МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до організації самостійної роботи та проведення практичних занять
з навчальної дисципліни

«ПРОЕКТУВАННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ ДОРОЖНЬО-ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД»

(для студентів 1 курсу денної та 2 курсу заочної форм навчання освітньо-кваліфікаційного рівня «магістр» спеціальності 192 — Будівництво та цивільна інженерія)

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2020

Методичні рекомендації до організації самостійної роботи та проведення практичних занять з навчальної дисципліни «Проектування та реконструкція дорожньо-транспортних споруд» (для студентів 1 курсу денної та 2 курсу заочної форм навчання освітньо-кваліфікаційного рівня «магістр» спеціальності 192 — Будівництво та цивільна інженерії) / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. ; уклад. К. І. Вяткін. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 61 с.

Укладач канд. техн. наук, доц. К. І. Вяткін

Рецензент

О. С. Безлюбченко, кандидат технічних наук, доцент кафедри міського будівництва Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою міського будівництва, протокол № 11 від 06.02.2020.

ЗМІСТ

Вступ……..……..……..…4

Тема 1 Визначення деформативних характеристик матеріалів для улаштування прокладного шару……..... 5

Тема 2 Захист конструкцій мостів із залізобетонними плитами за допомогою полімерного складу ГС-1. Визначення морозостійкості 6

Тема 3 Посилення прогонових будов, що піддаються ударним впливам ….. 11

Тема 4 Технологія ремонту кам'яної опори з силовою тріщиною ……..... 16

Тема 5 Силове закладення тріщин …….…….... 23

Тема 6 Використання сучасних матеріалів для пристрою гідроізоляції прогонових будов ……..…..... 27

Тема 7 Допустиме тимчасове навантаження по обмеженню міцності поперечних перерізів ……..... 34

Тема 8 Розрахування прогонної будови ……..... 46

Тема 9 Розрахунок масивної підпірної стіни …….. 55

Список рекомендованої літератури ……..... 58

Додаток А 60

ВСТУП

Програма вивчення дисципліни «Проектування та реконструкція дорожньо-транспортних споруд» складена відповідно до місця та значення дисципліни за структурно-логічною схемою, передбаченою освітньо-професійною програмою підготовки магістра для студентів 1 курсу денної та 2 курсу заочної форм навчання за напрямом підготовки 192 – Будівництво та цивільна інженерії.

В умовах високого морального та фізичного зносу дорожньо-транспортних споруд в Україні значної уваги потребують питання проектування та реконструкції у відповідності до інноваційних технологій нових об’єктів чи проведення модернізації вже побудованих. До інженерних об’єктів дорожньо-транспортної мережі висуваються високі вимоги, серед яких функціональність, технологічність, безпека, економічна ефективність та інші. Розвинена дорожньо-транспортна мережа є основою розвитку різних галузей народного господарства та забезпечення соціального розвитку. Отже, питання проектування та реконструкція дорожньо-транспортних споруд має важливе соціальне-економічне значення для розвитку країни.

Метою викладання навчальної дисципліни «Проектування та реконструкція дорожньо-транспортних споруд» є формування у майбутніх фахівців уявлення про проектування та реконструкцію споруд які є невід’ємною частиною дорожнього та транспортного господарства країни. Підготувати майбутніх інженерів будівництва до вирішення державних завдань щодо утримання, проектування, реконструкції об’єктів державного значення.

Основним завданням вивчення дисципліни вивчення «Проектування та реконструкція дорожньо-транспортних споруд» є отримання знань про сучасне розуміння проектування та реконструкція дорожньо-транспортних споруд, конструювань несучих елементів, їх обслуговування, заміни та ремонту.

ТЕМА 1 ВИЗНАЧЕННЯ ДЕФОРМАТИВНИХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ УЛАШТУВАННЯ ПРОКЛАДНОГО ШАРУ

Розглянемо спосіб визначення деформативних характеристик дорожніх конструкцій, який полягає в тому, що за допомогою ударника проводять динамічне навантаження поверхні дорожнього одягу, за допомогою вимірювальної системи реєструють кінематичну характеристику системи «ударник-дорожній одяг», за якою обчислюють фактичний модуль пружності, який відрізняється тим, що як кінематичну характеристику системи «ударник-дорожній одяг» використовують тривалість удару, фактичний модуль пружності розраховують за формулою [1]:

$$E = \frac{4 \cdot m(1-\mu^2)}{r^2 D}, \quad (1)$$

де m – маса ударника, кг;

μ – коефіцієнт Пуассона;

r – тривалість удару, с;

D – діаметр штампа, м.

Коефіцієнт Пуассона – це міра зміни поперечних розмірів ізотропного тіла при деформації розтягу [2].

Коефіцієнт Пуассона є характеристикою речовини. Він позначається грецькою літерою ν або грецькою літерою μ і є величиною безрозмірною. Часто при записі деформаційних співвідношень використовують величину, обернену до величини цього коефіцієнта. Цю величину називають числом Пуассона.

Завдання. Визначити фактичний модуль пружності деформованих дорожніх конструкцій, якщо відомо, що маса ударника становить 250 кг, тривалість удару 10 с, діаметр штампу 0,7 метра. Коефіцієнт Пауссона обрати за варіантом – номер варіанта остання цифрі номеру студентського квитка, (табл. 1).

Таблиця 1 – Вихідні дані для розрахунку. Коефіцієнт Пуассона

Номер варіанта	Матеріал	коефіцієнт Пуассона ν
1	Алюміній	0,34
2	Дюралюміній	0,34
3	Кварцове скло	0,17
4	Латунь	0,35
5	Мідь	0,35
6	Органічне скло	0,35
7	Полістирол	0,35
8	Сірий чавун	0,22
9	Сталь	0,28

Провести розрахунки.

ЗАВДАННЯ ДЛЯ САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ

Надати теоретичні визначення поняттям «Модуль пружності», «Деформовані конструкції», «Ударник-дорожній одяг».

ТЕМА 2 ЗАХИСТ КОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ПЛИТАМИ ЗА ДОПОМОГОЮ ПОЛІМЕРНОГО СКЛАДУ ГС-1. ВИЗНАЧЕННЯ МОРОЗОСТІЙКОСТІ

Відповідно до вимог державного стандарту існують наступні методи визначення морозостійкості:

— базові – перший (для усіх видів бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покрить) і другий (для бетонів дорожніх і аеродромних покрить);

— прискорені при багаторазовому заморожуванні і відтаванні (другій і третій);

— прискорені при однократному заморожуванні – четвертий дилатометричний і п'ятий структурно-механічний.

Умови встановлення морозостійкості залежно від методу випробувань і виду бетону приймають за рисунком 1.

Номер методу	Умови випробувань			Вид бетону
	Середовище насичення	Середовище, температура заморожування, °С	Середовище відтавання	
Базові				
Перший	Вода	Повітряне, мінус 18±2	Вода	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів
Другий	5%-ий водний розчин хлористого натрію	Те ж	5%-ий водний розчин хлористого натрію	Бетони дорожніх і аеродромних покриттів
Прискорені при багатократному заморожуванні і відтаванні				
Другий	5%-ий водний розчин хлористого натрію	Повітряне, мінус 18±2	5%-ий водний розчин хлористого натрію	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів і легких з середньою густиною меншою D1500
Третій	Те ж	5%-ий водний розчин хлористого натрію, мінус 50±5	Те ж	Всі види бетонів, крім легких бетонів з середньою густиною меншою D1500
Прискорені при однократному заморожуванні				
Четвертий *	Вода	Гас, мінус 18±2	-	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів
П'ятий	Те ж	Повітряне, мінус 18±2	Повітряне	Те ж

Рисунок 1 – Умови встановлення морозостійкості залежно від методу випробувань і виду бетону

Морозостійкість бетону визначають у проектному віці при досягненні ним міцності на стиск, яка відповідає його класу за міцністю.

Зразки виготовляють і випробують серіями.

Контрольні зразки бетону перед випробуванням на міцність, а основні зразки перед заморожуванням насичують водою (розчином солі) з температурою (18±2)°С.

Кількість та розміри зразків бетону, які піддаються випробуванням залежно від методу визначення морозостійкості приймають за рисунком 2.

Метод визначення морозостійкості	Розміри зразка, мм	Кількість зразків, шт.	
		контрольних	основних
Перший	100×100×100 чи 150×150×150	6	12
Другий	100×100×100 чи 150×150×150	6	12
Третій	100×100×100 чи 70×70×70	6	6
Четвертий	100×100×100 , циліндри: діаметр 70, висота 70	-	3
П'ятий	100×100×100 чи 150×150×150	3	3

Рисунок 2 — Кількість та розміри зразків для визначення морозостійкості

Умови випробувань бетону для визначення морозостійкості.

При визначенні морозостійкості бетонів дорожніх і аеродромних покриттів четвертим методом слід встановити кореляцію з другим базовим методом.

Для встановлення морозостійкості за базовим (першим) методом зразки випробовують за режимом, вказаним в на рисунку 3.

Для встановлення морозостійкості за базовим (першим) методом зразки випробовують за режимом, вказаним в на рисунку 4.

Метод випробувань	Вид бетону	Число циклів заморожування і відтавання для бетону марки за морозостійкістю												
		F 25	F 35	F 50	F 75	F 100	F 150	F 200	F 300	F 400	F 500	F 600	F 800	F 1000
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Перший	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів	15* --- 25	25 --- 35	35 --- 50	50 --- 75	75 --- 100	100 --- 150	150 --- 200	200 --- 300	300 --- 400	400 --- 500	500 --- 600	600 --- 800	800 --- 1000
Другий	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів і легкого бетону з середньою густиною меншою D1500	-	-	- --- 8	- --- 13	- --- 20	20 --- 30	30 --- 45	45 --- 75	75 --- 110	110 --- 150	150 --- 200	200 --- 300	300 --- 450
Третій		-	-	-	2	3	4	5	8	12	15	19	27	35
Другий	Бетони дорожніх і аеродромних покриттів	-	-	35 --- 50	50 --- 75	75 --- 100	100 --- 150	150 --- 200	200 --- 300	300 --- 400	400 --- 500	500 --- 600	600 --- 800	800 --- 1000
Третій		-	-	-	-	5	10	20	37	55	80	105	155	205

Рисунок 3 – Режим випробувань за базовим (першим) методом

Розмір зразка, мм	Режим випробувань			
	Заморожування		Відтавання	
	тривалість, не менше, год.	температура, °С	тривалість, не менше, год.	температура, °С
100×100×100	2,5	мінус 18±2	2±0,5	18±2
150×150×150	3,5		3,0±0,5	
200×200×200	5,5		5,0±0,5	

Рисунок 4 — Режим випробувань за базовим (першим) методом

Марку бетону за морозостійкістю приймають такою, що відповідає необхідній, якщо середнє значення міцності на стиск основних зразків після встановленого для даної марки числа циклів поперемінного заморожування і відтавання зменшилось не більше ніж на 5 % у порівнянні із середньою міцністю на стиск контрольних зразків.

Для серії зразків бетону дорожніх і аеродромних покриттів додатково визначають масу основних зразків. Втрата маси основних зразків після визначеного числа циклів випробувань не повинна перевищувати 3%.

Зменшення міцності на стиск основних зразків у порівнянні із середньою міцністю контрольних зразків легкого бетону з маркою за морозостійкістю F50 і менше не повинне перевищувати 15 %.

Для визначення морозостійкості за прискореним дилатометричним (четвертим) методом при однократному заморожуванні використовують диференціальний об'ємний дилатометр у комплекті зі стандартними зразками.

Стандартний зразок – зразок, виготовлений з того ж матеріалу, що і дилатометр, який повинен мати однакову форму і розміри з бетонними зразками. Марку бетону за морозостійкістю F визначають за максимальною відносною різницею об'ємної деформації при заморожуванні насичених бетонних і стандартних зразків.

Прискорений структурно-механічний (п'ятий) метод визначення морозостійкості бетону поширюється на важкі і легкі бетони, окрім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів, і застосовується при підборі і коригуванні складу бетону лабораторіями підприємств будіндустрії. Для зразків бетону визначають пористість і міцність після однократного заморожування протягом 5 год. при температурі мінус (18±2) °С. Морозостійкість бетону визначають за відповідними формулами, які зв'язують морозостійкість з показниками пористості і міцності бетону.

Розглянемо більш детально спосіб визначення морозостійкості асфальтобетону, що включає виготовлення зразків методом ущільнення з витримкою на повітрі одну добу, визначення зниження механічних властивостей після впливу заморожування-відтавання, який відрізняється тим, що зниження властивостей асфальтобетону фіксують неруйнуючим стандартним методом визначення модуля пружності в лінійній зоні до впливу заморожування-відтавання (Е) та після впливу ($E_п$), знаходять коефіцієнт

(ступінь зниження модуля пружності матеріалу), що характеризує морозостійкість, за формулою:

$$К_{З.П.} = \frac{E_П}{E} \quad (2)$$

де Е — модуля пружності в лінійній зоні до впливу заморожування-відтавання

$Е_п$ — модуля пружності в лінійній зоні після впливу заморожування-відтавання

Завдання. Навести алгоритм визначення модуля пружності.

ЗАВДАННЯ ДЛЯ САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

надати теоретичні визначення поняттям «Морозостійкість», «Стандартний зразок», «Асфальтобетон».

ТЕМА 3 ПОСИЛЕННЯ ПРОГОНОВИХ БУДОВ, ЩО ПІДДАЮТЬСЯ УДАРНИМ ВПЛИВАМ

Підсилення залізобетонних конструкцій має, у порівнянні з іншими видами конструкцій (металевими, дерев'яними), специфічні особливості, пов'язані зі складністю забезпечення сумісної роботи бетону конструкції, що експлуатується, з новим бетоном при збільшенні поперечного перерізу та складністю збільшення перерізу арматури внаслідок її важкодоступності.

При проектуванні підсилення конструкцій, що експлуатуються в певних умовах, метод підсилення обирають після стадії оцінки стану, за результатом якої встановлюється можлива схема руйнування конструкції (слабка зона). У загальному випадку руйнування згинаних, позацентрово (центрально) стиснутих або розтягнутих елементів відбувається за розтягнутою, стиснутою зонами або в зоні зрізу від дії поперечних сил, по просторовому перерізу від дії крутного моменту, місцевого зминання, відриву та продавлювання. Тому треба підсилювати найбільш слабку зону залізобетонних конструкцій [1].

Підсилення залізобетонних елементів, що працюють на згин, можна

виконувати двома основними способами: влаштуванням розвантажувальних елементів; підсиленням шаром бетону або залізобетону.

За першим способом підсилюють елементи, головним чином, неушкоджених конструкцій без припинення виробництва.

Другий спосіб підсилення – нарощування бетоном або залізобетоном застосовують при підсиленні як неушкоджених, так і ушкоджених конструкцій. Передбачають збільшення розмірів поперечного перерізу підсилюваного елементу шляхом введення в стиснуту або розтягнуту зону шару неармованого або армованого бетону. Для цього влаштовують обойми, сорочки, а також одностороннє, двостороннє і бокове нарощування.

