

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Навчально-науковий інститут архітектури, будівництва та землеустрою

Кафедра будівництва та цивільної інженерії

Пояснювальна записка

до дипломного проекту

магістра

на тему: **Аналіз безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій
багатоповерхових будівель**

Студента 6 курсу, групи 601-БП

Спеціальності 192 "Будівництво

цивільна інженерія"

Білокінь Михайло Юрійович

Керівник: д.т.н., професор Філоненко О.І.

Зав. кафедри: д.т.н., проф. Семко О.В.

Полтава – 2026 року

Зміст

Розділ №1	4
1. Вступ.....	4
2. Загальні відомості про місцевість.....	9
Клімат	9
Ґрунти	9
Навантаження та впливи природних явищ.....	9
Розділ №2. Конструктивне рішення та обґрунтування конструкцій будівлі.....	10
Розділ №3. Розрахункова частина	11
1. Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій.....	11
1. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх несучих стін	12
Теплотехнічний розрахунок даху (горище відсутнє)	15
1. Теплотехнічний розрахунок перекриття над	
неопалювальним підвальним приміщенням (паркінг)	18
2. Розрахунок залізобетонних конструкцій перекриття підвальних	
приміщень	21
1. Збір навантажень	21
Розрахунок монолітного залізобетонного перекриття підвальних	
приміщень (паркінгу).....	24
Конструктивний розрахунок плити.....	26
Розрахунок центральної балки підвального приміщення	28
Збір навантажень та визначення розрахункової довжини колони.....	31
Розділ №4 Надійність залізобетонних конструкцій	33
1. Основні поняття та термінологія	33

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Білокінь М.Ю.</i>			<i>Аналіз безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Акрушів</i>
<i>Перевір.</i>							2	
<i>Реценз.</i>						<i>НУІІІ ім. Ю.Кондратюка</i>		
<i>Н. Контр.</i>		<i>Зигун А.Ю.</i>				<i>Кафедра БтаІІІ</i>		
<i>Затверд.</i>		<i>Семко О.В.</i>						

2.	Роль та фактори надійності у будівництві	34
3.	Причини випадковості поведження несучих конструкцій	41
4.	Методи розрахунку конструкцій	43
	Ймовірнісні підходи до оцінки надійності	43
5.	Стохастичний аналіз навантажень і властивостей матеріалів	46
	Аналіз чутливості і пріоритезація контролю якості	47
6.	Збір даних і оцінка надійності залізобетонних конструкцій	52
	Якість статистичної інформації	54
7.	Види навантажень	62
	Снігове навантаження.....	65
	Вітрове навантаження.....	67
	Статистичні характеристики сталевого прокату	72
	Статистичні характеристики арматури.....	74
	Статистичне відхилення геометричних параметрів конструкцій	76
	Статистичні похибки під час монтажних робіт	77
8.	Основні методи розрахунку надійності будівельних конструкцій	79
	Метод Н.С Стрілецького	79
	Метод імовірнісного розрахунку А.Р. Ржаницина	81
	Література	83

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Білокін М.Ю.</i>			<i>Аналіз безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Акрушів</i>
<i>Перевір.</i>							2	
<i>Реценз.</i>						<i>НУІІІ ім. Ю.Кондратюка</i>		
<i>Н. Контр.</i>		<i>Зигун А.Ю.</i>				<i>Кафедра БтаІІІ</i>		
<i>Затверд.</i>		<i>Семко О.В.</i>						

Розділ №1.

1. Вступ

Актуальність: Сучасне багатоповерхове будівництво характеризується зростанням поверховості, ускладненням просторових схем і підвищеними вимогами до експлуатаційної надійності будівель та споруд. За таких умов особливого значення набуває забезпечення безвідмовної роботи несучих конструкцій протягом усього розрахункового строку служби. Залізобетонні конструкції, які становлять основу більшості багатоповерхових будівель, працюють у складних напружено-деформованих станах, зазнають впливу змінних навантажень, температурно-вологісних факторів та процесів фізичного зносу матеріалів. Це зумовлює необхідність системного аналізу їх безвідмовної роботи з урахуванням реальних умов експлуатації.

Мета: Чітко встановити значення надійності його переваги та недоліки, а також його необхідність у будівництві

Наукова новизна роботи: полягає у розрахунку колони підвалу. з урахуванням імовірнісних методів розрахунку, а також сучасного аналізу теоретичного матеріалу теорій імовірнісних метода і врахування конструкцій

Об'єм роботи: 85 аркушів А4; 10 аркушів А1

Практика експлуатації будівель свідчить, що значна частина відмов конструктивних елементів майже не пов'язана з раптовими аварійними впливами, а є наслідком поступового накопичення пошкоджень у купі з деградацією матеріалів або недооцінки окремих факторів на стадії проєктування. Тріщиноутворення, зменшення несучої здатності, порушення спільної роботи елементів каркаса - усе це може не призводити до миттєвого руйнування, проте суттєво знижує рівень надійності будівлі та може створювати потенційні загрози для безпеки експлуатації.

Таким чином аналіз безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій варто розглядати не лише як перевірку граничних станів, а і як комплексну оцінку поведінки конструктивної системи у часі.

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		4

Також слід зазначити, що особливістю багатоповерхових будівель є просторова взаємодія великої кількості несучих елементів, де відмова одного з них може призвести до перерозподілу зусиль і локальних перевантажень суміжних конструкцій. Такий характер роботи вимагає врахування не лише міцності окремих елементів, але й надійності всієї конструктивної системи загалом. У цьому сенсі безвідмовність виступає характеристикою, яка поєднує показники міцності, жорсткості, тріщиностійкості та довговічності залізобетонних конструкцій.

Нормативні документи з проєктування будівельних конструкцій, зокрема державні будівельні норми та стандарти, встановлюють вимоги до забезпечення надійності та безпеки споруд. Проте у більшості випадків ці вимоги реалізуються через розрахунки за граничними станами, що не завжди дозволяє повною мірою оцінити ймовірність виникнення відмов у процесі експлуатації. Статистичний характер навантажень, розкид фізико-механічних властивостей матеріалів, а також вплив технологічних і експлуатаційних факторів зумовлюють необхідність застосування ймовірнісних підходів до аналізу роботи залізобетонних конструкцій.

У сучасних умовах проєктування все більшого поширення набувають методи розрахунку, які враховують імовірнісні характеристики навантажень і опорів, що дозволяє оцінювати рівень надійності конструкцій у кількісному вимірі. Такі підходи дають змогу перейти від формальної перевірки умов міцності до аналізу ризиків виникнення відмов та обґрунтованого прийняття інженерних рішень. Для багатоповерхових будівель це має особливе значення, оскільки наслідки відмов можуть мати масштабний соціальний та економічний характер.

Важливим аспектом аналізу безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій є врахування тривалих процесів, пов'язаних із повзучістю бетону, усадкою, корозією арматури та втомним руйнуванням. Зазначені явища розвиваються упродовж тривалого часу та можуть істотно змінювати напружено-деформований стан елементів порівняно з початковими

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		5

розрахунковими значеннями. Ігнорування цих процесів або їх спрощене врахування здатне призвести до заниженої оцінки ймовірності відмови конструкцій.

Аналіз фактичного стану експлуатованих багатоповерхових будівель показує, що значна частина дефектів і пошкоджень виникає внаслідок поєднання кількох несприятливих факторів, кожен з яких окремо може не перевищувати допустимих меж. Саме тому дослідження безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій доцільно виконувати з урахуванням можливих сценаріїв розвитку пошкоджень та їх впливу на загальну працездатність будівлі. Такий підхід дозволяє більш повно оцінити реальний рівень надійності конструктивної системи.

У межах багатоповерхових будівель залізобетонні конструкції можуть виконувати різні функції — від сприйняття вертикальних навантажень до забезпечення просторової жорсткості та стійкості будівлі. Колони, ригелі, плити перекриттів, стіни та ядра жорсткості працюють у тісному взаємозв'язку, і характер їх безвідмовної роботи визначається не лише індивідуальними характеристиками елементів, але й особливостями конструктивної схеми будівлі. Це зумовлює необхідність комплексного підходу до аналізу, який охоплює як окремі елементи, так і систему загалом.

Зростання вимог до енергоефективності та архітектурної виразності сучасних будівель також впливає на умови роботи залізобетонних конструкцій. Зменшення перерізів елементів, використання складних форм та великопролітних рішень підвищує чутливість конструкцій до відхилень у навантаженнях і властивостях матеріалів. За таких умов аналіз безвідмовної роботи стає інструментом, що дозволяє оцінити запас надійності та виявити потенційно критичні зони ще на стадії проектування.

Таким чином, потреба в детальному аналізі безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій багатоповерхових будівель зумовлена поєднанням технічних, експлуатаційних та нормативних факторів. Застосування сучасних методів розрахунку та оцінки надійності дозволяє

										Арк.
										6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

підвищити рівень безпеки будівель, оптимізувати конструктивні рішення та зменшити ризики виникнення відмов у процесі експлуатації.

У даній роботі увага зосереджується на дослідженні умов безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій багатоповерхових будівель з урахуванням характеру навантажень, особливостей матеріалів та конструктивних систем. Розгляд зазначених питань спрямований на формування обґрунтованого підходу до оцінки надійності конструкцій, який може бути використаний як у проєктній практиці, так і під час аналізу технічного стану експлуатованих будівель.

У межах багатоповерхових будівель залізобетонні конструкції можуть виконувати різні функції — від сприйняття вертикальних навантажень до забезпечення просторової жорсткості та стійкості будівлі. Колони, ригелі, плити перекриттів, стіни та ядра жорсткості працюють у тісному взаємозв'язку, і характер їх безвідмовної роботи визначається не лише індивідуальними характеристиками елементів, але й особливостями конструктивної схеми будівлі. Це зумовлює необхідність комплексного підходу до аналізу, який охоплює як окремі елементи, так і систему загалом.

Зростання вимог до енергоефективності та архітектурної виразності сучасних будівель також впливає на умови роботи залізобетонних конструкцій. Зменшення перерізів елементів, використання складних форм та великопролітних рішень підвищує чутливість конструкцій до відхилень у навантаженнях і властивостях матеріалів. За таких умов аналіз безвідмовної роботи стає інструментом, що дозволяє оцінити запас надійності та виявити потенційно критичні зони ще на стадії проєктування.

Таким чином, потреба в детальному аналізі безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій багатоповерхових будівель зумовлена поєднанням різних технічних, експлуатаційних та нормативних факторів.

Застосування сучасних методів розрахунку та оцінки надійності дозволяє підвищити рівень безпеки будівель, оптимізувати конструктивні рішення та зменшити ризики виникнення відмов у процесі експлуатації.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		7

Наразі у даній роботі увага зосереджується на дослідженні умов безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій багатоповерхових будівель з урахуванням характеру навантажень, особливостей матеріалів та конструктивних систем. Розгляд зазначених вище питань спрямований на формування обґрунтованого підходу до оцінки надійності конструкцій, який зможе бути використаний як у проєктній практиці, так і під час аналізу технічного стану експлуатованих будівель.

Задля подальшого спрощеного сприйняття будемо використовувати, як приклад «Багатоповерховий житловий будинок із підземним паркінгом» запроектований для зведення на території міста Полтава.

Деякі визначення:

Безвідмовна робота конструкцій — це спроможність конструкції працювати без відмов протягом заданого інтервалу часу. У теорії надійності це поняття тісно пов'язане з імовірністю того, що відмова не відбудеться за певний час;

Надійність конструкції — властивість конструкції зберігати протягом певного часу значення параметрів, що безпеку в заданих режимах експлуатації;

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		8

2. Загальні відомості про місцевість

Клімат

Згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» м.Полтава відноситься до I кліматичного району України, для якого характерні такі показники:

- середня температура найхолоднішої п'ятиденки -25 °С
- середня температура найхолодніших діб -30 °С
- середня температура найхолоднішого періоду -23 °С
- середня максимальна температура найжаркішого місяця 21 °С

Ґрунти

На території міста Потава були проведені дослідження характеристик ґрунтів.

Типи ґрунтів на території м. Полтава:

- чорноземи;
- опідзолені ґрунти,
- піски, супіски, суглинки
- торф'яні ґрунти
- болотні ґрунти

Засолення:

Природні чорноземні ґрунти не мають засолення.

Навантаження та впливи природних явищ

Згідно ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» зі змінами м.Полтава знаходиться у 5 районі за картою районування України за значеннями ваги снігового покриву:

- Сніговий покрив в середньому складає 4,5см.
- Нормативне снігове навантаження – 1600 Па.
- Глибина промерзання ґрунтів – 45см.

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		9

- Нормативне вітрове навантаження – 50 Н/м².

Згідно досліджень проведених на будівельному майданчику – ґрунтових вод не знайдено.

Розділ №2. Конструктивне рішення та обґрунтування конструкцій будівлі

Конструктивна схема даної будівлі - змішана, адже поднує елементи стінової конструктивної системи (починаючи з першого поверху) і каркасної (підвальні приміщення та підземний паркінг)

Така конструктивна система допомагає гнучко використовувати будівельні конструкції для забезпечення зручного використання внутрішнього простору будівлі та певної економічної вигоди при будівництві (чи з естетичних міркувань)

Зовнішні та внутрішні несучі стіни даної будівлі будуть виконані з силікатної повнотілої цегли марки М-150 на цементному розчині марки М-150, а перегородки будуть виконуватися з пустотілої цегли тієї-ж марки. Для виробництва загально будівельних робіт бетони прийняті класу С16/20, С20/25, С25/30, С30/35, С32/40. Арматура використовується класу А240, А400, А500 і дрiт Вр-II, що були прийняті по каталогах.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		10

Розділ №3. Розрахункова частина

1. Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Теплотехнічний розрахунок проводиться згідно ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» та ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель»

Згідно ДБН В.2.6-31:2021

Метою теплотехнічного розрахунку є визначення нормативного опору теплопередачі огорожуючих конструкцій та товщини теплоізоляції для стін, при цьому необхідне виконання умови: $R_0 \geq R_{qmin}$ де,

R_{qmin} - мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій житлових і громадських будівель, $m^2 \cdot K/Вт$;

R_0 - опір теплопередачі огорожувальних конструкцій, $m^2 \cdot K/Вт$

Таблиця 1 – Мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі огорожувальної конструкції житлових та громадських будівель R_{qmin}

Ч.ч.	Вид огорожувальної конструкції	Значення R_{qmin} , $m^2 \cdot K/Вт$, для температурної зони	
		I	II
1	Зовнішні стінові огорожувальні конструкції	4,00	3,50
2	Суміщені покриття, що межують із зовнішнім повітрям	7,00	6,00
3	Покриття опалюваних горищ (технічних позерхів), мансард, горищні перекриття неопалюваних горищ	6,00	5,50
4	Перекриття, що межують із зовнішнім повітрям, та над неопалюваними підвалами	5,00	4,00
5	Світлопрозорі огорожувальні конструкції	0,90	0,70
6	Зенітні ліхтарі	0,80	0,70
7	Зовнішні двері	0,70	0,60

1. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх несучих стін

Зовнішні несучі стіни будівлі виконують одночасно декілька ключових функцій:

- сприймають навантаження від перекриттів і покрівлі,
- передають навантаження на фундаменти,
- формують огорожувальну конструкцію, яка відділяє внутрішній простір від зовнішнього середовища.

Тому до них застосовують вимоги міцності, довговічності, та теплотехнічні вимоги, що визначають комфорт і енергоефективність будівлі.

За умови недостатнього утеплення зовнішніх огорожувальних конструкцій, в приміщеннях можуть виникати великі тепловтрати, завдяки яким зростають витрати на опалення, а на поверхнях конструкції може з'явитися конденсат або навіть грибок. Тому для забезпечення нормативного опору теплопередачі конструкції проводиться теплотехнічний розрахунок на етапі проектування, що визначає склад та товщину утеплювача зовнішніх стін.

Даний розрахунок виконано відповідно ДБН та ДСТУ.

Оскільки м. Полтава знаходиться в I кліматичній зоні з урахуванням пункту 5.2.1 ДБН В.2.6-31:2021 вважаємо можливим зменшення мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі непрозорій огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ (R_{qmin}) на 20% від табличного значення. Одже R_{qmin} приймаємо рівним $0,8 \cdot 4\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт} = 3,2\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$.

Основними складовими зовнішніх стін є цегляна кладка з пустотілої керамічної цегли разом з цементно-піщаним розчином і шаром штукатурки на внутрішній стороні та теплоізоляційної оболонки, що включає в себе утеплювач – пінополістирол і декоративно-фасадний шар штукатурки.

Для розрахунку значення фактичного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій використовуємо формулу:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_{ш}}{\lambda_{ш}} + \frac{\delta_{ц}}{\lambda_{ц}} + \frac{\delta_y}{\lambda_y} + \frac{\delta_{фш}}{\lambda_{фш}} + \frac{1}{\alpha_3}, \quad \text{де}$$

									Арк.
									12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

- α_B та α_3 - коефіцієнти теплообміну біля внутрішньої і зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$;

- $\delta_{\text{ш}}, \delta_{\text{ц}}, \delta_{\text{у}}, \delta_{\text{фш}}$ – товщини шарів огорожувальної конструкції, відповідно: внутрішньої штукатурки, цегляної кладки, утеплювача та фасадної штукатурки, м;

- $\lambda_{\text{ш}}, \lambda_{\text{ц}}, \lambda_{\text{у}}, \lambda_{\text{фш}}$ – теплопровідність шарів огорожувальної конструкції, внутрішньої штукатурки, цегляної кладки, утеплювача та фасадної штукатурки відповідно $\text{Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Коефіцієнти теплообміну біля внутрішньої і зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції приймаємо за ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» Додаток Б.

$$\alpha_B = 8,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}, \alpha_3 = 23 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}.$$

Теплопровідність шарів огорожувальної конструкції також будемо приймати згідно ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» Додаток А.

Штукатурка внутрішня - складений розчин (пісок, вапно, цемент) $\lambda_{\text{ш}} = 0,52 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Кладка - Порожниста кераміка з приведеною густиною $1300 \text{ кг}/\text{м}^3$ на цементно-піщаному розчині $\lambda_{\text{ц}} = 0,41 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Для утеплювача – мінеральна вата на основі базальтового волокна $30 \text{ кг}/\text{м}^3$ $\lambda_{\text{у}} = 0,046 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Штукатурка зовнішня (декоративно-фасадна) - λ приймаємо як для складеного розчину (пісок, вапно, цемент) $\lambda_{\text{фш}} = 0,52 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Також приймаємо:

- товщина цегляної кладки - 510 мм;
- товщина внутрішнього шару штукатурки – 10 мм;
- товщина декоративно-фасадного шару штукатурки – 20 мм

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		13

Для розрахунку товщини шару утеплювача використовуємо формулу:

$$\delta_y = \lambda_y \left(R_{qmin} - \frac{1}{\alpha_B} - \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} - \frac{1}{\lambda_3} \right) = \lambda_y \left(R_{qmin} - \frac{1}{\alpha_B} - \left(\frac{\delta_{ш}}{\lambda_{ш}} + \frac{\delta_{ц}}{\lambda_{ц}} + \frac{\delta_{фш}}{\lambda_{фш}} \right) - \frac{1}{\lambda_3} \right) = 0,046 \left(2,8 - \frac{1}{8,7} - \left(\frac{0,01}{0,52} + \frac{0,51}{0,41} + \frac{0,02}{0,52} \right) - \frac{1}{23} \right) = 0,0616393 \text{ м}$$

Відповідно до стандартів виготовлення фасадного утеплювача з мінеральної вати на основі базальтового волокна приймаємо найближче більше значення, яке дорівнює 75мм.

Після уточнення товщини теплової ізоляції розраховуємо значення фактичного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій R_0 :

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,52} + \frac{0,51}{0,41} + \frac{0,075}{0,035} + \frac{0,02}{0,52} + \frac{1}{23} = 3,603 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт.}$$

Отже, приймамо товщину утеплювача 75 мм, оскільки виконується основна умова теплотехнічного розрахунку $R_0 > R_{qmin}$.

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		14

Теплотехнічний розрахунок даху (горище відсутнє)

Розрахунок перекриття горища проводимо аналогічно до теплотехнічного розрахунку зовнішніх стін.

Згідно з ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» пункт. 5.2: мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі перекриття неопалюваних горищ для м.Полтава, що знаходиться у I-й температурній зоні, $R_{qmin} = 6,0\text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$. При цьому в пункті 5.2.1 вказано, що при проектуванні зовнішніх огорожувальних конструкцій з використанням елементів теплоізоляційної оболонки допускається зменшення коефіцієнту теплопередачі зовнішніх огорожувальних конструкцій R_{qmin} до 80%, тобто приймаємо, що

$$R_{qmin} = 0,8 \cdot 6,0\text{м}^2 \cdot \frac{\text{К}}{\text{Вт}} = 4,8\text{м}^2 \cdot \frac{\text{К}}{\text{Вт}}.$$

Основні елементи перекриття даху:

- Гіпсокартон
- Залізобетонна плита перекриття
- Паробар'єр
- Теплоізоляційний шар
- Ухолодуючий шар
- Гідроізоляція.

Задля забезпечення можливості технічного обслуговування даху, а також забезпечення достатньої міцності на стиск, обирамо утеплювач густиною не менш як 140 кг/м^3

Показниками опору теплопровідності паро-та гідроізоляції в даному розрахунку знехтуємо, у зв'язку з їх малою товщиною, у порівнянні з іншими шарами.

Показниками опору теплопровідності ухолодуючого шару також нехтуємо, оскільки його товщина не однорідною і в певних місцях може бути ≈ 0 .

									Арк.
									15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

Для розрахунку значення фактичного опору теплопередачі перекриття неопалюваних горищ використовуємо формулу:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_{ГК}}{\lambda_{ГК}} + \frac{\delta_{П}}{\lambda_{П}} + \frac{\delta_y}{\lambda_y} + \frac{1}{\alpha_3}, \quad \text{де}$$

- α_B та α_3 - коефіцієнти теплообміну біля внутрішньої і зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$;

- $\delta_{ГК}, \delta_{П}, \delta_y$ - товщини шарів огорожувальної конструкції, відповідно: гіпсокартону, плити перекриття, утеплювача м;

- $\lambda_{ГК}, \lambda_{П}, \lambda_y$ - теплопровідність шарів огорожувальної конструкції, гіпсокартону, плити перекриття, утеплювача відповідно $\text{Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Стандартна ширина мату базальтової вати – 600 мм.

Коефіцієнти теплообміну біля внутрішньої і зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції приймаємо за ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» Додаток Б.

$$\alpha_B = 8,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}, \quad \alpha_3 = 23 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}.$$

Відповідно до додатку А ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» приймаємо параметри теплопровідності шарів конструкції.

Для гіпсокартону $\lambda_{ГК} = 0,15 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Для залізобетонної плити $\lambda_{П} = 1,69 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Для утеплювача – плит з вати на основі базальтового волокна щільністю $150 \text{ кг}/\text{м}^3$ $\lambda_y = 0,048 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Приймаємо:

- товщина гіпсокартону – 9,5 мм;
- товщина залізобетонної плити – 220 мм.

