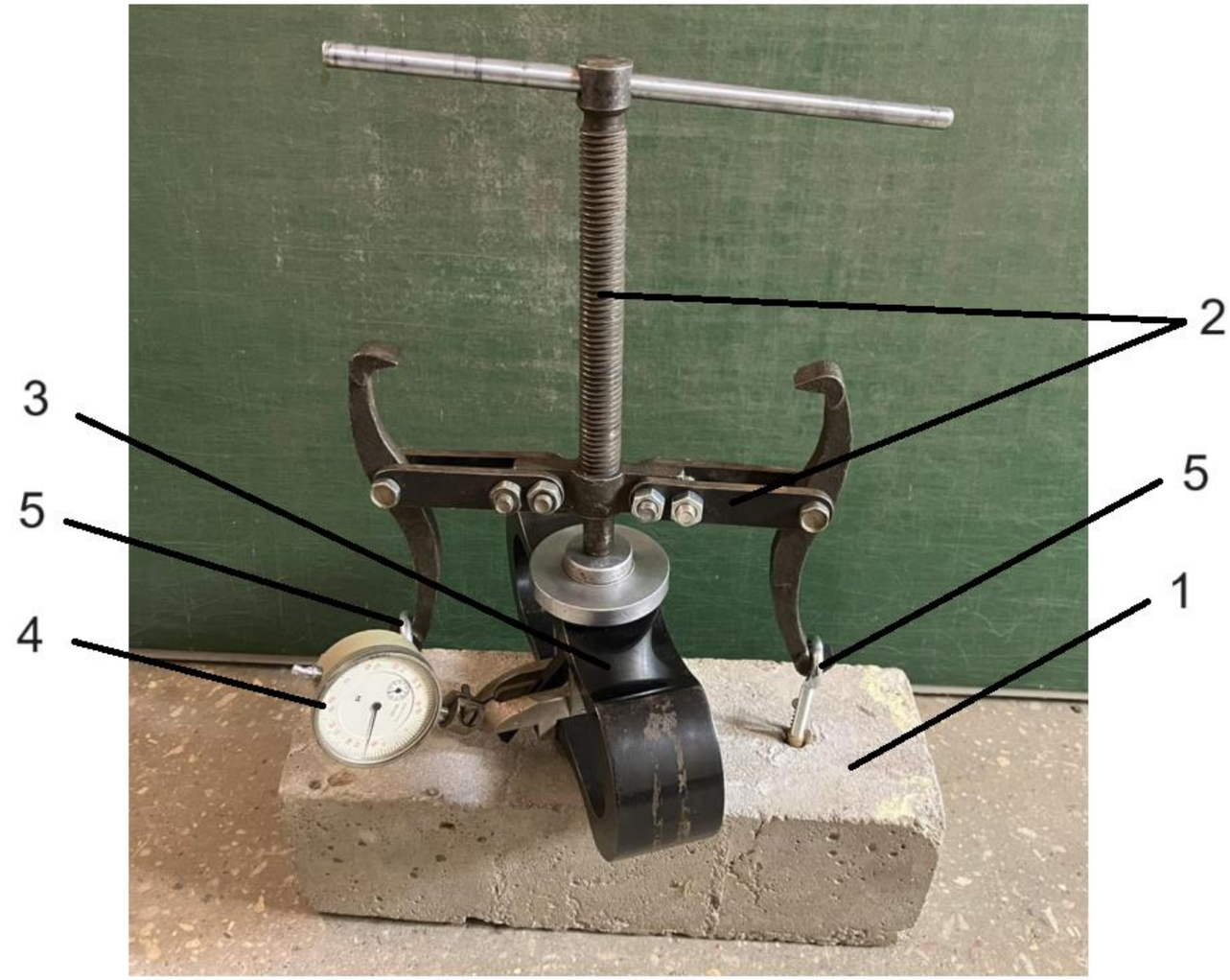
Схема принципу дії обертового молота:
1 - маховик; 2 - зразок

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ УСТАНОВКИ



Варіант статичного навантаження

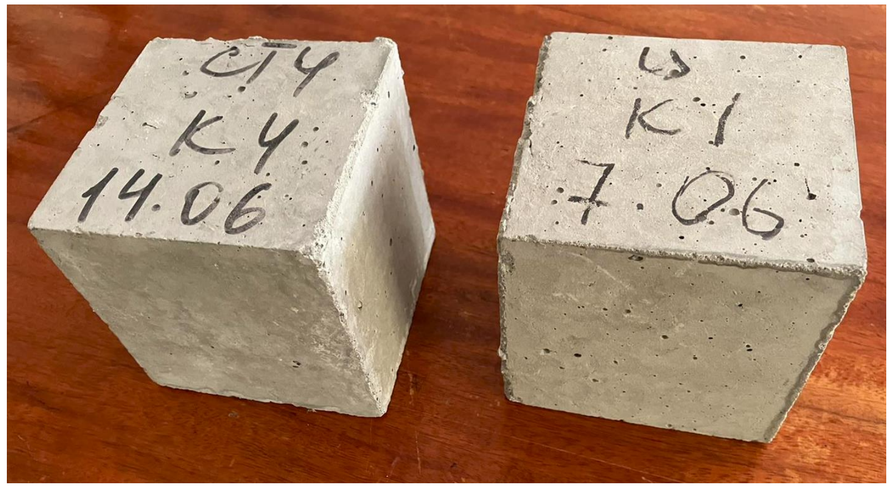
1 – зразок; 2 – домкрат;
3 – ручка домкрата;
4 – верхня упорна пластина;
5 – нижня упорна пластина;
6 – манометр.



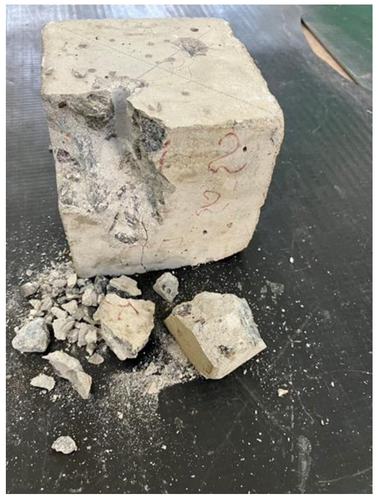
Варіант комбінованого навантаження

1 – зразок; 2 – силовий механізм;
3 – динамометр;
4 – індикатор годинникового типу;
5 – клиновий анкер.