Найбільш поширеним методом підвищення несучої здатності залізобетонних елементів, що працюють на згин, є нарощування розтягнутої або стиснутої зон шаром залізобетону [2].

Збільшення міцності й жорсткості підсилюваного елементу нарощуванням реалізується лише при спільній роботі підсилюваної конструкції та конструкції підсилення. Нарощування застосовують для підсилення як монолітних залізобетонних конструкцій, так і збірних.

Нарощування розтягнутої зони елементу підсилення переважно виконують у випадках, коли неможливо підсилення нарощуванням зверху, а несна здатність при цьому трохи збільшується.

Ще одним недоліком такого методу підсилення є необхідність проведення трудомістких робіт з улаштування опалубкових конструкцій з системою риштувань.

Нарощування залізобетонних елементів, що працюють на згин, зверху у стиснутій зоні виконують при необхідності значного збільшення несучої здатності конструкції. При необхідності шар підсилення армують повздовжньою арматурою, яку приварюють до оголеної існуючої або приклеюють до бетону стиснутої зони. Відомо, що в зоні контакту «нового» і «старого» бетонів при підсиленні залізобетонних елементів, що працюють на згин, методом нарощування, діє складний напружнодеформовний стан. При

цьому зона контакту піддається одночасній дії стискальних або розтягувальних, а також зсувних зусиль. Величина останніх може визначати несучу здатність підсилюваної конструкції. Низька міцність зони контакту обмежує можливості підсилення при однобічному нарощуванні, а також при дії динамічних навантажень.

Спільної роботи «старого» та «нового» бетонів при збільшенні поперечного перерізу підсилюваної конструкції досягають улаштуванням у «старому» бетоні відкритих пазів, насічок або додатковим поперечним армуванням хомутами, які з'єднуються з арматурою конструкції.

Для покращення зчеплення "нового" бетону зі "старим" окрім насічок за можливістю рекомендують виконувати адгезійне ґрунтування полімеррозчином, композиціями на основі акрилового, епоксидного та інших видів синтетичних клеїв [3].

В останні роки з'явилися високоміцні матеріали, застосування яких при підсиленні суттєво підвищує ефективність відновлених елементів. Одним з таких матеріалів є сталефібробетон.

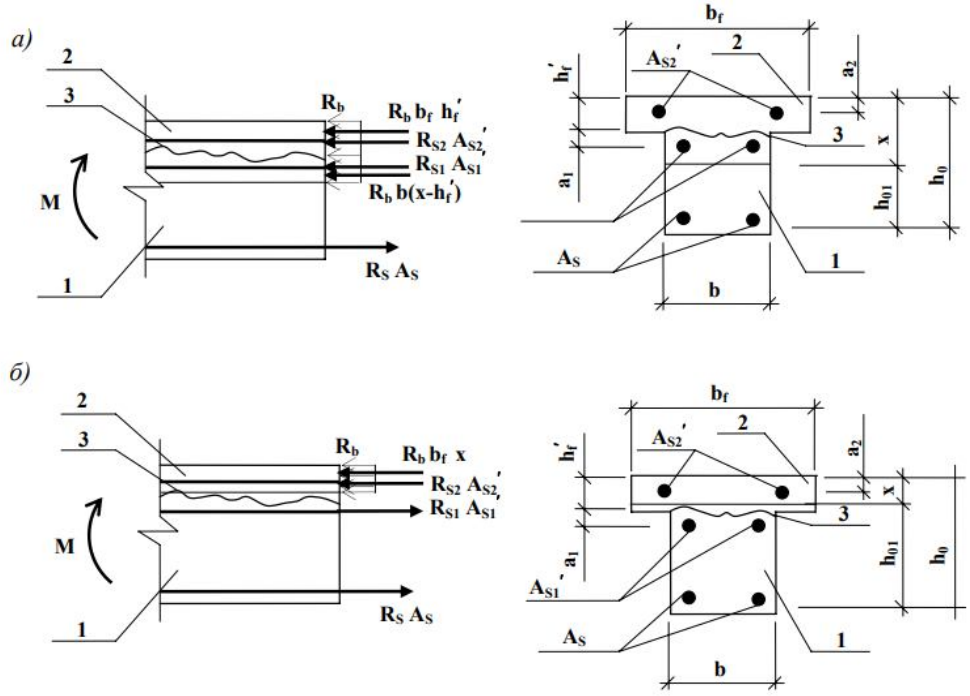
При використанні сталефібробетону для підсилення залізобетонних елементів, що працюють на згин, сталеві фібри проникають у тріщини, раковини, каверни та інші пошкодження підсилюваної конструкції та ніби зашпаровують дефекти. Це дозволяє відновити експлуатаційні якості залізобетонної конструкції навіть зі значними ушкодженнями [4].

Проектування підсилення залізобетонних конструкцій повинно забезпечити спільну роботу елементів підсилення з підсилюваною конструкцією. Крім того, після підсилення конструкція має задовольняти вимоги чинних норм за першою та другою групами граничних станів.

При підсиленні залізобетонних елементів нарощуванням зверху слід зважати на те, що площа поперечного перерізу існуючої арматури As в підсилюваному елементі повинна бути достатньою для сприйняття збільшеного згинального моменту. Максимальну висоту нарощування h_f' визначають за умови повного використання стиснутої зони бетону

підсилюваного елемента, тобто при x – h_f' = ξRh01 (ξR – для бетону підсилюваного елемента).

При цьому може бути декілька випадків розрахунку товщини нарощування (рис. 5).



а – при x > h_f'; б – при x ≤ h_f'.

Рисунок 5 — Розрахункові схеми залізобетонних елементів, що працюють на згин, підсилених нарощуванням стиснутої зони

При однаковому класі бетону підсилення і бетону підсилюваного елемента максимальну товщину нарощування розраховують за умови [5] :

$$h'_f = \frac{R_S A_S - R_{S1} A'_{S1} - R_{S2} A'_{S2}}{R_b b} - \xi_R h_{01}$$

Якщо клас бетону нарощування відрізняється від класу бетону підсилюваної конструкції, то товщину нарощування визначають за формулою 4.

$$h'_f = \frac{R_S A_S + R_b \xi_R h_{01} - R_{S1} A'_{S1} - R_{S2} A'_{S2}}{R_{b2} b}, \quad (4)$$

де R_b, R_{b2} – міцність бетону на стиск підсилюваної конструкції та елементу

підсилення відповідно. Перевірку несучої здатності перерізу виконують залежно від того, де знаходиться межа стиснутої зони:

1) якщо межа перетинає бетон підсилення ($x \leq h_f'$), тобто виконується умова

$$R_S A_S \leqq R_{b2} b h'_f + R_{s2} A'_{s2}, \quad (5)$$

розрахунок при збігу класу бетону підсилюваної конструкції з класом бетону підсилення, виконують за формулою (6):

$$M \leq R_b b_f x (h_0 - 0.5x) + R_{s1} A'_{s1} (h_{01} - h'_f - \alpha'_2) - R_{s1} A'_{s2} (h_0 - \alpha_2), \quad (6)$$

де висоту стиснутої зони x визначають за формулою 7:

$$x = \frac{R_S A_S + R_{S1} A'_{S1} - R_{S2} A'_{S2}}{R_b * b_f}. \quad (7)$$

При різних класах бетону підсилюваної конструкції та бетону підсилення у формулах (3.4), (3.5) замість Rb підставляють значення R_{b2} ; 2) якщо умова (5) не виконується і межа стиснутої зони проходить в бетоні підсилюваної конструкції ($x > h_f'$), міцність перерізу за умови збігу класу бетону конструкції з класом бетону підсилення, перевіряють за формулами (8) і (9):

$$M \leq R_b b_f h'_f (h_0 - 0.5h'_f) + R_b b (x - h'_f)[h_{01} - 0.5(x - h'_f)] + R_{s2} A'_{s2} (h_0 - \alpha'_2) + R_{s1} A'_{s1} (h_{01} - h'_f - \alpha'_2) \quad (8)$$

$$x = \frac{R_S A_S + R_b b_f h'_f - R_{S2} A'_{S2} - R_{S1} A'_{S1}}{R_b b} \quad (9)$$

При різних класах бетону підсилюваної конструкції та бетону підсилення у формулі (8) у першому складнику, а у формулі (9) у третьому складнику замість R_b підставляють значення R_{b2}.

Завдання. Метою випробувань було експериментально та теоретично визначити вплив основних фізико-механічних характеристик матеріалів підсилення на міцність, тріщиностійкість, деформації підсилених балок та встановити ефективність кожного виду підсилення з погляду несучої здатності та експлуатаційної придатності підсиленого залізобетонного згинального елемента. При підсиленні балок використовували сучасні ефективні матеріали

підвищеної міцності та тріщиностійкості до складних умов експлуатації. Для порівняння з традиційним способом підсилення залізобетонних балок нарощуванням стиснутої зони за допомогою додаткової арматури та шару дрібнозернистого бетону були досліджені інші матеріали, які підсилюють стиснуту зону. З цією метою для описуваних дослідів було прийнято рішення крім традиційного способу підсилення шаром армованого дрібнозернистого бетону підсилити стиснуту зону шаром сталефібробетону та шаром полімербетону. Обґрунтуйте прийняття даного рішення.

ЗАВДАННЯ ДЛЯ САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

надати теоретичні визначення поняттям «Підсилення залізобетонних елементів», «Залізобетонні елементи», «Арматура».

ТЕМА 4 ТЕХНОЛОГІЯ РЕМОНТУ КАМ'ЯНОЇ ОПОРИ З СИЛОВОЮ ТРІЩИНОЮ

Для оцінки технічного стану будівельних конструкцій передбачені наступні категорії [4]:

— справний стан;

— працездатний стан;

— обмежено працездатний стан;

— непрацездатний (аварійний) стан.

Для оцінки небезпеки виявлених дефектів (пошкоджень) передбачені наступні категорії [5]:

А — дефекти та ушкодження особливо відповідальних елементів і сполучень, що несуть безпосередню небезпеку їх руйнування. Конструкцію з ушкодженнями категорії А слід вивести з експлуатації до виконання необхідного ремонту та підсилення.

Б — дефекти та ушкодження конструкцій, що на момент огляду не

мають небезпеки руйнування, але можуть в подальшому спричинити пошкодження інших елементів та вузлів, або при розвитку ушкодження перейти в категорію А;

В — дефекти та ушкодження локального характеру, які при подальшому розвитку не можуть вплинути на основні несучі конструкції та інші елементи (ушкодження допоміжних конструкцій, місцеві прогини і вм'ятини ненапружених елементів і т.п.).

Для оптимального вибору матеріалів та технології виконання робіт по захисту та ремонту конструкцій, необхідно провести докладне обстеження їх технічного стану.

При обстеженні споруди виконують:

— ознайомлення з технічною документацією на дане спорудження або об'єкт;

— огляд споруди;

— контрольні вимірювання та інструментальні зйомки.

Для планування ремонтних робіт при обстеженні різних елементів конструкції відбирають контрольні зразки для лабораторних випробувань для визначення:

— фізико-механічних характеристик бетону (міцність на стиск і розтяг, вміст хлоридів, стан арматури і т.д.);

— стан бетону (водонепроникність, густину, вміст вологи і т.д.).

Виконання оглядів несучих залізобетонних конструкцій з метою прогнозування появи тріщини рекомендується планувати таким чином, щоб обстеження, відбір кернів і т.д. проводилися при низькій позитивній температурі (+5 ˚С ... + 10 ˚С).

В елементах конструкції виявляють дефекти, характерні для матеріалу, з якого вони виконані, а також дефекти та пошкодження, зумовлені особливостями конструкцій:

— сколи в місцях сполучення конструкцій;

— вихід арматури на поверхню бетону;

— корозія арматури;

— порушення цілісності конструкцій;

— порушення гідроізоляції;

— температурно-усадочні тріщини в масивних частинах несучих елементах конструкції (опори, ригелі, балки і т. д.);

— порушення герметизації швів між блоками збірно-монолітних конструкцій;

— тріщини в конструкціях, виконаних з залізобетонних оболонок або об'ємних блоків;

— стирання та інші механічні пошкодження (механічні дії на промисловій підлозі та ін.);

— пошкодження конструкцій в зоні перемінного рівня води, викликані кліматичними факторами та впливом води (наприклад, заморожування–розморожування бетону, корозія металу);

— тріщини, викликані зсіданням конструкції через недостатню несучу здатність ґрунтів.

Пошкодження за характером впливу на конструкції можна розділити на три групи:

група I — практично не знижують міцність та довговічність конструкції (поверхневі раковини, порожнечі, тріщини, в тому числі температурні усадочні з розкриттям менш як 0,2 мм та враховані розрахунком, а також ті, у яких під впливом тимчасового навантаження та температури розкриття збільшується не більше ніж на 0,1 мм, відколи бетону без оголення арматури, дрібні раковини та пори в бетоні захисного шару);

група II — зменшують довговічність конструкції в результаті зниження корозійної стійкості та втомної міцності конструкції в цілому або її окремих елементів (корозійно небезпечні тріщини розкриттям більше 0,2 мм; тріщини розкриттям більше 0,3 мм під тимчасовим навантаженням; порожнечі, раковини в бетоні захисного шару та відколи з оголенням арматури; поверхнева та глибинна корозія бетону, відшарування і руйнування бетону

захисного шару з оголенням робочої арматури. До цієї ж групи належать ушкодження, що знижують довговічність конструкції в результаті перерозподілу внутрішніх зусиль в окремих елементах : похилі наскрізні тріщини, що змінюють своє розкриття («дихаючі») при пропуску навантаження);

група III — знижують несучу здатність конструкції (тріщини, які не передбачені розрахунком ні по міцності, ні по витривалості; великі раковини та порожнечі в бетоні стиснутої зони і т. п.).

Пошкодження групи I не вимагають прийняття термінових заходів, їх можна усунути при поточному утриманні в профілактичних цілях. При пошкодженнях групи II ремонт забезпечує підвищення довговічності спорудження. Застосовувані матеріали повинні мати достатню довговічність. Обов'язковому закладенню підлягають тріщини в зоні розташування уздовж арматури.

При пошкодженнях групи III відновлюють несучу здатність конструкції за конкретною ознакою. Застосовувані матеріали і технологія мають забезпечувати міцнісні характеристики та довговічність конструкції.

Для ліквідації пошкоджень групи III, повинні розроблятися індивідуальні проекти.

При пошкодженнях груп I і II з одночасним впливом водного середовища при виконанні ремонтних робіт рекомендується, в якості захисного складу, нанесення на бетонну поверхню матеріалу «Пенетрон» в два шари. Корозійно небезпечні пошкодження II групи підлягають ремонту матеріалами «Скрепа М500 Ремонтна» або «Скрепа М700 Конструкційна» Це, в першу чергу, повинно виконуватися в умовах агресивних середовищ, і впливу зміни температур. Таким чином, забезпечується ущільнення структури і збільшення хімічної стійкості бетону при наявності тріщин розкриттям до 0,4 мм.