Для розрахунку товщини шару утеплювача використовуємо формулу:

$$\delta_y = \lambda_y \left(R_{qmin} - \frac{1}{\alpha_B} - \left(\frac{\delta_{ГК}}{\lambda_{ГК}} + \frac{\delta_{П}}{\lambda_{П}} \right) - \frac{1}{\alpha_3} \right) =$$

										Арк.
										16
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

$$0,048 \left(4,8 - \frac{1}{8,7} - \left(\frac{0,095}{0,15} + \frac{0,22}{1,69} \right) - \frac{1}{23} \right) = 0,186147 \text{ м.}$$

Відповідно до стандартів виготовлення утеплювача з мінеральної вати на основі базальтового волокна приймаємо найближче більше значення, яке дорівнює 200мм.

Після уточнення товщини теплової ізоляції даху розраховуємо значення фактичного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій R_0 :

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,095}{0,15} + \frac{0,22}{1,69} + \frac{0,200}{0,048} + \frac{1}{23} = 5,0886 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт.}$$

Отже, приймамо товщину утеплювача 200 мм, оскільки виконується основна умова теплотехнічного розрахунку $R_0 > R_{qmin}$.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		17

1. Теплотехнічний розрахунок перекриття над неопалювальним підвальним приміщенням (паркінг)

Розрахунок перекриття над підвальним приміщенням проводимо аналогічно до теплотехнічного розрахунку даху.

Згідно з ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» пункт. 5.2: мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі перекриття над неопалюваним підвалом, що межу із зовнішнім повітрям для м.Полтава, що знаходиться у I-й температурній зоні, $R_{qmin} = 5,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$. При цьому в пункті 5.2.1 вказано, що при проектуванні зовнішніх огорожувальних конструкцій з використанням елементів теплоізоляційної оболонки допускається зменшення коефіцієнту теплопередачі зовнішніх огорожувальних конструкцій R_{qmin} до 80%, тобто приймаємо, що

$$R_{qmin} = 0,8 \cdot 5,0 \text{ м}^2 \cdot \frac{\text{К}}{\text{Вт}} = 4 \text{ м}^2 \cdot \frac{\text{К}}{\text{Вт}}$$

Основні елементи перекриття підвалу (підземного паркінгу):

- Залізобетонна плита
- Дерев'яний брус
- Пароізоляція
- Утеплювач
- Дерев'яна дошка

Оскільки в перекритті підвального приміщення в одному шарі використовується декілька матеріалів (утеплювач та дерев'яний брус), розрахуємо відношення бруса та утеплювача.

Показниками опору теплопровідності пароізоляції в даному розрахунку знехтуємо, у зв'язку з її малою товщиною, у порівнянні з іншими шарами.

Для розрахунку значення фактичного опору теплопередачі перекриття неопалюваних горищ використовуємо формулу:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_{\Pi}}{\lambda_{\Pi}} + \frac{\delta_{\delta}}{\lambda_{\delta}} + \frac{\delta_y}{\lambda_y} + \frac{\delta_{\delta}}{\lambda_{\delta}} + \frac{1}{\alpha_3}, \quad \text{де}$$

									Арк.
									18
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

- α_B та α_3 - коефіцієнти теплообміну біля внутрішньої і зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$;

- $\delta_{\text{п}}, \delta_{\text{б}}, \delta_{\text{у}}, \delta_{\text{д}}$, – товщини шарів конструкції, відповідно: плити перекриття, утеплювача та бруса, дошки, м;

- $\lambda_{\text{п}}, \lambda_{\text{б}}, \lambda_{\text{у}}, \lambda_{\text{д}}$, – теплопровідність шарів конструкції, плити перекриття, утеплювача та бруса, дошки відповідно, $\text{Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Відповідно до довідкових даних стандартна ширина мату базальтової вати – 600 мм, а оскільки брус – приймаємо шириною – 50 мм, тому в розрахунку утеплювач буде врахований з коефіцієнтом 0,92, а брус – 0,08.

Приймаємо, що товщина шару утеплювача дорівнює товщині бруса $\delta_{\text{у}} = \delta_{\text{б}}$, тоді формула набуває вигляду:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_{\text{п}}}{\lambda_{\text{п}}} + 0,92 \frac{\delta_{\text{у}}}{\lambda_{\text{у}}} + 0,08 \frac{\delta_{\text{у}}}{\lambda_{\text{б}}} + \frac{\delta_{\text{д}}}{\lambda_{\text{д}}} + \frac{1}{\alpha_3}$$

Коефіцієнти теплообміну біля внутрішньої і зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції приймаємо за ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» Додаток Б.

$$\alpha_B = 8,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}, \quad \alpha_3 = 23 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}.$$

Відповідно до додатку А ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» приймаємо параметри теплопровідності шарів конструкції.

Для залізобетонної плити $\lambda_{\text{п}} = 1,69 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Для утеплювача – плит з базальтової вати щільністю 30 $\text{кг}/\text{м}^3$ $\lambda_{\text{у}} = 0,039 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Для бруса з сосни поперек волокон $\lambda_{\text{б}} = 0,09 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Для дошки з сосни поперек волокон $\lambda_{\text{д}} = 0,09 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$.

Приймаємо:

- товщина залізобетонної плити – 220 мм;
- товщина дошки – 20 мм.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		19

Для розрахунку товщини шару утеплювача використовуємо формулу:

$$\delta_y = \frac{\lambda_y \cdot \lambda_6}{0,92\lambda_6 + 0,08\lambda_y} \left(R_{qmin} - \frac{1}{\alpha_B} - \left(\frac{\delta_{\Pi}}{\lambda_{\Pi}} + \frac{\delta_{Д}}{\lambda_{Д}} \right) - \frac{1}{\lambda_3} \right) =$$
$$\frac{0,039 \cdot 0,09}{0,92 \cdot 0,09 + 0,08 \cdot 0,39} \left(5 - \frac{1}{8,7} - \left(\frac{0,22}{1,69} + \frac{0,02}{0,09} \right) - \frac{1}{23} \right) = 0,138219 \text{ м.}$$

Відповідно до стандартів виготовлення утеплювача приймаємо найближче більше значення, яке дорівнює 150 мм. Утеплення буде виконане з двох мінеральної вати на основі базальтового волокна товщиною 100 мм та 50 мм.

Після уточнення товщини теплової ізоляції розраховуємо значення фактичного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій R_0 :

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,22}{1,69} + 0,92 \frac{0,15}{0,039} + 0,08 \frac{0,15}{0,09} + \frac{0,02}{0,09} + \frac{1}{23} = 4,18262 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт.}$$

Отже, приймамо товщину утеплювача 150 мм, оскільки виконується основна умова теплотехнічного розрахунку $R_0 > R_{qmin}$.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		20

2. Розрахунок залізобетонних конструкцій перекриття підвальних приміщень

1. Збір навантажень

Визначаємо навантаження на рівні перекриття підвалу згідно з ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи, використовуючи данні ваги конструкцій будівлі.

Оскільки житлова будівля матиме 3 основні несучі стіни, що взаємопаралельні, визначаємо вантажні площі:

$$\text{Центральна стіна(Б-Б)} W_{\text{ВН}} = l \cdot b = 1 \cdot (6/2 + 6/2) = 6\text{м}^2$$

$$\text{Зовнішні стіни (А-А; В-В)} W_{\text{ЗВ}} = l \cdot b = 1 \cdot 6/2 = 3\text{м}^2$$

Навантаження від конструкцій покрівлі

Основні елементи перекриття покрівлі, що створюють навантаження:

→ Залізобетонна плита перекриття

Запроектована плита ПК 60-12-8 має вагу 2,04 т

Оскільки плита рівномірно створює тиск на обидві сторони опирання, то:

$$20,4\text{кН} / 2 = 10,2 \text{ кН}$$

Приводимо зусилля до одиниць на 1м стіни:

$$10,2 \text{ кН} / 1,2 = 8,5 \text{ кН/м}$$

→ Теплоізоляційний шар

Густина матеріалу утеплювача 140кг/м^2 , що створює тиск $1,4 \text{ кН/м}^2$

На 1 м стіни зусилля складе: $1,4 \text{ кН/м}^2 \cdot 3 = 4,2 \text{ кН/м}$

→ Ухолоутворюючий шар

Задля надійності приймамо товщину ухилоутворюючого шару з легкого бетону щільністю 1200 кг/м^3 150мм (60мм мінімум + 90мм ухил):

$$12,0 \text{ кН/м}^3 \cdot 0,15 \cdot 3 = 5,4 \text{ кН/м}$$

Отже загалом покрівля здійснює тиск на зовнішню стіну $18,1 \text{ кН/м}$, а на внутрішню вдвічі більший $18,1 \text{ кН/м} \cdot 2 = 36,2 \text{ кН/м}$

									601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						21

Навантаження від міжповерхового перекриття

За ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи Таблиця 6.2

характеристичне значення навантаження на перекриття житлових будинків становить 1,5 кПа , отже на 1 метр перерізу стіни зусилля становитиме:

$$1,5 \cdot 3 = 4,5 \text{ кН/м}$$

Залізобетонна багатопорожниста плита перекриття також марки ПК 60-12-8, одже також створює зусилля 8,5 кН/м у стіні.

Сумарне зусилля у перерізі стіни становитиме $4,5 \text{кН/м} + 8,5 \text{кН/м} = 13 \text{кН/м}$ на кожному житловому поверху будинку.

Сумарне навантаження на внутрішні стіни 26 кН/м

Власне невантаження від маси стін

За середню щільність цегляної кладки приймаємо значення 1700кг/м^3 , тоді маючи товщину стіни 380мм (0,38м) та висоту поверху 3м зусилля від ваги стіни становитиме:

$$17 \text{ кН/м}^3 \cdot 0,38 = 6,64 \text{ кН/м}^2$$

Данне значення можемо приймати однакове для усіх несучих стін.

Навантаження від внутрішньої стіни на поверх:

$$3 \cdot 6,64 = 19,92 \text{ кН/м}$$

Навантаження від зовнішніх стін:

Площа вікон на одному поверсі складає:

Вікна розміром $1,2 \cdot 1,5$ у кількості 4 шт. - $7,2 \text{м}^2$;

Вікна розміром $1,8 \cdot 1,5$ у кількості 2 шт. - $5,4 \text{м}^2$;

Вікна розміром $1,5 \cdot 1,5$ у кількості 4 шт. - 9м^2 ;

Вікно розміром $0,9 \cdot 1,2$ у кількості 1 шт. - $1,08 \text{м}^2$;

Загалом площа вікон на поверх складає $22,68 \text{м}^2$

Площа стін одного поверху з урахуванням віконних прорізів складає:

$$24 \cdot 3 \cdot 2 - 22,8 = 121,2 \text{ м}^2, \text{ де:}$$

$24 \cdot 3$ - розміри однієї зовнішньої стіни поверху;

$22,8$ - загальна площа віконних прорізів на одному поверсі.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		22

Таким чином загальне навантаження від стінових конструкцій становитиме:

$$6,64 \cdot (121,2 / 2) / 24 = 16,766 \text{ кН/м}$$

Значення навантаження на 7 поверхів стіни:

$$\text{зовнішньої } 16,766 \cdot 7 = 117,362 \text{ кН/м}$$

$$\text{внутрішньої } 19,92 \cdot 7 = 139,44 \text{ кН/м}$$

Снігове навантаження на вантажну площу

$$\text{Для зовнішніх стін: } 1,6 \cdot 3 = 4,8 \text{ кН/м}$$

$$\text{Для внутрішньої стіни: } 1,6 \cdot 6 = 9,6 \text{ кН/м}$$

Результати розрахунків заносимо до таблиці 2.1.1

№ п.п.	Вид навантаження	Навантаження на			
		Внутрішню стіну		Зовнішні стіни	
		II гр.ст. Нормативне Навантаження	I гр.ст. Розрахункове Навантаження	II гр.ст. Нормативне Навантаження	I гр.ст. Розрахункове Навантаження
<u>Постійні навантаження</u>					
1	Покрівля плоского даху	36.2	39.82	18.1	19.91
2	Міжповерхове перекриття	26.6	28.6.6	13.6	14.3.6
3	Зовнішні стіни	-	-	117,362	129,1
4	Внутрішні стіни	139,44	153,38	-	-
	Всього	331,64	364,804	213,462	234,8
<u>Тимчасові навантаження</u>					
1	Снігове навантаження	9,6	10,56	4,8	5,28

Для даного типу місцевості вітрове навантаження не є визначальним, оскільки житловий будинок розташований у центральній частині міста, де його вплив значною мірою зменшується завдяки екрануванню сусідніми будівлями. Тому у розрахунках воно не враховується

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		23

Розрахунок монолітного залізобетонного перекриття підвальних приміщень (паркінгу)

Перекриття підвалу є важливим конструктивним елементом будівлі, що відокремлює підземні приміщення від першого поверху та забезпечує передачу навантажень на несучі стіни й фундаменти. Воно виконує несучу функцію та створює бар'єр між підвальними приміщеннями та житловою частиною споруди, забезпечуючи комфортні умови експлуатації.

Монолітне залізобетонне перекриття підвалу характеризується високою міцністю, жорсткістю та довговічністю. Воно сприймає постійні та тимчасові навантаження від людей та меблів, а також конструктивні навантаження від стін і перегородок. При проектуванні були враховані вимоги чинних нормативних документів (ДБН, ДСТУ та Єврокоди), які регламентують міцнісні характеристики, жорсткість конструкцій та забезпечують їх тріщиностійкість.

У процесі розрахунку особливу увагу було приділено вибору класу бетону та арматури, визначенню геометричних розмірів колон і монолітної балки. Розрахунок перекриття підвалу включає визначення розрахункових навантажень, побудову розрахункової схеми, підбір робочої арматури та перевірку конструкції на відповідність нормативним вимогам.

Таким чином розрахунок залізобетонного перекриття підвальних приміщень сприяє створенню безпечних умов експлуатації для підземних і наземних приміщень.

У розрахунку приймаємо коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n який визначається за ДБН В.1.2-14:2018.

Відповідно до пункту 5.1.4, а також Таблиці 1 данній будівлі можна присвоїти клас наслідків СС2. Згідно пункту 5.2.1 несучі конструкції каркасу будівлі, є конструкціями категорії відповідальності А, тобто – «конструкції та елементи, відмова яких може призвести до повної непридатності до експлуатації будівлі (споруди) в цілому або значної її частини», а за пунктом 7.6.4 і таблицею 5 приймаємо коефіцієнт γ_n рівним 1,1

									Арк.
									24
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

▪ Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} визначаються за ДБН В.1.2-14:2018.

Відповідно до пункту 5.2 значення коефіцієнтів γ_{fm} прийняті за таблицею 5.1, отже коефіцієнт γ_{fm} приймаємо рівним

- 1,1 – для плит покриття;
- 1,3 – для ізоляційних, вирівнювальних та опоряджувальних шарів, що були виконані на будмайданчику.

Найменування навантаження	Характеристичне значення навантаження (кПа)	Коефіцієнти надійності		Розрахункове експлуатаційне значення навантаження, кПа	Розрахункове граничне значення навантаження, кПа
		γ_n	γ_{fm}		
1	2	3	4	5	6
1 Лінолеум $t=0,004$ м, $\gamma=18$ кН/м ³ ;	0.072	1.1	1.3	0.0792	0.0936
2. Цементна стяжка, $t=0,050$ м, $\gamma=16$ кН/м ³ ;	0.8	1.1	1.3	0.88	1.04
3. Прошарок із шлаку, $t=0,046$ м, $\gamma=8$ кН/м ³ ;	0.368	1.1	1.3	0.4048	0.4784
4. Плита 1490*5980мм	5.886	1.1	1.1	6,47	7,12
Всього постійне				(P ^e) $q_e=7,83$	(P) $q_m=8,61$
Змінне	1,5	1,0	1,2	$v_e=1,65$	$v_m=1,8$
Повне				$q_e=9,48$	$q_m=10,41$

Округлено приймаємо загалом $10,41$ кН/м²

Розрахункова схема плити є балкою, яка вільно лежить на двох опорах і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням вздовж прольоту.

Визначаємо рівномірно розподілене навантаження по всій ширині плити (1490мм=1,49м)

									Арк.
									25
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

$$P = q * b = 10,41 * 1.49 = 15,51 \text{ кН/м}$$

Визначаємо розрахунковий проліт плити

$$l_0 = l - (200/2 * 2) = 5980 - 200 = 5780 \text{ мм}$$

Визначаємо максимальне розрахункове значення зусиль у плиті від зовнішнього навантаження

$$M_{Ed,max} = (P * l_0^2) / 8 = (15,51 * 5.78^2) / 8 = 64,77 \text{ кНм}$$

$$V_{Ed} = (P * l_0) / 2 = (1551 * 5.78) / 2 = 44,83 \text{ кН}$$

Конструктивний розрахунок плити

Визначення площі поздовжньої робочої попередньо напруженої арматури

Визначаємо характеристики матеріалів:

Таблиця А.1 – Характеристики міцності та деформативності бетону

	Клас міцності бетону											Аналітична залежність/пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
$f_{ck,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	
$f_{cm,cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	$f_{cm,cube} = f_{ck,cube} / (1 - 1,64 V_c)$
$f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	
f_{cd} (МПа)	6	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
f_{cm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk,0.05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,1	2,2	2,5	2,7	3	$f_{ctk,0.05} = 0,7 f_{ctm}$ 5% вибірки
$f_{ctk,0.95}$ (МПа)	1,6	2	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk,0.95} = 1,3 f_{ctm}$ 95% вибірки
E_{cm} (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40	
E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	
E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34	
$\epsilon_{c1,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	
$\epsilon_{c1,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91	
$\epsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3	2,83	2,63	2,5	2,4	
$\epsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,75	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29	
$\epsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,5	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,1	1,16	$\epsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$
$\epsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\epsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$
$\epsilon_{cu3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,7	2,55	2,37	2,25	2,16	$\epsilon_{cu3,ck} = 0,9 \epsilon_{cu1,ck}$
$\epsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,1	3	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\epsilon_{cu3,cd} = 0,9 \epsilon_{cu1,cd}$

*) - величини $f_{ck,cube}$ в таблиці наведені для значення коефіцієнта варіації V_c , який дорівнює 13,5 %

Бетон класу C25/30

$$\blacksquare f_{cd} = 17 \text{ МПа}$$

$$\blacksquare f_{ctk,0.05} = 1,8 \text{ МПа}$$

$$\blacksquare E_{cd} = 25 * 10^3 \text{ МПа}$$

$$\blacksquare E_{cm} = 32,5 * 10^3 \text{ МПа}$$

													Арк.
													26
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ								

$$\varepsilon_{c1,cd} = 1,69 \text{ ‰}$$

Попередньо напружена арматура Вр1200:

$$f_{pk} = 1260 \text{ МПа}$$

$$f_{p0.1k} = 1145 \text{ МПа}$$

$$\gamma_s = 1.1$$

$$E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1145}{1.1} = 1141 \text{ МПа}$$

Для прийнятого класу бетону визначаємо коефіцієнт пружно-пластичних властивостей (K):

$$K = \frac{1,05 \cdot E_{cd} \cdot \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 25 \cdot 1,69}{17} = 2,61 \approx 3$$

Відповідно до таблиці А5 [1] за допомогою інтерполяції знайдемо такі параметри параметри: x ; ω ; η_u

$$x = 0,526 + \frac{(0,526 - 0,53)}{(3 - 2,5)} \cdot (2,61 - 2,5) = 0,525$$

$$\omega = 0,767 + \frac{(0,792 - 0,767)}{(3 - 2,5)} \cdot (2,61 - 2,5) = 0,773$$

$$\eta_u = 1,309 + \frac{(1,309 - 1,339)}{(3 - 2,5)} \cdot (2,61 - 2,5) = 1,3$$

Рахуємо робочу висоту перерізу

$$d = h - c_{nom} - \frac{d_s}{2} = 210 \text{ мм}$$

Розрахуємо висоту стиснутої зони плити

$$h_{eff} = h / 2 = 250 / 2 = 125 \text{ мм}$$

Підраховуємо згинальний момент котрий може сприйняти повністю стиснута плита

$$M_{eff} = f_{cd} b_{eff} h_{eff} \omega (d - \chi h_{eff} \omega) = 17 \times 1490 \times 125 \times 0,773 (210 - 0,525 \times 125 \times 0,773) = 389\,819\,705,9 \text{ Нмм} = 389,8 \text{ кНм}$$

$$M_{eff} = 389,8 \text{ кНм} > M_{Ed} = 64,77 \text{ кНм}$$

Оскільки нейтральна лінія проходить у полиці, отже переріз розраховується як прямокутний із шириною 1490 мм.

									Арк.
									27
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{64,77 \cdot 10^6}{17 \cdot 1490 \cdot 210^2} = 0.058$$

Граничне значення відносного згинального моменту для заданого класу бетону та арматури становить:

$$\bar{\alpha}_R = \bar{\xi}_R \omega (1 - \chi \bar{\xi}_R \omega)$$

де граничне значення висоти відносної стиснутої зони становить

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + f_{yd} / (\varepsilon_{c1,cd} \eta_u E_s)} = \frac{1}{1 + 1141 / (1,69 \times 10^{-3} \cdot 1,3 \times 1,9 \times 10^5)} = 0.27$$

тоді

$$\bar{\alpha}_R = \bar{\xi}_R \omega (1 - \chi \bar{\xi}_R \omega) = 0,27 \cdot 0,773 \cdot (1 - 0,525 \cdot 0,27 \cdot 0,773) = 0,186$$

За нерівністю $\alpha_R = 0,186 \geq \alpha_m = 0,058$ бачимо, що потрібно розрахувати елемент з одиничним армуванням.

Відповідно до таблиці А5 [1], $\bar{\zeta} = 0.953$

Рахуємо площу попередньо напруженої арматури:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \zeta d} = \frac{64,77 \cdot 10^6}{1141 \cdot 0,953 \cdot 210} = 283,65 \text{ мм}^2$$

Відповідно до сортаменту арматури А6 [1] приймаємо 15Ø5Вр1200 загальною площею $A_s = 294,525 \text{ мм}^2$, тож встановлюємо її.

Оскільки, найнебезпечнішими розрахунковими перерізами у плиті є ділянки дії максимальної сили моменту, а також приопорні ділянки, тому конструктивно армуємо арматурною сіткою С-1 середину прольоту, та двома сітками С-3 приопорні ділянки.

Розрахунок центральної балки підвального приміщення

Центральна балка підвального приміщення, це 6-ти пролітна балка, що затиснута у 7-ми опорах і сприймає навантаження від перекриття підвалу та центральної стіни будинку. Довжина крайніх прольотів $l_k = 3800 \text{ мм}$; довжина середніх прольотів $l_c = 4000 \text{ мм}$.