Підготовлені для руйнування зразки бетону

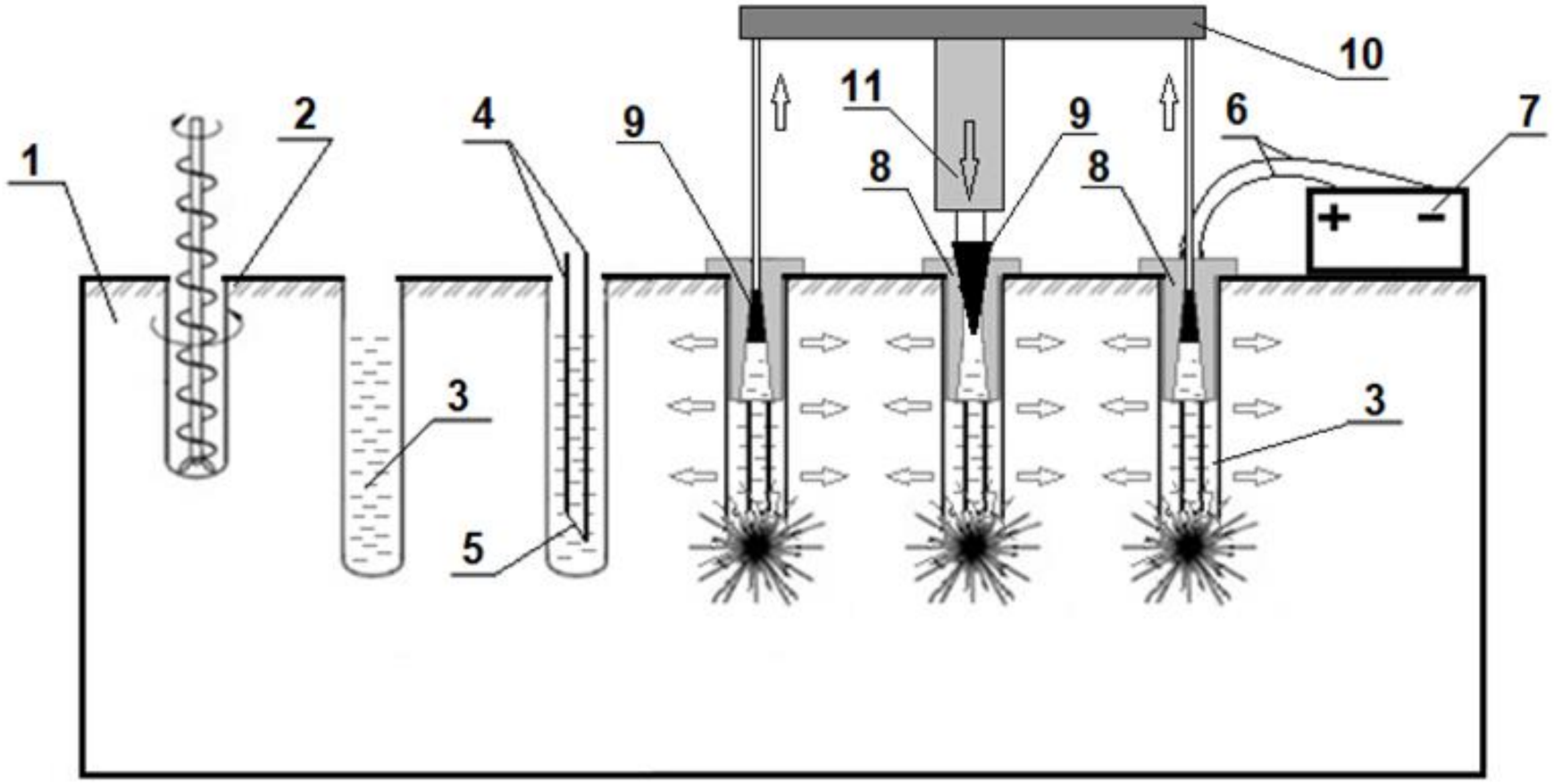


Характер руйнування зразків бетону



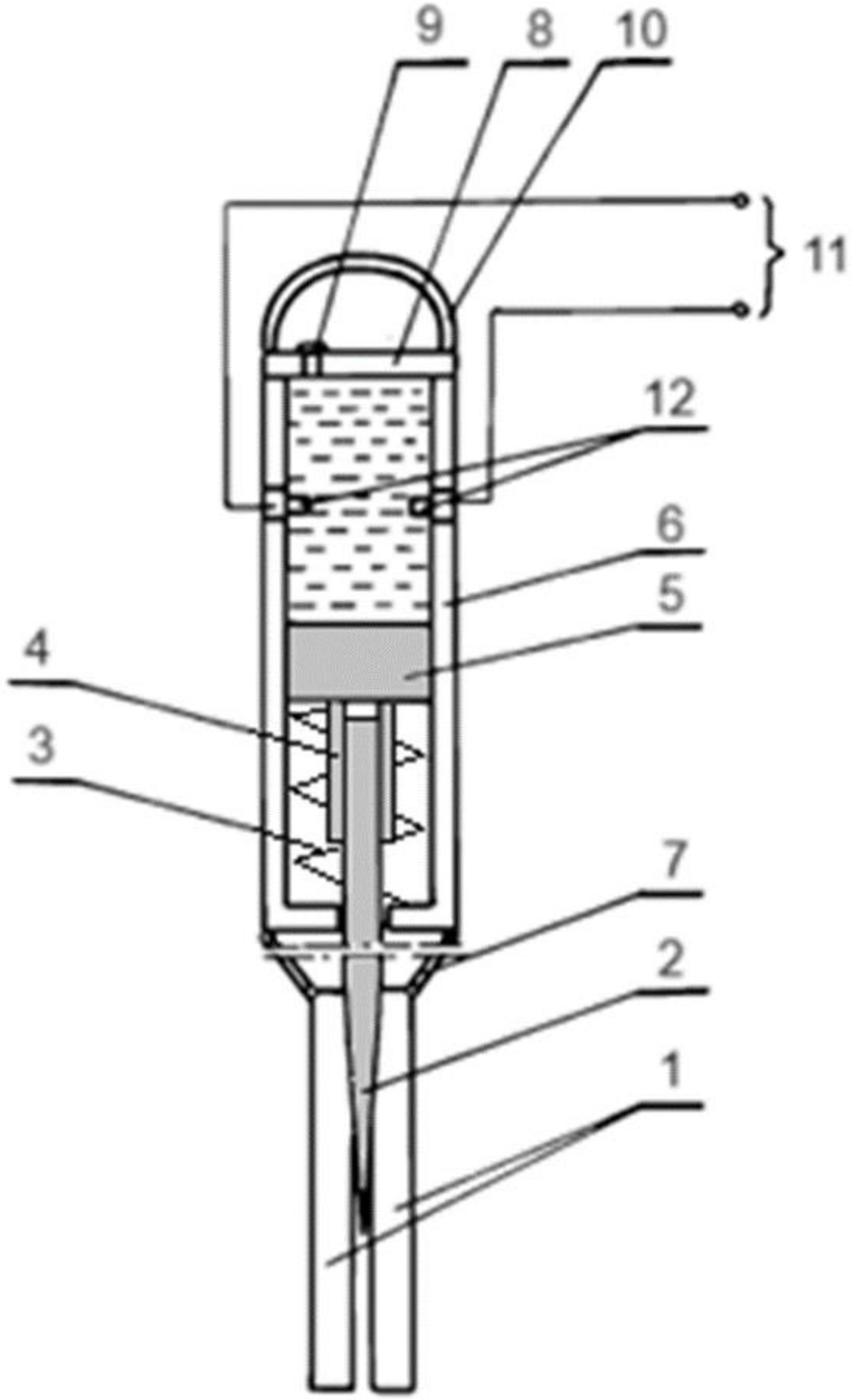
№ досл.	Р, кН	ДЕФОРМАЦІЇ БЕТОННИХ ЗРАЗКІВ ПІД СТАТИЧНИМ НАВАНТАЖЕННЯМ
1	10	2 магістральні тріщини від отворів до краю блоку 2,2 і 2,5 см
	20	розтріскування в області отворів, радіус розтріскування 2–3 см
	30	розтріскування в області отворів, радіус розтріскування 3–4,5 см
2	10	магістральна тріщина по всій ширині блоку через центри отворів, від центру отворів розрослися по 2 тріщини довжиною близько 8 см
	20	магістральна тріщина по всій ширині блоку через центри отворів, між отворами множинні розтріскування
	30	магістральна тріщина між отворами, від центру отворів розходяться дрібні тріщини завдовжки до 4 см
3	10	2 магістральні тріщини по всій ширині блоку через центри отворів, практично відколовся фрагмент масиву
	20	магістральна тріщина між отворами, розгалужується на безліч дрібних тріщин
	30	3 тріщини між отворами, довжиною 2,5 см 3,0 см 2,8 см

КОМБІНОВАНИЙ СПОСІБ РУЙНУВАННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ



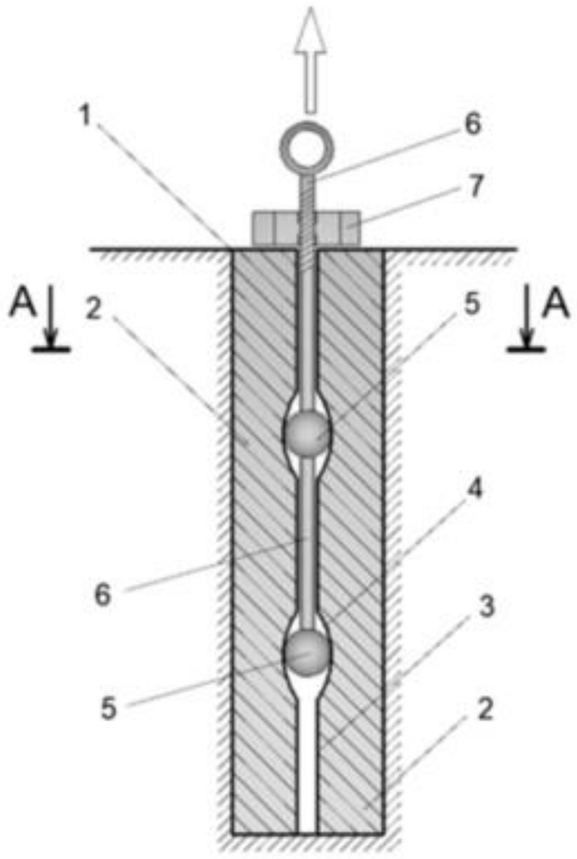
Комбінований спосіб руйнування бетонних конструкцій, при якому в об’єкті руйнування 1, пробурені отвори 2, які заповнений руйнівним матеріалом 3 (наприклад, водою), розміщено електроди 4, до яких прикріплені тонкі металеві дроти 5 розрядного пристрою для здійснення імпульсного електричного розряду, з'єднані високовольтними кабелями 6 з батареєю конденсаторів 7. В отвори 2 вставлені розпірні елементи 8 з робочими клинами 9, прикріпленими до розпірної системи 10 з силовим пристроєм 11.