При підготовці поверхні бетону для відновлення захисного шару при пошкоджених III групи обов'язковою умовою є визначення наступних

характеристик бетону:

— шорсткість поверхні;

— інтенсивність (частота розташування) та величина усадочних тріщин і дефектів іншого походження (раковини, відколи);

— міцність на стиск та в деяких випадках модуль пружності;

— ступінь зниження лужності;

— вміст хлоридів;

— вологість та температура поверхні;

— динамічна міцність.

Відновлення захисного шару бетону виконується матеріалом «Скрепа М500 Ремонтна» при товщині шару за один прохід від 5 до 50 мм, або матеріалом «Скрепа М700 Конструкційна» при товщині шару за один прохід від 6 до 60 мм. Герметизацію тріщин розкриттям більше 0,5 мм та пустот в структурі конструкції виконують методом ін’єктування матеріалом «Скрепа М600 Ін'єкційна» в порожнину пустот та тріщин. Тим самим забезпечується відновлення монолітності та підвищення несучої здатності конструкції. Ремонт тріщин в залізобетонних конструкціях виконують після того, як були усунуті причини їх утворення та розвиток тріщин закінчився.

Тріщини закладають з метою запобігання проникнення вологи всередину залізобетонної конструкції або з метою приєднання до спільної роботи з розділеними тріщиною частинами конструкції. У другому випадку потрібні високоміцні матеріали («Скрепа М500 Ремонтна» або «Скрепа М700 Конструкційна»), що мають підвищену адгезію до старого бетону та кладки,та дотримання технології відновлення конструкції, що забезпечує її роботу на повний переріз. Даний вид ремонтних робіт можна починати тільки після повного відновлення гідроізоляції.

Завдання. Запропонуйте технологію виконання ремонтних робіт відповідно до описаного нижче дефекту конструкції. Залізобетонні елементи знаходилися під руйнівним впливом навколишнього середовища і негативного тиску води. В результаті на поверхні спостерігається поверхневе

відлущування бетону, викликане морозною деструкцією, або ерозія бетону. Так само виявлені ділянки недостатньо провіброванного бетону – рисунок 6.

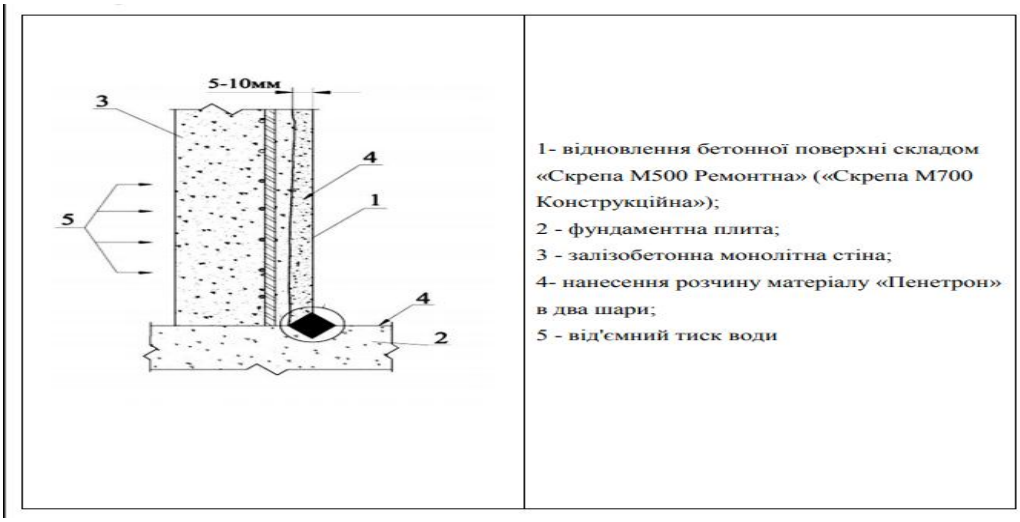


Рисунок 6 – Конструкція для аналізу

ЗАВДАННЯ ДЛЯ САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

запропонуйте технологію виконання ремонтних робіт відповідно до описаного нижче дефекту конструкції. Залізобетонні елементи конструкції з пошкодженим захисним шаром бетону та ділянками з оголеною арматурою, що зазнала корозії, на поверхні бетону (втрата площі перерізу арматури внаслідок корозії не перевищує 10 —12 %), є ділянки слабкого, недостатньо провібрірованного бетону (рис. 7)

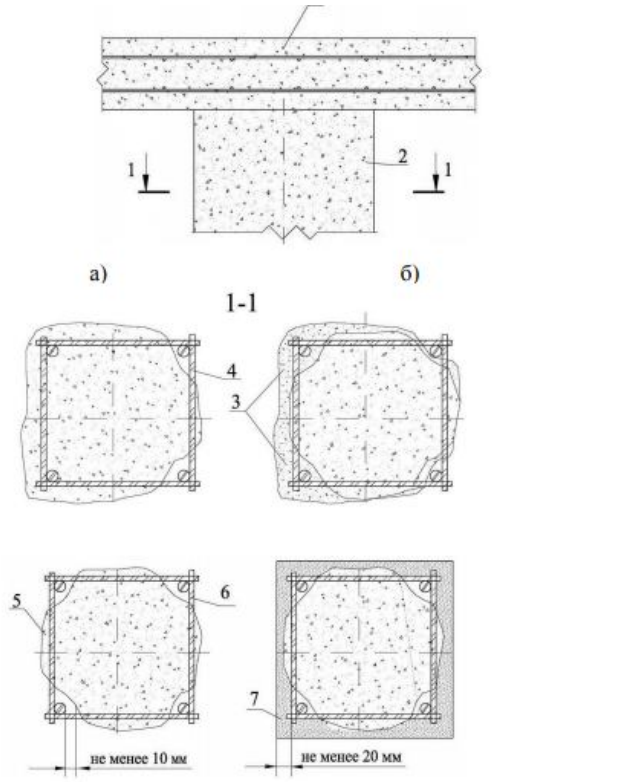


Рисунок 7 – Перекриття та колони:
1 — існуюче монолітне покриття; 2 — колона з монолітного залізобетону; 3 — зона слабкого, відлущеного бетону; 4 — перетин колони на момент обстеження конструкції; 5 — перетин колони після підготовки поверхні; 6 — очищена арматура; 7 — відновлена зона відлущеного бетону складом «Скрепа М500 Ремонтна» («Скрепа М700 Конструкційна»).

Опис конструкції.

Несучі залізобетонні колони з пошкодженим захисним шаром бетону та ділянками з оголеною арматурою, що зазнала корозії, на поверхні бетону (втрата площі перерізу арматури внаслідок корозії не перевищує 10 —12 %), є ділянки слабкого, недостатньо провібрірованного бетону.

ТЕМА 5 СИЛОВЕ ЗАКЛАДЕННЯ ТРІЩИН

Силові тріщини утворюються в процесі перевантаження конструкції, що обумовлене помилковими проектними розв'язками, заводськими дефектами, ушкодженнями при транспортуванні й монтажі, а також недотриманням правил експлуатації.

Характер розвитку тріщин залежить від деформацій, пов'язаних з поздовжнім вигином, відривом, стиском, розтяганням і дією поперечних сил. У місцях обпирання перекриттів у несучих стінах можуть виникнути тріщини, зминання й сколювання, як правило, у найбільш напружених ділянках конструкцій у колонах несучих стін, простінках, перемичках, робочих прольотах качан і плит перекриттів.

З появою тріщин у несучих конструкціях будинків слід організувати за ними спостереження за допомогою маяків і відзначати місця вимірів. Крім того, їх схематично зображують на кресленнях конструкцій: крапки розміщення маяків маркірують і вказують дати вимірів і установки маяків. На кожну тріщину становлять графік її розкриття.

Існують якісні й кількісні методи оцінки розкриття тріщин. Якісні методи дозволяють виявити наявність тріщин, оцінити тенденції їх розвитку без інструментального виміру характеристик. Кількісні методи дають можливість виміряти ширину розкриття або збільшення тріщин. Вони бувають контактні й дистанційні й застосовуються як для разових вимірів, так і для систематичних спостережень.

До найпоширеніших якісних методів ставиться використання маяків: при збільшенні ширини тріщини маяк руйнується.

Маяки виготовляються із цементного розчину, гіпсу, рідкого скла, паперу або з фотопружного матеріалу, на якому під впливом деформацій проявляється поляризуючий ефект. По кількості й фарбуванню смуг судять про інтенсивність розвитку деформацій у конструкції із тріщиною.

Люмінесцентний метод виявлення тріщин полягає в покритті поверхні

люмінесцируючим составом з наступним його видаленням і оглядом поверхні в ультрафіолетовій області спектра. состав, що залишився в тріщинах, дає можливість побачити дрібні тріщини. Застосовується в основному для контролю герметичності резервуарів.

Хімічний і акустичний методи використовуються для виявлення наскрізних тріщин. Хімічний метод заснований на впливі аміаку на світлочутливий папір. Суть методу полягає в наступному: на поверхню конструкції наклеюється світлочутливий папір, зі зворотної її сторони встановлюється обойма, під яку нагнітається газоподібний аміак. По ступеню фарбування паперу можна судити про інтенсивність фільтрації повітря. Акустичний метод дозволяє шляхом простукування або по швидкості проходження ультразвукових імпульсів визначити суцільність конструкції. Для цих цілей використовують дефектоскоп.

До контактних засобів вимірів ставляться лінійки (ДСТУ 17435-72; ДСТУ 427-75), маяк з розподілами, шаблон-тріщиномір, лупа з міліметровими розподілами, мікроскоп. Нижче в таблиці наведені характеристики засобів виміру ширини розкриття тріщин.

Маяк із пластинок, одна з яких має розподіл, - найпростіший контактний засіб виміру.

Шаблон-Тріщиномір являє собою набір каліброваних ліній, нанесених на прозору пластинку. Сполучаючи відповідну лінію із тріщиною, можна визначити її ширину. Пристосування є переносним контактним.

Для дистанційних вимірів ширини розкриття тріщин використовуються зорові труби, оснащені мікроскопом-мікрометром, наприклад на основі плоскопаралельних пластин; оптичні прилади, що дозволяють із високою точністю вимірювати невеликі паралактичні кути (насадка Беліціна, інструменти з окулярним мікрометром на зоровій трубі, теодоліти з тангенціальним гвинтом); комплект фотограмметричного встаткування.

Принцип дії оптико-механічного приладу, полягає в тому, що вимір ширини розкриття тріщин в, діапазоні 0-5 мм здійснюється мікрометром із

плоскопаралельною пластиною, який у вигляді насадки кріпиться на окулярній частині зорової труби. Для виміру тріщини з розкриттям більш 5 мм зорова труба приладу оснащується насадкою для виміру паралактичних кутів, наприклад насадкою Беліціна.

Механічні методи вимірів ширини розкриття тріщин засновані на застосуванні індикаторів деформацій годинного типу й механічних тензометрів, наприклад тензометрів Гугенбергера (останні застосовуються в основному в лабораторних умовах).

Натурні спостереження за зміною ширини розкриття тріщин здійснюють за допомогою індикатору деформацій годинного типу (мессури) із ціною розподілу 0,01 мм. Він може бути встановлений стаціонарно (усередині приміщень) або використовуватися як переносний з базою 10, 15 і 20 див.

Точну кількісну оцінку збільшення ширини тріщини або виявлення періодичних деформацій тріщин і стиків панелей (наприклад, під впливом зміни температури повітря) дозволяє дати спосіб, що полягає в систематичному вимірі переносним індикатором відстаней між спеціальними реперами (стрижнями з кульками, установленими з кожної сторони тріщини (стику).

При спостереженнях за стиками панелей репери монтуються в трьох рівнях у межах одного поверху.

Для закладення реперів у бетоні висвердлюються отвори діаметром 12 мм і глибиною близько 30 мм; установку виконують на цементно-піщаному розчині. Усередині приміщень із цією метою можна застосовувати алебастр.

У процесі вимірів, проведених на зовнішніх поверхнях, для виключення власних температурних деформацій індикатору необхідно вносити виправлення за допомогою антитемпературного еталона.

Періодичність вимірів залежить від характеру ушкодження.

Вимірювати ширину розкриття тріщин можна й нестандартними засобами, що пройшли метрологічну атестацію відповідно до ДСТУ 8.326.78.

Перевірку, юстировку й експлуатацію засобів вимірів здійснюють

відповідно до прикладених до них документами по експлуатації (ДСТУ 2.601-68).

У ході обстеження конструкцій, ушкоджених тріщинами, іноді виникає необхідність виміру довжини й глибини тріщин, а також реєстрації їх розташування.

Довжина тріщини виміряється про допомогою курвіметра А (ДСТУ 300-69) з точністю до 0,5 див, лінійки або рулетки, глибина - щупами, а також шляхом оцінки швидкості проходження ультразвукових імпульсів від джерела до приймача, установлених на поверхні конструкції поблизу країв тріщин.

Доцільним є підготовка ескізу конструкції з позначенням тріщин або фотографування ділянки, де попередньо зміцнюється табличка із вказівкою дати, місця, часу, температури зовнішнього й внутрішнього повітря або інших характеристик, що мають значення для оцінки стану конструкції.

Гранично припустима ширина тріщини залежить від виду конструкції, статичної схеми її роботи, властивостей матеріалу, геометричних характеристик і призначення об'єкта.

Ця величина повинна бути зазначена в проектних і нормативних документах на вироби заводського виготовлення, виробництво будівельно-монтажних робіт і експлуатацію будинку й спорудження. З появою тріщин з характеристиками, що перевищують граничні значення, необхідно вжити термінових заходів по забезпеченню безпеки експлуатації об'єкта, зробити технічне обстеження з метою виявлення причин виникнення тріщин і необхідний ремонт.

Дерево рішень [6] – це графове представлення гілчастого алгоритму прийняття рішень. Листки дерева (кінцеві вершини графа) відповідають класам рішень, в нашому випадку – можливим причинам появи тріщини. Решта вершин являють собою логічні умови типу «значення параметра x більше за A?». Якщо умова виконується, тоді здійснюється перехід до правої вершини наступного рівня, інакше – до лівої вершини. Потім в наступній вершині знову перевіряється умова. Дерева рішень реалізують принцип

послідовного перегляду ознак, тому в n-вимірному просторі усі кластера мають форму гіперпаралелепіпедів. З кібернетичної точки зору такий підхід є трохи наївним, але незважаючи на це, дерева рішень – один з найпопулярніших методів класифікації. Існують програмні пакети, наприклад See5, які здатні автоматично синтезувати дерево рішень з експериментальних даних з врахуванням великого Панкевич О. Д., Штовба С. Д. Діагностування тріщин будівельних конструкцій за допомогою нечітких баз знань числа кількісних, якісних та бінарних параметрів стану. Популярність дерев рішень пов'язана з їх простотою і прозорістю, а також з наочністю та зрозумілістю процесу класифікації для користувачів: інженерів, банкірів, лікарів, ремонтників тощо. На нашу думку, створенню складних діагностичних моделей повинні передувати експерименти з простими деревами рішень. Екстракція дерева рішень є швидкою процедурою навіть при великих вибірках даних. Хоча для реальних задач дерево рішень не гарантує високої безпомилковості діагностування, але воно дозволяє відсікти малоінформативні параметри стану і тим самим зменшити факторний простір для інших моделей. Як і для решти методів індуктивного моделювання створення адекватних моделей діагностування потребує вибірок експериментальних великих обсягів.