Навантаження від перекриття підвалу: $10,41 \cdot 6 = 62,46$

									601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						28

Рівномірно розподілене навантаження становить $62,46 + 364,804 = 427,3 \text{ кН/м}$

Визначаємо максимальне розрахункове значення зусиль у залізобетонній балці від зовнішнього навантаження

На крайніх прольотах:

$$M_{Ed,\kappa,max} = (P \cdot l_{\kappa}^2) / 8 = (427,3 \cdot 3,8^2) / 8 = 771,3 \text{ кНм}$$

$$V_{Ed,\kappa} = (P \cdot l_{\kappa}) / 2 = (427,3 \cdot 3,8) / 2 = 811,9 \text{ кН}$$

На середніх прольотах:

$$M_{Ed,c,max} = (P \cdot l_c^2) / 8 = (427,3 \cdot 4^2) / 8 = 854,6 \text{ кНм}$$

$$V_{Ed,c} = (P \cdot l_c) / 2 = (427,3 \cdot 4) / 2 = 854,6 \text{ кН}$$

Визначаємо характеристики матеріалів:

Бетон класу C25/30

$$\blacksquare f_{cd} = 17 \text{ МПа}$$

$$\blacksquare f_{ctk,0.05} = 1,8 \text{ МПа}$$

$$\blacksquare E_{cd} = 26 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

$$\blacksquare E_{cm} = 32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

$$\blacksquare \varepsilon_{c1,cd} = 1,69 \text{ ‰}$$

Армування Канат К1400 (К-7):

$$\blacksquare f_{pk} = 1470 \text{ МПа}$$

$$\blacksquare f_{p0.1k} = 1335 \text{ МПа}$$

$$\blacksquare \gamma_s = 1,1$$

$$\blacksquare E_p = 1,8 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1335}{1,1} = 1214 \text{ МПа}$$

Попередньо задаємо розміри балки $h = 800 \text{ мм}$ $b = 400 \text{ мм}$

Для прийнятого класу бетону визначаємо коефіцієнт пружно-пластичних властивостей (K):

$$K = \frac{1,05 \cdot E_{cd} \cdot \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 26 \cdot 1,69}{17} = 2,61 \approx 3$$

Відповідно до таблиці А5 [1] за допомогою інтерполяції знайдемо такі параметри параметри: x ; ω ; η_u

									Арк.
									29
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

$$x = 0,526 + \frac{(0,526 - 0,53)}{(3 - 2,5)} * (2,61 - 2,5) = 0,525$$

$$\omega = 0,767 + \frac{(0,792 - 0,767)}{(3 - 2,5)} * (2,61 - 2,5) = 0,773$$

$$\eta_u = 1,309 + \frac{(1,309 - 1,339)}{(3 - 2,5)} * (2,61 - 2,5) = 1,3$$

Рахуємо робочу висоту перерізу

$$d = h - c_{nom} - \frac{d_s}{2} = 730 \text{ мм}$$

Розрахуємо висоту стиснутої зони балки

$$h_{eff} = h / 2 = 800 / 2 = 400 \text{ мм}$$

Підраховуємо згинальний момент котрий може сприйняти повністю стиснута балка

$$M_{eff} = f_{cd} b_{eff} h_{eff} \omega (d - \chi h_{eff}) = 17 \times 400 \times 400 \times 0,773 (730 - 0,525 \times 400 \times 0,773) = 1\,193\,560\,235,2 \text{ Нмм} = 1193,56 \text{ кНм}$$

$$M_{eff} = 1193,56 \text{ кНм} > M_{Ed} = 854,6 \text{ кНм}$$

Оскільки нейтральна лінія проходить у полиці, отже переріз розраховується як прямокутний із шириною 400 мм (шириною верхньої полиці).

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{854,6 * 10^6}{17 * 400 * 730^2} = 0,236$$

Граничне значення відносного згинального моменту для заданого класу бетону та арматури становить:

$$\bar{\alpha}_R = \bar{\xi}_R \omega (1 - \chi \bar{\xi}_R \omega)$$

де граничне значення висоти відносної стиснутої зони становить

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + f_{pk} / (\varepsilon_{c1,cd} \eta_u E_s)} = \frac{1}{1 + 1470 / (1,69 \times 10^{-3} * 1,3 \times 1,8 \times 10^5)} = 0,212$$

тоді

$$\bar{\alpha}_R = \bar{\xi}_R \omega (1 - \chi \bar{\xi}_R \omega) = 0,212 * 0,773 * (1 - 0,525 * 0,212 * 0,773) = 0,15$$

За нерівністю $\alpha_R = 0,212 \leq \alpha_m = 0,236$ бачимо, що потрібно розрахувати елемент з подвійним армуванням.

									Арк.
									30
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

Відповідно до таблиці А5 [1], $\bar{\zeta} = 0.910$

Рахуємо площу попередньо напруженої арматури:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{pd}\bar{\zeta}d} = \frac{854,6 * 10^6}{1336 * 0,91 * 730} = 962,92 \text{мм}^2$$

Відповідно до сортаменту арматури приймаємо 8Ø15,3К1400(К-7) загальною площею $A_s = 1104 \text{мм}^2$, тож встановлюємо її.

Оскільки, найнебезпечнішими розрахунковими перерізами у плиті є ділянки дії максимальної сили моменту, а також приопорні ділянки, тому конструктивно армуємо арматурною сіткою С-1 середину прольоту, та двома сітками С-3 приопорні ділянки.

Збір навантажень та визначення розрахункової довжини колони

Визначаємо розрахункове навантаження:

$$N = (q + q_0) * s = (427,3 + 8) * 4 = 1741,2 \text{кН},$$

$$N = (q + q_0) * s = (427,3 + 8) * 3,8 = 1654,14 \text{кН},$$

де $q = 427,3 \text{ кН/м}$ –поперечна сила, що передається від балки на колону.

q_0 - маса балки, що тисне на колону, визначаємо за формулою $q_0 = h * b * \rho = 0,8 * 0,4 * 25 = 8 \text{ кН/м}$

s - вантажна площа колони (4м центральні, 3,8м крайні)

Розрахункова довжина колони відповідає висоті поверху.

Для колони використовуємо бетон класу С25/30

Поздовжню арматуру використовуємо класу А240С

Коефіцієнт умов роботи бетону становить 0,9

Розрахункова висота колони $2,7 \text{ м} < 20h = 20 * 0,4 = 8 \text{ м}$

Колони розраховуємо, як умовно центрально стиснені стиснені з врахуванням лише випадкового ексцентриситету.

Коефіцієнт армування $\eta = 0.1$; $m = 1$; $\varphi = 1$

$$N = \eta\varphi[R_b A_b + R_{sc}(A_s A_s)]$$

де N - розрахункова повздовжня сила

A_b - Площа бетону $A_b = b \cdot h$;

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		31

A_s ` A_s - верхня і нижня площі арматури

η - коефіцієнт поперечного перерізу, $\eta = 1$ при $h > 200\text{мм}$

φ - коефіцієнт повздовжнього вигину, що залежить від гнучкості елемента

$$\lambda = l_0 / h$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_s - \varphi_b) \frac{R_{sc}(A_s + A_s')}{R_b A_b}$$

при цьому $\varphi_b \leq \varphi_s$; R_{sc} - розрахунковий опір арматури на стиск.

Для пошуку оптимального перерізу бетону попередньо задаємо значення $\varphi = 1$; $\eta = 1$ та $\mu = 0.01$ (1% попереднього армування) і визначаємо A_b

$$A_b = \frac{N}{\eta \varphi (R_b + \mu R_{sc})} = \frac{17412}{1 \cdot 1 (17 + 0.01 \cdot 240)} = 897,52$$

Приймаємо розміри колони $b = 30\text{см}$ $h = 40\text{см}$ $A_s = 1200\text{см}^2$

Для пошуку оптимального перерізу арматури попередньо задаємо значення $\varphi = 1$; $\eta = 1$, і визначаємо $(A_s + A_s')$

$$A_s + A_s' = \frac{\frac{N}{\eta \varphi} - R_b A_b}{R_{sc}} = \frac{\frac{17412}{1 \cdot 1} - 17 \cdot 1200}{240} = -0,01245$$

Оскільки отримали число з мінусом, бетону достатньо аби витримувати данне навантаження, тож приймаємо мінімально допустиме армування згідно ДБН та сортаменту 4Ø6A240.

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		32

Розділ №4 Надійність залізобетонних конструкцій

1. Основні поняття та термінологія

Надійність конструкції — властивість споруди або її елементів виконувати задані функції протягом встановленого строку служби за визначених умов експлуатації.

Граничний стан — стан конструкції, при настанні якого вона втрачає здатність виконувати свої функції; розрізняють граничні стани першого (безпека) і другого (експлуатаційна придатність) рівнів.

Проектна надійність — рівень надійності, що закладається на стадії проектування і має відповідати нормативним вимогам.

Фактична надійність — реальний рівень надійності в процесі експлуатації, який змінюється під впливом навантажень, дефектів і зовнішніх факторів.

Ці терміни формують мовну основу подальшого викладу. Важливо відзначити, що для залізобетонних елементів характерні специфічні механізми поведінки під навантаженням: нелінійність напружено-деформованих залежностей бетону, утворення тріщин у розтягнутій зоні, повзучість і усадка, що ускладнює застосування класичних пружних теорій і робить експериментальну перевірку розрахункових положень обов'язковою.

Розділ 2 Експериментальна база теорії залізобетону

2.1 Роль експерименту в формуванні методів розрахунку

Експериментальні дослідження є джерелом емпіричних залежностей і поправок, які дозволяють наблизити теоретичні моделі до реальної поведінки залізобетонних елементів. На підставі великого масиву випробувань сформовано методику розрахунку за граничними станами, що широко застосовується в національній практиці і враховує стадійність напружено-деформованого стану при згині та інших видах навантажень.

2.2 Стадії напружено-деформованого стану при згині

									Арк.
									33
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

Експерименти над згинальними елементами показують, що при поступовому збільшенні навантаження можна виділити три характерні стадії напружено-деформованого стану:

Стадія I — малий рівень навантаження, переважно пружні деформації бетону й арматури; залежність напружень від деформацій близька до лінійної.

Стадія II — утворення і розвиток тріщин у розтягнутій зоні; бетон у розтягнутій зоні втрачає несучу здатність, навантаження сприймає арматура.

Стадія III — розвиток непружних деформацій у стисненій зоні, прогресуюче розкриття тріщин і настання одного з критеріїв руйнування: досягнення граничних деформацій бетону, розрив арматури або втрата стійкості деформування.

Розуміння цих стадій необхідне для коректного вибору розрахункових моделей і критеріїв міцності при проектуванні багатопверхових будівель, оскільки різні ділянки елементів можуть перебувати в різних стадіях одночасно під дією нерівномірних моментів і поперечних сил.

2. Роль та фактори надійності у будівництві

Розвиток дослідження будівельних конструкцій відбувається з використанням різних методів:

- Аналітичні методи — базуються на класичних рівняннях рівноваги, сумісності деформацій і властивостях матеріалів; застосовуються для простих перерізів і типових вузлів, даючи швидку оцінку несучої здатності та запасу міцності. Спрощені діаграми деформацій і напружень використовуються для розрахунку перерізів за граничними станами і дозволяють уніфікувати підходи для різних класів бетону та арматури.
- Чисельні методи — метод скінченних елементів та інші чисельні підходи дають змогу моделювати складну геометрію, нелінійну поведінку матеріалів і взаємодію елементів під комбінованими навантаженнями; вони корисні для аналізу локальних концентрацій напружень, тріщиноутворення та прогресії пошкоджень. Перевага — висока точність

									Арк.
									34
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

при коректній калібровці моделі; обмеження — потреба в якісних вхідних даних і обчислювальних ресурсах.

→ Ймовірнісні та статистичні підходи враховують варіабельність матеріалів, похибки виробництва й монтажу, а також випадковість навантажень. Застосування коефіцієнтів надійності, розподілів параметрів і аналізу чутливості дозволяє оцінити ризики та визначити оптимальний запас міцності. Це особливо важливо при серійному виробництві та для великих споруд, де накопичення невеликих відхилень може мати суттєвий ефект.

→ Експериментально-орієнтовані методи поєднують лабораторні випробування матеріалів і елементів з польовими спостереженнями; результати використовують для калібрування моделей і перевірки розрахунків, особливо при нестандартних рішеннях або нових матеріалах. Надійність та безвідмовність несучих конструкцій визначаються цілою сукупністю випадкових явищ, які виникають на різних етапах життєвого циклу споруди: від виготовлення та транспортування до монтажу, експлуатації й подальшого ремонту. Кожен із цих етапів супроводжується факторами невизначеності, що можуть суттєво впливати на роботу конструкції.

Вже на стадії проектування закладається неоднорідність у поведінці матеріалів та елементів конструкції. Це пояснюється тим, що випадкові чинники неминуче присутні в будь-якому технологічному процесі. Чим більшими є розміри споруди, тим більшою стає роль випадковостей, адже зростає кількість можливих відхилень у властивостях матеріалів та умовах їх роботи.

Особливо помітним є вплив випадкових факторів при переході від виготовлення одиничних екземплярів до масового виробництва. У цьому випадку надійність конструкцій залежить від багатьох змінних:

→ коливання якості та однорідності матеріалів;

→ поступовий знос обладнання, що використовується у виробництві;

									Арк.
									35
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

- випадкові зміни температури та вологості навколишнього середовища;
- похибки, що виникають під час транспортування та монтажу.

Крім того, зовнішні навантаження й впливи мають виражений випадковий характер. До них належать:

- кліматичні чинники (зміна температури, снігові та вітрові навантаження, град);
- технологічні впливи (робота кранів, динамічні навантаження від обладнання);
- експлуатаційні навантаження, що залежать від умов використання споруди.

Таким чином, надійність конструкцій формується під дією великої кількості випадкових явищ, які неможливо повністю передбачити чи усунути. Саме тому в сучасному проектуванні велика увага приділяється статистичним методам аналізу, моделюванню й урахуванню ймовірнісних характеристик матеріалів та навантажень. Це дозволяє забезпечити більш реалістичну оцінку міцності та довговічності споруд, а також підвищити рівень їхньої безпеки в умовах експлуатації.

Причини виникнення та розвитку методик розрахунку у будівництві пов'язаних з імовірнісними методами розрахунку:

- Перша причина використання імовірнісних методів розрахунку - виявити оптимальні значення розрахункових коефіцієнтів при якому економія матеріалу та капіталовкладень не мали значний вплив на безпеку експлуатації конструкцій
- Друга причина - як, наслідок швидкого технічного прогресу споруди з морально зношеним фондом з'являються все швидше, тож друга задача розрахунку конструкцій даними методами полягає у зведенні будівель таким чином, щоб будівля вичерпала свою надійність одночасно із втратою актуальності.

Питання забезпечення надійності та безвідмовності конструкцій розглядається на всіх етапах їхнього життєвого циклу — від проектування до

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		36

завершення експлуатації. На стадії проєктування інженер має врахувати не лише розрахункові параметри міцності та жорсткості, але й ті випадкові фактори, що можуть вплинути на роботу споруди в майбутньому. Саме тому сучасні норми проєктування встановлюють чіткі вимоги та критерії, які гарантують достатній рівень надійності конструкцій у різних умовах їх використання.

Під час будівництва ці вимоги реалізуються у конкретні інженерні рішення: вибір матеріалів, технологія монтажу, контроль якості виконання робіт. На цьому етапі важливо не допустити відхилень від проєктних параметрів, адже навіть незначні порушення можуть призвести до зниження експлуатаційної придатності споруди. В процесі експлуатації завдання полягає у підтриманні заданого рівня надійності шляхом регулярних оглядів, технічного обслуговування та своєчасного ремонту.

Будь-яке порушення вимог, що забезпечують надійність конструкції, на будь-якому етапі її створення чи використання, неминуче збільшує ризики. Це може проявлятися у зниженні міцності, втраті стійкості або скороченні строку служби споруди. Тому інженерна практика вимагає системного підходу, де кожен етап — від проєктування до експлуатації — розглядається як частина єдиної системи забезпечення надійності.

Досвід експлуатації споруд підтверджує, що випадкові навантаження та зовнішні впливи мають вирішальне значення. Їхній сумарний ефект може суттєво скоротити безпечний термін служби конструкцій. До таких впливів належать кліматичні фактори (зміни температури, снігові та вітрові навантаження, опади у вигляді граду), технологічні чинники (робота кранів, динамічні навантаження від обладнання), а також експлуатаційні навантаження, що залежать від умов використання споруди.

Саме тому сучасна інженерна наука приділяє значну увагу ймовірнісним методам аналізу та моделюванню. Вони дозволяють врахувати випадковий характер навантажень і властивостей матеріалів, оцінити ризики та визначити

										Арк.
										37
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

запас міцності конструкції. Такий підхід забезпечує більш реалістичну оцінку довговічності споруд і дає змогу своєчасно виявляти потенційні проблеми.

Фактори що впливають на надійність будівельних конструкцій

- ❖ Вимоги нормативної документації:
 - Критерії оцінювання граничних станів
 - Розрахункові навантаження та впливи на конструкції
 - Розрахункові параметри матеріалів
- ❖ Проектні рішення
 - Вибір конструктивних рішень
 - Правильний вибір розрахункових схем
 - Дотримання вимог нормативної документації
- ❖ Якість будівельних робіт
 - Технології виготовлення будівельних конструкцій
 - Коливання якості матеріалів
 - Коливання геометричних розмірів конструкцій
 - Коливання зусиль попереднього напруження арматури
 - Контроль якості
 - Технології монтажних робіт
 - Точність монтажних робіт
 - Якість та дефекти під час виконання монтажних робіт
 - Контроль якості
- ❖ Умови експлуатації
 - Дотримання вимог нормативних навантажень
 - Дотримання вимог експлуатації конструкцій
 - Дотримання термінів планових ремонтних робіт

Для зменшення можливих коливань якості та забезпечення стабільності результатів у будівництві, нормативна документація встановлює чіткі вимоги й критерії. До них належать: правила оцінки граничних станів конструкцій, моделі розрахункових навантажень і впливів, а також визначення міцнісних характеристик матеріалів і відповідних розрахункових схем. Завдяки цьому

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		38

інженер отримує стандартизовану основу для прийняття рішень, що дозволяє знизити рівень невизначеності та забезпечити передбачувану поведінку споруди в реальних умовах експлуатації.

Окрім загальних розрахункових положень, нормативні документи містять і конструктивні вимоги, виконання яких гарантує надійність споруди за різними ознаками. Серед них можна виділити: мінімальні розміри поперечних перерізів елементів, допустимі межі для зварних швів (як мінімальні, так і максимальні), товщину захисного шару бетону, правила анкерування арматури та інші положення, що безпосередньо впливають на довговічність і безпечність конструкцій. Ці вимоги мають не лише теоретичне значення, а й практичне — вони забезпечують можливість контролювати якість виконання робіт на будівельному майданчику.

На стадії проєктування інженери обирають раціональні конструктивні рішення, які визначають загальний рівень надійності майбутньої споруди. Такий рівень можна назвати «проєктною надійністю», адже він закладається ще до початку будівництва. Важливо підкреслити, що ця проєктна надійність не повинна бути нижчою за мінімальні значення, встановлені нормативами. Інакше виникає ризик, що споруда не відповідатиме вимогам безпеки та експлуатаційної придатності.

Таким чином, нормативна база виконує роль своєрідного «каркасу» для інженерних рішень. Вона не лише задає межі допустимих параметрів, але й спрямовує проєктувальника на вибір оптимальних конструктивних схем. Виконання цих вимог дозволяє зменшити вплив випадкових факторів, забезпечити довговічність споруди та гарантувати її безпечну експлуатацію протягом усього строку служби.

До факторів, що забезпечують надійність і зносостійкість після завершення будівельно монтажних робіт до початку експлуатації відносять неоднорідність міцнісних та деформативних характеристик матеріалу, відхилення від нормативних геометричних розмірів констрiкції відносно запроєктованих при виготовленні, точність монтажу балок, ферм та колон, а

										Арк.
										39
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

також рамних конструкцій, зусилля натягу попередньо напруженої арматури, замащення стиків, міцність та точність зварних стиків, точність затягнення високоміцних болтів.

До початку експлуатаційного періоду будівлі її надійність визначається через показники окремих елементів. Кожен конструктивний елемент має власну початкову надійність, яка формує загальний рівень надійності всього об'єкта. Важливою умовою є те, що цей початковий показник не може бути нижчим за нормативні значення, встановлені для відповідного елемента. Лише за умови дотримання таких вимог можна гарантувати, що споруда відповідатиме критеріям безпеки та експлуатаційної придатності.

У процесі використання будівлі її надійність і довговічність поступово змінюються під впливом різних факторів. До них належать:

- експлуатаційні навантаження, які можуть мати як статичний, так і динамічний характер;
- дефекти, що виникають на різних етапах — під час виготовлення матеріалів, монтажу конструкцій чи вже в ході експлуатації;
- зовнішні впливи середовища, включно з температурними коливаннями, підвищеною вологістю, агресивними хімічними речовинами;
- накопичення пошкоджень, спричинених вібраційними навантаженнями або циклічними змінами умов роботи;
- нерівномірна осадка основи та фундаментів, яка може призвести до додаткових напружень у конструктивних елементах.

Фактична надійність споруди в період експлуатації не є сталою величиною. Вона має динамічний характер і змінюється з часом. Як правило, спостерігається поступове зниження цього показника через накопичення дефектів та вплив зовнішніх чинників. Проте навіть за умов такого зменшення фактична надійність повинна залишатися вищою за нормативну, адже саме це гарантує безпечне використання споруди протягом усього строку її служби.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		40

Таким чином, надійність будівлі можна розглядати як багаторівневу характеристику, що формується на етапі проектування та будівництва, а згодом підтримується під час експлуатації. Вона залежить від якості матеріалів, точності виконання робіт, дотримання нормативних вимог і систематичного контролю технічного стану. Лише комплексний підхід, що враховує всі ці фактори, дозволяє забезпечити довговічність і безпечність споруди в реальних умовах її використання.

3. Причини випадковості поведінки несучих конструкцій

Несуча здатність однотипних несучих конструкцій та діючі на них навантаження коливаються, що й спричиняє випадковий характер поведінки конструкції.

Підстави що дозволяють віднести поведінку даних конструкцій до категорії випадкових:

1. При підрахунку будівельних конструкцій широко розповсюджене використання ідеалізованих моделей та схем розрахунку, що невраховує деякі фактори що діють на конструкцію. Наприклад: 1. Фактична епюра напружень стиснутої зони бетону відрізняється від прямокутної, що часто приймають для спрощення розрахунку, а криволінійна епюра буде змінюватись випадковим чином в залежності від деформативних, міцнісних та фізико-хімічних властивостей залізобетонної конструкції.
2. Закон Гука, що використовується в розрахунках попередньо-напружених залізобетонних конструкцій, є дійсним лише до ідеально пружних тіл, тоді як бетон є пружно-пластичним матеріалом, тож при розрахунку виникає похибка, що дещо збільшує стискаючі зусилля від сили натягу арматури.
2. Недостатня дослідженість та слабка передбачуваність деяких фізичних процесів що виникають під час експлуатації конструкцій, також є підставою вважати деяку поведінку даних конструкцій випадковою. Деформації в процесі усадки та повзучість мають широкий діапазон

										Арк.
										41
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

коливань в залежності від великої кількості випадкових факторів, таких як: склад бетону, умови за яких він набирає міцність, діючі напруження, кліматичні умови і тому подібне). Наразі жодна теорія неспроможна точно визначити кінцевий результат процесів усадки та повзучості, оскільки на ці процеси впливає величезна кількість факторів.