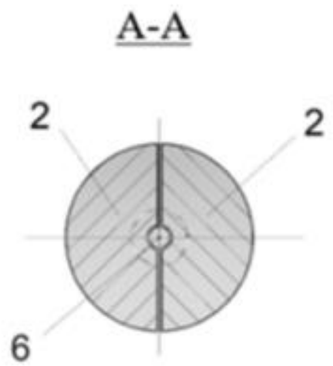
Електрогідравлічний клин

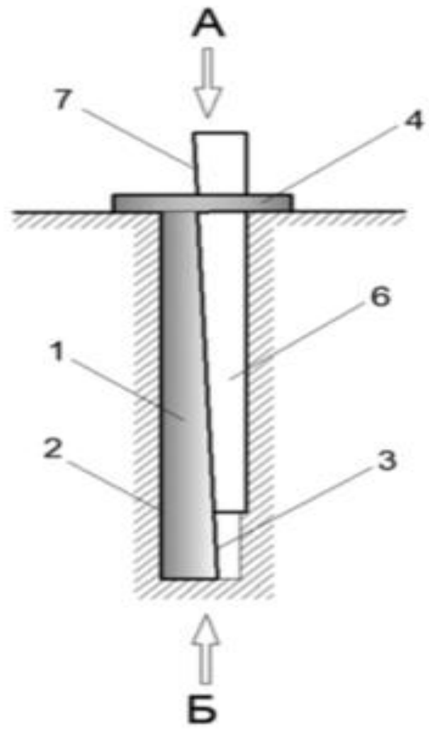


Електрогідравлічний клин містить клин 2, розташований між двома щоками 1 із зовнішніми циліндричними поверхнями, вставлений в напрямну втулку 3 закріплену жорстко до нижнього кінця поршня 5 гідроциліндра 6, підпружиненого пружиною 4. Верхні кінці щік 1 за допомогою троса 7 з’єднані з корпусом гідроциліндра 6. Гідроциліндр герметично закритий кришкою 8 з вбудованим у неї клапаном 9 гідросистеми. До кришки 8 прикріплена ручка 10 для зручності перенесення гідроциліндра 6. Гідроциліндр з’єднаний провідниками 11 з генератором імпульсів струму, не показаним на кресленні, через вбудовані в корпус гідроциліндра 6 електроди 12.