Завдання. Опишіть алгоритм силового закладення тріщин за допомогою методу дерева рішень.

ЗАВДАННЯ ДЛЯ САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

надати теоретичні визначення поняттям «Силове закладення», «Тріщина», «Метод дерева рішень».

ТЕМА 6 ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНИХ МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ ПРИСТРОЮ ГІДРОІЗОЛЯЦІЇ ПРОГОНОВИХ БУДОВ

Гідроізоляцію поділяють [7]:

— за призначенням на: протикапілярну, проти фільтрувальної води, проти атмосферних опадів, проти ґрунтових безнапірних та напірних

вод.

— за місцем положення на: зовнішню та внутрішню.

— за видом застосовуваних матеріалів розрізняють цементну, асфальтову, бітумну, пластмасову та металеву гідроізоляції.

— за способом проведення гідроізоляційних робіт розрізняють фарбувальну, штукатурну, обклеювальну та листову (пластмасова, металева) гідроізоляції.

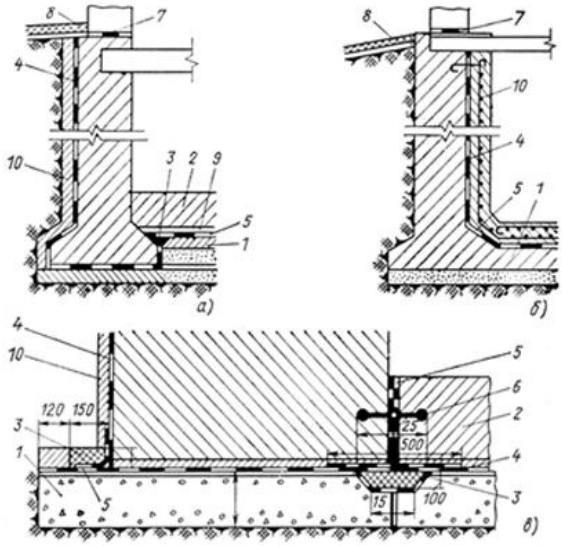


Рисунок 8 — Основні рішення гідроізоляції підвальної частини будинку: *а)* — зовнішня гідроізоляція; *б)* — внутрішня гідроізоляція; *в)* — вузол примикання стіни і полу підвальної частини будинку; 1 – бетонна підготовка; 2 – гідроізолювальні конструкції; 3 – герметизувальна шпонка; 4 – обмазувальний шар; 5 – гідроізоляція основи та підлоги споруди; 6 – додаткове ущільнення деформаційного шва; 7 – протикапілярна прокладка у стіні; 8 – асфальтобетонна відмостка; 9 – захисна стяжка із цементного розчину; 10 – захисна цегляна стіна або штукатурка.

Вибір типу гідроізоляції для захисних споруд залежить від таких чинників [8]:

— вимог за ступенем допустимого зволоження конструкцій;

— гідрогеологічних умов місця будівництва;

— конструктивного рішення;

— умов роботи у разі великих динамічних навантажень;

— умов виконання гідроізоляційних робіт та вартості гідроізоляції.

Показники вибору типу гідроізоляції. Облік цих чинників вимагає диференційованого підходу до вибору типу гідроізоляції з урахуванням використання приміщень не лише у мирний час для господарських потреб, але і як захисних споруд. У випадку використання цих приміщень як захисних споруд, регуляторами температурно-вологісного режиму стають огороджувальні конструкції та припливне повітря. Це досягається завдяки відведенню тепла у ґрунт та конденсації вологи на огороджувальних конструкціях. Утворення конденсату на огороджувальних конструкціях припустиме як з будівельних так і з санітарно-гігієнічних вимог. Наявність конденсату зменшує відносну вологість внутрішнього повітря, покращує тепловідведення через огороджувальні конструкції у ґрунт, що не завдає серйозного руйнувального впливу конденсату на конструкції.

Вирішальним показником для вибору типу гідроізоляції є гідрогеологічна характеристика місця забудови. Будівництво захисних споруд у водонасичених ґрунтах збільшує витрату дорогих гідроізоляційних матеріалів та потребує проведення додаткових заходів для підвищення їхньої тріщиностійкості, ускладнює умови проведення робіт, збільшує строки та вартість будівництва. Розміщення захисних споруд у ґрунтах природної вологості, не лише знижує вартість гідроізоляційних робіт, але і спрощує конструктивне рішення всієї захисної споруди. Тому під час вибору місця будівництва захисних споруд необхідно враховувати гідрогеологічні умови місцевості.

Не менш важливим показником для вибору типу гідроізоляції є конструктивне рішення захисних споруд, яке залежить від гідрогеологічних умов місця будівництва та чинника, який забезпечує надійну міцність в умовах великих динамічних навантажень. Захисні споруди зі збірних конструкцій проектують за умови розташування їх у водоненасичених ґрунтах. Проектування стін захисних споруд зі збірних конструкцій у

водонасичених ґрунтах допускається лише за умови, якщо рівень ґрунтових вод вище рівня підлоги до 2 м. У такому випадку вертикальні шви між стіновими панелями заповнюють та зашпаровують у паз фундаментної плити водонепроникним бетоном на основі безусадкового цементу. Якщо рівень ґрунтових вод, що перевищує відмітку підлоги захисних споруд більш ніж на 2 м, стіни та фундаментна плита виконуються з монолітного залізобетону. При цьому гідроізоляцію з тріщиностійких матеріалів у захисних спорудах, що будують зі збірних конструкцій, розташованих у водоненасичених ґрунтах, додатково підсилюють, а у водонасичених ґрунтах застосування таких матеріалів забороняється.

Істотний вплив на вибір типу гідроізоляції чинять умови проведення робіт та вартість гідроізоляції. При цьому враховують кліматичні умови місця будівництва, можливість механізації виробництва гідроізоляційних робіт, забезпечення кваліфікованими робітниками, можливість своєчасного забезпечення будівництва запроектованими гідроізоляційними матеріалами.

Остаточне рішення щодо вибору типу гідроізоляції за інших рівних умов приймають на підставі техніко-економічного порівняння всіх можливих варіантів для конкретної захисної споруди, що проектують.

Типи гідроізоляції. Гідроізоляцію захисних споруд слід проектувати відповідно до вимог ДБН В.2.2-5-97 «Захисні споруди цивільного захисту» та інших нормативних документів щодо проектування гідроізоляції підземних частин будинків та споруд. Конструкцію гідроізоляційного покриття слід визначати з урахуванням можливого деформування його без розриву та втрати ізоляційних властивостей.

Типи гідроізоляції (гідроізоляційних покриттів) наведено на рисунку 9.

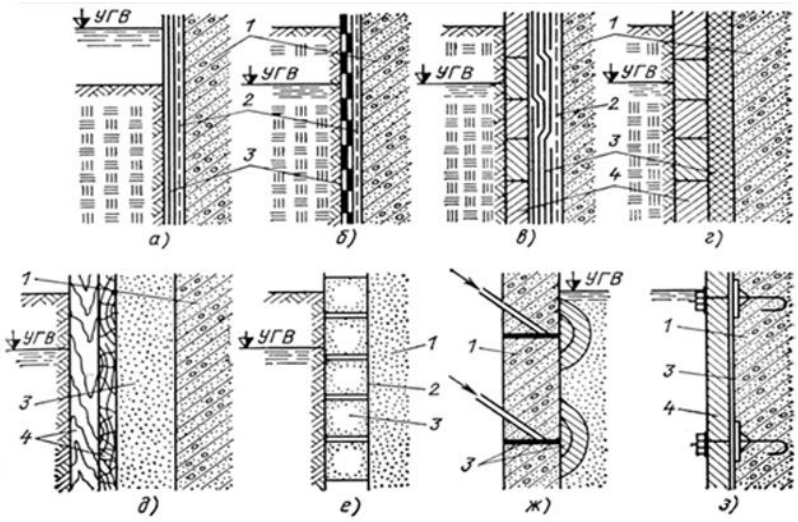


Рисунок 9 — Типи гідроізоляції (гідроізоляційних покриттів): *а)* — фарбувальна; *б)* — штукатурна; *в)* — обклеювальна; *г)* — лита; *д)* — засипна; *е)* — просочена; *ж)* — ін'єкційна; *з)* — монтована; 1 – ізолювальна конструкція; 2 – ґрунтовка основи; 3 – гідроізоляційне покриття; 4 – захисні огородження.

Фарбувальна гідроізоляція – це суцільне водонепроникне покриття, яке створюється фарбуванням поверхонь, що ізолюються, бітумними мастиками або бітумінозними матеріалами. Фарбувальну гідроізоляцію застосовують для захисту будівельних конструкцій в основному від капілярної вологи у разі розміщення споруд у добре дренувальних ґрунтах (піщаних, галькових, скельних, тріщинуватих). При цьому найвищий рівень ґрунтових вод має перебувати нижче фундаменту споруди.

Цементна гідроізоляція – це тверде, міцне водонепроникне покриття, яке наноситься на поверхню в кілька шарів штукатурним способом або методом торкретування. Цей вид гідроізоляції застосовують у збірних та збірно-монолітних спорудах для захисту від капілярної вологи, а в монолітних – для захисту від напірних вод з напором до 2 м. Цементну гідроізоляцію улаштовують із колоїдно-цементного розчину, який наноситься ручним способом з вібруванням. Після нанесення останнього шару колоїдно-

цементного розчину його поверхню покривають шаром рідкого скла (якщо гідроізоляція працює на «відрив») або фарбують бітумною мастикою (якщо гідроізоляція нанесена назовні споруди та працює на «притиск»).

Штукатурна гідроізоляція з холодних і гарячих асфальтових мастик являє собою суцільне водонепроникне покриття, яке створюється нанесенням механізованим способом декількох шарів холодних або гарячих асфальтових мастик на поверхню, що ізолюється. Штукатурну гідроізоляцію з холодних асфальтових мастик рекомендується застосовувати при посадці захисних споруд у піщаних і глинистих ґрунтах. Для споруд монолітних і збірно-монолітних цю гідроізоляцію застосовують при будь-яких гідрогеологічних умовах, для збірних – лише у разі відсутності напірних вод. Штукатурна асфальтова гідроізоляція з гарячих мастик чи розчинів застосовується для гідроізоляції як монолітних, так і збірних конструкцій (збірних при захисті від безнапірних вод). Для гідроізоляції стін рекомендується застосовувати асфальтові розчини, а перекриттів і фундаментних плит – асфальтові мастики.

Асфальтова лита гідроізоляція – це суцільний водонепроникний шар, який наноситься шляхом розливу та розрівнювання розчинів або мастик на горизонтальні поверхні або поверхні, що мають невеликий ухил. Нанесення цього виду гідроізоляції на вертикальні поверхні проводиться заливанням бітумінозних гідроізоляційних матеріалів у щілини, шви та порожнини. Асфальтову литу гідроізоляцію влаштовують у два шари, щоб дефекти першого шару перекривалися другим. Для захисту від капілярного зволоження гідроізоляцію можна улаштовувати в один шар. Товщина окремих шарів з гарячого асфальтового розчину приймається не менше ніж 12 мм, а з мастик – 5 мм. Асфальтову литу гідроізоляцію можна застосовувати для захисних споруд з монолітного та збірного залізобетону.

Обклеювальна бітумна гідроізоляція являє собою суцільний водонепроникний гідроізоляційний килим з гнилостійких бітумних рулонних матеріалів, які склеюють між собою у стиках (гідроізол, ізол, склотканина, склоруберойд, металоізол тощо). Обклеювальну бітумну гідроізоляцію

влаштовують з боку гідростатичного напору та затискують між конструкцією і захисним огородженням із зусиллям не менше ніж 10 кПа. Ця гідроізоляція застосовується у захисних спорудах побудованих з монолітних та збірних конструкцій для захисту від напірних вод. Залежно від конкретних гідрогеологічних умов її можна сполучити з фарбувальною гідроізоляцією. Основні роботи під час улаштування обклеювальної гідроізоляції виконують вручну, тому її застосування необхідно спеціально обґрунтувати.

Правильна експлуатація. Надійність роботи конструкцій гідроізоляції забезпечується проведенням конструктивних заходів, пов'язаних із захистом гідроізоляції від усадки бетону та деформації споруд. Усадка бетону може спричинити порушення гідроізоляції вертикальних стін споруди. Наприклад, усадка масивної фундаментної плити настільки велика, що може не лише викликати зменшення, але й повністю звести нанівець затиснення вертикальної ізоляції. У результаті усадки бетону можуть утворитися щілини неправильної форми завширшки кілька міліметрів між захисною стінкою та ізоляцією. Найбільша деформація спостерігається у кутах конструкцій, де відбувається спучування ізоляції. Надійне затиснення гідроізоляції у кутах і місцях стиків викликає великі труднощі. У спорудах значних розмірів під час усадки бетону та через температурні коливання можуть утворитися численні тріщини у бетоні, що у певних умовах значно загрожують цілісності гідроізоляції. Цілісність гідроізоляції може бути порушена також у вузлах сполучення гідроізоляцій, а також у перетині з будівельними деталями та комунікаціями.

Досягнення надійності та нормативної довговічності гідроізоляції захисних споруд може бути забезпечене лише правильно організованою технічною експлуатацією. Система технічної експлуатації гідроізоляції має містити комплекс заходів щодо нагляду, утримання та спеціальних видів ремонтних робіт, направлених на її підтримання або відновлення.

Завдання. Опишіть технологію проведення фарбувальної, цементної та штукатурної гідроізоляції.

ЗАВДАННЯ ДЛЯ САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

опишіть технологію проведення асфальтової литої та обклеювальної бітумної гідроізоляції.

ТЕМА 7 ДОПУСТИМЕ ТИМЧАСОВЕ НАПРУЖЕННЯ ПО ОБМЕЖЕННЮ МІЦНОСТІ ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ

Поздовжні сили та їх епюри. Нормальні напруження в поперечних перерізах та їх епюри.

Центральний розтяг або стиск стержня виникає під дією сил, прикладених до його кінців і направлених вздовж осі бруса. При деформації розтяг або стиск у будь якому поперечному перерізі виникає тільки поздовжня сила N.

Для визначення значення поздовжньої сили в поперечному перерізі бруса застосовують метод перерізів.

Поздовжня сила – це рівнодіюча внутрішніх нормальних сил, які виникають у поперечному перерізі бруса. Тому поздовжня сила в поперечному перерізі бруса чисельно дорівнює алгебраїчній сумі зовнішніх сил, розміщених по один бік перерізу. Розтягуючи поздовжні сили вважатимемо додатними, а стискаючі від'ємними.