3. Відхилення у властивостях матеріалів та технологій виробництва також є факторами, що призводять до випадкових відхилень у роботі конструкції. Для виготовлення бетону використовують дрібний заповнювач (пісок), крупний заповнювач (щебінь) та в'язучу речовину (цемент), усі ці речовини мають різну густину, що коливається в певних межах та сильно залежить від таких параметрів. як вологість та температура, навіть при зберіганні. В свою чергу якість монтажних робіт залежить від: технологічного оснащення виробництва, рівня механізації, технічного стану механізмів, людського фактору. Гарним прикладом даних явищ є кубикова міцність бетону. що визначається активністю цемента, фактичними розмірами заповнювачів, забрудненість заповнювачів, метод ущільнення бетонної суміші, режим вистигання та інші. Також можна зазначити, що геометричні розміри конструкцій також коливаються в межах нормативних допусків і реальна величина конструкції завжди має певні відхилення від проєктної.
4. Також впливає на кінцеві характеристики бетону зовнішні впливи, що також мають суто випадковий характер і унеможлиблюють точний розрахунок кінцевих характеристик бетону у складі конструкцій масового виготовлення. До таких навантажень відносяться: снігове, вітрове, сейсмічне, обмерзання, та інші що можуть виникати в атмосфері, літосфері та гідросфері. Вітрові навантаження є яскравим прикладів випадкових навантажень, адже вони залежать від змінних полів низького та високого тисків та температур в атмосфері та рельєфу місцевості.

						601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			42

5. Також поведінку бетонних конструкцій можна вважати випадковою, оскільки дія на них тимчасових навантажень є суто випадковою. Прикладом цього є буюдь, яка підкранова балка - внутрішні зусилля в якій залежать від положення крану та його візка, а також від ваги вантажів. Усі ці фактори є певною мірою випадковими, але їх комбінації неможливо точно прорахувати, саме тому комбінації даних навантажень слід вважати повністю випадковими. Ще одним прикладом випадковості змінних навантажень під час експлуатації можна вважати навантаження на конструкції мостів.

4. Методи розрахунку конструкцій

Ймовірнісні підходи до оцінки надійності

Ймовірнісні методи розглядають параметри конструкції, властивості матеріалів і навантаження як випадкові величини з певними статистичними розподілами. Це дозволяє перейти від одиничних детерміністичних оцінок до кількісної характеристики ризику — наприклад, ймовірності настання граничного стану або очікуваного часу до відмови. У практиці застосовують такі кроки: формалізація невизначеностей, вибір типів розподілів, статистична оцінка параметрів, побудова стохастичної моделі та обчислення ймовірності відмови за допомогою аналітичних або чисельних методів. Застосування ймовірнісних підходів особливо виправдане для багатоповерхових споруд, де сукупність малих відхилень може призвести до значного зниження запасу міцності.

Побудова стохастичної моделі

Визначення випадкових параметрів

Необхідно виділити ключові випадкові величини: міцність бетону, межа текучості арматури, геометричні допуски, величини експлуатаційних навантажень, коефіцієнти корозії та інші. Для кожної величини обирають адекватний розподіл (нормальний, логнормальний, Вейбулла, експоненційний тощо) на підставі експериментальних даних або статистики виробництва.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		43

Кореляції та просторові залежності

У багатоповерхових будівлях параметри можуть бути корельовані: наприклад, якість бетону на різних поверхах залежить від однієї технологічної партії, а нерівномірною осадкою фундаментів породжує просторово-корельовані додаткові напруження. Ігнорування кореляцій призводить до систематичних помилок у оцінці ризику.

Оцінка ймовірності відмови

Для простих випадків використовують аналітичні формули на основі першого порядку надійності (FORM) або другого порядку (SORM). Для складних нелінійних задач застосовують метод Монте-Карло або його адаптивні варіанти, що дозволяють отримати розподіл вихідної величини і ймовірність перевищення граничного стану.

Чисельне моделювання і калібрування

Роль чисельних моделей

Чисельні моделі, зокрема метод скінченних елементів, дають змогу врахувати складну геометрію, нелінійну поведінку матеріалів, тріщиноутворення та контактні взаємодії. Для багатоповерхових каркасів це дозволяє моделювати розподіл внутрішніх зусиль у вузлах, вплив нерівномірних осадок і локальні концентрації напружень.

Нелінійні матеріальні моделі

Моделі повинні відтворювати ключові явища: нелінійність бетону в стисненні, втрата несучої здатності в розтягнутій зоні через тріщини, повзучість і усадку. Для арматури важливо врахувати пластичність і можливість розриву при циклічних навантаженнях.

Калібрування на експериментах

Чисельні прогнози верифікують і калібрують на основі лабораторних випробувань елементів і вузлів, а також на підставі польових спостережень. Експериментальна база дозволяє коригувати параметри матеріальних моделей і критерії руйнування, наближаючи розрахунки до реальної поведінки конструкцій.

										Арк.
										44
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

Контроль якості, випробування та валідація

Система контролю на виробництві і на майданчику

Для забезпечення початкової надійності необхідно впровадити контрольні процедури: випробування зразків бетону на міцність, перевірка арматури, контроль товщини захисного шару, неруйнівний контроль зварних з'єднань. Нормативи задають мінімальні вимоги, але практичний контроль повинен бути ширшим і адаптованим до конкретних ризиків проєкту.

Лабораторні та польові випробування

Лабораторні дослідження дають статистичні характеристики матеріалів; польові випробування (навантажувальні випробування, інструментальні заміри деформацій) дозволяють оцінити поведінку елементів у реальних умовах. Дані випробувань використовують для побудови емпіричних розподілів і валідації чисельних моделей.

Моніторинг і діагностика в експлуатації

Системи моніторингу

Сучасні підходи передбачають впровадження систем постійного або періодичного моніторингу: датчики деформацій, інклінометри, системи контролю корозії, вимірювачі вібрацій і переміщень. Збір даних у реальному часі дозволяє виявляти тренди деградації і своєчасно планувати ремонтні заходи.

Оцінка залишкової довговічності

На підставі моніторингових даних і стохастичних моделей виконують оновлену оцінку фактичної надійності та прогнозують залишковий ресурс конструкцій. Це дає змогу приймати обґрунтовані рішення щодо підсилення, ремонту або обмеження експлуатаційних навантажень.

Стратегії технічного обслуговування і підсилення

Пріоритети втручань

Ремонтні заходи мають базуватися на аналізі ризиків: першочергово усувають дефекти, що найбільше знижують запас міцності або створюють небезпеку для людей. Підсилення може включати додаткову арматуру,

										Арк.
										45
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

зовнішнє армування композитами, ін'єкційне заповнення тріщин або підсилення фундаментів.

Оцінка ефективності заходів

Кожне втручання повинно супроводжуватися розрахунком очікуваного підвищення надійності та економічною оцінкою. Ймовірнісні методи дозволяють порівняти варіанти за критерієм зниження ймовірності відмови при заданих витратах.

5. Стохастичний аналіз навантажень і властивостей матеріалів

Стохастичний підхід починається з формалізації невизначеностей: кожен параметр, що впливає на несучу здатність, розглядають як випадкову величину з певним розподілом. Ключові параметри: міцність бетону, межа текучості арматури, геометричні допуски, величини корисних і кліматичних навантажень, коефіцієнти корозії. Для кожного параметра необхідно визначити тип розподілу і оцінити його параметри на основі випробувань або статистики виробництва.

При побудові моделі слід враховувати кореляції між величинами: наприклад, якість бетону в елементах одного поверху часто корелює через спільну технологічну партію, а нерівномірна осадка фундаментів породжує просторові залежності напружень у каркасі. Ігнорування кореляцій може призвести до систематичного недооцінювання ризику.

Методи оцінки ймовірності відмови

Аналітичні підходи включають методи першого порядку надійності FORM і другого порядку SORM, які дають наближені оцінки ймовірності перевищення граничного стану при відомих розподілах вхідних параметрів. Чисельні підходи — метод Монте-Карло і його адаптивні варіанти — застосовують для складних нелінійних задач, коли аналітичні формули непридатні.

Для практичних задач часто використовують комбінований підхід: аналітичні методи для попередньої оцінки і відбору критичних сценаріїв, а

										Арк.
										46
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

чисельні симуляції для детальної оцінки ймовірності відмови в обраних випадках.

Інтеграція стохастики з нелінійним моделюванням

Нелінійні матеріальні моделі, що відтворюють поведінку бетону і арматури в різних стадіях напружено-деформованого стану, поєднують зі стохастичними реалізаціями вхідних параметрів. Це дозволяє отримати розподіли вихідних показників: прогинів, напружень, величини тріщин і запасу міцності. Такий підхід особливо важливий для багатоповерхових каркасів, де різні перерізи можуть перебувати в різних стадіях НДС одночасно.

Приклад робочого алгоритму стохастичного розрахунку

Ідентифікація параметрів: перелік випадкових величин і визначення їхніх розподілів.

Збір даних: лабораторні випробування, контрольні заміри, архівні дані.

Побудова чисельної моделі: геометрія, граничні умови, нелінійні властивості матеріалів.

Генерація реалізацій: випадкові вибірки параметрів з урахуванням кореляцій.

Прогін моделі: обчислення внутрішніх зусиль і показників міцності для кожної реалізації.

Статистична обробка результатів: побудова розподілів вихідних величин, оцінка ймовірності перевищення граничних станів.

Аналіз чутливості: визначення найбільш впливових параметрів.

Прийняття рішень: коригування проєктних рішень або планів технічного обслуговування на підставі отриманих ризиків.

Аналіз чутливості і пріоритезація контролю якості

Аналіз чутливості дозволяє виявити параметри, на які слід спрямувати основні зусилля контролю якості. Наприклад, якщо зміна модуля пружності бетону мало впливає на ймовірність відмови, а варіація міцності арматури має великий ефект, то контроль арматури і заходи щодо захисту від корозії повинні

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		47

мати пріоритет. Такий підхід оптимізує витрати на випробування і підвищує ефективність заходів з підвищення надійності.

Моніторинг і оновлення моделей у процесі експлуатації

Система моніторингу повинна забезпечувати регулярний збір даних про деформації, переміщення, корозію і вібрації. На основі цих даних виконують оновлення стохастичних моделей і перерахунок ймовірності відмови, що дозволяє прогнозувати залишковий ресурс і планувати ремонтні роботи. Інструментальні системи дають змогу виявляти тренди деградації і реагувати до настання критичних станів.

Оцінка залишкового ресурсу і прийняття рішень щодо підсилення

На підставі оновлених оцінок ймовірності відмови визначаються критерії для втручань. Підсилення може бути спрямоване на підвищення несучої здатності, зменшення напружень або обмеження експлуатаційних навантажень. Для кожного варіанту підсилення виконують стохастичний аналіз ефективності: оцінюють зниження ймовірності відмови і співвідношення вигоди до витрат.

Приклад схема розрахунку ригеля і колони

Вихідні дані: геометрія перерізів, характеристики матеріалів з розподілами, схеми навантажень.

Модель: скінченні елементи з нелінійними законами матеріалів; врахування тріщиноутворення і контакту арматура-бетон.

Стохастична частина: генерація 10 000 реалізацій параметрів з урахуванням кореляцій.

Аналіз: для кожної реалізації визначаються максимальні моменти і поперечні сили, перевіряється виконання граничних умов; підраховується частка реалізацій з перевищенням граничного стану.

Результат: розподіл запасу міцності, ймовірність відмови, чутливість до параметрів; рекомендації щодо підсилення або посилення контролю якості.

Практичні рекомендації для проєктувальників і експлуатаційних служб:

→ Збирати і зберігати якісні дані про матеріали і виконання робіт.

									601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						48

→ В зв'язку із малою імовірністю потрапляння в залізобетонний елемент арматури та бетона з мінімальними міцнісними характеристиками запроектовані по цим нормам конструкції мають додаткові резерви міцності, що не враховуються в розрахунках. Проте ці резерви міцнісних характеристик можуть бути виявлені при розрахунках статистичними та імовірнісними методами, що може дозволити проектувати конструкції з більшою економічною ефективністю без зниження надійності та безпеки експлуатації.

→ Методика розрахунку за граничними станами надає чіткої відповіді щодо граничного строку експлуатації споруди. в цьому методі фактор часу відпадає з оцінки експлуатаційних якостей об'єкта будівництва а також її міцнісних та деформативних характеристик. Але встановлено, що між умовами експлуатації, рівнем напружень та строком експлуатації конструкції існують закономірності, що здебільшого ігноруються у данному методі.

Відповідно до вищевикладеного формується висновок, що при розрахунку терміну експлуатації споруди неможливо уникати теорій випадкових величин. Також можна припустити, що для різних випадкових величин при розрахунку t час має виступати спільним аргументом, найпростіший приклад: взимку вірогідність снігових навантажень буде досить значною, а влітку така вірогідність нескінченно близька до нуля, проте в той самий час вірогідність, що описує графік роботи балки від кранових навантажень, може і не зазнати змін. І навпаки графік снігових навантажень, не зазнаватиме змін залежно від відключень світла. Ці обидва види тимчасових навантажень, можуть сформувати як мінімум навантажень, так і максимум на опорі підкранової балки чи фундамент, проте вірогідність даних максимумів є незначною.

Отож підсумовуючи можна вважати, що час. як аргумент випадкової функції слід використовувати для таких типів випадкових навантажень:

→ Вітрове навантаження

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		50

- Снігове навантаження
- Кранове навантаження
- Несуча здатність залізобетонної конструкції, що змінюється з часом
- Повзучість бетону та площадка текучості сталі
- Корозійні властивості сталі та заліза

Також із теорії імовірності можемо визначити такі властивості імовірнісної характеристики:

- Щільність розподілення в будь-який момент часу $f(x,t)$;
- Математичне очікування, що являє собою функцію від часу

$$\bar{x}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x,t) dx$$
- Дисперсія, що характеризує розкид випадкової величини \bar{x} в будь-який момент часу.

Другий висновок можна сформулювати, як умову, за якої надійність конструкції має тісний зв'язок із знаходженням її параметрів у певний проміжок часу в області допустимих навантажень, а вихід з ладу, як момент часу у який параметри виходять з цієї області.

Для будівельних конструкцій такий вихід з зони допустимих значень відповідає виходу їх з ладу. Така поведінка конструкцій зазвичай зв'язана не з підвищенням кількості чи якості факторів що створюють навантаження, а скоріж з деградацією можливості конструкції сприймати навантаження, в наслідок дії статичної чи повторюваних сил, корозійних впливів на метал та бетон в результаті агресивного середовища, виникнення та накопичення деформацій і як наслідок надмірне розкриття тріщин.

Тоді підсумувавши вищезазначене умова успішної експлуатації конструкції за часом набуває вигляду:

$$P(t) \geq P_H$$

де $P(t)$ - ймовірність безвідмовної роботи конструкції в деякий момент часу, а P_H - нормативне значення імовірності безвідмовної роботи конструкції.

В свою чергу також $P(t)$ може бути ознакою того, що стан конструкції при якому вона виходить з ладу не настає, за умови, що внутрішня сила менше несучої здатності конструкції. В такому випадку можна зазначити, що виконання даної умови у всіх варіантах випадкових навантажень не має жодного сенсу, адже навантаження та несуча здатність мають випадковий характер, тож для більшості випадків шанс виконання даної умови наближений до одиниці.

Тоді робимо висновок що розрахунок виконання умови надійності слід вести від невиконання умови виходу з ладу конструкції, а саме:

- вичерпування резервів несучої здатності
- втрата стійкості
- Вичерпування несучої здатності внаслідок дії агресивного середовища та навантажень
- вичерпування резерву несучої здатності сталі та бетону в наслідок повторюваних навантажень
- корозія металевих елементів конструкції

6. Збір даних і оцінка надійності залізобетонних конструкцій

Для обґрунтованого проектування та експлуатації залізобетонних конструкцій необхідна системна інформаційна база. Без цілеспрямованого збору й обробки даних неможливо отримати достовірні ймовірнісні оцінки поведінки елементів у реальних умовах, виявити критичні ділянки та сформулювати адекватні вимоги до проектних рішень.

Мета: створити методичну основу для збору, аналізу та використання експлуатаційних даних з метою підвищення надійності й довговічності залізобетонних конструкцій.

визначити ключові показники для моніторингу і реєстрації відмов;

описати процедури збору й структуру бази даних;

запропонувати підходи до статистичної обробки даних і побудови моделей деградації;

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		52

сформулювати практичні рекомендації для проєктування, виготовлення, монтажу та експлуатації.

Методика збору і структурування даних

Збирати інформацію слід з усіх етапів життєвого циклу конструкції: виробництво матеріалів, контроль якості на заводі, транспортування, монтажні операції, експлуатаційні спостереження і випадки відмов. Дані мають включати технічні параметри, умови експлуатації, режим навантажень і опис дефектів. Рекомендується стандартизована таблиця записів з полями: ідентифікатор елемента, геометрія, матеріали, дата виготовлення, умови монтажу, експлуатаційні впливи, тип і опис відмови, результати інструментальних обстежень, фото/документація, заходи з ремонту.

Якість даних. Забезпечити валідацію записів, уніфіковані формати, контроль достовірності та механізми оновлення. Важливо фіксувати контекст кожного випадку (клімат, агресивність середовища, застосування реагентів тощо).

Аналіз відмов і побудова імовірнісних моделей

Класифікація відмов. Розподіл за механізмами (корозія арматури, втомні руйнування, дефекти виготовлення, помилки монтажу, перевантаження) дозволяє спрямувати дослідження на найбільш вразливі ділянки.

Статистична обробка. Використовувати методи описової статистики, аналізу часових рядів і оцінки розподілів часу до відмови; застосовувати аналіз чутливості для виявлення найвпливовіших факторів.

Моделі деградації. Розробляти математичні моделі, що описують зміну властивостей матеріалів і конструкцій у часі з урахуванням експлуатаційних впливів; інтегрувати ці моделі в оцінку залишкового ресурсу і прогнозування термінів обслуговування.

На основі зібраних експлуатаційних даних можна коригувати нормативні припущення та встановлювати більш реалістичні коефіцієнти запасу і умови роботи матеріалів, що робить проєктні рішення ближчими до реальних умов експлуатації. Статистично обґрунтовані підходи дозволяють оптимізувати

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		53

використання ресурсів: там, де аналіз показує достатній запас міцності, можна зменшувати надлишкові витрати матеріалів, а за наявності вразливих ділянок — спрямовувати додаткові заходи підсилення і контролю. Прогнозні моделі, побудовані на емпіричних даних, дають змогу планувати інспекції та ремонти з урахуванням реального ризику, що підвищує ефективність експлуатації і знижує ймовірність аварійних ситуацій.

Якість статистичної інформації

Системний збір і обробка інформації є необхідною передумовою для отримання достовірних імовірнісних оцінок і підвищення загальної надійності конструкцій. База даних про відмови та дефекти має бути уніфікованою, валідуваною і доступною для аналітичної обробки, щоб результати аналізу були відтворюваними і придатними для прийняття інженерних рішень. Аналітичні моделі слід інтегрувати в проєктні процедури і робочі інструкції, щоб на їхній основі можна було обґрунтовано коригувати розрахункові параметри і оптимізувати витрати без зниження рівня безпеки. Практичні кроки для впровадження цього підходу включають налагодження процедур збору даних на виробництві та на об'єкті, розробку уніфікованих форм звітності і навчання персоналу з питань коректної реєстрації та інтерпретації отриманої інформації, що забезпечить якісну основу для подальших аналітичних робіт і прийняття рішень.

В теорії надійності розроблена система понять та термінів, що використовується у різних об'єктах науково-технічних галузей. Основні поняття:

→ Система - будівельний об'єкт, що складається з багатьох елементів, зв'язаних між собою і таким чином вони створюють будівлю чи споруду. Для розрахунку надійності необхідний структурний аналіз конструктивної схеми з ціллю виявлення елементів, що впливають на надійність системи та їх зв'язок. Для складних систем, що складаються з великої кількості елементів, для спрощення

структурного аналізу, її роздаляють на підсистеми, що далі поділяють на блоки (вузли). При цьому обов'язково слід враховувати взаємозв'язок блоків та підсистем. Також слід зазначити, що будь який поділ системи є умовним, головна ціль, це виявлення взаємозв'язків у системі та вплив елементів на надійність всієї системи. Також слід зазначити, що вплив кожного елемента на систему не може бути однаковим, адже руйнування колони може призвести до руйнування значної частини системи, а випадіння віконного блоку - ні.

- експлуатаційна придатність - здатність елемента задовольняти усі вимоги, що встановлені нормативною документацією.
- Несправність - стан об'єкта за якого об'єкт незадовольняє хочаб одному критерію із необхідних, згідно нормативної документації
- Пошкодження - подія, викликана зовнішніми факторами, що невідповідають нормативним та призвела до несправності об'єкта
- Відмова - подія, що вивела об'єкт зі справного стану

Поняття відмови є основним в теорії відносності. При відмові конструкція стає непридатною до використання. тобто, вона більше не виконує свої функції. Прикладом відмови є:

- руйнування конструкцій від навантажень та зовнішнього середовища
- втрата стійкості стиснутих сталевих елементів
- надмірне розкриття тріщин, що створює умови для кородування внутрішньої робочої арматури в залізобетонних конструкціях.

Відмова може статися у елемента конструкції чи системи, при цьому відмова окремого елемента незавжди спричиняє відмову всієї системи

Відмови будівельних конструкцій можуть бути класифіковані за різними ознаками.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	<i>Арк.</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		55

Ознака	Вид відмови	Приклади відмови
Характери виявлення відмов	Раптовий Поступовий	Крихке руйнування Накопичення пластичних деформацій
Зв'язок з іншими відмовами	Незалежний Залежний	Обвал, через перевантаження Обвал плит покриття через руйнування ферми
Можливість використання після відмови	Повне Часткове	Обвалення Використання в полегшених умовах експлуатації
Наявність зовнішніх ознак	Явне Приховане	Втрата стійкості Втрата попередніх напружень в арматурі
Причина виникнення	Конструкційний Технологічний Експлуатаційний	Помилки проектування Зміщення осей Перевантаження

Таб.6.1

Поступові відмови є функцією часу. Вони являють собою накопичення пошкоджень, залишкових деформацій, старінням матеріалів, кородуванням металів.

Дефект — це будь-яка невідповідність матеріалу, елементу або вузла встановленим технічним вимогам або проектним характеристикам, яка може знижувати експлуатаційні властивості або призвести до відмови. Дефект може бути виробничим, транспортним, монтажним або експлуатаційним і фіксується як факт відхилення від норми. .

Надійність — властивість об'єкта зберігати задані функції протягом визначеного інтервалу часу за заданих умов експлуатації; включає в себе аспекти безвідмовності, довговічності та ремонтпридатності. Надійність оцінюють через ймовірнісні показники, розподіли часу до відмови та інтенсивність відмов. .

Безвідмовність — ймовірність того, що об'єкт виконуватиме свої функції без відмов протягом заданого часу при початковому стані

працездатності; часто виражається через функцію надійності $R(t)$ або через середній час до відмови. Безвідмовність фокусується саме на відсутності відмов у заданому інтервалі. .

Довговічність — здатність об'єкта зберігати працездатність або прийнятні експлуатаційні характеристики протягом тривалого періоду за умов планового обслуговування; враховує поступову деградацію матеріалів і конструкційні зміни з часом. Довговічність пов'язана з прогнозуванням залишкового ресурсу і термінів капітального ремонту. .

Ремонтопридатність — властивість об'єкта дозволяти виявлення, доступ і усунення дефектів і відмов з використанням доступних засобів технічного обслуговування; включає простоту діагностики, швидкість і вартість відновлення працездатності. Висока ремонтпридатність знижує час простою і підвищує ефективну надійність системи. .