ПРИСТРОЇ ДЛЯ РУЙНУВАННЯ БЕТОНУ



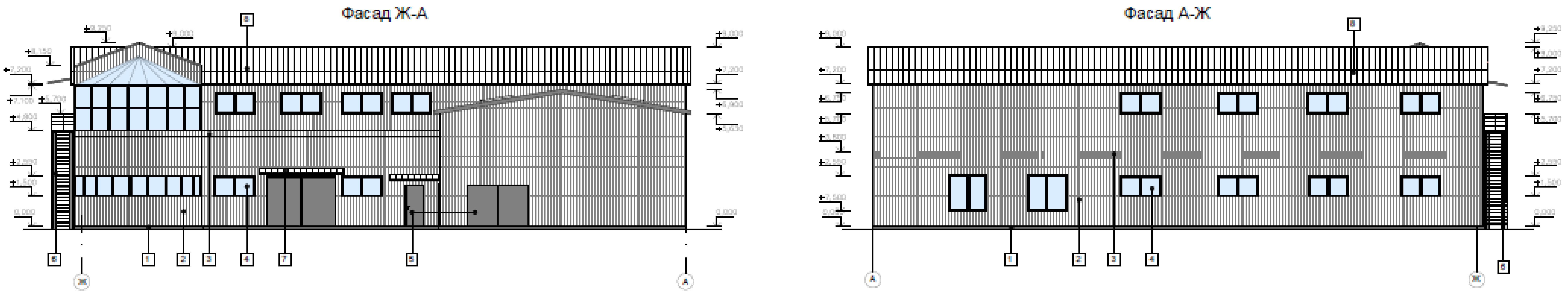


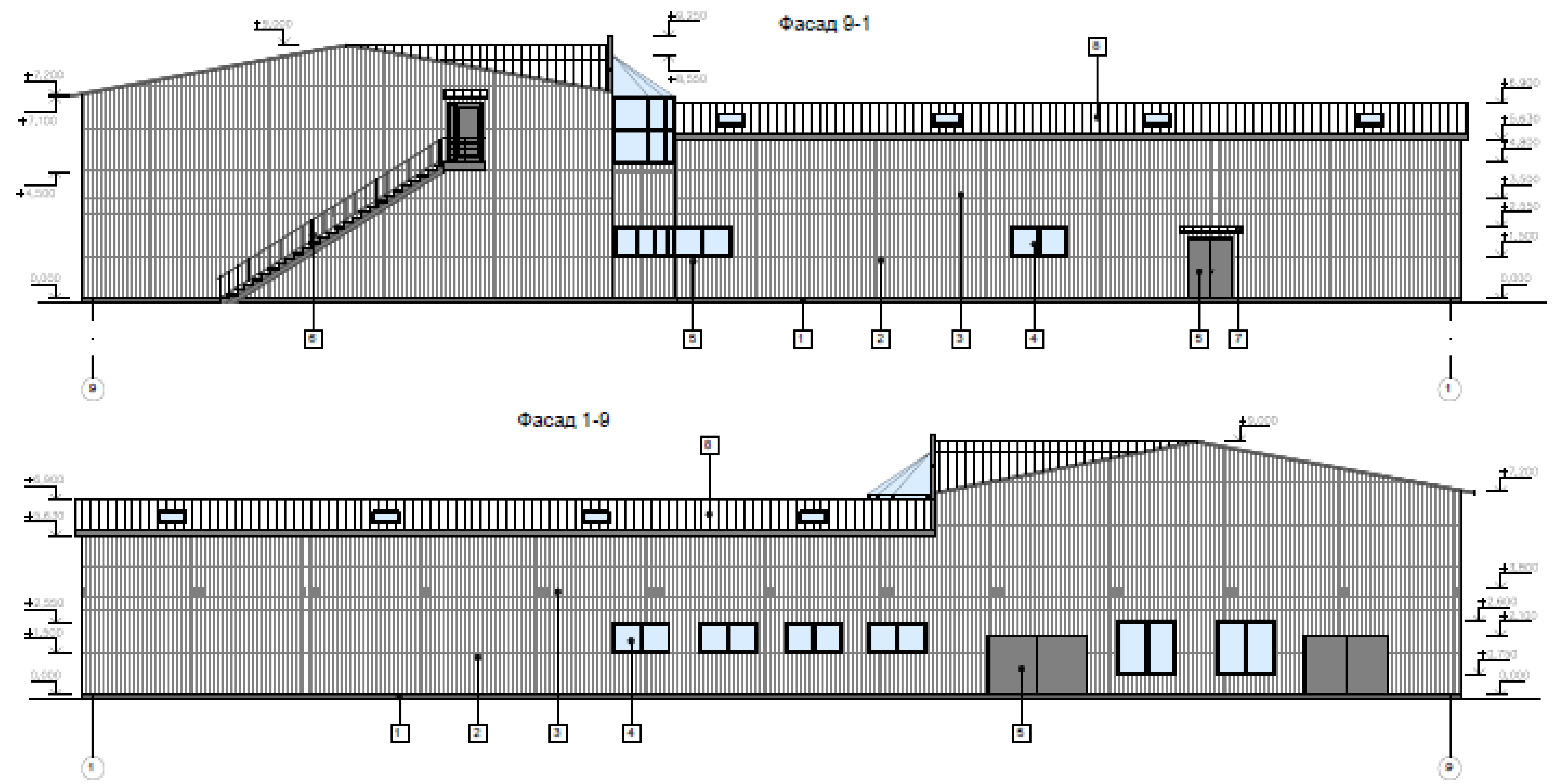


Пристрій для руйнування породи, який встановлений в отвір 1 об’єкта руйнування, містить два аксіально розташованих опорних елемента 2, які мають дугоподібні поперечні перерізи, спрямовані один навпроти одного, щоб утворити по суті циліндричну форму, і порожнисту частину 3, утворену всередині цих опорних елементів, містять виїмки 4, виконані з криволінійною поверхнею на звернених один до одного гранях опорних елементів 2, в яких розташовані розклинюючі елементи 5 виконані з твердометалевих матеріалів, з’єднані тяжом 6, на іншому кінці якого закріплена упорна гайка 7.

Клин залізний для руйнування містить першу щоку 1, яка має циліндричну зовнішню поверхню 2 і внутрішню похилу поверхню 3 та опорну пластину 4 з напрямним отвором 5 для другої щоки 6, яка має трикутний поперечний переріз з основою 7 не більшою діаметра циліндричної поверхні, виконаною похилою.

ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА





Відомість опорядження фасаду

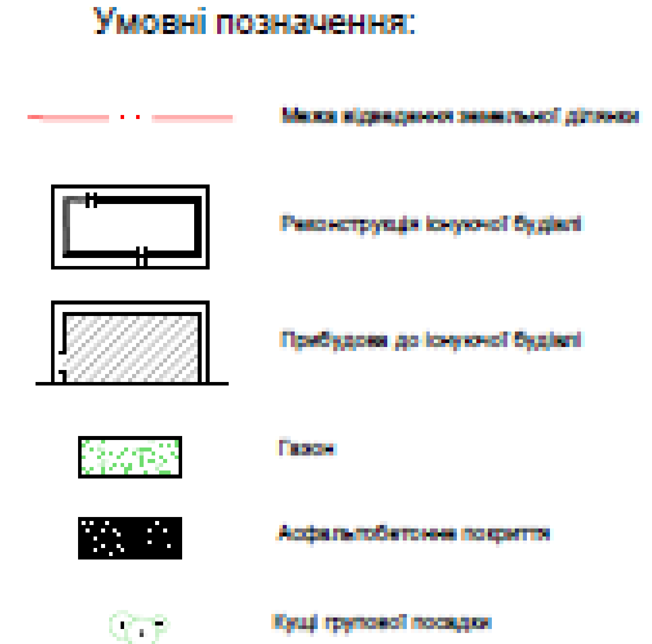
№ поз.	Елементи будівлі	Вид оздоблення	Колір
1	Цоколь	Облицювання керамо-гранітною плиткою	Колір по еталону
2	Стіни	Сендвіч-панелі	Колір по еталону
3	Ділянки стін	Сендвіч-панелі	Колір по еталону
4	Вікна	З металопластико-вого профілю	Білий
5	Двері, ворота	Металеві	Колір по еталону
6	Металеві елементи	Пофарбування емаллю ПФ-115 за два рази	Колір по еталону
7	Козирьки входів	Профнастил	Колір по еталону
8	Покрівля	Профнастил	Колір по еталону

Основні техніко-економічні показники генерального плану

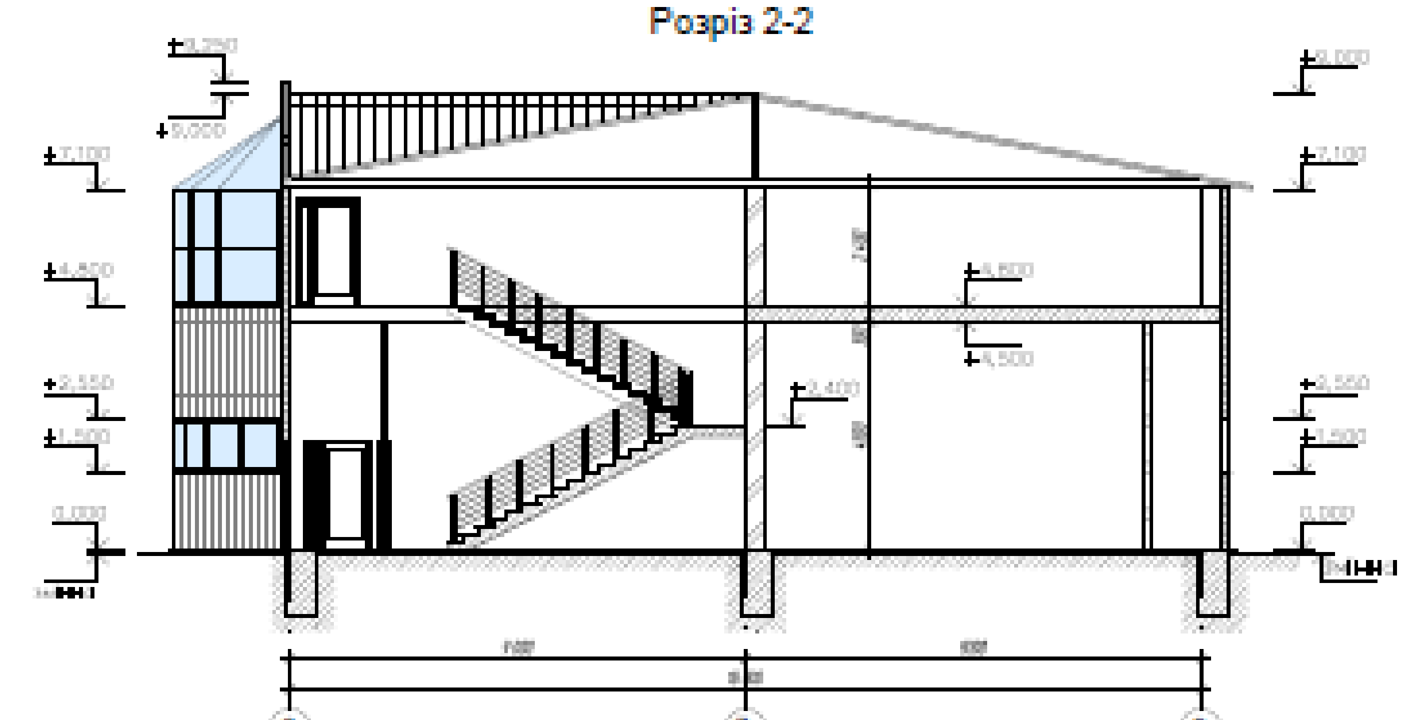
Найменування	Кількість, м²	%	Примітка
1. Площа території, всього:	2008,4	100	
2. Площа забудови	938,8	46,7	
3. Площа ділянок з твердим покриттям	653,0	32,5	
4. Площа озеленення	416,6	20,8	