Нормальні напруження в поперечних перерізах та їх епюри

Лабораторні дослідження показали, що для розтягу справедлива гіпотеза плоских перерізів і, отже, всі волокна бруса видовжуються на одну і таку саму величину. Це дає змогу зробити висновок про те, що під час розтягу і стиску в поперечних перерізах бруса виникають тільки нормальні напруги, які рівномірно розподілені о перерізі; їх обчислюють за формулою :

$$\sigma = \frac{N}{A}, \qquad (10)$$

де N – поздовжня сила;

A – площа поперечного перерізу.

Очевидно, що для розтягу і стиску форма перерізу на величину напруги не впливає.

У перерізах, близьких до точок прикладання сил, закон розподілу напруг буде складнішим, але користуючись принципом пом'якшення граничних умов, нехтуватимемо цими відхиленнями і вважатимемо, що у всіх перерізах бруса напруги розподілені рівномірно і що в перерізі, де до бруса прикладено вздовж осі зосереджену силу, значення поздовжньої сили і напруг змінюються стрибкоподібно. Для наочного зображення вздовж осі бруса поздовжніх сил і нормальних напруг будують графіки, які називають епюрами.

У розрахунках на міцність звертають особливу увагу на ті перерізи бруса, в яких напруження за абсолютним значенням максимальні. Ці перерізи можуть бути небезпечними. У цьому прикладі такими є перерізи бруса на другій ділянці.

Поздовжні та поперечні деформації при розтягу (стиску). Закон Гука. Модуль поздовжньої пружності, коефіцієнт поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона). Жорсткість перерізів та жорсткість бруса при розтягу і стиску

Розглянемо деформації. Під дією прикладених розтягуючих сил стержень видовжується на деяку величину Δl . Якщо позначити початкову довжину через l, то абсолютне видовження визначиться з виразу: $\Delta l = l_1 - l$, де l_1 – довжина стержня після деформації.

Абсолютне видовження вимірюється в одиницях довжини (мм, см).

Для зручності порівняння деформацій застосуємо поняття про відносне видовження, яке дорівнює: $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_1}$. Відносне видовження число абстрактне, іноді його подають у відсотках $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_1} \cdot 100\%$

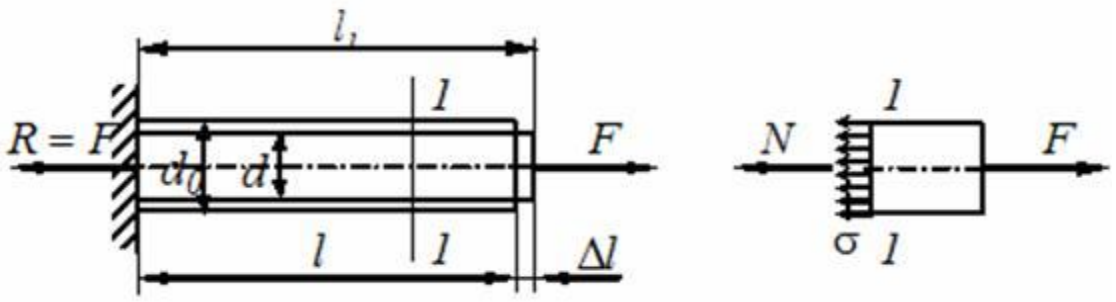


Рисунок 10 — Модель розтягу бруса

Якщо розглядати тільки пружні деформації бруса, то для них дослідним шляхом можна встановити залежність між напруженням і відносним видовженням. Ця залежність називається законом Гука. Закон Гука для розтягу і стиску справедливий лише у певних межах навантаження і формулюється так: нормальна напруга прямо пропорційна відносному видовженню або укороченню. Залежність можна записати у вигляді рівності

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

.

Коефіцієнт пропорційності E характеризує жорсткість матеріалу, тобто його здатність протидіяти пружним деформаціям розтягу або стиску, і називається модулем поздовжньої пружності або модулем пружності першого роду, вимірюється в (паскалях) Па. Якщо у формулу закону Гука підставити $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l1}$, $\sigma = \frac{N}{A}$, то дістанемо формулу для визначення абсолютного видовження або укорочення бруса $\Delta \lfloor = \frac{F \cdot l}{E \cdot A}$

Добуток EA у знаменнику називають жорсткістю перерізу при розтягу і стиску; він характеризує одночасно фізико-механічні властивості матеріалу і геометричні розміри поперечного перерізу бруса.

Для бруса, що має кілька ділянок, які відрізняються матеріалом, розмірами поперечного перерізу, величиною поздовжньої сили, зміна довжини всього бруса дорівнює алгебраїчній сумі видовжень і укорочень окремих ділянок: . $\Delta l = \Sigma \Delta l_i$

Стержні, на які діють розтягуючі або стискаючі сили, як показали досліди, зазнають не тільки поздовжньої, а й поперечної деформації. Відносна поперечна деформація дорівнює

$$\epsilon\ \varepsilon' = \frac{\Delta d}{d},$$

де d – початковий поперечний розмір,

Δd – зміна поперечного розміру.

Залежність між відносною поперечною ε' і відносною поздовжньою ϵ деформаціями вперше встановив французький учений Пуассон (1781—1840).

$\mu = \frac{|\varepsilon'|}{|\varepsilon|}$ — коефіцієнт Пуассона, залежить від властивостей матеріалу і лежить в межах від 0 (корок) до 0,5 (парафін); для сталі μ = 0,25 —0,33, для чавуну μ = 0,23—0,27.

Експериментальне дослідження розтягу й стиску матеріалів.

Механічні характеристики матеріалів, тобто величини, які характеризують їх міцність, пластичність, пружність, твердість, а також пружні сталі величини E і μ потрібні конструктору для вибору матеріалів та розрахунків проектованих деталей, визначають за допомогою механічних випробувань стандартних зразків, виготовлених з досліджуваного матеріалу.

Найбільш поширеніше і важливіше механічне випробування на розтяг маловуглецевої сталі (наприклад, сталі Ст.3) при статичному навантаженні.

У процесі цього випробування спеціальний пристрій випробувальної машини автоматично креслить діаграму, яка показує залежність між розтягуючою силою і абсолютним видовженням, тобто в координатах (F, Δl). Для вивчення механічних властивостей матеріалу незалежно від розмірів зразка застосовують діаграму в координатах «напруга - відносне видовження» σ , ε. Ці діаграми відрізняються одна від одної лише масштабами. Діаграму розтягу маловуглецевої сталі подано на рисунку 11. Ця діаграма має такі характерні точки. Точка А відповідає границі пропорційності. Границею пропорційності $\sigma_п$ називають таку найбільшу напругу, до якої деформації

зростають пропорційно навантаженню, тобто відповідно до закону Гука (для сталі Ст.3 $\sigma_п$ = 200 МПа).

Точка А практично відповідає й іншій границі, яку називають границею пружності. Границею пружності $\sigma_{пр}$ називають таку найбільшу напругу, до якої деформації практично залишаються пружними.

Точка С відповідає границі текучості. Границею текучості σ_m називають таку напругу, при якій у зразку виникає помітне видовження без збільшення навантаження (для сталі Ст.3 σ_m = 240 МПа).

Коли деформація досягає границі текучості, поверхня зразка стає матовою, бо на ній появляється сітка ліній Людерса-Чернова, нахилених до осі під кутом 45°. Ці лінії вперше в 1859 р. описали німецький металург Людерс і незалежно від нього в 1884 р. російський металург Д. К. Чернов (1839—1921), який запропонував використовувати їх для експериментального вивчення напруг у складних деталях.

Границя текучості – це основна механічна характеристика для оцінки міцності пластичних матеріалів.

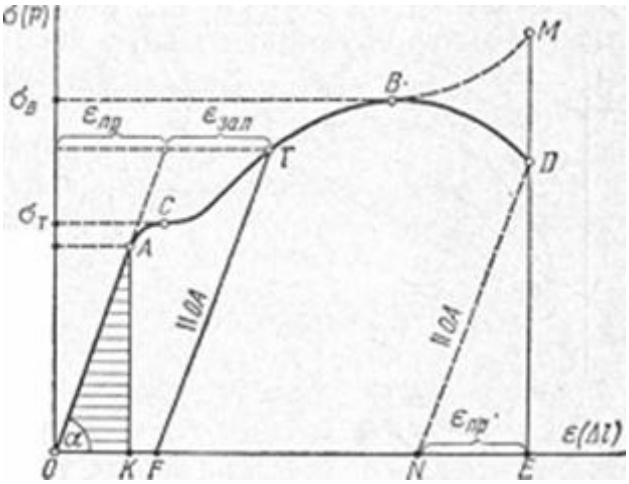


Рисунок 11— Точка В відповідає тимчасовому опору або границі міцності

Тимчасовим опором $\sigma_м$ називають умовну напругу, що дорівнює відношенню максимальної сили, яку витримує зразок, до початкової площі

його поперечного перерізу (для сталі Ст.3 $\sigma_м$ = 400 МПа). Коли деформація досягає тимчасового опору, то на розтягуваному зразку утворюється місцеве звуження – шийка, тобто починається руйнування зразка. В означенні тимчасового опору йдеться про умовну напругу, оскільки в перерізах шийки напруги будуть більшими.

Границею міцності $\sigma_м$ називають тимчасовий опір зразка, який руйнується без утворення шийки. Границя міцності є основною механічною характеристикою для оцінки міцності крихких матеріалів.

Точка D відповідає напрузі, яка виникає у зразку в момент розриву усіх поперечних перерізах, крім перерізу шийки.

Точка M відповідає напрузі, яка виникає у найменшому поперечному перерізі шийки в момент розриву. Цю напругу можна назвати напругою розриву.

Деформація зразка за границею пружності складається з пружної і залишкової, причому пружна частина деформації підлягає закону Гука й за границею пропорційності (рис. 11). Якщо навантаження зняти, то зразок укоротиться відповідно до прямої TF діаграми. При повторному навантаженні того самого зразка його деформація відповідатиме діаграмі FTBD. Отже, при повторному розтягуванні зразка, раніше навантаженого більше, ніж границя пружності, механічні властивості матеріалу змінюються, а саме: підвищується міцність (границя пружності і пропорційності) і зменшується пластичність. Це явище називають наклепом.

Іноді наклеп небажаний (наприклад, під час пробивання отворів під заклепки збільшується можливість виникнення тріщин біля отворів). В інших випадках наклеп створюють навмисно (наприклад, ланцюги підйомних машин, арматуру залізобетонних конструкцій, проводи, троси попередньо витягують за границю текучості). Дріт, який витягують волочінням, у результаті наклепу має значно більшу міцність, ніж точений зразок з того самого матеріалу.

Ступінь пластичності матеріалу можна охарактеризувати величиною (в процентах) залишкового відносного видовження δ і залишкового відносного звуження ψ шийки зразка після розриву:

$$\delta = \frac{l_p - l_o}{l_o} \cdot 100 \quad , \quad \psi = \frac{A_o - A_ш}{A_o} \cdot 100$$

де l_o — початкова довжина зразка, l_p — довжина зразка після розриву, A_o — початкова площа поперечного перерізу зразка, $A_ш$ — площа найменшого поперечного перерізу шийки зразка після розриву.

Чим більші δ і ψ, тим пластичніший матеріал. Матеріали, які мають дуже малу пластичність, називають крихкими. Діаграма розтягу крихких матеріалів не має переходу текучості, в них при руйнуванні шийка не утворюється.

Діаграма стиску сталі до границі текучості збігається з діаграмою розтягу, причому результати випробування сталі на розтяг і стиск однакові. Результати випробувань на розтяг і стиск чавуну значно відрізняються; границя міцності на розтяг у 3 — 5 разів менша, ніж на стиск. Інакше кажучи, чавун значно гірше працює на розтяг, ніж на стиск.

Чітко виражену площадку текучості мають лише діаграми розтягу маловуглецевої сталі і деяких сплавів кольорових металів. На рисунку 12 показано для порівняння діаграми розтягу сталей з різним вмістом вуглецю; з рисунка видно, що із збільшенням процента вмісту вуглецю зростає міцність сталі і зменшується її пластичність.

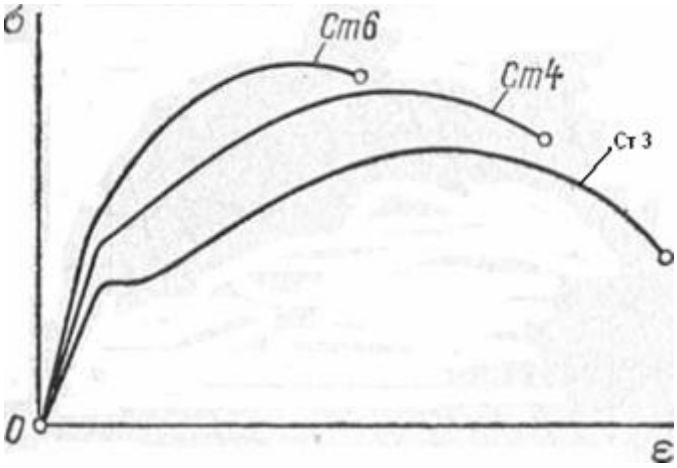


Рисунок 12 — Діаграми розтягу сталей з різним вмістом вуглецю

Для пластичних матеріалів, діаграми розтягу яких не мають чітко вираженої площадки текучості (середньо- і високовуглецеві, леговані сталі) або зовсім її не мають (мідь, дюралюміній), вводиться поняття умовної границі текучості – напруги, при якій відносне залишкове видовження зразка дорівнює 0,2 %. Умовну границю текучості також позначатимемо $\sigma_т$ (іноді її позначають $\sigma_{0,2}$).

Поділ матеріалів на пластичні і крихкі цілком умовний, оскільки залежно від характеру діючого навантаження крихкий матеріал може набути пластичних властивостей і, навпаки, пластичний матеріал набуває властивостей крихкого. Так, наприклад, деталь з пластичного матеріалу при низькій температурі або при ударному навантаженні руйнується без утворення шийки, як крихка.

Коефіцієнт запасу міцності при статичному навантаженні по границі міцності та границі текучості.

В заводських умовах часто треба перевірити міцність деталі, наприклад для контролю правильності проведеної термообробки. Вирізати зразок з виготовленої деталі, як правило, неможливо, тому для непрямого визначення міцності матеріалу застосовують випробування на твердість.

Твердістю називається властивість матеріалу протидіяти проникненню в його поверхню більш твердого тіла – наконечника (індентора).

Для визначення твердості використовують методи Бринеля, Роквела та Вікерса.

Числом твердості за Бринелем **НВ** є відношення сили, з якою загартована кулька тисне на поверхню зразка, до площини **А** одержаного при цьому відбитка: $\mathbf{HB = F/A}$

При випробуванні за методом Роквела у поверхню зразку вдавлюється гострий алмазний конус (шкала **С**) або сталева загартована кулька (шкала **В**). З урахуванням значень сили F і глибини проникнення у зразок конуса

(кульки) від двох послідовних навантаженнях по шкалі прибору визначається число твердості за Роквелом $\mathbf{HR_c}$ ($\mathbf{HR_b}$).

Між числом твердості та границею міцності для кожного матеріалу існує експериментально підтверджена залежність. Так, для вуглецевої сталі σ_B=(0,35 – 0,4)НВ.