Наробіток на відмову (середній час до відмови) — статистична характеристика, що показує середній інтервал експлуатації між послідовними відмовами або середній час до першої відмови для відновлюваного об'єкта; використовується для планування технічного обслуговування і оцінки ризиків. Показник обчислюють на основі емпіричних даних або заданих розподілів часу до відмови. .

Технічний ресурс — кількісна характеристика, що відображає сумарну здатність виробу або конструкції виконувати задані функції в процесі експлуатації. Він вимірюється через наробіток (години, цикли, пробіг, кількість навантажувальних циклів) або інші одиниці, що відповідають характеру роботи.

Строк служби — календарний період (роки, місяці), протягом якого виріб або конструкція зберігає експлуатаційну придатність за встановленими технічними та безпековими вимогами при дотриманні регламенту експлуатації і обслуговування.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		57

Показники надійності — це набір показників, які формалізують оцінку поведінки виробів, елементів або систем під дією навантажень і впливів середовища. Вони служать для відповіді на питання: наскільки ймовірно, що об'єкт працюватиме без відмов протягом заданого інтервалу?, який середній час до відмови?, який залишковий ресурс? та які фактори найбільше впливають на ризик відмови?.

Основні типи показників

Ймовірнісні показники — ймовірність безвідмовної роботи $R(t)$, інтенсивність відмов $\lambda(t)$, ймовірність відмови $F(t)$. Вони описують статистичну поведінку часу до відмови.

Часові показники — середній час до відмови, медіана часу до відмови, характерний час експлуатації. Ці величини дають уявлення про очікуваний інтервал між відмовами.

Показники деградації — параметри, що описують зміну властивостей матеріалу або елементів у часі (наприклад, зниження міцності, корозійна втрата перерізу).

Експлуатаційні показники — частота обслуговування, середній час відновлення, коефіцієнт готовності.

Економічні та ризикові показники — очікувані витрати на ремонт, ймовірність настання аварійних наслідків, індекси ризику.

Показники надійності формуються через послідовну роботу з даними: спочатку збирають факти про відмови, умови експлуатації, результати інспекцій і випробувань, фіксуючи кожен випадок з максимальною кількістю контекстної інформації; потім ці записи піддають статистичній обробці — будують емпіричні розподіли часу до відмови, підбирають і оцінюють параметри відповідних моделей (наприклад, експоненційних, Вейбулла, логнормальних та інших), після чого отримані статистичні характеристики інтерпретують у вигляді практичних рішень: визначають інтервали інспекцій, встановлюють норми запасу міцності, формулюють критерії списання і планування ремонтів. На завершальному етапі прогнози верифікують —

									Арк.
									58
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

порівнюють очікувані показники з фактичними спостереженнями і, за потреби, коригують моделі, щоб підвищити їхню адекватність реальним умовам. При застосуванні показників важливо враховувати контекст: значення метрик має бути прив'язане до конкретних режимів експлуатації, типів навантажень і прийнятих процедур обслуговування, інакше ризик помилкових рішень зростає. Не слід покладатися лише на одну узагальнену величину — наприклад, середній час між відмовами — натомість корисно поєднувати кількісні оцінки (середні, медіани) з повними розподілами, інтенсивністю відмов і характеристиками екстремумів, що дає більш повну картину ризиків. Оцінка невизначеності є обов'язковою складовою: усі оцінки повинні супроводжуватися довірчими інтервалами або оцінками похибок, особливо коли обсяг даних обмежений; у таких випадках доцільно застосовувати бутстреп-методи або байєсівські підходи для коректного відображення невизначеності. Показники надійності повинні безпосередньо впливати на інженерні рішення — від вибору розрахункових допусків до складання графіків технічного обслуговування і економічних розрахунків — але при цьому слід пам'ятати про обмеження: точність показників залежить від якості і повноти даних, упереджені або неповні записи можуть призвести до хибних висновків; вибір конкретної моделі деградації або розподілу істотно впливає на прогнози, тому необхідно перевіряти альтернативні моделі і тестувати їхню придатність; нарешті, показники, отримані в одних умовах, не завжди коректно переносяться в інші без відповідної корекції, оскільки зміни клімату, режимів експлуатації або технологій обслуговування змінюють профіль ризиків. У підсумку, показники надійності — це інструмент перетворення польових спостережень і результатів випробувань у керовані інженерні рішення щодо безпеки, економічності та довговічності конструкцій; їхня практична цінність визначається системністю збору даних, ретельністю обробки, адекватністю моделей і прозорим відображенням невизначеності.

										601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							59

Для коректної оцінки надійності конструкцій необхідно формувати повноцінну інформаційну базу, яка охоплює всі етапи життєвого циклу об'єкта: від характеристик матеріалів і параметрів партій до технологічних умов виготовлення, умов транспортування, записів про монтажні операції, реєстрації експлуатаційних навантажень, результатів інструментальних і візуальних інспекцій, випадків виявлених дефектів і відмов, а також відомостей про виконані ремонтні роботи і їхні наслідки. Кожен запис у такій базі повинен містити набір обов'язкових полів, що дозволяють однозначно ідентифікувати елемент і зв'язати подію з конкретними умовами: унікальний ідентифікатор елемента, дату і час події, геометричні параметри, опис навантажень і середовища, детальний опис дефекту або відмови, а також ілюстративні матеріали — фотографії, схеми, протоколи вимірювань. Така структура дає змогу відтворити ланцюжок причин і наслідків, зіставити фактичні умови з проєктними припущеннями і виявити закономірності, що ведуть до деградації або виходу з ладу.

Якість зібраних даних безпосередньо визначає корисність подальшого аналізу, тому процес введення інформації має супроводжуватися жорсткими правилами валідації: стандартизованими форматами полів, допустимими діапазонами значень, обов'язковими атрибутами для критичних записів і механізмами контролю цілісності. Потрібні процедури перевірки достовірності, які включають перехресну звірку з лабораторними протоколами, калібрування приладів і фіксацію джерела даних; важливо також позначати ступінь довіри до кожного запису — наприклад, відокремлювати інструментальні вимірювання від візуальних оглядів, щоб при статистичній обробці можна було зважувати дані відповідно до їхньої надійності. Механізми виправлення помилок і журналювання змін забезпечать прозорість і відтворюваність аналізів, а стандартизація кодів полів і термінології зменшить ризик неоднозначної інтерпретації.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		60

Щоб отримані висновки були репрезентативними для класу конструкцій і умов експлуатації, план збору даних має враховувати просторове і вікове розподілення об'єктів, різноманітність режимів навантаження і кліматичних умов. Вибірка повинна охоплювати різні географічні зони, вікові групи конструкцій і типові сценарії експлуатації; для оцінки часових характеристик, таких як наробіток до відмови або інтенсивність відмов, потрібні серії спостережень, що дозволяють оцінити параметри розподілів і побудувати довірчі інтервали. У випадках обмеженого обсягу даних доцільно застосовувати статистичні методи, які коректно відображають невизначеність — наприклад, бутстреп-перевірки або байєсівські підходи, що дають більш реалістичні інтервали довіри і дозволяють уникнути надмірної впевненості в оцінках.

Кожен запис повинен супроводжуватися повним контекстом: метаданими про метод вимірювання, точність і калібрування приладу, прізвище або ідентифікатор особи, що вносить дані, а також описом зовнішніх умов — температура, вологість, наявність агресивних реагентів або захисних покриттів. Без такого контексту статистичні висновки можуть бути хибними, оскільки одна й та сама ознака (наприклад, корозія арматури) може мати різні механізми і темпи розвитку залежно від причин: корозія, спричинена дорожніми реагентами, матиме інший профіль ризику, ніж корозія від природної вологи або дефектів захисного шару.

Організація зберігання даних повинна забезпечувати структурованість, версіонування і контроль доступу: база має бути доступною для аналітиків і водночас захищеною від несанкціонованих змін. Необхідні регулярні резервні копії, журнал змін і стандартизовані формати експорту для інтеграції з аналітичними інструментами і моделями надійності. Документування процедур збору, описів полів і правил інтерпретації гарантує відтворюваність результатів і прозорість при прийнятті інженерних рішень.

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		61

Підготовка даних до моделювання вимагає їхньої попередньої обробки: очищення від очевидних помилок, нормалізації одиниць виміру, маркування записів за якістю і, за потреби, агрегації в часові інтервали, придатні для аналізу. Після цього дані використовують для побудови емпіричних розподілів часу до відмови, розробки моделей деградації матеріалів і елементів, проведення аналізу чутливості та сценарного моделювання. Отримані результати повинні безпосередньо впливати на проєктні допуски, вибір коефіцієнтів запасу, графіки інспекцій і планування технічного обслуговування; моделі слід регулярно перевіряти на нових даних і коригувати критерії прийнятності ризику на підставі емпіричних спостережень, щоб забезпечити баланс між економічною ефективністю і безпекою експлуатації.

7. Види навантажень

В методах оцінки надійності конструкцій необхідна інформація про статистичну змінну параметрів навантажень, міцності та деформативності, будівельних матеріалів, а також відхилень від розрахункових моделей. З перелічених факторів навантаження та впливи є найбільш невизначеним фактором, що мають найбільший статистичний розкид.

В залежності від зміни часу, навантаження поділяють на:

- Постійні (власна вага, попередні напруження при виготовленні тиск ґрунту).
- Тимчасові короткострокові (вітрові, снігові, кранові)
- Тимчасові довгострокові (вага стаціонарного обладнання, вага книг у бібліотеках, архівах, та інші)
- Особливі (сейсмічні, вибухові)

За фізичною природою навантаження поділяють на:

- навантаження від ваги конструкції, нормативні значення яких, встановлюють за геометричними розмірами, конструктивним параметрам та середнім значенням густини матеріалів

									Арк.
									62
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

- атмосферні навантаження (снігові, вітрові, та інші), нормативні значення котрих встановлюють відповідно до середніх з найбільших щорічних значень за певний період повторення
- технологічні навантаження від ваги обладнання, пристроїв, приладів, матеріалів, меблів, людей, нормативні значення котрих приймаються на основі паспортних даних та з урахуванням подальшого режиму експлуатації та строку служби
- навантаження викликані зміненнями земної поверхні (сейсмічні, деформації поверхні землі в районах гірського видобутку, карстових явищ), нормативні значення котрих встановлюють згідно з вимогами спеціалізованих нормативних документів
- навантаження, що виникають через надзвичайні ситуації (вибухові, находження кораблів н портові споруди).

Навантаження від власної ваги конструкції — це базовий, відносно детермінований компонент зовнішніх впливів, який формується масою елементів і матеріалів самої споруди та постійно діє на несучі елементи протягом усього життєвого циклу; воно включає вагу конструктивних елементів (балок, колон, плит), постійні оздоблювальні шари, інженерні комунікації та інші стаціонарні складові, і саме по собі визначає початковий рівень напружень і деформацій у системі. Характер цієї складової навантаження зазвичай вважають відносно стабільним, проте на практиці її величина залежить від точності проєктних розрахунків, допусків на матеріали, технології виготовлення і монтажу, а також від можливих змін у конструктивних рішеннях під час будівництва або реконструкції; тому при статистичній оцінці надійності слід враховувати не лише номінальні значення маси, а й розподіл похибок, варіацію щільності матеріалів, нерівномірність товщин і додаткові постійні навантаження, що можуть з’явитися внаслідок експлуатаційних доопрацювань. Для інженерної практики важливо правильно визначити одиниці виміру і методику обліку власної ваги: масу елементів зазвичай виражають у кілограмах на метр або кілоньютонах на квадратний

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		63

метр для плит і оболонок, при цьому необхідно документувати джерела даних — сертифікати на матеріали, протоколи контролю щільності бетону, специфікації арматури та дані про додаткове обладнання. У статистичному підході до оцінки впливу власної ваги на надійність конструкції корисно формувати розподіли відхилень від проєктних мас, оцінювати середні значення і дисперсії, а також враховувати кореляцію між похибками суміжних елементів (наприклад, систематичні відхилення при заливці плит на одному майданчику). При моделюванні поведінки конструкції власна вага виступає як постійна складова у комбінованих випадках навантаження, і її вплив на запас міцності та деформації часто служить базовою умовою для перевірки граничних станів першого роду; водночас у задачах довговічності та деградації постійні напруження, створені власною вагою, можуть сприяти накопичуванню пошкоджень, наприклад, у зонах концентрації напружень або при наявності дефектів бетону й арматури, тому при прогнозуванні залишкового ресурсу слід враховувати їхній кумулятивний ефект разом із змінними навантаженнями. Практичною вимогою є документування всіх припущень щодо власної ваги в проєктній документації та ведення записів про фактичні маси під час виготовлення й монтажу, оскільки розбіжності між проєктними і реальними значеннями можуть призвести до перерозподілу внутрішніх сил і, в окремих випадках, до перевищення локальних граничних станів; для зниження невизначеності рекомендується застосовувати стандартизовані таблиці питомих мас матеріалів, проводити вибіркові вимірювання щільності і маси елементів, а також вводити поправки на додаткові постійні навантаження, які можуть з'явитися в процесі експлуатації (наприклад, постійне обладнання, стаціонарні системи). З точки зору статистичної обробки даних, записи про власну вагу повинні містити метадані про метод вимірювання, точність приладів, дату і місце вимірювання та відповідальних осіб, що дозволить при побудові моделей надійності відокремити випадкові від систематичних похибок і коректно оцінити довірчі інтервали для параметрів; у разі обмеженої кількості вимірів доцільно

										601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							64

використовувати бутстреп-підходи або байєсівські методи для оцінки невизначеності, а при великому масиві даних — аналізувати просторові закономірності і можливі кластери відхилень, які можуть вказувати на проблеми технології виготовлення або контролю якості. В інженерних рішеннях слід поєднувати детермінований підхід (для базових перевірок) з імовірнісним аналізом (для оцінки ризиків і оптимізації запасів матеріалу), оскільки власна вага, хоч і є найбільш передбачуваною складовою навантаження, у сукупності з іншими факторами може визначати критичні сценарії експлуатації; таким чином, систематичний облік, валідація і періодичний перегляд даних про власну вагу є необхідною умовою для забезпечення безпеки, економічної ефективності і довговічності конструкцій.

Снігове навантаження

Імовірнісні моделі снігового навантаження описують статистичну поведінку снігового покриву на покрівлях і в навколишньому середовищі, дають змогу оцінити ймовірність екстремальних навантажень і вибрати розрахункові значення для проєктування; їхня побудова базується на польових спостереженнях, підборі аналітичних розподілів і врахуванні просторово-часової варіабельності снігу.

Імовірнісна модель снігового навантаження починається з організованого збору даних: серії вимірювань висоти і щільності снігу на покрівлях і на ґрунті, часові ряди накопичення і танення, а також інформація про локальні умови (рельєф, перепади висот, аеродинамічні ефекти). На цій основі будують емпіричні розподіли і перевіряють придатність аналітичних функцій розподілу, таких як логнормальний, Вейбулла або сімейство розподілів екстремумів (GEV), залежно від характеру даних і цілей аналізу. Важливо виділяти окремо пікові події і тривалість снігового навантаження, оскільки для конструкцій критичними є не лише середні значення, а саме рідкісні, але потужні піки, що визначають граничні стани. Практичні дослідження в

										Арк.
										65
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

Україні показують, що універсальні підходи до моделювання снігу потребують адаптації під регіональні особливості і врахування локальних механізмів накопичення на покрівлях зі складною геометрією.

Після вибору сімейства розподілів виконують оцінку параметрів методом максимальної правдоподібності або методом моментів, а також перевірку добротності підгонки статистичними тестами. Квантилі високого рівня (наприклад, 95–99 %) використовують для визначення розрахункових навантажень, тоді як повні розподіли потрібні для аналізу ймовірності перевищення заданих порогів у заданий період експлуатації. У моделях, орієнтованих на покрівлі з перепадами висот, слід враховувати локальні ефекти накопичення снігу і можливість утворення «снігових мішків», що значно підвищують локальні навантаження; спеціалізовані дослідження і дисертаційні роботи демонструють методики оцінки таких ефектів і підходи до корекції коефіцієнтів сполучення навантажень.

При практичному застосуванні імовірнісних моделей слід враховувати кілька ключових моментів: репрезентативність вибірки за просторовим і часовим критерієм, кореляції між погодними факторами (температура, опади, вітер), а також невизначеність оцінок, яку слід виражати довірчими інтервалами. Рекомендовано поєднувати детермінований підхід для базових перевірок з імовірнісним аналізом для оцінки ризиків і оптимізації запасів, а також регулярно оновлювати моделі на підставі нових спостережень. Основні ризики пов'язані з недостатньою кількістю даних, ігноруванням локальних ефектів накопичення та неправильним вибором розподілу; ці фактори можуть призвести до недооцінки ймовірності екстремальних навантажень і, як наслідок, до проектних помилок. Якщо потрібно, підготую приклад алгоритму побудови моделі для конкретного регіону або шаблон збору даних для подальшого статистичного аналізу.

Вітрове навантаження

Ймовірнісні моделі вітрового навантаження формують статистичне уявлення про швидкість і тиск вітру, їхні піки та часову структуру, що дозволяє оцінювати ймовірність перевищення розрахункових значень і вибрати адекватні розрахункові випадки для проєктування. Ці моделі поєднують польові спостереження, підбір аналітичних розподілів і врахування динамічних ефектів на конструкції.

Ймовірнісна модель вітрового навантаження починається зі збирання репрезентативних часових рядів швидкості вітру і пов'язаних метеорологічних параметрів у точках, що характеризують умови експлуатації об'єкта. На основі таких даних будують емпіричні розподіли і підбирають аналітичні сімейства розподілів — Вейбулл, Релея, Райс, Накагамі, логнормальний, гамма та інші — які найкраще описують форму хвоста і частоту екстремальних подій; вибір конкретного розподілу визначається добротністю підгонки до вимірних даних і метою аналізу (оцінка піків, середніх значень або спектральних характеристик). Ключовим вихідним параметром для інженерних розрахунків є не лише середня швидкість вітру, а саме високі квантилі і статистика піків, оскільки саме вони визначають розрахункові навантаження на покриття, фасади і елементи огорожувальних конструкцій.

Після вибору сімейства розподілів виконують оцінку параметрів методами максимальної правдоподібності або методом моментів, перевіряють адекватність моделі статистичними тестами і обчислюють квантилі високого рівня (наприклад, 50-, 100-, 500-річні значення для екстремумів), які використовують у нормах і проєктних випадках. Для конструкцій, чутливих до пульсаційної складової вітру, необхідно враховувати спектральні характеристики і динамічну взаємодію потоку з формою споруди; у складних випадках виконують аеродинамічні випробування моделей або застосовують спектрально-часові моделі для оцінки амплітуд коливань і резонансних

									Арк.
									67
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

ефектів. Ігнорування динаміки може призвести до недооцінки навантажень на висотних або тонкостінних елементах.

Практичне застосування імовірнісних моделей вимагає уваги до репрезентативності даних, просторової кореляції вітрових полів і залежностей від місцевого рельєфу та забудови. Для резервних і оптимізаційних розрахунків корисно поєднувати детермінований підхід норм з імовірнісним аналізом ризиків: використовувати статистичні моделі для вибору коефіцієнтів надійності, інтервалів інспекцій і сценаріїв аварійних навантажень, а також регулярно оновлювати параметри моделей на підставі нових спостережень і локальних вимірювань. Основні ризики пов'язані з недостатньою кількістю даних, неправильним вибором розподілу або ігноруванням локальних ефектів накопичення і турбулентності; ці фактори слід явно враховувати при інтерпретації результатів і прийнятті інженерних рішень.

температурні кліматичні впливи — це сукупність змін температури і її градієнтів у часі та просторі, які формують тривалі і короточасні термічні навантаження на конструкції; при оцінці потрібно враховувати амплітуду перепадів, швидкість змін, просторові градієнти та поєднання з іншими факторами.

Температурні впливи виникають як результат сезонних і добових коливань, сонячного нагріву, теплових джерел у будівлі та кліматичних аномалій; вони проявляються у вигляді однорідних змін температури всього елемента і у вигляді температурних градієнтів, коли різні частини конструкції мають різні температури. Температурні градієнти створюють додаткові згинальні і осьові напруження, змінюють розподіл внутрішніх сил і можуть викликати появу тріщин або пластичних зон у матеріалах, особливо в жорстко закріплених або довгих елементах; при цьому важливо враховувати не лише середні значення температури, а й її просторову нерівномірність і швидкість зміни, оскільки різкі перепади підвищують ризик локальних пошкоджень.

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		68

У практичних розрахунках температурні впливи моделюють як суму постійної (середньої) складової і змінної (пульсаційної або градієнтної) частини; для мостових і довгих конструкцій особливу увагу приділяють вертикальним і поперечним градієнтам, які залежать від інсоляції, вітру і геометрії елементів, а також від матеріалів оболонки і теплоізоляції. Температурні ефекти в нормах різних країн формалізовані по-різному, тому при адаптації методик слід порівнювати локальні кліматичні дані з нормативними припущеннями і, за потреби, вводити корекції для регіональних особливостей і змін клімату.

Для імовірнісної оцінки надійності необхідно мати часові ряди температурних вимірювань, карти інсоляції, дані про теплові джерела і інформацію про матеріальні властивості при різних температурах; на їхній основі будують статистичні розподіли амплітуд і тривалостей циклів нагріву-охолодження, оцінюють частоту екстремальних подій і визначають довірчі інтервали для розрахункових значень. Практичні наслідки включають вибір температурних коефіцієнтів деформації, проектування компенсаційних швів, розрахунок напружень від обмеженої температурної деформації і планування інспекцій у зонах підвищеного ризику; нормативні підходи до задання температурних навантажень і комбінування їх з іншими впливами мають бути узгоджені з місцевими ДБН і технічними вимогами проекту.

У підсумку, ключові дії — збір репрезентативних даних, аналіз просторових градієнтів, імовірнісне моделювання циклів і екстремумів, а також інтеграція результатів у проєктні рішення (компенсатори, шви, матеріальні допуски) — дозволяють мінімізувати ризики, пов'язані з температурними кліматичними впливами, і підвищити довговічність конструкцій.

Статистичні властивості будівельних матеріалів описують розподіли їхніх механічних і фізичних характеристик (міцність, модуль пружності,

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		69

щільність, пористість тощо), ступінь варіабельності та кореляції між параметрами; ці властивості визначаються лабораторними вимірюваннями, виробничими допусками і експлуатаційними умовами, і їх потрібно враховувати при імовірнісному проєктуванні та оцінці ризиків.

Перед читанням варто визначити кілька ключових моментів: які саме параметри вас цікавлять (міцність на стиск/розтяг, модуль пружності, ударна в'язкість, пористість), в яких одиницях і за якою методикою вимірювань будуть збирання дані, і який обсяг вибірки доступний для статистичної оцінки; ці рішення визначають, чи застосовувати прості описові статистики, підбір аналітичних розподілів або байєсівські підходи для невеликих вибірок.