Схема планування ділянки

Умовні позначення:

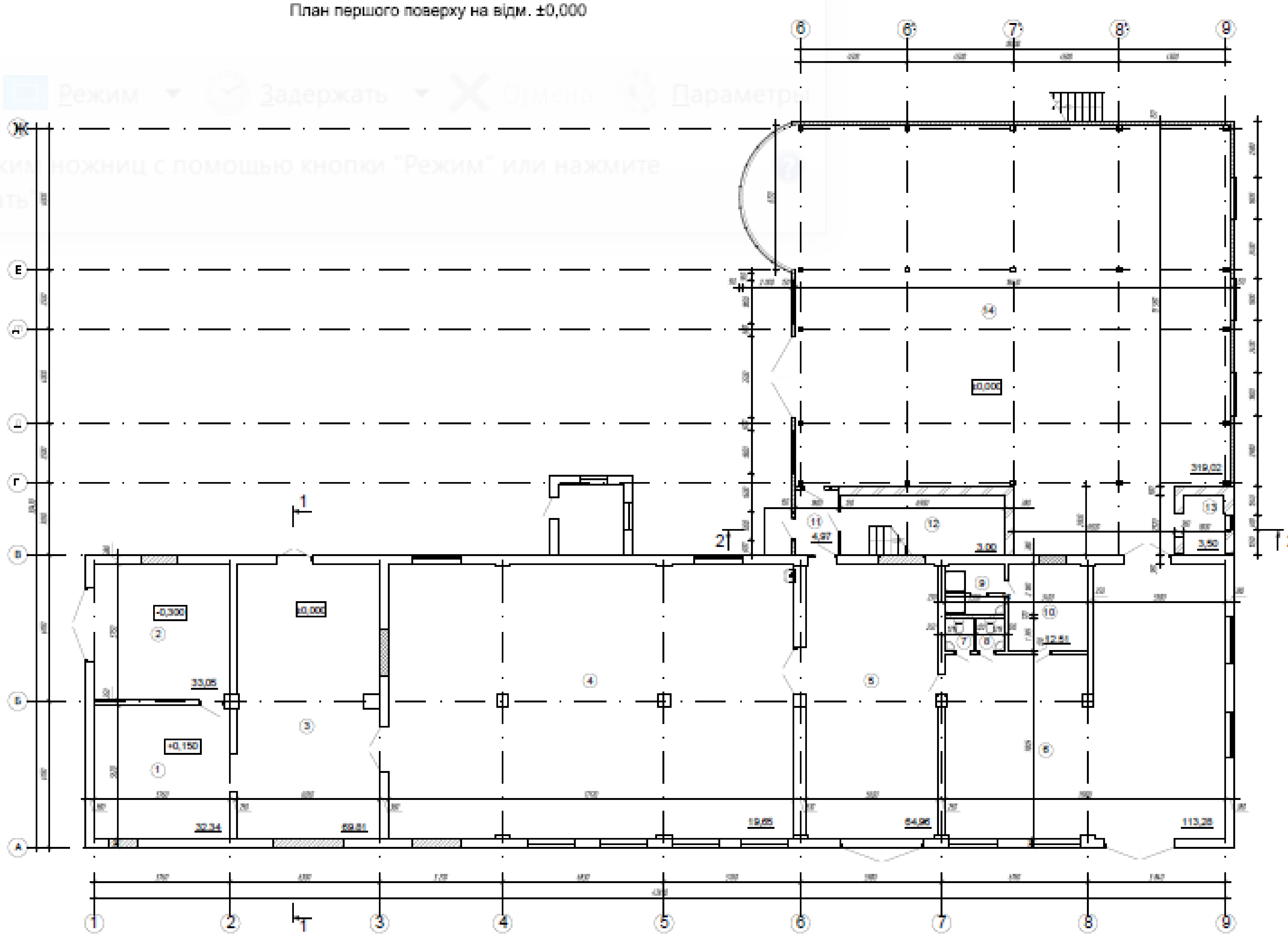


Розріз 2-2

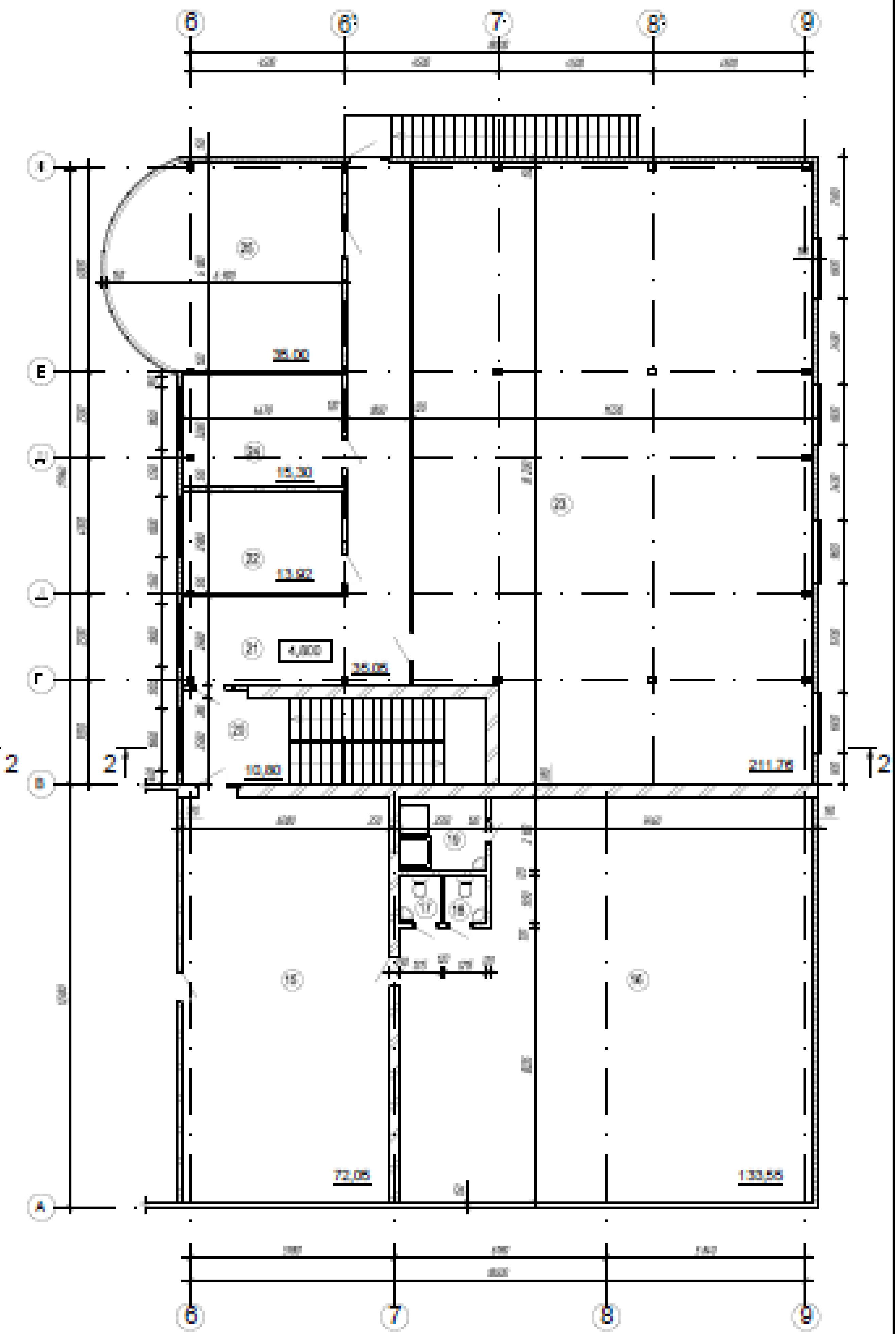


ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

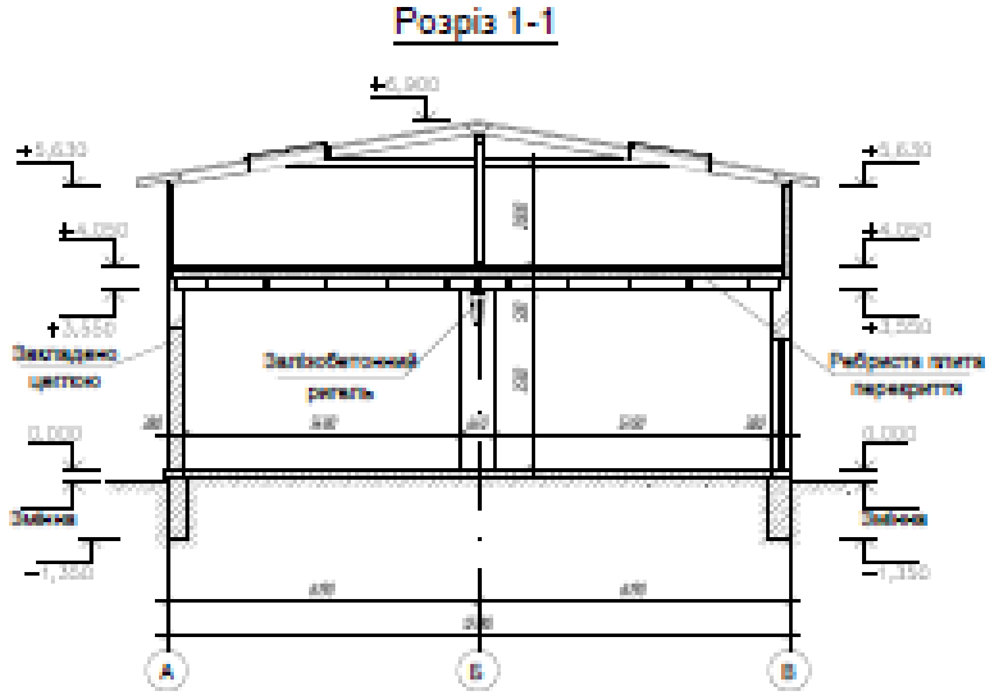
План першого поверху на відм. ±0,000



План мансардного поверху на відм. 4,800



Розріз 1-1



Експлікація приміщень першого поверху

№ п/п	Назва приміщення	Площа, м²	Примітки
1	Склад запчастин	32,34	
2	Склад металевих деталей	33,05	
3	Дільниця електрозварювальна	69,81	
4	Дільниця обробки листового металу	19,65	
5	Дільниця металообробки №1	64,96	
6	Дільниця металообробки №2	113,28	
7	Санвузол	1,69	
8	Санвузол	1,69	
9	Душова	5,56	
10	Роздягальня	12,51	
11	Тамбур	4,97	
12	Сходова клітина	3,00	
13	Опалювальний пункт	3,50	
14	Дільниця металообробки №3	319,02	
	Площа приміщень	685,03	

Експлікація приміщень мансардного поверху

№ п/п	Назва приміщення	Площа, м²	Примітки
15	Підсобне приміщення	72,05	
16	Підсобне приміщення	133,55	
17	Санвузол	1,69	
18	Санвузол	1,69	
19	Душова	5,56	
20	Сходова клітина	10,80	
21	Коридор	35,05	
22	Бухгалтерія	13,92	
23	Зал універсальний (для відпочинку)	211,76	
24	Конструкторський відділ	15,30	
25	Кабінет директора	35,00	
	Площа приміщень	534,97	