В результаті механічних випробувань визначаються граничні (небезпечні) напруження $\sigma_{вб}$, при яких може порушитися працездатність конструкції. За небезпечне напруження при статичному навантаженні для пластичних матеріалів можна прийняти границю текучості $\sigma_?$, а для крихких – границю міцності на розтяг $\sigma_м^+$ чи на стиск $\sigma_м^-$. Для забезпечення міцності деталей необхідно, щоб напруження, що виникають у них в процесі експлуатації, були меншими від небезпечних з певним запасом.

Максимальне безпечне напруження називається допустимим. Воно визначається як відношення небезпечного напруження до нормативного (призначеного нормами проектування конструкцій) коефіцієнту запасу:

$$[\sigma] = \frac{\sigma_{вб}}{[n]} .$$

Нормативний коефіцієнт запасу [n] лежить в широких межах 1,5 — 5. Його значення залежить від умов роботи деталі, точності методів розрахунку, властивостей матеріалу, призначення конструкції та інших факторів. Більш детальні рекомендації щодо нормативного коефіцієнта запасу наводяться у спеціальній довідниковій літературі в залежності від галузі техніки, досвіду проектування та експлуатації машин певного типу.

Допустимі напруження. Розрахунки на міцність: перевірка міцності, визначення допустимого навантаження, визначення необхідних розмірів поперечного перерізу.

Умова міцності. Міцність стержня при осьовому розтягу і стиску забезпечена, якщо для кожного його поперечного перерізу найбільше розрахункове (робоче) напруження σ не перевищує допустимого [σ]:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq [\sigma]$$

Допустимі напруження – це максимальні значення напружень, при яких забезпечується надійна робота конструкції:

$$[\sigma] = \frac{\sigma_{гран}}{[n]}$$

де $\sigma_{гран}$ – граничні напруження (напруження, при яких відбувається порушення роботи або руйнування деталей конструкції), для конструкцій з пластичних матеріалів граничним напруженням є межа текучості σ_m, а для крихких матеріалів – це межа міцності $\sigma_м$;

$[n]$ – допустимий (мінімально необхідний) коефіцієнт запасу міцності. Для конструкцій з пластичних матеріалів допустимі напруження на розтяг і стиск однакові, тому для них σ — найбільше за абсолютною величиною напруження. Крихкі матеріали значно гірше працюють на розтяг, ніж на стиск:

$$[\sigma_{ст}] \approx 3\text{-}5[\sigma_р],$$

де $[\sigma_{ст}]$ — допустиме напруження стиску;

$[\sigma_р]$ — допустиме напруження розтягу.

Умова міцності для крихкого матеріалу:

$$\sigma_{cm} \leq [\sigma_{cm}] \qquad \sigma_р \leq [\sigma_р],$$

де $\sigma_{ст}$, $\sigma_р$ — найбільші розрахункові напруження стиску і розтягу.

Залежно від мети розрахунку можна виконати три види розрахунків на міцність:

1. Перевірка міцності (перевірний розрахунок) — при заданій поздовжній силі N і площі поперечного перерізу A визначають робоче (розрахункове) напруження порівнюють його з допустимим

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq [\sigma]$$

Допускається недовантаження до 5 %, перевантаження до 10 %.

2. Підбір поперечного перерізу (проектний розрахунок) - при відомих поздовжній силі N і допустимому напруженні [σ] визначають необхідні розміри перерізу

$$A=\frac{N}{[\sigma]}$$

3. Визначення допустимого навантаження

$$[N]\leq [\sigma]\cdot A.$$

Завдання. Побудувати епюри поздовжніх сил і нормальних напружень ступінчастого бруса, зображеного на рисунку 13.

Розв'язання. Розділимо брус на ділянки і пронумеруємо їх, як показано рисунку 13. Межами ділянок є точки прикладання зовнішніх сил і місця зміни розмірів поперечного перерізу. Даний брус складається з трьох ділянок.

Для побудови епюри поздовжніх сил N під рисунком бруса проведе вісь або базу епюри, паралельну осі бруса, і штриховими лініями обмежимо його ділянки. Величини поздовжніх сил у довільному масштабі відкладемо перпендикулярно до осі епюри, причому додатні значення N (розтяг) відкладаємо вгору, а від'ємні (стиск) – вниз від осі. Епюру штрихуємо тонкими лініями, перпендикулярними до осі. Лінія штрихування в масштабі (ордината графіка) дає значення поздовжньої сили у відповідному поперечно перерізі бруса.

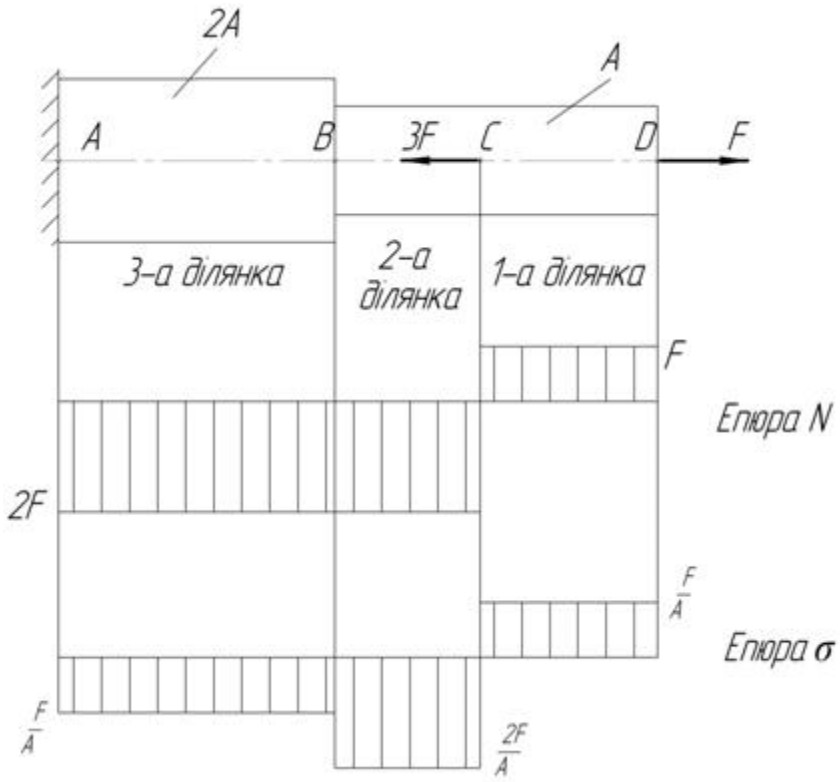


Рисунок 13 – Ступінчастий брус

У точках прикладання зосереджених сил на епюрі N відбуваються стрибкоподібні зміни, причому величина «стрибка» дорівнює модулю прикладеної в перерізі бруса зовнішньої зосередженої сили.

Перейдемо до побудови епюри N. Застосовуючи метод перерізів, з'ясовуємо, що в усіх поперечних перерізах першої ділянки діє поздовжня сила $N_1 = F$. Відкладемо вгору від осі епюри величину F у довільному масштабі і проведемо пряму, паралельну осі епюри. У точці С бруса прикладено силу 3F. Застосовуючи метод перерізів, з'ясовуємо, що в усіх поперечних перерізах другої і третьої ділянок діє поздовжня сила $N_2 = N_3 = -2F$ і епюра буде горизонтальною лінією, яка проходить на 2F нижче від осі епюри.

Очевидно, що значення ординати епюри поздовжніх сил під закріпленням дорівнює реакції закріплення. Зазначимо, що за методом перерізу зручніше розглядати рівновагу частини бруса, розміщеної з боку його

вільного кінця, у противному разі треба заздалегідь визначити і вводити в рівняння рівноваги реакцію закріплення.

Щоб побудувати епюру σ, визначимо нормальні напруження на ділянках бруса, беручи відношення значення поздовжньої сили (з епюри N) до площі поперечного перерізу, тоді

— на першій ділянці нормальні напруження будуть $\sigma_1=\frac{F}{A}$,

— на другій $\sigma_2=\frac{2F}{A}$,

— на третій $\sigma_3=\frac{2F}{2A}=\frac{F}{A}$.

Правила побудови епюри *σ* такі самі, ж і для епюри *N*, включаючи і правило знаків. У межах кожної ділянки напруження сталі, тому епюра *σ* на кожній ділянці паралельна осі.

ТЕМА 8 РОЗРАХУВАННЯ ПРОГОННОЇ БУДОВИ

При призначенні розрахункової схеми прогонової будови використовуємо типові проекти і рішення. Ширина прогону складається з габариту (ширини їздового полотна), ширини тротуарів, бар'єрної і перильного огорож і дорівнює:

$$B = Г+2\cdot0,4+2\cdot0,2=11,5+2\cdot1,25+0,8+0,3=15,10\ м$$

Кількість головних балок і відстань між ними визначаємо за формулами (11) — (13):

$$n=\frac{B-2}{2,1}+1=7\ \text{шт.} \quad (11)$$

$$d_2=\frac{B-2\cdot d_1}{n-1}=\frac{15,1-2\cdot1,25}{7-1}=2,1\ \text{м} \quad (12)$$

$$d_1=\frac{B-2\cdot(n-1)}{2}=\frac{15,1-2,1\cdot6}{2}=1,25\ \text{м} \quad (13)$$

Тротуари влаштовують монолітними на консолях плити проїжджої частини балок, відокремлюючи їх від проїжджої частини бар'єрним огородженням висотою 75 см, а зовні перильним огорожею, яка кріпиться до металевих закладних деталей.

Розрахунок геометричних характеристик. Для розрахунку моментів інерції поперечного перерізу головної балки розглядаємо приведений переріз (рис. 14).

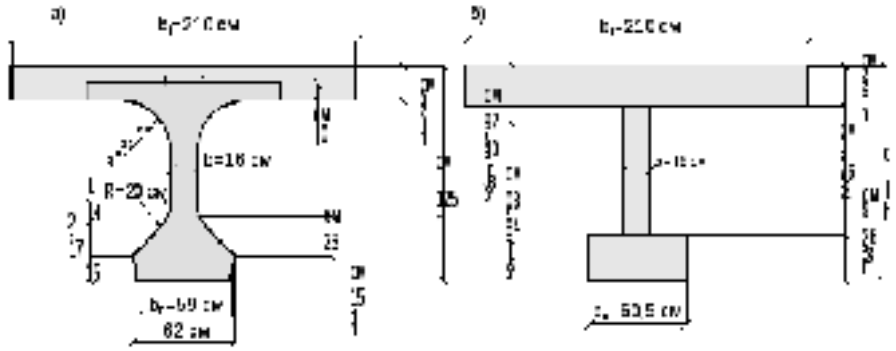


Рисунок 14 – Поперечний переріз головної балки прогонної будови:
а) — фактичний; б) — приведений

Для розрахунку геометричних характеристик визначаємо:

а) приведені товщини:

— верхньої плити:

$$h_{см}\frac{(210-16)\cdot 20+2\cdot(30^2-0{,}25\cdot\pi\cdot 30^2}{(210-16)}=22$$

—нижньої плити (при її ширині 60 см):

$$h_{см}\frac{0{,}25\cdot(62-16)^2+0{,}5\cdot[(62-16)+(59-16)]\cdot 15}{0{,}5\,[(62-16)+(59-16)]}=26{,}89$$

б) висоту ребра балки:

$$h_{см}125\text{-}22\text{-}26{,}89=76{,}11$$

в) відстань від центра ваги поперечного перерізу до нижньої грані:

$$Y_{нг}=\frac{S_y}{A_C}=\frac{210\cdot 22\cdot(125-0{,}5\cdot 22)+16\cdot 76{,}11\cdot(26{,}89+0{,}5\cdot 76{,}11)}{210\cdot 22+16\cdot 76{,}11+60{,}5\cdot 26{,}89}+\frac{26{,}89^2\cdot 60{,}5\cdot 0{,}5}{210\cdot 22+16\cdot 76{,}11+60{,}5\cdot 26{,}89}=84{,}08\text{ см}$$

г) відстань від центра ваги до верхньої грані перерізу:

$$Y_{ВГ} = 125 – 84{,}08 = 40{,}92\text{ см};$$

д) момент інерції поперечного перерізу головної балки прольотної будови при згині відносно осі, яка проходить горизонтально через центр ваги перерізу:

$$J_c = \frac{210 \cdot 22^3}{12} + 210 \cdot 22 \cdot |40,92-0,522)^2 + \frac{16 \cdot 76,11^3}{12} + 16 \cdot 76,11 \cdot |84,08-26,89-0,5 \cdot 76,11)^2 + + \frac{60,5 \cdot 26,89^3}{12} + 60,5 \cdot 26,89 \cdot |84,08-0,5 \cdot 26,89)^2 = 13570770,87 \text{ см}^4$$

е) момент інерції поперечного перерізу головної балки при крутінні:

$$J_K = \frac{1}{3}\Sigma(\frac{b_i}{\delta_i}-0,63)\ \delta^4 = \frac{1}{3}\ [(\frac{210}{22} - 0,63) \cdot 22^4 + (\frac{76,11}{16} - 0,63) \cdot 16^4 + (\frac{60,5}{26,89} - 0,63) \cdot 26,89^4] = =1068632,96 \text{ см}^4$$

ж) момент інерції поперечного перерізу одного метра плити проїзної частини при згині:

$$J_з = \frac{b \cdot h_i^3}{12} = \frac{100 \cdot 20^3}{12} = 66667 \text{ см}^4$$

де b = 1 м = 100 см;

Розрахунок плити прогонової будови. Розрахунок плити складається з визначення внутрішніх зусиль та розрахунку плити на міцність за згинальним моментом і поперечній силі.

Плиту прогонової будови розглядаємо поперек прольоту моста як багатопрогонових нерозрізну балку на пружних опорах — ребрах. Згинальні моменти в прольоті і на опорах цієї балки (плити) визначаємо по моменту М0 однопрогоновою балки за допомогою поправочних коефіцієнтів, які враховують зниження моменту за рахунок впливу защемлення плити в ребрах балок і їх податливості. Поперечна сила визначається як в однопрогоновою балці без урахування нерозрізності.

Постійне навантаження. Постійне навантаження на плиту складається з ваги шарів їздового полотна і власної ваги плити.

Конструкція, рекомендована ДБН, і навантаження від одягу їздового полотна наведені у таблиці 2.

Таблиця 2 – Конструкція і навантаження від одягу їздового полотна

Конструкція і питома вага матеріалу	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Два шари асфальтобетону, $\delta = 8$ см, $\gamma = 23$ кН/м^3. Захисний шар з асфальтобетону, $\delta = 3$ см, $\gamma = 23$ кН/м^3. Гідроізоляція, $\delta = 1$ см, $\gamma = 15$ кН/м^3 Залізобетонна плита, $\delta = 20$см, $\gamma = 25$ кН/м^3	$0.08 \cdot 23 = 1,84$ $0.03 \cdot 23 = 0,69$ $0.01 \cdot 15 = 0,15$ $0.20 \cdot 25 = 5$	2 1,25 1,25 1,25	3,68 0,863 0.188 6,25
Всього:	7,68		10,98

Тимчасове навантаження. Плита розраховується на тимчасове навантаження А-15 і НК-100 і НК-80 — для IV і нижче категорії доріг, з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f, динамічних коефіцієнтів $(1 + \mu)$ [8]. Розрахунковий проліт плити дорівнює відстані в просвіті між ребрами балок

Для визначення найбільшого зусилля від тимчасового навантаження необхідно розглянути кілька випадків завантаження конструкції.