Статистичні властивості матеріалів починаються з описової статистики: середнє значення, медіана, дисперсія, стандартне відхилення і коефіцієнт варіації дають перше уявлення про типову величину і ступінь розсіяння. Для багатьох матеріалів (наприклад, бетону, сталі, цегли) розподіл міцності часто виявляє асиметрію і важкі хвости, тому корисно оцінювати квантілі високого рівня і перевіряти придатність моделей (нормальний, логнормальний, Вейбулл тощо) за допомогою тестів добротності підгонки. Емпіричні розподіли будують на основі серій випробувань, а параметри оцінюють методами максимальної правдоподібності або методом моментів; при обмежених даних застосовують бутстреп-оцінки або байєсівські процедури для коректної оцінки невизначеності.

Крім однофакторних характеристик, важливими є кореляції між параметрами: наприклад, щільність і міцність бетону, пористість і теплопровідність, або взаємозв'язок між міцністю і модулем пружності у металів. Ігнорування таких зв'язків може призвести до недооцінки ймовірності одночасного перевищення граничних станів у суміжних елементах конструкції. Для просторово-розподілених матеріалів корисно аналізувати варіацію по партіях і по місцях виготовлення, виявляючи кластери відхилень, що можуть вказувати на систематичні проблеми технології або контролю якості.

										Арк.
										70
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

Практично, дані про матеріали повинні супроводжуватися метаданими: метод випробування, калібрування приладу, дата, партія матеріалу, умови зберігання і особа, що виконувала вимірювання; це дозволяє відокремити випадкові від систематичних похибок і коректно зважувати записи при побудові моделей. Рекомендація: поєднуйте детермінований підхід для базових перевірок з імовірнісним аналізом для оцінки ризиків, завжди вказуйте довірчі інтервали і регулярно оновлюйте розподіли на підставі нових лабораторних і польових даних.

Ризики: низька якість або нерепрезентативність вибірки, відсутність метаданих і неправильний вибір сімейства розподілів можуть суттєво спотворити прогнози; ці фактори потрібно контролювати на етапі збору даних і при валідації моделей.

зміни міцності та деформативності арматури виникають через комбіновані фізико-хімічні і механічні процеси — термічну і механічну обробку, корозію, втомне навантаження та виробничі варіації; ці зміни потрібно кількісно описувати через розподіли параметрів і довірчі інтервали для коректного імовірнісного проектування.

З часом і внаслідок технологічних впливів міцність арматурної сталі може як зростати, так і знижуватися залежно від її структурного стану: термообробка, холодна деформація або неоднорідності мікроструктури змінюють межу текучості, межу міцності і пластичність матеріалу. При розтягуванні це проявляється у зміні форми діаграми «напруження-деформація», де істинні напруження руйнування і істинні деформації залежать від локальної структури і попередньої термо-механічної історії стержня; тому при оцінці залишкового ресурсу важливо використовувати не лише номінальні значення, а й емпірично побудовані діаграми для конкретних партій арматури.

Корозійні процеси призводять до поступового зменшення ефективного перерізу і локального ослаблення поверхні, що знижує як несучу здатність, так і зчеплення арматури з бетоном; корозія також змінює характер руйнування —

										Арк.
										71
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

з більш крихкого на більш локалізований або навпаки — і підвищує ймовірність передчасних відмов при циклічних навантаженнях. Вплив корозії на механічні характеристики залежить від ступеня пошкодження, часу експозиції і агресивності середовища; експериментальні дослідження показують, що навіть помірні корозійні ушкодження можуть суттєво знизити несучу здатність зчеплення і змінити розподіл напружень у зоні контакту з бетоном.

Втомні процеси і циклічні навантаження викликають накопичення мікропошкоджень, що проявляється у поступовому зниженні порогів витривалості і зменшенні пластичності перед руйнуванням; для прогнозування цього ефекту необхідні серії випробувань на втомну міцність і статистична обробка результатів з оцінкою розподілів часу до відмови та довірчих інтервалів. Практичні норми і стандарти задають методики випробувань, характерні значення і критерії прийнятності, але для конкретних умов експлуатації слід коригувати нормативні припущення на підставі локальних вимірювань і лабораторних даних.

Для інженерної практики рекомендовано поєднувати лабораторні випробування, польові вимірювання і імовірнісну обробку: збирати дані по партіях і місцях монтажу, маркувати записи метаданими (партія, дата, метод випробування), оцінювати середні значення, дисперсії і квантилі, а також застосовувати бутстреп- або байєсівські методи при обмежених вибірках. Такий підхід дозволяє відокремити випадкові від систематичних відхилень, коригувати проєктні допуски і планувати інспекції з урахуванням реального стану арматури, що підвищує безпеку і економічну ефективність експлуатації.

Статистичні характеристики сталевого прокату

статистичні характеристики сталевого прокату описують розподіли його механічних і фізичних параметрів (міцність, межа текучості, модуль пружності, щільність), ступінь їхньої варіабельності та кореляції між показниками; ці характеристики формуються на основі серій випробувань,

									Арк.
									72
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

виробничих допусків і стандартів якості, і їх потрібно враховувати при імовірнісному проєктуванні та контролі якості.

Статистичні характеристики сталевого прокату починаються з систематичного збору даних по партіях і типах прокату: результати механічних випробувань (розтяг, ударні випробування, випробування на згин), вимірювання хімічного складу і щільності, а також дані про термообробку і походження матеріалу. На їхній основі будують описову статистику — середнє, медіану, дисперсію, стандартне відхилення і коефіцієнт варіації — що дає перше уявлення про типову величину параметра і ступінь розсіяння. Для багатьох марок прокату розподіли міцності виявляють асиметрію або важкі хвости, тому практично важливо оцінювати квантилі високого рівня (наприклад, 95-й процентиль) для визначення гарантійних і розрахункових значень; нормативні вимоги до прокату і методики випробувань формалізовані у відповідних стандартах, які задають мінімальні характеристики і методи контролю.

При підборі аналітичних моделей для опису розподілів застосовують нормальний, логнормальний, Вейбулл або інші сімейства розподілів залежно від форми емпіричних даних; параметри оцінюють методами максимальної правдоподібності або методом моментів, а добротність підгонки перевіряють статистичними тестами. Особливу увагу приділяють кореляціям між параметрами: наприклад, зв'язок між межею текучості і відносним подовженням або між хімічним складом і ударною в'язкістю може впливати на ймовірність одночасного перевищення граничних станів у суміжних елементах. Виробничі фактори — технологія прокатки, режим термообробки, контроль якості на лінії — формують систематичні зсуви і кластери відхилень, тому аналіз повинен враховувати розподіл по партіях і місцях виготовлення.

Практичне застосування статистичних характеристик включає встановлення приймальних критеріїв, визначення гарантійних меж і розрахункових параметрів для конструкцій, а також планування вибіркового контролю і процедур відбору проб. Рекомендовано зберігати метадані для

						601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			73

кожного виміру (партія, дата, метод випробування, прилад), використовувати бутстреп-методи або байєсівські підходи при малих вибірках і регулярно оновлювати розподіли на підставі нових даних. Ключовий ризик — неповнота або нерепрезентативність вибірки: без достатньої кількості вимірів і без урахування виробничих відмінностей статистичні оцінки можуть бути упередженими, що призведе до хибних інженерних рішень.

У підсумку, статистичні характеристики сталевого прокату — це інструмент перетворення лабораторних і виробничих спостережень у керовані інженерні параметри; їхня цінність залежить від якості збору даних, коректності вибору моделей і прозорого відображення невизначеності при прийнятті рішень

Статистичні характеристики арматури

Статистичний розкид початкових параметрів арматури при її натязі — це сукупність випадкових і систематичних відхилень від проєктних значень (міцність, модуль пружності, діаметр, коефіцієнт тертя, втрати натягу), що виникають через виробничі варіації, технологію натягу і умови монтажу; ці відхилення потрібно кількісно описувати через розподіли, кореляції і невизначеність, щоб коректно оцінювати запас міцності і планувати контроль якості.

Статистичний розкид початкових параметрів арматури при натязі формується ще до експлуатації і визначає початковий стан напружень у попередньо напружених елементах. До ключових параметрів, що мають розкид, належать номінальна і фактична міцність на розрив, межа текучості, модуль пружності, фактичний діаметр і переріз, коефіцієнт зчеплення з бетоном, коефіцієнт тертя в анкерних вузлах, а також величина початкового натягу і очікувані втрати натягу (релаксація, повзучість бетону, ковзання в анкері). Нормативні підходи виділяють характеристичні значення матеріальних параметрів і методи їх визначення, що використовуються при розрахунках і прийманні матеріалів.

									Арк.
									74
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ				

Джерела розкиду включають виробничі допуски і неоднорідність металу (хімічний склад, термообробка), геометричні відхилення по партіях і мотках, технологічні особливості натягу (точність домкратів, методика вимірювання зусилля), втрати при передачі напруження через тертя і релаксацію, а також похибки вимірювань під час випробувань і монтажу. Практичні випробування на розтяг і контрольні виміри дають емпіричні розподіли параметрів, які слід документувати з метаданими (партія, місце відбору, метод випробування, прилад), оскільки саме такі записи дозволяють відокремити випадкові від систематичних відхилень і коригувати приймальні критерії.

Статистична обробка розкиду початкових параметрів повинна включати описову статистику (середнє, медіана, стандартне відхилення, коефіцієнт варіації), оцінку квантилів для гарантійних значень і підбір аналітичних розподілів; на практиці часто застосовують логнормальні або інші асиметричні моделі для міцності і розмірних параметрів, а також ієрархічні (mixed-effects) моделі для урахування партійних ефектів. При невеликій кількості вимірів доцільні бутстреп-оцінки або байєсівські підходи для коректної оцінки довірчих інтервалів; приклади статистичної оцінки механічних характеристик арматури показують, що варіація між мотками і всередині мотка може бути істотною і потребує вибіркового відбору проб по початку, середині і кінці мотка.

Для інженерних рішень важливо інтегрувати результати статистичного аналізу в процедури контролю якості і розрахункові фактори: встановлювати приймальні критерії по партіях, вводити поправки на очікувані втрати натягу, застосовувати коефіцієнти часткової безпеки, планувати вибіркові випробування і вести контрольні карти процесу. Рекомендовано документувати всі виміри з метаданими, аналізувати кореляції між параметрами (наприклад, зв'язок між діаметром і межею текучості), використовувати ієрархічні моделі для розділення джерел розкиду і регулярно оновлювати розподіли на підставі нових даних, щоб зменшити невизначеність у прогнозах довговічності і забезпечити безпеку конструкцій.

									601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						75

Статистичне відхилення геометричних параметрів конструкцій

Статистичне відхилення геометричних параметрів конструкцій від проєктних значень відображає випадкові й систематичні помилки виготовлення, монтажу та вимірювань; його кількісна оцінка потрібна для коректної оцінки запасів міцності, контролю якості та прийняття інженерних рішень.

Статистичне відхилення геометрії конструкцій виникає через поєднання джерел: виробничі допуски і нерівномірності матеріалів, похибки обробки і монтажу, деформації під час транспортування, температурні і експлуатаційні впливи, а також похибки інструментальних вимірювань. Для практичного застосування важливо розглядати не лише середнє відхилення, а й розподіл відхилень (дисперсію, стандартне відхилення, асиметрію і важкі хвости), оскільки локальні або рідкісні великі відхилення можуть визначати критичні ділянки конструкції. Оцінка починається зі стандартизованого збору вимірювань: вибірка повинна охоплювати різні партії, ділянки і етапи монтажу, а кожен запис має містити метадані (партія, прилад, методика, дата, відповідальна особа), щоб можна було відокремити випадкові флуктуації від систематичних зсувів.

Аналітична обробка включає побудову емпіричних розподілів відхилень по ключових геометричних параметрах (довжина, висота, товщина, відхилення від вертикалі/горизонталі, кривизна), оцінку стандартного відхилення і коефіцієнта варіації, а також перевірку придатності аналітичних моделей (нормальний, логнормальний або інші асиметричні сімейства) за допомогою тестів добротності. Ієрархічні моделі (mixed-effects) корисні для розділення джерел розкиду: внутрішньо-партійного, міжпартійного і монтажного. Для просторово-розподілених елементів слід аналізувати кореляції між відхиленнями сусідніх точок і використовувати картографування відхилень для виявлення кластерів, що вказують на проблеми технології або контролю якості.

										Арк.
										76
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

При оцінці впливу геометричних відхилень на несучу здатність і експлуатаційні характеристики необхідно поєднувати детерміновані перевірки з імовірнісним аналізом: проводити стохастичні розрахунки граничних станів з урахуванням розподілів параметрів, виконувати аналіз чутливості для виявлення найбільш критичних геометричних величин і визначати довірчі інтервали для показників запасу міцності. Практичні заходи включають встановлення приймальних критеріїв по партіях, введення коригувальних поправок у проєктні допуски, планування вибіркового контролю і ведення контрольних карт процесу для раннього виявлення трендів.

Нарешті, важливо регулярно оновлювати статистичні оцінки на підставі нових вимірювань і вести журнал змін: без постійного моніторингу і валідації моделей ризик недооцінки ймовірності критичних відхилень зростає, що може призвести до непередбачених перерозподілів внутрішніх сил і зниження довговічності конструкцій.

Статистичні похибки під час монтажних робіт

Статистичні похибки монтажу виникають як комбінація систематичних і випадкових відхилень від проєктних розмірів і положень; їх кількісна оцінка вимагає стандартизованих вимірювань, розподілів відхилень і процедур контролю якості, що дозволяють перетворити польові спостереження на керовані інженерні рішення.

Статистичні похибки монтажу будівельних конструкцій походять від кількох джерел: виробничі допуски і геометричні відхилення елементів, похибки транспортування і підйому, неточності при встановленні і закріпленні, температурні деформації під час монтажу, а також похибки вимірювальних приладів і методик. Частина цих відхилень має систематичний характер (наприклад, постійне зміщення осей через помилку шаблону або некоректну калібровку обладнання), інша — випадкова (нерівномірність укладання, локальні коливання при кріпленні). Для практичної оцінки

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		77

потрібно збирати вибірки вимірювань по партіях, ділянках і етапах монтажу, фіксувати метадані (прилад, методика, оператор, дата) і будувати емпіричні розподіли відхилень, оцінюючи середнє, стандартне відхилення, коефіцієнт варіації і квантилі для ключових геометричних параметрів.

Аналіз повинен розрізняти рівні ієрархії: внутрішньопартійні коливання, міжпартійні зсуви і монтажні ефекти; для цього корисні ієрархічні (mixed-effects) моделі або аналіз дисперсії, що дозволяють відокремити джерела розкиду і спрямувати коригувальні заходи. Просторові кореляції відхилень (наприклад, суміжні опори з однаковим зсувом) виявляють картографуванням відхилень і кластерним аналізом; такі кластери часто вказують на системні проблеми технології або організації робіт. Вимірювання слід супроводжувати оцінкою похибок приладів і процедур: калібрування, валідація методик і розрахунок похибок вимірювань — обов'язкові кроки для коректної інтерпретації статистики і уникнення плутанини між похибками монтажу і похибками інструменту.

Для прийняття інженерних рішень результати аналізу переводять у практичні критерії: встановлюють приймальні допуски по партіях, вводять коригувальні поправки у проєктні допуски, формують контрольні карти процесу для раннього виявлення трендів і визначають інтервали вибіркового контролю. Важливо вказувати довірчі інтервали для оцінок і використовувати бутстреп або байєсівські підходи при малих вибірках, щоб не недооцінити невизначеність і ризики. Регулярна верифікація прогнозів монтажу з фактичними вимірюваннями дозволяє коригувати процедури і знижувати систематичні зсуви з часом.

Основні ризики — нерепрезентативна вибірка, відсутність метаданих, некоректне калібрування приладів і ігнорування просторових кореляцій — призводять до хибних висновків і потенційно небезпечних проєктних рішень. Практичні кроки зменшення ризику: стандартизувати процедури вимірювань, документувати всі дані, впровадити калібрування і контрольні карти,

										Арк.
										78
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	601-БП. 12135593.ПЗ					

застосовувати ієрархічні моделі для розділення джерел розкиду і регулярно оновлювати статистичні оцінки на підставі нових спостережень.

8. Основні методи розрахунку надійності будівельних конструкцій

При проектування будівельних конструкцій важливо встановити відповідність розрахункової схеми, до реальної роботи конструкцій під час експлуатації та правильно враховувати коливання випадкових факторів. Розрахунок починається з аналізу схеми споруди та розподілення несучої здатності та зовнішніх впливів. Відсутність відмов, можна характеризувати тим, що зусилля від навантажень не перевищують несучої здатності.

$$\Phi - N > 0$$

Через випадкову природу міцності та навантажень, даний вираз не може бути виконаний абсолютно точно, проте він є актуальним з вірогідністю, що є достатньо близькою до одиниці, протягом усього строку експлуатації споруди.

Імовірнісний підхід починається з формалізації випадкових величин: навантаження, опір матеріалів, геометричні відхилення і параметри взаємодії описують як випадкові змінні з певними розподілами і кореляціями; для кожної величини потрібно визначити емпіричний розподіл або підібрати аналітичну модель (нормальний, логнормальний, Вейбулл, тощо) і оцінити параметри методом максимальної правдоподібності або методом моментів, при цьому обов'язково вказувати довірчі інтервали оцінок і джерела даних. Далі формулюють граничні стани у вигляді стохастичних подій (наприклад, перевищення опору над сумарним навантаженням) і визначають ймовірність їхнього настання як інтеграл по багатовимірному просторі випадкових величин; у простих випадках застосовують аналітичні формули для лінійних моделей, у загальному випадку — чисельні методи.

Метод Н.С Стрілецького

Метод Н. С. Стрілецького — це підхід до розрахунку конструкцій на основі граничних станів, який формалізує співвідношення між

									Арк.
									79
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

601-БП. 12135593.ПЗ

навантаженнями і опором як стохастичними величинами та закладає принципи переходу від детермінованих запасів до ймовірнісної оцінки безпеки конструкцій.

Метод Стрілецького виходить із ідеї, що проєктні рішення мають базуватися не лише на номінальних значеннях навантажень і міцності, а на їхній взаємодії в термінах граничних станів: стан «несправності» визначається як подія, коли сумарне навантаження перевищує опір елемента або системи. У практичній реалізації це означає формалізацію випадкових величин для основних параметрів (постійні й змінні навантаження, матеріальні характеристики, геометричні відхилення) і побудову критеріїв прийнятності на основі ймовірності настання граничного стану. Метод підкреслює необхідність врахування статистичної варіабельності параметрів і введення коефіцієнтів, що відображають ступінь невизначеності, замість довільних запасів. Історично підхід Стрілецького став одним із фундаментів для впровадження граничних станів у нормах проєктування і широко вплинув на подальший розвиток методів надійності в будівництві.

У застосуванні метод передбачає кілька практичних кроків: збір і валідацію даних про навантаження і опір, вибір ймовірнісних розподілів для ключових параметрів, побудову функції граничного стану

$$g(X)=R-S$$

(де R — опір, S — сумарне навантаження) і оцінку ймовірності невдачі $P(g(X)\leq 0)$. Для чисельної оцінки використовують аналітичні наближення або чисельні методи, а результати інтерпретують у вигляді прийнятних рівнів ризику і відповідних проєктних коефіцієнтів. Ключова ідея — переводити емпіричні спостереження в кількісні ймовірнісні показники, які безпосередньо впливають на проєктні рішення.

Практичні наслідки методу Стрілецького: він дозволяє обґрунтувати коефіцієнти запасу, встановити інтервали інспекцій і оптимізувати витрати, зберігаючи заданий рівень безпеки; водночас реалізація вимагає якісних даних і компетенцій у статистиці та теорії надійності. Основні обмеження —

									Арк.
									80
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

чутливість результатів до вибору розподілів і кореляцій між параметрами, а також потреба в репрезентативних вибірках для оцінки параметрів розподілів; ці ризики зменшують шляхом валідації моделей на незалежних спостереженнях і застосуванням бутстреп- або байєсівських підходів для оцінки невизначеності.

У підсумку, метод Стрілецького — це практично орієнтований імовірнісний каркас для проєктування за граничними станами, який переводить інженерні припущення в кількісні критерії ризику і став основою для подальшого розвитку сучасних методів надійності в будівництві

Метод імовірнісного розрахунку А.Р. Ржаницина

Метод імовірнісного розрахунку А.Р. Ржаницина формалізує проєктування конструкцій через ймовірність настання граничного стану, підкреслюючи статистичний опис навантажень і опору та оптимізацію конструкцій з урахуванням невизначеностей.

А.Р. Ржаницин запропонував систематичний підхід, у якому всі ключові параметри розглядаються як випадкові величини з визначеними розподілами і кореляціями; граничний стан формулюється через функцію

$$\gamma = \frac{\xi - 1}{\sqrt{(A_r \xi)^2 + A_Q^2}}$$

Де $\xi = R/Q$, $A_r = \sigma_R / R$, $A_Q = \sigma_Q / Q$

R — середня (очікувана) несуча здатність; Q — середня величина навантаження. A_r і A_Q — коефіцієнти варіації (відносні стандартні відхилення) для відповідних величин. Інтерпретація: чисельно γ подібна до індексу надійності: чим більше γ , тим більший запас з урахуванням невизначеностей.

При підрахунку за даними формулами було отримано $\gamma = 0.234$

Що при розрахунку за класичним індексом наближено дорівнює 40,7% шансу відмови конструкції, тому розміри балки були дещо збільшені (із

									601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						81

300x300мм до 300x400мм), а за оновленим розрахунком $\gamma = 2,03$, що дає приблизно 2,1% шансу відмови.

$g(X)=R-S$, де R — опір, S — сумарне навантаження, а ймовірність невдачі визначається як $P(g(X)\leq 0)$. Метод акцентує увагу на статистичних властивостях навантажень і їхніх поєднаннях, а також на необхідності врахування випадкових відхилень у міцнісних характеристиках матеріалів; ця методологія викладена як цілісна теорія в праці Ржаницина і стала однією з основних робочих концепцій для ймовірнісного проектування конструкцій.

Практична реалізація методу включає такі кроки: збір і валідація даних, вибір аналітичних або емпіричних розподілів для кожної випадкової величини, побудова функції граничного стану, оцінка ймовірності невдачі чисельними методами і проведення чутливісного аналізу для виявлення домінуючих факторів

Для інженерного застосування важливо інтегрувати результати в проєктні процедури: перевести ймовірності невдачі в проєктні коефіцієнти, встановити інтервали інспекцій і критерії списання, а також використовувати оптимізацію з обмеженням на допустимий ризик для зниження матеріальних витрат без втрати безпеки. Метод Ржаницина містить також розділи про ймовірнісну оптимізацію конструкцій і практичні алгоритми її реалізації, що робить його придатним для інженерних розрахунків і наукових досліджень

Нормативне значення імовірності безвідмовної роботи будівельної конструкції, є величиною, близькою до одиниці. Вона встановлюється згідно умов забезпечення безпечної роботи технологічного обладнання та людей, та мінімуму витрат на зведення та експлуатацію. Також очевидно, що ці показники є несумісні.