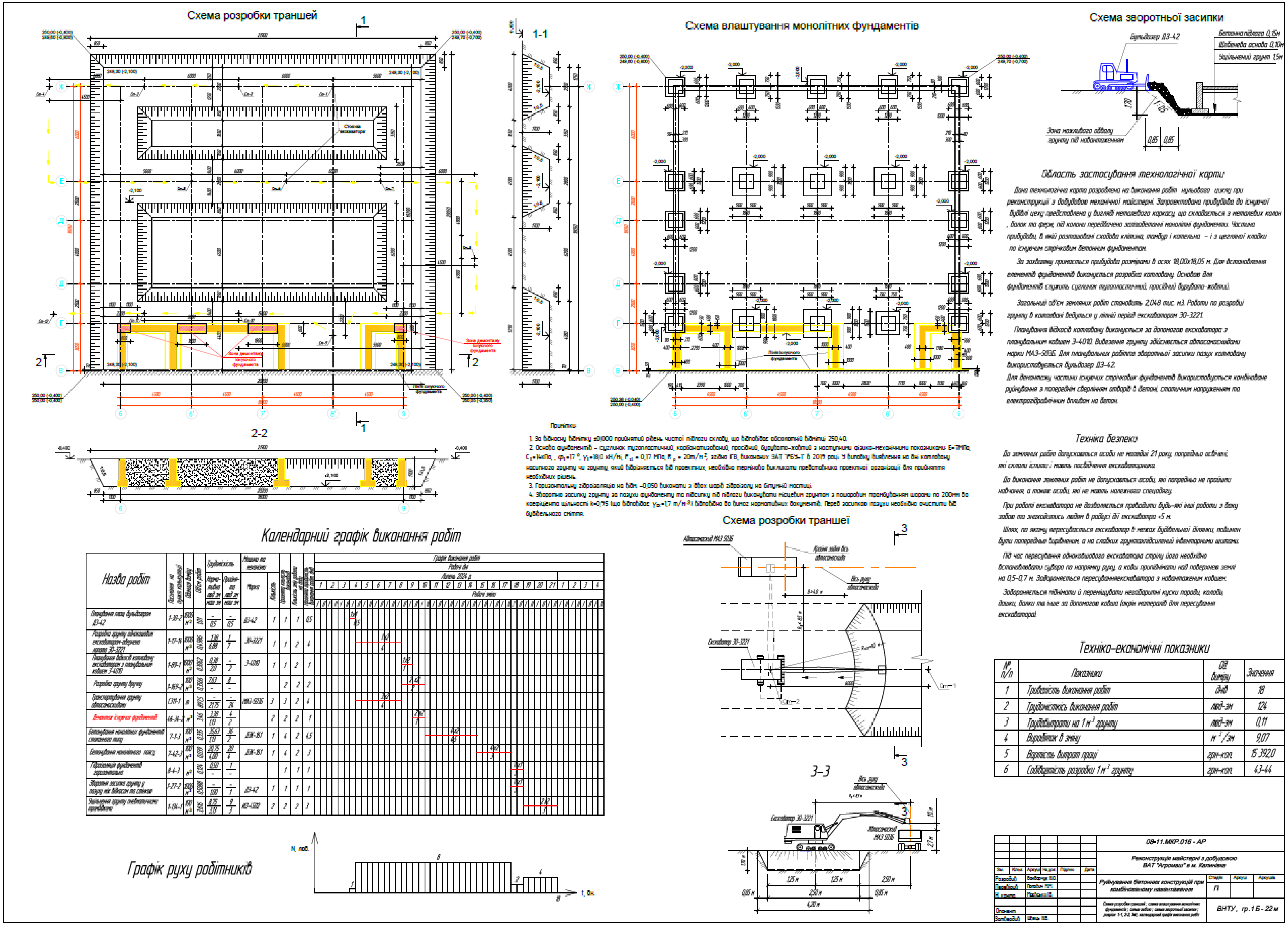
Умовні позначення

- існуючі стіни з керамічної цегли
- існуючі перегородки з керамічної цегли
- існуючі стіни з керамічної цегли, що демонтуються
- віконні отвори, що закладаються цеглою
- стіни з керамічної цегли, що проектуються
- перегородки з керамічної цегли, що проектуються
- стіни з сендвіч-панелей, що проектуються

08-11.МКР.016 - АР

ВНТУ, гр.1Б-22м

ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА



№ п/п	Показники	Од. виміру	Значення
1	Тривалість виконання робіт	днів	18
2	Трудомісткість виконання робіт	люд-зм	124
3	Трудовитрати на 1 $м^3$ ґрунту	люд-зм	0,11
4	Виробіток в зміну	$м^3$/зм	9,07
5	Вартість витрат праці	грн-коп.	15 392,0
6	Собівартість розробки 1 $м^3$ ґрунту	грн-коп.	43-44

Загальні висновки

1. Аналіз літературних джерел показав необхідність проведення теоретичних і експериментальних досліджень процесу руйнування бетонних конструкцій при комбінованому навантаженні, розробки пропозицій по створенню нових технологій.

2. На базі лабораторії кафедри БМГА ВНТУ із застосуванням виготовленого стенду були проведені модельні випробування технології руйнування бетону з використанням комбінованого навантаження. Проведені лабораторні дослідження дозволили запропонувати нові технологічні та конструктивні рішення руйнування бетонних конструкцій.

3. Експериментально досліджено вплив структури матеріалу на характер руйнування бетону. Порівняльні випробування на руйнування бетону показали, що ступінь руйнування зразків, попередньо напружених статичним навантаженням, при прикладанні динамічного навантаження в 1,2-1,5 рази вище.

4. Розроблено способи та технологічне рішення руйнування бетонних конструкцій.

5. Розраховано економічну ефективність науково-технічної розробки.

6. Розглянуто заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

7. Матеріали магістерської роботи рекомендується для використання в практиці будівництва та в навчальному процесі при підготовці студентів будівельників по дисципліні «Реконструкція будівель та споруд».