Перша схема завантаження — в прогоні плити розміщується одна колія навантаження А-15 (рис. 15)

При ширині колії b = 0,6 м і розподілу навантаження у товщі їздового полотна H = 12 см під кутом 450 ширина площадки розподілу навантаження поздовж прольоту плити дорівнює:

$$b_1 = b + 2H = 0,6 + 2 \cdot 0,12 = 0,84 \text{ м}$$

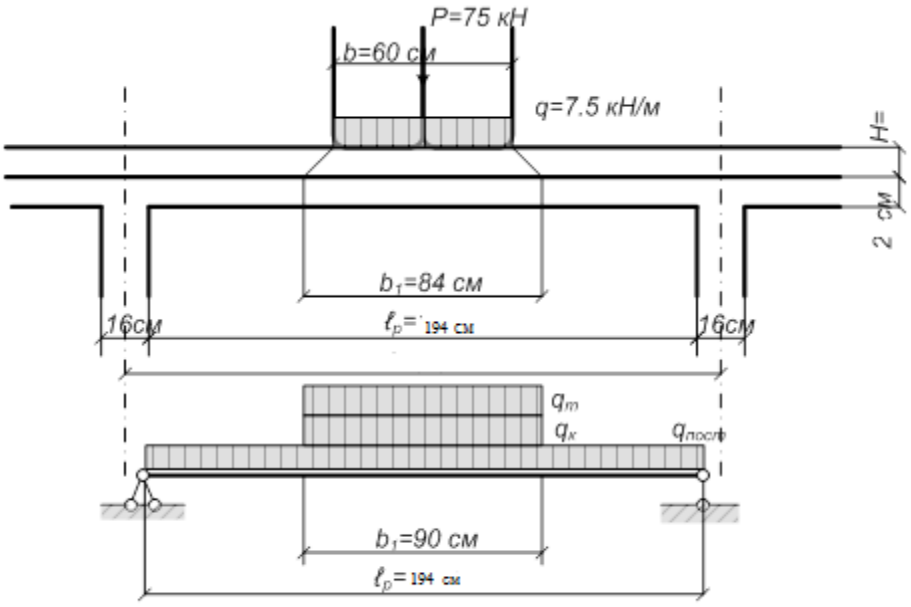


Рисунок 15 — Завантаження плити однією колією навантаження А-15

Інтенсивність цього навантаження на 1м^2

$$q_v = \frac{q}{b_1} = \frac{14,7}{2 \cdot 0,84} = 8,75 \text{ кН/ м}^2$$

Тиск одного колеса тандема діє на довжині 0,2 м. Поперек прольоту плити ширина площадки розподілу приймається

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_v}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,12 + \frac{1,64}{3} = 1,09 \text{ м}$$

але не менше

$$\frac{2}{3} l_v = \frac{2}{3} 1,94 = 1,29 \text{ м}$$

Остаточно приймаємо a1 = 1,29 м.

Інтенсивність від одного колеса тандему при тиску на вісь Рат = 147 кН

$$q = \frac{P}{2a_1 \, b_1} = \frac{147}{2 \cdot 1,29 \cdot 0,84} = 67,83 \text{ кН/м}^2$$

Для смуги плити шириною 1м згинальний момент в середині прольоту визначаємо:

$$M = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + [(1+\mu) \cdot \gamma_{fv} \cdot q + \gamma_N \cdot q_v] \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0,5 b_1}{4} = \frac{9,42 \cdot 1,94^2}{8} + +$$

$$[1+0,3) \cdot 1,5 \cdot 67,83 + 1,5 \cdot 8,75] \cdot 0,84 \cdot \frac{1,94 - 0,5 \cdot 0,84}{4} = 50,84 \text{ кНм}$$

де (1+μ) =1,3 – динамічний коефіцієнт для тандему; γft = 1,5 – коефіцієнт надійності за навантаженням для тандему, і γfv = 1,5 — коефіцієнт надійності за навантаженням для рівномірно-розподіленого навантаження.

Третя схема завантаження.

У прогоні плити розміщується одне колесо навантаження НК-100 (рис.16) з навантаженням на вісь РНК = 245 кН.

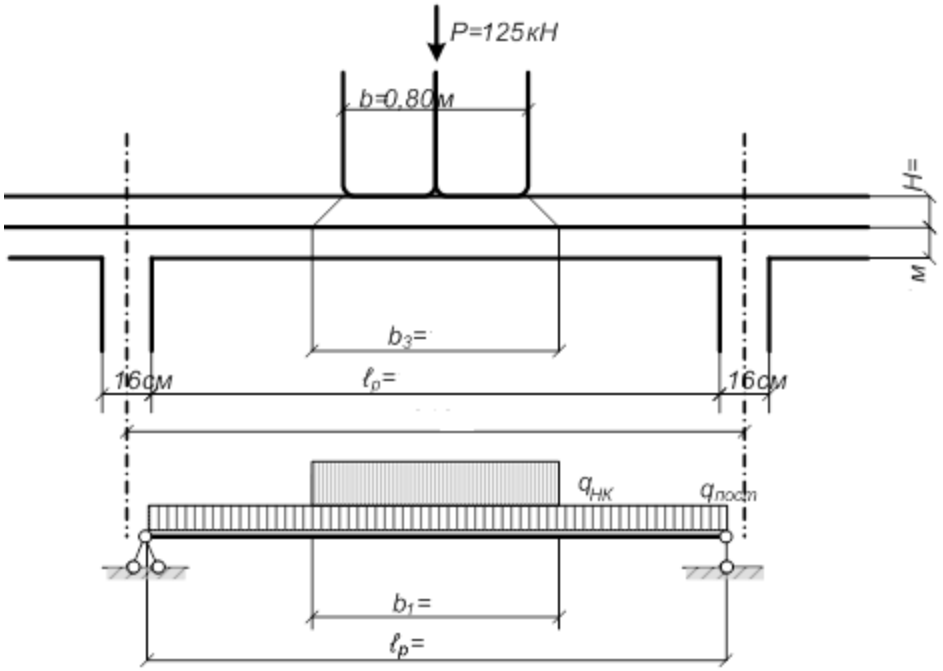


Рисунок 16 - Схема завантаження плити навантаженням НК-100

При ширині колеса b=0.8 м і розподілу тиску від нього у товщі їздового полотна Н = 0,13 м під кутом 450˚:

$$b3 = b + 2H = 0,8+2\cdot0,12 = 1,04 \text{ м.}$$

Уздовж руху ширина майданчику розподілу навантаження визначається, як і для А-15:

$$a_1 = a+2H+\frac{l_у}{3} = 0,2+2\cdot0,12+\frac{1,94}{3} = 1,09 \text{ м}$$

і може бути прийнятий, як $\frac{2}{3}l_у = \frac{2}{3}1,94 = 1,29$м, але не більш відстані між колесами 1,2 м. Виходячи з цього, приймаємо а1 = 1,2 м, тоді інтенсивність навантаження на 1 м^2,

$$q_{нк} = \frac{P_{кк}}{a_1 \cdot b_2} = \frac{245}{2 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}06} = 98{,}16 \text{ кН/м}^3$$

Згинальний момент в середині прогону плити

$$M_o = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + [(1+\mu) \cdot \gamma_{нк} \cdot q_{нк}] \cdot b_3 \cdot \frac{l_p - 0{,}5 b_3}{4} = \frac{9{,}42 \cdot 1{,}94^2}{8} + |1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 98{,}16] \cdot 1{,}04 \cdot \frac{1{,}94 - 0{,}5 \cdot 1{,}04}{4}$$
$$= 40{,}67 \text{ кНм}$$

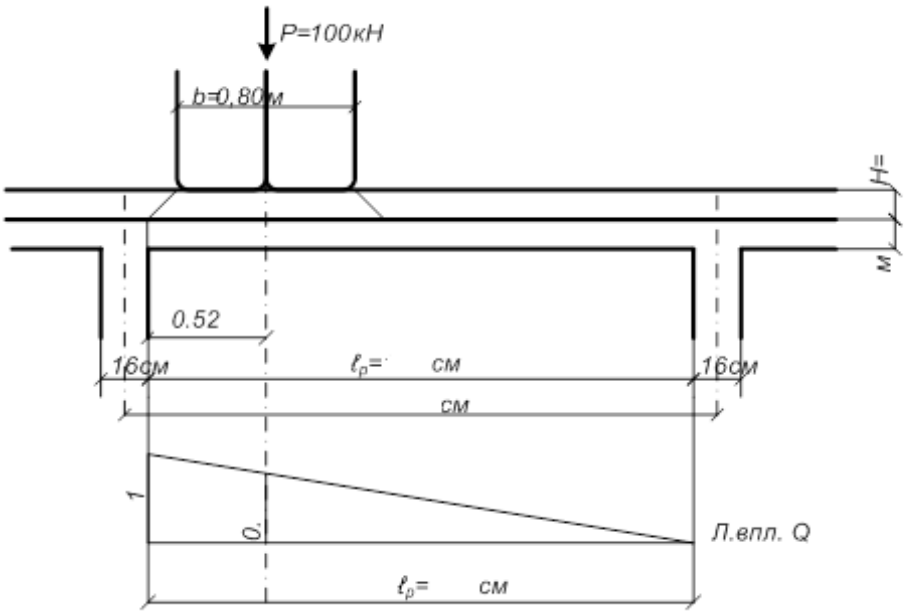


Рисунок 17 — Схема визначення поперечної сили в плиті від навантаження НК-100

Поперечна сила у опорі (рис. 17):

$$Q_o = \frac{g \cdot l_p}{2} + [(1+\mu) \cdot \gamma \cdot \frac{P}{2} \cdot y_i] = \frac{9{,}42 \cdot 1{,}94}{2} + [1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{245}{2} \cdot 0{,}692] = 93{,}91 \text{ кН}$$

Для розрахунку плити на міцність приймаємо найбільше значення зусилля, яке отримано від завантаження її двома зближеними коліями тимчасового навантаження А-15 і колесами від тандему:

$$M0 = 63{,}67 \text{ кНм}; \; Q0 = 131{,}27 \text{ кН}.$$

У розрахунках тріщиностійкості використовуємо нормативне зусилля від навантаження А-15

$$Mon = 34{,}85 \text{ кНм}.$$

Моменти нерозрізної плити визначаємо для перерізів у середині прогону та на опорі при n1 = 17 < 30 за формулами:

Моп = -0,8 М0 і Моп=+0,25М0;

Мпр=+0,5М0 і Мпр= -0,25М0.

Остаточно зусилля в нерозрізній плиті: розрахункові моменти в середині прогону

Мпр = + 0,5·63,67 = + 31,84 кНм, і Мпр=-0,25·63,67=-15,92 кНм;

нормативні моменти в середині прольоту

Мпр,n = + 0,5·34,85 = + 17,43 кНм, і Мпр,n = - 0,25·34,85=-8,71 кНм;

розрахункові моменти на опорі

Моп = - 0,8·63,67=-50,94 кНм, і Моп = + 0,25·63,67=15,92 кНм.

Нормативні моменти на опорі

Моп,n = - 0,8·34,85 = - 27,88 кНм, і Моп,n = + 0,25·34,85 = 8,71 кНм;

поперечна сила біля опор

Q = Qоп =131,27 кН.

Розрахунок плити на міцність в стадії експлуатації за згинальним моментом. Бетон плити — класу В40 і арматура А-III. Згідно з таблицею 2 розрахунковий опір бетону Rb = 20 МПа (20·103 кПа), арматури Rs = 350МПа (350·103 кПа). Для прийнятої товщини плити hf=22 см і діаметру арматури Ø12 мм робоча висота перерізу складає h0 = 22 – 2 – 0,5·1,2 = 19,4 см. Розрахунок виконуємо для перерізу шириною 100 см.

Згідно зі згинальними моментами, необхідна кількість робочої арматури:

– у прогоні нижньої зони (Мпр = +31,84 кНм)

$$A = \frac{M_{пр}}{0{,}875 \cdot h_0 \cdot R_{ср}} = \frac{31{,}84}{0{,}875 \cdot 0{,}194 \cdot 350 \cdot 10^2} = 5{,}35 \text{ см}^2$$

– у прогоні плити верхньої зони (Мпр = -15,92 кНм)

$$A = \frac{M_{пр}}{0{,}875 \cdot h_0 \cdot R_{ср}} = \frac{15{,}92}{0{,}875 \cdot 0{,}194 \cdot 350 \cdot 10^2} = 2{,}68 \text{ см}^2$$

– на опорі плити у верхній зоні (Моп = -50,94 кНм)

$$A = \frac{M_{пр}}{0{,}875 \cdot h_0 \cdot R_{ср}} = \frac{50{,}94}{0{,}875 \cdot 0{,}194 \cdot 350 \cdot 10^2} = 8{,}7 \text{см}^2$$

– на опорі плити у нижній зоні (Моп = 15,92 кНм)

$$A = \frac{M_{пр}}{0{,}875 \cdot h_0 \cdot R_{ср}} = \frac{15{,}92}{0{,}875 \cdot 0{,}194 \cdot 350 \cdot 10^2} = 2{,}68 \text{ см}^2$$

Використовуючи сортамент арматурної сталі (дод. Д), визначаємо кількість і діаметр арматури для розрахункового перерізу. Відстань між стрижнями не повинна перевищувати 200 мм (мінімальна кількість стержнів на 1 м перерізу повинна бути не менше п’яти, а взагалі – 5—14 шт). Для розрахункового прикладу приймаємо:

— для середини прольоту 6Ø12мм з As = 6,78 см^2 (крок арматури 165 мм);

— для опорного перерізу 9Ø12 мм з As = 10,17 см^2 (крок арматури 100 мм).

Для забезпечення міцності конструкції необхідно виконати перевірку прийнятого армування. Для перерізу у середині прольоту плити на дію додатного моменту (As = 6,78 см^2). Висота стиснутої зони:

$$x = \frac{R_s A}{R_b B} = \frac{350 \cdot 10^2 \cdot 6{,}78}{20 \cdot 10^2 \cdot 10^4} = 1{,}187 \text{ см}$$

Завдання.

Руслова частина автодорожнього мосту на дорозі I технічної категорії виконана у вигляді нерозрізної пролітної будови по схемі 36+62+36 м (рис. 1.1). В поперечному перерізі пролітна будова складається з одної коробки з похилими стінками. Міст має габарит Г-14 і два тротуари по 1 м. Пішоходи рухаються безпосередньо по верхній плиті коробки, тротуари відокремлені проїзної частини бар’єрами безпеки напівжорсткого типу. Верхньої плиті наданий ухил 2 % від середини пролітної будови до країв, щоб забезпечити водовідвід без збільшення шару покриття проїзної частини.