Література

1. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: Підручник [для студ. вищ. навч. закл.] / А.М. Павліков; ПолтНТУ. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи Норми проектування
3. ДБН В.2.1-10:2009 Основи та фундаменти споруд
4. ДБН В.2.2-9:2018 Громацькі будинки та споруди
5. ДБН В.2.2-15:2019 Житлові будинки
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції
8. ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції
9. ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції
10. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель
11. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції
12. ДБН В.2.6-220:2017 Покриття будівель і споруд
13. ДБН В.2.2-12:2019 Планування та забудова територій
14. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія
15. ДСТУ В.2.6-108:2010 Блоки бетонні для стін підвалів
16. ДСТУ В.2.6-109:2010 Плити залізобетонні стрічкових фундаментів
17. ДСТУ Б А.2.4-6:2009 Правила виконання робочої документації генеральних планів
18. ДБН В.2.3 - 15:2007 Автостоянки та гаражі для легкових авто
19. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості виробництва
20. ДБН В.1.2 14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи. — Нормативний документ України.
21. EN 1990 Eurocode Basis of structural design. — European Committee for Standardization.
22. EN 1991 1 3 Actions on structures Snow loads; EN 1991 1 4 Actions on structures Wind actions. — European standards.

					601-БП. 12135593.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		83

23. Nowak, A. S., Collins, K. R. Reliability of Structures. — Textbook covering probabilistic methods and design applications.
24. Melchers, R. E. Structural Reliability Analysis and Prediction. —
Монографія з методів оцінки ймовірності відмов.
25. Ang, A. H.-S., Tang, W. H. Probability Concepts in Engineering: Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering. — Практичний підхід до ймовірнісних методів.
26. Ditlevsen, O., Madsen, H. O. Structural Reliability Methods. — Класичні методи FORM/SORM і чисельні підходи.
27. Чеканович М. Г., Янін О. Є. Розрахунок будівельних конструкцій. Навчальний посібник. — Український підручник з прикладами і нормативними посиланнями.
28. Класичні статті і монографії з FORM/SORM і Монте Карло (Nowak, Melchers, Ditlevsen).
29. Eurocode EN 1991 розділи про снігові та вітрові навантаження.
30. Практичні стандарти і методики випробувань арматури та сталі (національні стандарти та технічні умови виробників).
31. Оглядові статті з корозії, втоми і змін деформативності арматури в експлуатації (журнали Construction and Building Materials; Corrosion Science).
32. Практичні методики вибіркового контролю, контрольні карти процесу і стандарти приймання робіт.
33. Історичні та методологічні джерела по окремим авторам
34. Оглядові статті і монографії, що описують розвиток ймовірнісних методів у вітчизняній практиці (огляди впровадження ймовірнісного методу в Україні, публікації в наукових збірниках і журналах).
35. Reliability Engineering & System Safety
36. Journal of Structural Engineering (ASCE)
37. Construction and Building Materials

38. Українські наукові журнали з будівництва і ресурсозбереження
(наприклад, «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»).

					<i>601-БП. 12135593.ПЗ</i>	<i>Арк.</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		85

Додаток

до Пояснювальної записки до
дипломного проекту магістра на
тему: Аналіз безвідмовної роботи
залізобетонних конструкцій
багатоповерхових будівель

**Розрахункові опори багатоеlementної арматури для балки підвального
приміщення (паркінгу) семиповерхової житлової будівлі**

За статистичними даними зусилля в окремих стержнях багатоеlementної арматури неоднакові та залежать від статистичного розкиду міцнісних та деформативних характеристик. При визначенні розрахункових опорів крива розподілу міцності сталі розглядається не в окремій точці, а в області можливих значень міцності арматури, підсумовуючи варіативність навантажень у кожному стержні. Повне підсилення в багатоеlementній арматурі при відмові підсумовується із зусиль в окремих стержнях, кожне з яких відрізняється від інших та має випадковий характер. Тож несучу здатність багатоеlementної арматури для даної будівлі можливо визначити як суму кінцевих випадкових зусиль в кожному елементі: (1.1)

$$\tilde{\Phi} = \sum_{i=1}^n A_i \tilde{R}_i$$

де $\tilde{\Phi}$ - несуча здатність багатоеlementної арматури (випадкова величина)

n - число арматурних елементів (стержнів)

\tilde{R}_i - міцність i-го арматурного елемента (випадкова величина)

Визначимо імовірнісні характеристики розподілу $\tilde{\Phi}$:

Математичне очікування $\bar{\Phi} = \sum_{i=1}^n A_i \bar{R}_i$;

Середньоквадратичне відхилення $\hat{\Phi} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (A_i \hat{R}_i)^2}$,

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		1

де \widehat{R}_i та \overline{R}_i - стандарт розподілу та математичне очікування міцності i -го елемента.

Випадкове значення міцності багатоеlementної арматури отримуємо з (1.1), розділивши обидві частини рівняння на площу арматури $A_n = \sum_{i=1}^n A_i$: (1.2)

$$R_n = \frac{\Phi}{A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i R_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Імовірнісні характеристики розподілу міцності багатоеlementної арматури :
математичне очікування (1.3)

$$\overline{R}_n = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \overline{R}_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

середньоквадратичне відхилення (1.4)

$$\widehat{R}_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (A_i \widehat{R}_i)^2}{\sum_{i=1}^n A_i}}$$

При рівних площах арматурних елементів та однакових імовірнісних характеристиках розподілів, що є актуальним для даної будівлі, міцності арматурних елементів $\overline{R}_i = \overline{R}_1$, $\widehat{R}_i = \widehat{R}_1$ формули (1.3) та (1.4) набувають вигляду: (1.5)

$$\overline{R}_n = \overline{R}_1; \widehat{R}_n = \frac{\widehat{R}_1}{\sqrt{n}}$$

де \overline{R}_1 та \widehat{R}_1 математичне очікування та стандарт розподілу міцності арматури при $n = 1$.

Щільність розподілу міцності арматурних елементів підпорядковується нормальному закону. Для суми випадкових величин, розподілених по нормальному закону, маємо нормальний розподіл статистики \widetilde{R}_n :

$$f(R_n) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\widehat{R}_n} e^{-\frac{(R_n - \overline{R}_n)^2}{2\widehat{R}_n^2}}$$

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		2

Щільності розподілу міцності багатоелементної арматури (рис.1.1) свідчать про те, що зі збільшенням кількості арматурних елементів криві стають більш компактними, а статистичний розкид міцності знижується. При $n \rightarrow \infty$ міцність арматури визначається однозначно $R = \bar{R}$.

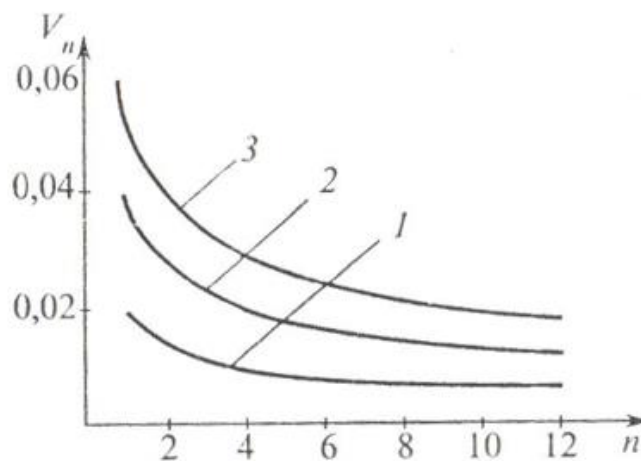
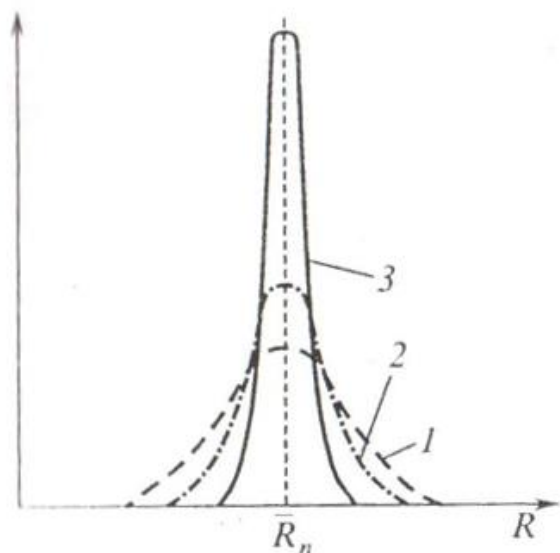


рис.1.1 Криві щільності розподілу міцності арматури при різній варіації міцності арматури від числа кількості армуючих елементів: 1 - при $n = 1$; 2 при $n = 2$; 3 - при $n = 9$

рис.1.2 Залежність коефіцієнта міцності арматури від числа армуючих елементів: 1 - при $V_1 = 0,02$; 2 - при $V_1 = 0,03$; 3 - при $V_1 = 0,06$

Коефіцієнт варіації розподілу міцності багатоелементної арматури

$$V_n = \hat{R}_n / \bar{R}_n = V_1 / \sqrt{n},$$

де $V_1 = \hat{R}_1 / \bar{R}_1$ зменшується зі збільшенням числа арматурних елементів (рис.1.2)

Арматура потрапляє в залізобетонну конструкцію зазвичай з однієї партії металу, тому в розрахунках пов'язаних з визначенням міцності багатоелементної арматури, варто використовувати коефіцієнт варіації за партією V_1 , отриманий для внутрішньооплавильного розсіювання міцності арматури. Цей коефіцієнт варіації в 2-2,5 рази менше ніж загальний коефіцієнт варіації міцності арматури.

Розрахункові опори арматури, встановлені з забезпеченістю роботопридатності $P = 0,99865$, для багатoeлементної арматури можна визначити як: (1.6)

$$R_S^{(n)} = \bar{R}_1(1 - 3V_1)/\sqrt{n}.$$

Збільшення числа стержнів призводить до підвищення розрахункових опорів арматури, оскільки робота системи наближена до випадку роботи системи з паралельним з'єднанням елементів. При паралельному з'єднанні частин надійність системи підвищується у порівнянні з надійністю одного елемента, оскільки досягнення граничного стану в одному стержні не призводить до відмови усієї системи.

Формула (1.6) змінюється наступним чином: (1.7)

$$R_S^{(n)} = R_S^{(1)} \cdot f(n)$$

де $R_S^{(1)}$ - розрахунковий опір арматури при $n = 1$;

$f(n)$ - функція, що враховує підвищення розрахункових опорів арматури,

$$f(n) = \frac{1 - 3V_1/\sqrt{n}}{1 - 3V_1}$$

Значення функції $f(n)$ наведені в таб.1.1

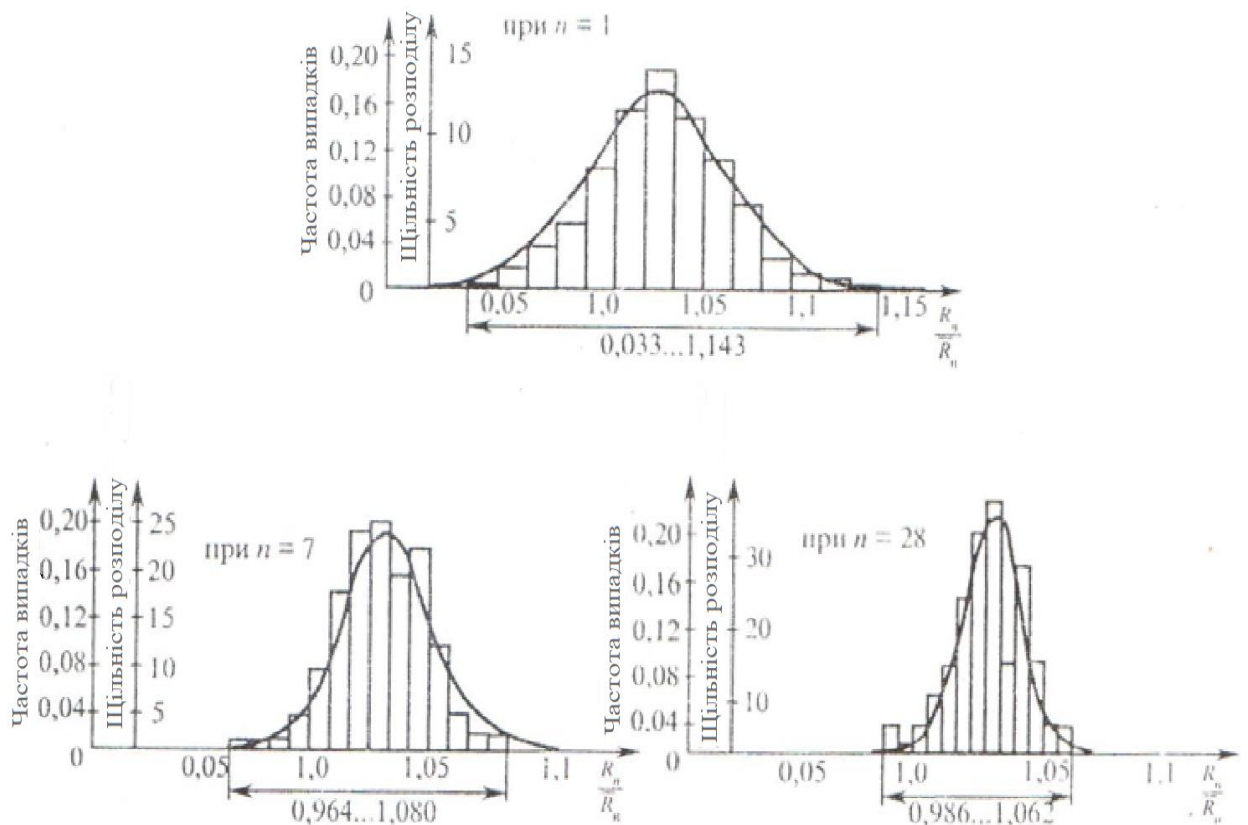
Функція $f(n)$

Коефіцієнт γ V_I за партією	Число стержнів									
	1	2	3	4	5	10	30	50	100	∞
0,03	1	1,02	1,04	1,04	1,05	1,06	1,08	1,08	1,08	1,09
	8	1	9	5	7	1	1	5	9	
0,05	1	1,05	1,07	1,08	1,09	1,12	1,14	1,15	1,15	1,17
	1	5	8	4	1	4	1	8	6	

0,10	1	1,12	1,18	1,21	1,23	1,29	1,35	1,36	1,38	1,42
		5	1	4	7	0	0	8	5	8

таб.1.1

Розрахунковий опір багатоеlementної арматури не має перевищувати вибракoваних значень встановлених ДСТУ для арматурних сталей. Як показують експерименти (рис 1.2), зі збільшенням числа стержнів в арматурному елементі розкид можливих значень міцності багатоеlementної арматури має явну тенденцію до зменшення.



Експериментальні криві розподілу міцності арматурних елементів: R_n - середнє значення міцності багатоеlementної арматури за результатами випробувань; \bar{R}_n - середнє значення міцності арматури за нормами. Величини повних розкидів складають впорядкований ряд, не знаходячи різких порушень його загальної закономірності (таб.1.2)

Число стержнів	1	7	28	42	48	224
Розкид $\alpha = \frac{\Delta R}{\bar{R}_H}$	0.120	0.116	0.076	0.065	0.020	0.019

\bar{R}_H - середнє значення міцності арматури за нормами

Мінімальна міцність багатоелементної арматури зі збільшенням числа стержнів збільшується, що підтверджує ефект її сумісної роботи та підвищення міцнісних характеристик системи, складеної з паралельних елементів, у порівнянні з міцністю одного елемента. Коефіцієнт варіації при $n = 7...28$ стержнів дорівнювали $V_n = 0,019...0,013$, що менше коефіцієнта варіації для окремих стержнів $V_l = 0,034$.

Гістограми експериментальних частот апроксимуються нормальним розподілом для усіх арматурних елементів.

Спосіб послідовної заміни випадкових аргументів

Закони розподілу несучої здатності конструкцій залежать від багатьох факторів і в математичному відношенні являють собою функції кінцевої кількості випадкових аргументів. Щільність розподілу функції випадкових аргументів визначається формулою: (1.8)

$$f(Z) = \int_{-\infty}^{\infty} \dots \int \frac{\partial H}{\partial z} f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_2 dx_n,$$

де H - зворотнє перетворення для випадкової змінної x_1 , що являється бієктивною функцією Z і відносно випадкових змінних x_2, \dots, x_n ;

$f(x_1, \dots, x_n)$ - спільна щільність розподілу випадкових аргументів

Безпосередня інтеграція виразу (1.8), як для незалежних, так і для залежних випадкових величин не завжди можлива; При нелінійній детермінованій залежності розрахунок кратних інтегралів викликає значне збільшення об'ємів

									Арк.
									6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	КП 601-БП 12135593				

розрахункових робіт та незручності у використанні ЕОМ. Широко використовуваний для цих цілей, метод Монте-Карло потребує великої кількості статистичних випробувань (десятки тисяч), точність розрахунку при цьому росте повільно, що потребує надлишкових витрат часу ЕОМ та, окрім звичайної розрахункової похибки, виникає похибка вибірки (методу).

Розглянемо функції з незалежними випадковими змінними

Нехай задана детермінована залежність має вигляд: (1.9)

$$Z = \varphi(x_1, x_2, \dots, x_n).$$

Зведемо задачу пошуку щільності розподілу декількох аргументів, до простого випадку - функції двох аргументів. Для неї функція розподілу та щільність вірогідності записуються наступним чином: (1.10, 1.11)

$$F(y) = \int_D \int f(x_1, x_2) dx_2 dx_1,$$

$$p(y) = \frac{dF(y)}{dy}.$$

Тут x_1, x_2, \dots, x_n - незалежні випадкові величини з щільністю розподілу відповідно $f(x_1), \dots, f(x_n)$; D - область інтегрування, для якої $\tilde{y} < y$.

У виразі (1.10) величини y входять неявно, через межі інтегрування. Будь яку функцію декількох аргументів $Z = \varphi(x_1, x_2, \dots, x_n)$ можливо розглядати по елементам, з котрих вона складається. З цією ціллю виділяється початковий елемент заданої функції Z , що містить два аргументи: (1.12)

$$y = \varphi(x_1, x_2).$$

Використовуючи формули (1.10, 1.11), можливо знайти інтегральну та диференціальну криві розподілу величини y_1 . В результаті розподілу двох випадкових величин x_1 та x_2 замінюються адекватним законом розподілу однієї випадкової величини y_1 , а загальне число випадкових аргументів зменшиться, та стане рівним $n = 1$.

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		7

Далі розглянемо елемент функції y_2 , котрий включає в себе перший елемент y_1 , доповнення $\Delta y_2 = \Delta \varphi_2(x_3)$: (1.13)

$$y_2 = \varphi_2(x_1 x_3)$$

Величина y_2 встановлює функціональну залежність між y_1 та Δy_2 , у котрій міститься аргумент x_3 . В другому елементі аргументами являються також дві випадкові величини y_1 та x_3 . Для величини y_2 як функції двох аргументів інтегральна та диференціальна криві розподілу знаходяться на основі формул (1.10; 1.11). Аналогічно знаходять розподіли для третього елемента що містить другий елемент та доповнення $\Delta y_3 = \Delta \varphi(y_2 x_4)$.

Повторивши даний прийом $n - 1$ раз, знайдемо закони розподілу для функції з випадковою кількістю змінних аргументів.

Хід рішень для пошуку функції та щільності розподілу декількох випадкових аргументів методом послідовної їх заміни можна уявити у вигляді таб.1.3

таб.1.3 Алгоритм розрахунку щільності розподілу функції з використанням послідовної заміни випадкових аргументів

Кроки заміни i	Елемент функції y_i	Функція розподілу $F_i(y_i)$	щільність розподілу $p_i(y_i)$
1	$y_1 = \varphi_1(x_1, x_2)$	$F_1(y_1) = \int_D \int f_1(x_1) f_2(x_2) dx_2 dx_1$	$p_1(y_1) = \frac{dF_1}{dy_1}$
2	$y_2 = \varphi_2(y_1, x_3)$	$F_3(y_2) = \int_{D_2} \int p_1(y_1) f_3(x_3) dx_3 dy_1$	$p_2(y_2) = \frac{dF_2}{dy_2}$
i	$y_i = \varphi_i(y_{i-1}, x_{i+1})$	$F_i(y_i) = \int_{D_i} \int p_{i-1}(y_{i-1}) f_{i+1}(x_{i+1}) dx_{i+1} dy_{i-1}$	$p_i(y_i) = \frac{dF_i}{dy_i}$
$n - 1$	$y_{n-1} = \varphi_{n-1}(y_{n-2}, x_n)$	$F_{n-1}(y_{n-1}) = \int_{D_{n-1}} \int p_{n-2}(y_{n-2}) f_n(x_n) dx_n dy_{n-2}$	$p_{n-1}(y_{n-1}) = \frac{dF_{n-1}}{dy_{n-1}}$

D - область інтегрування, для якої $\tilde{y}_i < y_i$.

Щільність розподілу елемента y_i для найпоширеніших випадків має вигляд:

(1.14)

$$p(y_i) = \int_{G_{i0}}^{G_{i1}} \frac{\partial H_i}{\partial y_i} p_{i-1}(y_{i-1}) f_{i+1}(H_i) dy_{i-1},$$

де G_{i0} , G_{i1} - межі інтегрування y_{i-1} (постійні числа чи функції y_i); H_i - зворотне перетворення для x_{i+1} відносно y_i та y_{i-1} .

При першому кроці ($i=1$) у формулі (1.14) щільність $p_{i-1}(y_{i-1})$ імовірності $p_{i-1}(y_{i-1})$ замінюється на $f(x_1)$. Оскільки $Y_{n-1} = Z$, в результаті останнього кроку заміни випадкових аргументів $i = n-1$ буде знайдений диференціальний закон розподілу функції $f(z) = p_{n-1}(y_{n-1})$ з випадковим числом випадкових аргументів.

Інтегральний закон розподілу функції Z на основі формули (1.10) має вигляд:

(1.15)

$$F(z) = \int_{z_0}^z f(z) dz$$

де z_0 - нижня межа функції Z .

Порядок послідовної заміни випадкових аргументів визначається в залежності від виду детермінованої функції Z , при цьому кожен елемент функції y_1, y_2, \dots, y_{n-1} має містити не більш як два випадкових аргумента та передбачати можливість зворотного перетворення для одного з них. Зокрема, якщо функція залежить від двох доданків $Z = Z_1 + Z_2$, де $Z_1 = \varphi(x_1, x_2, \dots, x_n)$ та $Z_2 = \zeta(x_{k+1}, x_{k+2}, \dots, x_n)$, то послідовність заміни випадкових аргументів в кожному доданку виконується у порядку, зображеному у таб.1.3. Для знаходження щільності розподілу необхідно виконати $n_1 = k - 1$ кроків, аналогічно для Z_2 - $n_2 = n - (k + 1)$ кроків. На останньому кроці $I = n_1 + n_2 + 1$ щільність розподілу z буде знайдена, як для суми двох випадкових доданків.

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		9

Імовірнісний розрахунок прогнозування прогинів залізобетонної балки альтернативного перерізу для семиповерхової житлової будівлі з підземним паркінгом

Визначити прогини з заданою забезпеченістю у різні проміжки часу ($t'=3$ доби, 90 діб, 3 роки, 10 років) попередньо напруженої білки покриття, що не має нормальних тріщин в розтягнутій від експлуатаційних навантажень зоні.