По довжині пролітної будови складена з блоків заводського виготовлення цільного поперечного перерізу розміром 2,5 м. Висота перерізу

по осі коробки збільшується з 270 см на ділянках в середині прольотів до 310 см біля опор за рахунок потовщення нижньої плити. Біля опор потовщення і стінки коробки. Провести наступні розрахунки:

1. Розрахунок плити проїзної частини.

2. Визначення згинаючих моментів і поперечних сил.

3. Розрахунок на міцність нормативних перерізів плити на стадії експлуатації.

4. Розрахунок плити на міцність на дію поперечної сили.

5. Розрахунок плити на тріщиностійкість на стадії експлуатації.

6. Розрахунок балки пролітної будови.

Вихідні дані – додаток А.

Монтаж пролітної будови планується виконувати навісним способом. Блоки пролітної будови проектується з бетону класу В35. Основна робоча арматура – пучки з 12 семипроволочних скупчень (84 дроти). Діаметр дротів Пучки проходять в закритих каналах Натягування арматури виконується домкратами двійної дії вантажопідйомності 2 300 кН на бетон по мірі монтажу пролітної будови. Звичайна арматура прийнята класу А500 С˚.

Пролітна будова опирається на комбіновані опорні частини в обоймі з фторопластом.

ТЕМА 9 РОЗРАХУНОК МАСИВНОЇ ПІДПІРНОЇ СТІНИ

Запроектувати контрфорсну підпірну стіну за наступними вихідними даними:

— повна висота стіни H = ,57 м;

— глибина закладання підошви d = ,81 м;

— питома вага ґрунту ρ = ,61 т/м^3;

— кут внутрішнього тертя ґрунту о ϕ = 25 ;

— тимчасовий опір ґрунту R0 = 300 кПа ;

— коефіцієнт тертя підошви μ = ,60 μ = 0,6;

— тимчасове навантаження на поверхні ґрунту υ = 6 кПа;

— клас бетону В15; клас робочої арматури А 300С.

Визначення розмірів підпірної стіни.

Ширина фундаментної плити підпірної стінки:

B = (50 ...90) H = (50 ...90) , 57 = 753 ...756 м. Приймаємо B = 55 м.

Величину переднього виступу фундаментної плити призначаємо:

b = (20 ...30)B = (20 ..., ,) ,5 530 = 11 ...651 м. Приймаємо b = 51 м.

Товщина вертикальної плити: t = (1/ 8...1/ 5)H = (1/ 8...1/ 15) , 57 =

= 940 ... ,50 м. Приймаємо t = 80 м.

Товщина фундаментної плити: a =11 ... 31 t = 11 ... , 8 031 = 880 ...041 м.

Приймаємо a = 01 м.

Відстань між ребрами: c ≤ /H 2 = 57 / 2 = 753 м. Приймаємо c = 3 м.

Геометричні розміри підпірної стіни наведені на рисунку 9.1.

На підпірну стінку діє: власна вага стінки та ґрунту, активний та пасивний горизонтальні тиски ґрунту, навантаження на поверхні. Вагу конструкцій та ґрунту в межах ширини підошви визначаємо геометрично (для смуги шириною 1 м).

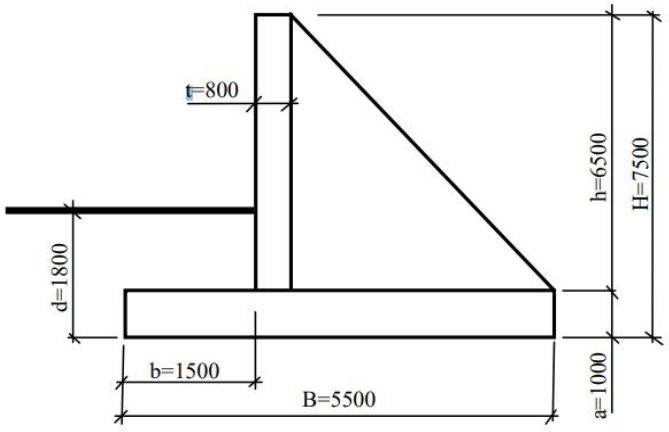


Рисунок 9.1 — Розміри підпірної стіни

Визначення зусиль, що діють на підпірну стінку

Нормативні значення ваги конструкцій та ґрунту (рис. 9.2):

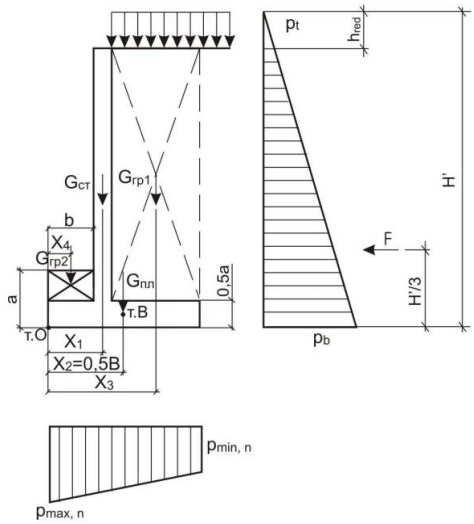


Рисунок 9.2 — Розрахункова схема підпірної стіни

$G_{гр1} = \rho \cdot (B-b-t) \cdot h \cdot 1 = 16(5,5-1,5-0,8) \cdot 6,5 \cdot 1 = 332,8$ кН

$G_{гр2} = \rho b \cdot (d-a) \cdot 1 = 16 \cdot 1,5(1,8-1) \cdot 1 = 19,2$ кН

$G_{cm} = \rho h \cdot t1 = 25 \cdot 6,5 \cdot 0,8 \cdot 1 = 130$ кН

$G_{пл} = \rho B \cdot a \cdot 1 = 25 \cdot 5,5 \cdot 1 \cdot 1 = 137,5$ кН

$G_{гр} = G_{гр1} + G_{гр2} = 332,8+19,2 = 352$ кН

$G_к = G_{cm} + G_{пл} = 130+137,5 = 267,5$ кН

$\Sigma G_н = G_к + G_{гр} = 267,5 + 352 = 619,5$ кН

Розрахункове значення ваги конструкції та грунту:

$\Sigma G = \Sigma G_н \cdot \gamma_f = 619,5 \cdot 0,9 = 557,55$ кН

де 90 γ f – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Тимчасове навантаження на поверхню ґрунту зводимо до еквівалентного шару ґрунту: $h_{red} = \frac{v}{\rho} = \frac{6}{16} = 0,375$ м

Визначаємо боковий тиск ґрунту на стінку з інтенсивністю:

- Зверху $p_t = \rho \cdot h_{red} \cdot k \cdot \gamma_f = 16 \cdot 0,375 \cdot 0,41 \cdot 1,2 = 2,95$ кН/м^2
- Знизу $p_b = \rho \cdot (h_{red} + H) \cdot k \cdot \gamma_f = 16 \cdot (0,375+7,5) \cdot 0,41 \cdot 1,2 = 62,0$ кН/м^2

де $\gamma_f = 1,2$ – коефіцієнт надійності за навантаженням;

$k = tg^2(45° - \varphi/2) = tg^2(45° - 25°/2) = tg^2 32,5° = 0,41$

Визначаємо рівнодіючу активного тиску грунту:

$$F = \left(\frac{p_t + p_b}{2}\right) \cdot 1 \cdot H = \left(\frac{2,95+62,0}{2}\right) \cdot 1 \cdot 7,5 = 243,53 \text{ кН}$$

Завдання. Визначити якими конструктивними прийомами при однаковому обсязі матеріалу стіни можна збільшити її загальну стійкість на зсув та перекидання.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. – М. : Стройиздат, 1989. — 104 с.

2. Пособие П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*. Усиление железобетонных конструкций. – Минск : Министерство архитектуры и строительства РБ, 1998. – 190 с.

3. Мартемьянова, А. И. Восстановление и усиление зданий в сейсмических районах / под ред. А. И. Мартемьянова. — М.: Наука, 1988. – 144 с.

4 Кричевский, С. А. Прочность, деформативность и трещиностойкость торкретсталефибробетонных покрытий железобетонных балок : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01/ С. А. Кричевський. — Киев, 1996. – 152 с.

5. Усиление железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / А. Б. Голышев, П. И. Кривошеев, П. М. Козелецкий, и др. ; Гос. НИИ строит. конструкций Госстроя Украины. – Киев : Логос, 2004. – 219 с.

6. Пановко Я. Г. Введение в теорию механического удара / Я. Г. Пановко – М.: Наука, 1977. – 224 с.

7. Кильчевский Н. А. Теория соударений / Н. А. Кильчевский. — Киев, Наук. думка, 1969. – 246 с.

8. Бидерман В. Л. Теория удара / В. Л. Бидерман. — М., ГНТИМЛ, 1952. – 74 с.

9. Бидерман В. Л. Прикладная теория механических колебаний (гл. 8 Ударное взаимодействие) / В. Л. Бидерман. — М., ВШ, 1972. – 416 с.

10. Стулов Т. Т. Железобетонные резервуары для хранения нефти и нефтепродуктов. Проектирование и сооружение/ Т. Т. Стулов, В. А. Бунчук и др.. — Издательство „Недра”, 1968. — 287 с.

11. СНиП 2.03.01 – 84* Бетонные и железобетонные конструкции. — М.: ЦИТП Госстроя СС СР, 1989. – 80 с.

12. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с.

13. Цай Т. Н. Строительные конструкции / Т. Н. Цай. — М.: Стройиздат, 1985. – 461 с.

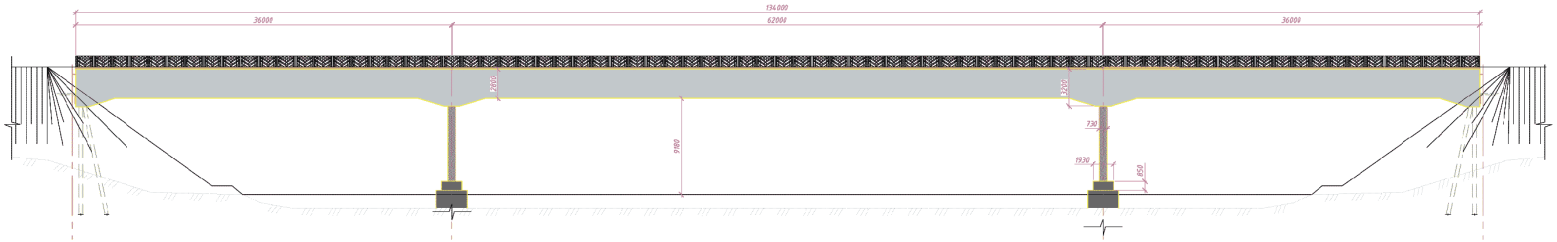
14. Масюк Г. Х. Залізобетонні конструкції інженерних споруд промислових підприємств : навч. посібник./ Г. Х. Масюк— Рівне: НУВГП, 2010. – 212 с.

15. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

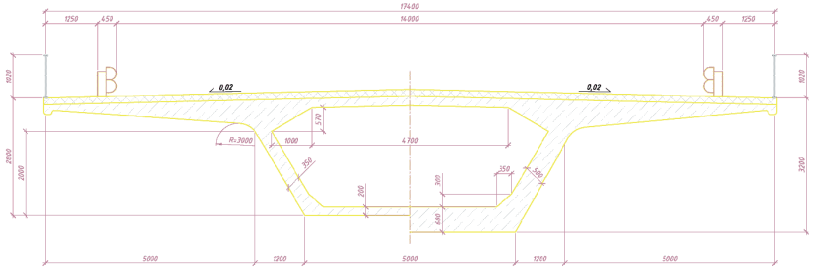
16. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.

ДОДАТОК А
Вихідні дані для розв'язання завдання до теми 8

Фасад нерозрізної пролітної будови (1:200)



Поперечний переріз пролітної будови (в прольоті) *(1:50)*



Поперечний переріз пролітної будови (на опорі) *(1:50)*

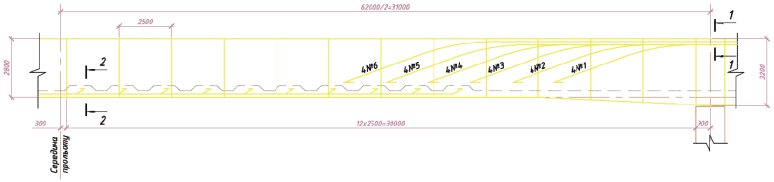
Специфікація на попередньо напруженну арматуру

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од.кг.	Примітка
		Проліт довжиною 62м	1		
1	ГОСТ 7348-81	Канат (12 семипроволочних прядей)	42	802032	102.5
		Проліт довжиною 36м	2		
2	ГОСТ 7348-81	Канат (12 семипроволочних прядей)	84	465696	102.5

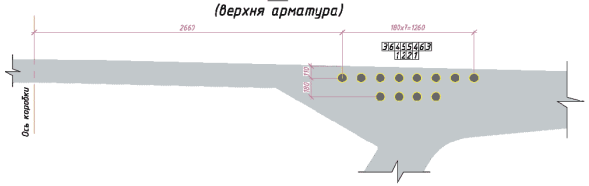
Відомість витрати сталі на елемент, кг.

Марка елемента	Вироби арматурні		
	Арматура класу Вр-II ГОСТ 6727-80*		Всього
	Ø5	Разом	
Проліт 62м (1шт)	33585344	33685344	33685344
Проліт 36м (2шт)	39118464	39118464	39118464
Разом	72803808	72803808	72803808

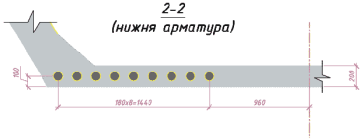
Схема армування пролітної будови попередньо напруженої арматури (1:100)



1–1
(Верхня арматура)



2–2
(нижня арматура)



Змн.	Кіл.	Лист	№док.	Підпис	Дата	Курсовий проект			
Розробив					2018	Кафедра будівельних конструкцій			
Перевірив						Підсилення та реконструкція транспортних споруд	стадія	лист	листів
							У	1	
						Фасад та план кінцевого та розширеного тестового пакетів, поперечний переріз та епюри схем	ОДАБА група ПТ1-305Пт з/к 17129		

Формат А1

Виробничо-практичне видання

Методичні рекомендації
до організації самостійної роботи та проведення практичних занять
з навчальної дисципліни

«ПРОЕКТУВАННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ ДОРОЖНЬО-ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД»

(для студентів 1 курсу денної та 2 курсу заочної форми навчання освітньо-кваліфікаційного рівня «магістр» спеціальності 192 — Будівництво та цивільна інженерії)

Укладач: **ВЯТКІН** Костянтин Ігорович

Відповідальний за випуск *О. С. Безлюбченко*
За авторською редакцією
Комп'ютерне верстання *К. І. Вяткін*

План 2019, поз. 51М

Підп. до друку 19.02.2020. Формат 60 × 84/16
Друк на ризографі Ум. друк. арк. 3,6.
Тираж 50 пр. Зам. №

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК 5328 від 11.04.2017.