Балка двотаврового перерізу має проліт $l=11,7$ м, бетон класу В40, попередньо напружена арматура - канати класу К-7(8 \varnothing 15 см) з $A_{sp}=11,32$ см². (Рис.2.1,а)

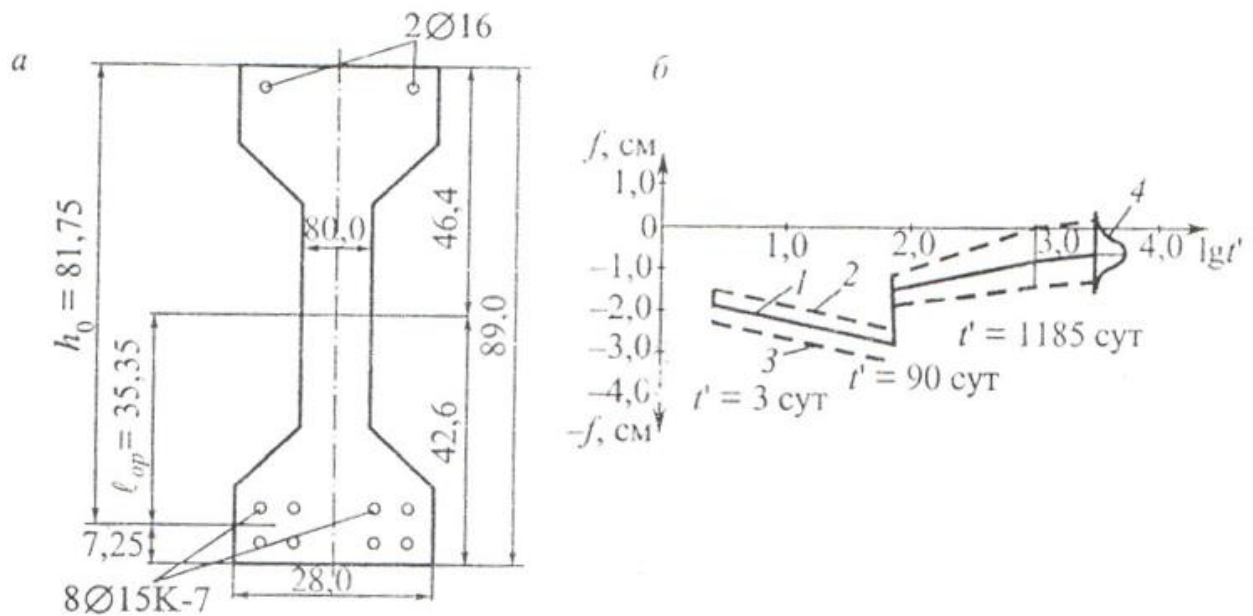


рис.2.1 Прогини балки покриття: а - переріз балки; б - зміна прогинів з часом; 1 - з імовірністю $\rho = 0,5$; 2 - з імовірністю $\rho = 0,05$; 3 - з імовірністю $\rho = 0,95$; 4 - крива розподілу прогинів при $t^1 = 3740$ діб.

Вихідні дані для розрахунків:

$R_H = 0,95$; $\gamma_H = 1,64$; $J_{red} = 15064 \cdot 10^2$ см⁴; $h_0 = 81,75$ см; $e_{op} = 35,35$ см; $\rho_1 = 5/48$;
 $\rho_2 = 1/8$

таб.2.1

Коефіцієнти варіації повзучості бетону

Випадковий фактор	Вид бетону		
	Важкий	На піщаному заповнювачі	Комірчастий

Кінцева міра повзучості бетону V_c	0,170	0,140	0,170
Відносна міра деформації усадки $V_{\varepsilon_{yc}}$	0,150	0,175	0,135

таб.2.2

Поправки K_c та K_{sh}

Поправки	Інтервал часу, $t - t_0$ ($t - t_w$), діб			
	0...3	4...5	6...7	≥ 8
K_c	1,45	1,30	1,30	1
K_{sh}	2,16	1,61	1,61	1

таб.2.3

Значення коефіцієнта варіації пружності бетону

Вік бетону t діб	0...12	13...25	26...539	360...624	≥ 625
Коефіцієнт варіації V_{E_b}	0,130	0,120	0,085	0,090	0,080

Навантаження:

- згинальний момент від постійного навантаження у даній будівлі становить $M_g=65\text{kNm}$;
- згинальний момент від довготривалого тимчасового навантаження у даній будівлі становить $M_f=410\text{kNm}$;
- коефіцієнт варіації довготривалого тимчасового навантаження $V_{Mf}=0,1$;
- коефіцієнт варіації постійного навантаження $V_{Mg}=0,025$;
- інтенсивність росту довготривалого тимчасового навантаження $\alpha_M=0,01$ 1/рік;

Попередні напруження в арматурі, втрати попередніх напружень:

- коефіцієнт варіації $\sigma_{sp} = 952,9$ МПа

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		11

- математичне очікування попередніх напружень в арматурі внаслідок повзучості бетону:

$$\bar{\sigma}_{п1} = 20,1 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{п2} = 75,5 \text{ МПа}$$

- математичне очікування втрат попередніх напружень в арматурі внаслідок усадки бетону $\sigma_{п2} = 75,5 \text{ МПа}$

Деформації бетону:

- математичне очікування модуля пружності бетону, що зазнав тепловологісної обробки при атмосферному тиску у віці $t^{\text{д}} = 28$ діб, $\bar{E}_b = 3,24 \cdot 10^4 \text{ МПа}$
- коефіцієнт варіації модуля пружності бетону у віці $t^{\text{д}} = 3$ доби, $V_{E_b} = 0,13$
- математичне очікування модуля пружності арматури $\bar{E}_s = 1,8 \cdot 10^5 \text{ МПа}$
- коефіцієнт варіації граничної повзучості бетону у віці $t^{\text{д}} \geq 8$ діб, $V_c = 0,17$
- коефіцієнт варіації відносних деформацій усадки бетону $V_{\varepsilon_{yc}} = 0,16$
- коефіцієнт, що характеризує швидкість зростання деформації повзучості бетону $\gamma = 0,0075 \text{ 1/добу}$
- коефіцієнт, що характеризує швидкість зростання деформації усадки бетону $\alpha_{yc} = 0,015 \text{ 1/добу}$

Для даної конструкції попереднє обтиснення бетону напружуваною арматурою проводиться у віці $t_0 = t_w = t_g = 3$ доби

Для даної будівлі початок експлуатації балки покриття $t_H = 90$ діб = 0,25 року

Коефіцієнт варіації лінійних розмірів поперечного перерізу зазвичай малий і дорівнює $V = 0,01$, що можна не враховувати в розрахунках даної будівлі.

Однак, коефіцієнт варіації моменту інерції, розрахований за формулою та дорівнює $V_{red} = \sqrt{4 \cdot 0,01^2 + 0,01^2 + 0,01} = 0,0245$. і вводить в розрахунок при визначенні імовірнісних характеристик приведеної жорсткості.

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		12

Розрахунок прогинів(вигинів) при обтисненні бетону $t = 3$ доби

Коефіцієнти варіації:

- приведеної жорсткості: (2.1)

$$V_{B_1} = \sqrt{V_{Eb}^2 + V_{Jred}^2 + V_{Eb}^2 \cdot V_{Jred}^2} = \sqrt{0,13^2 + 0,0245^2} = 0,132$$

- деформації повзучості, що обумовлюється попереднім обтисненням бетону при $t = 3$ доби: (2.2)

$$V_{\Pi} = \sqrt{V_c^2 + V_{\sigma_{sp}}^2} = \sqrt{(0,17 \cdot 1,45)^2 + (0,05)^2} = 0,252$$

Математичні очікування:

- Різниці деформацій повзучості, що обумовлюється попереднім обтисненням бетону: (2.3)

$$\Psi_{yc}(3) = 0 \quad t=3\text{доби}; \quad \bar{\sigma}_{\Pi} = 20,1 + 75,5 = 95,5\text{МПа}; \quad K = \frac{75,5}{95,6} = 0,79;$$

$$\begin{aligned} \Delta \bar{\varepsilon}_{\Pi,yc} &= \Delta \bar{\varepsilon}_{\Pi} \Psi_{\Pi}(t) + \Delta \bar{\varepsilon}_{yc} \Psi_{yc}(t) = \frac{95,6 - 0}{1,8 \cdot 10^5} \cdot (1 - 0,79 e^{-0,0075(3-3)}) \\ &= 11,15 \cdot 10^{-5} \end{aligned}$$

Величина $\sigma'_{\Pi} = 0$, оскільки при обтисненні бетону на рівні крайнього стисненого від навантажень волокна виникаючі розтягуючі напруження утворюють початкові тріщини:

- приведена жорсткість: (2.4)

$$\bar{B}_1(t) = \frac{\bar{B}_1 \Psi_{Eb}(t) \cdot \rho_2}{[1 + \Delta \bar{\varphi}_{b2}(t)] \rho_1}$$

$$\text{при } \Psi_{b2}(3,0) = 0; \quad \Psi_{Eb}(3,0) = \frac{2,64 \cdot 10^4}{3,24 \cdot 10^4} = 0,825$$

$$\bar{B}_1 = 0,85 \cdot 3,24 \cdot 10^4 \cdot 15064 \cdot 10^2 = 4148,6 \cdot 10^7 \text{МПа} \cdot \text{см}^4$$

$$\bar{B}_1(t) = \frac{4148,6 \cdot 10^7 \cdot 0,815}{(1 + 0)} \cdot \frac{48}{8 \cdot 5} = 4057,3 \cdot 10^3 \text{МПа} \cdot \text{см}^4$$

Значення $E_B(3,0) = 264 \cdot 10^4$ МПа отримано на онові таб.2.3 при В40 $t = 3$ доби

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		13

– згинальний момент від постійного навантаження для даної конструкції

$$\bar{M}_g = \frac{65}{1+1.64 \cdot 0.025} = 62.44 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розраховуємо розмірності, за якими визначають коефіцієнти квадратного рівняння при $\bar{K}_{b2}=1, \bar{M}_1=0$: (2.5)

$$\begin{aligned} f_{3,4} &= \frac{\theta_1 \bar{\sigma}_{sp} \bar{A}_{sp} \bar{e}_{OP}}{\bar{B}} \cdot \rho_2 l^2 + \frac{\theta_2 \Delta \bar{\varepsilon}_{п.у.с} \rho_2 l^2}{\bar{h}_0} \\ &= \frac{1.15 \cdot 952.9 \cdot 11.32 \cdot 35.35 \cdot 1170^2}{5259.6 \cdot 10^7} + \frac{1.25 \cdot 11.15 \cdot 10^{-5} \cdot 1170^2}{81.75} \\ &= 1.809 + 0.292 = 2.101 \text{ см} \end{aligned}$$

за формулою: (2.6)

$$\begin{aligned} \bar{M}_{3,4} &= \frac{\bar{B}_1(t)}{\rho_2 l^2} \cdot f_{3,4} - \theta_1 K_{b2} \bar{M}_g = \frac{4057.3 \cdot 10^7 \cdot 2.101 \cdot (100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} - 1.15 \cdot 1.0 \cdot 62.44 \cdot 10^5 = \\ &= (498.14 - 71.81) \cdot 10^5 = 426.33 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} \end{aligned}$$

Множник 100 переводить МПа·см² в ньютони: (2.7)

$$\bar{M}_{pl} = \theta_1 \bar{M}_e (1 + \alpha_M t) - \bar{M}_{3,4} = 0 - 426.33 \cdot 10^5 = -426.33 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

за формулою (2.8)

$$\begin{aligned} \widehat{M}_{3,4}^2 &= \left[\frac{4057.3 \cdot 10^7}{4148.6 \cdot 10^7} \cdot 1.15 \cdot 952.9 \cdot 11.32 \cdot 35.35 (100) \right]^2 \cdot 0.05^2 \\ &\quad + (1.15 \cdot 1.0 \cdot 62.44 \cdot 10^5 \cdot 0.025)^2 \\ &\quad + \left(\frac{1.25 \cdot 4057.3 \cdot 10^7 (100) \cdot 11.15 \cdot 10^{-5}}{81.75} \right)^2 \cdot 0.252^2 \\ &= (459.8 + 3.22 + 303.9) \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \cdot \text{см}^2 = 786.92 \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \cdot \text{см}^2 \end{aligned}$$

за формулою: (2.9)

$$\begin{aligned} \hat{B}_1^2(t) &= \left(\frac{B_1(t)}{\rho_2 l^2} V_{B_1} \right)^2 + \left(\frac{B_1(t)}{\rho_2 l^2} \cdot \frac{\Delta \bar{\varphi}_{b2} \cdot \Psi_{b2}(t) \cdot V_{\Delta \varphi_{b2}}}{[1 + \Delta \bar{\varphi}_{b2} \cdot \Psi_{b2}(t)]^2} \right)^2 \\ &= \left(\frac{4057.3 \cdot 10^7 (100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} \cdot 0.132 \right)^2 = 979.6 \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \end{aligned}$$

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		14

за формулою: (2.10)

$$\begin{aligned}\widehat{M}_{\text{вп}}^2 &= \widehat{B}_1^2(t) \left(\frac{\Delta \bar{\varepsilon}_{\text{п.у.с}}(t) \rho_2 l^2 \cdot \theta_2}{\bar{h}_0} \right)^2 + \widehat{M}_{3,4}^2 \\ &= 979,6 \cdot 10^{10} \left(\frac{11,15 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} 1170^2 \cdot 1,25}{81,75} \right)^2 + 786,92 \cdot 10^{10} \\ &= 870,29 \cdot 10^{10} \text{H}^2 \cdot \text{см}^2\end{aligned}$$

Коефіцієнти при невідомих квадратного рівняння за формулами дорівнюють:

(2.11)

$$\begin{aligned}A &= \left(\frac{\bar{B}_1 t}{\rho_2 l^2} \right) - \gamma^2 \widehat{B}_1^2(t) = \left(\frac{4057,3 \cdot 10^7 (100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} \right) - 1,64^2 \cdot 979,6 \cdot 10^{10} \\ &= (56222,6 - 2634,7) \cdot 10^{10} = 53587,9 \cdot 10^{10} \text{H}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B &= \frac{B_1(t)}{\rho_2 l^2} \bar{M}_{pl} + \gamma^2 \frac{\widehat{B}_1^2(t) \Delta \bar{\varepsilon}_{\text{п.у.с}} \rho_2 l^2 \cdot \theta_2}{\bar{h}_0} \\ &= \frac{4057,3 \cdot 10^7 (100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} (-426,33) \cdot 10^5 + 1,64^2 \cdot 979,6 \\ &\quad \cdot 10^{10} \frac{11,15 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} 1170^2 \cdot 1,25}{81,75} = (-101088 + 768,6) \cdot 10^{10} \\ &= -100319,4 \cdot 10^{10} \text{H}^2 \cdot \text{см}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}D &= \frac{\bar{M}_{pl}^2 - \gamma^2 [\widehat{M}_{\text{вп}}^2 + \widehat{M}_l^2(t)]}{A} = \frac{(-426,33 \cdot 10^5)^2 - 1,64^2 (870,29 \cdot 10^{10} + 0)}{53587,9 \cdot 10^{10}} \\ &= \frac{181757,3 - 2340,7}{53587,9} = 3,348 \text{см}^2\end{aligned}$$

Випадкові значення прогину(вигину) відповідно до формули: (2.12)

$$\begin{aligned}\tilde{f}_1 &= \frac{B}{A} \pm \sqrt{\left(\frac{B}{A} \right)^2 - D} = \frac{-10319,4 \cdot 10^{10}}{53587,9 \cdot 10^{10}} \pm \sqrt{\left(\frac{-10319,4 \cdot 10^{10}}{53587,9 \cdot 10^{10}} \right)^2 - 3,348} \\ &= -1,872 \pm 0,396 \text{см}\end{aligned}$$

						КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			15

$$f_{0.95} = -1.476 \text{ см}; f_{0.05} = -2.268 \text{ см}$$

Імовірність того, що величина вигину(від'ємного прогину) перевищить значення $f_{0.95} = -1.476 \text{ см}$, дорівнює 0,95($\gamma = 1.64$). а імовірність перевищення вигину значення ; $f_{0.05} = -2.268 \text{ см}$ дорівнює 0,05 ($\gamma = -1.64$). Аналогічно можуть бути розраховані випадкові значення вигинів при інших значеннях γ . В дійсності при $\gamma = 0$, що відповідає імовірності випадкової величини вигину, рівній 0,5, його значення дорівнює:

$$f_{0.5} = \frac{\bar{M}_{pl}}{\bar{B}(t)} \cdot \rho_2 l^2 = \frac{-426.33 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{8} \cdot 1170^2}{4057.3 \cdot 10^7 (100)} = -1.798 \text{ см}$$

Розрахунок прогинів(вигинів) до початку експлуатації $t^=90$ діб до завантаження тимчасовим довготривалим навантаженням.

Коефіцієнти варіації:

- приведеної жорсткості: (2.1)

$$V_B = \sqrt{0,085^2 + 0,0245} = 0,0885$$

- деформації повзучості, що обумовлюється попереднім обтисненням бетону при $t^ = 90$ діб: (2.2)

$$V_{\Pi} = \sqrt{(0,17)^2 + (0,05)^2} = 0,177$$

Математичні очікування:

- Різниці деформацій повзучості, що обумовлюється попереднім обтисненням бетону: (2.3)

$$\begin{aligned} \bar{\Delta}\varepsilon_{\text{п.ус}} &= \frac{95,6 - 0}{1,8 \cdot 10^5} \cdot (1 - 0,79e^{-0,0075(90-3)}) + \frac{40 - 0}{1,8 \cdot 10^5} \cdot (1 - e^{-0,015(90-3)}) \\ &= (31,26 + 16,2) \cdot 10^{-5} = 47,46 \cdot 10^{-5} \end{aligned}$$

- приведена жорсткість: (2.4)

$$\text{при } \Psi_{Eb}(90) = \frac{3,41 \cdot 10^4}{3,24 \cdot 10^4} = 1,053$$

						КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			16

$$\bar{B}_1(t) = \frac{4148,6 \cdot 10^7}{(1+0)} \cdot \frac{48}{8 \cdot 5} = 5242,2 \cdot 10^7 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4$$

Значення $E_b(90)=3,41 \cdot 10^4$ МПа отримано на основі таб.2.3 при В40 $t'=90$ діб

Розраховуємо розмірності, за якими визначають коефіцієнти квадратного

рівняння при $\bar{K}_{b2} = \frac{1+1.0(1-e^{-0,0075(90-3)})}{1+0} = 1.479$, $\bar{M}_1=0$: (2.5)

$$f_{3,4} = \frac{1.15 \cdot 952.9 \cdot 11.32 \cdot 35.35}{4148.6 \cdot 10^7} \cdot \frac{1170^2}{8} + \frac{1.25 \cdot 47.46 \cdot 10^{-5}}{81.75} \cdot \frac{1170^2}{8}$$

$$= 1.809 + 1.242 = 3.051 \text{ см}$$

за формулою: (2.6)

$$\overline{M}_{3,4} = \frac{524.2 \cdot 10^7 (100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} \cdot 3.051 - 1.15 \cdot 1.479 \cdot 62.44 \cdot 10^5 = (934.7 - 1096.2) \cdot$$

$$10^5 = 828.5 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

за формулою: (2.7)

$$\overline{M}_{pl} = 0 - 828.5 \cdot 10^5 = -828.5 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

за формулою (2.8)

$$\widehat{M}_{3,4}^2 = \left[\frac{5242,2 \cdot 10^7}{4148.6 \cdot 10^7} \cdot 1.15 \cdot 952.9 \cdot 11.32 \cdot 35.35 (100) \right]^2 \cdot 0.05^2$$

$$+ (1.15 \cdot 1.479 \cdot 62.44 \cdot 10^5 \cdot 0.025)^2$$

$$+ \left(\frac{1.25 \cdot 5242.2 \cdot 10^7 (100) \cdot 31.26 \cdot 10^{-5}}{81.75} \right)^2 \cdot 0.177^2$$

$$+ \left(\frac{1.25 \cdot 5242.2 \cdot 10^7 (100) \cdot 31.26 \cdot 10^{-5}}{81.75} \right) \cdot 0.16^2$$

$$= (767.6 + 7.05 + 1967.0 + 431.7) \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \cdot \text{см}^2$$

$$= 3173.35 \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \cdot \text{см}^2$$

за формулою: (2.9)

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		17

$$\hat{B}_1^2(t) = \left(\frac{5242.2 \cdot 10^7(100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} \cdot 0.0885 \right)^2 = 735.1 \cdot 10^{10} H^2$$

за формулою: (2.10)

$$\begin{aligned} \hat{M}_{\text{вп}}^2 &= 735.1 \cdot 10^{10} \left(\frac{47.46 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} 1170^2 \cdot 1.25}{81.75} \right)^2 + 3173.35 \cdot 10^{10} \\ &= 4306.8 \cdot 10^{10} H^2 \cdot \text{см}^2 \end{aligned}$$

Коефіцієнти при невідомих квадратного рівняння за формулами дорівнюють:
(2.11)

$$\begin{aligned} A &= \left(\frac{5242.2 \cdot 10^7(100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} \right) - 1.64^2 \cdot 735.1 \cdot 10^{10} = (93856.4 - 1977.1) \cdot 10^{10} \\ &= 91879.3 \cdot 10^{10} H^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= \frac{5242.2 \cdot 10^7(100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} (-828.5) \cdot 10^5 + 1.64^2 \cdot 735.1 \\ &\quad \cdot 10^{10} \frac{47.46 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} 1170^2 \cdot 1.25}{81.75} \\ &= (-253819.1 + 2455.1) \cdot 10^{10} = -100319.4 \cdot 10^{10} H^2 \cdot \text{см}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D &= \frac{(-828.5 \cdot 10^5)^2 - 1.64^2(4306.8 \cdot 10^{10} + 0)}{91879.3 \cdot 10^{10}} = \frac{686412.2 - 11583.6}{91879.3} \\ &= 7.345 \text{см}^2 \end{aligned}$$

Випадкові значення прогину(вигину) відповідно до формули: (2.12)

$$\tilde{f}_1 = \frac{-251364 \cdot 10^{10}}{91879.3 \cdot 10^{10}} \pm \sqrt{\left(\frac{-251364 \cdot 10^{10}}{91879.3 \cdot 10^{10}} \right)^2 - 7.345} = -2.736 \pm 0.375 \text{см}$$

$$f_{0.95} = -2.361 \text{ см}; f_{0.95} = -3.111 \text{ см}$$

Випадкове значення прогину з імовірністю 0,5 дорівнює:

						КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			18

$$f_{0.5} = \frac{-828,5 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{8} \cdot 1170^2}{5242,2 \cdot 10^7(100)} = -2,704 \text{ см}$$

Розрахунок прогинів на початку експлуатації початку експлуатації $t=90$ діб після завантаження тимчасовим довготривалим навантаженням.

Математичне очікування згинального моменту від довготривалих тимчасових навантажень за формулою дорівнює:

$$\bar{M}_l = \frac{410 \cdot 10^5}{1 + 1.64 \cdot 0.1} = 352.23 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

дисперсія згинального моменту від довготривалих тимчасових навантажень при $t \rightarrow 0$ відповідно до формули:

$$\hat{M}_l^2(0) = (0.1 \cdot 352.3 \cdot 1.15 \cdot 10^5)^2 = 1641.4 \cdot 10^{10} (\text{Н} \cdot \text{см})^2$$

а величина відповідно :

$$\bar{M}_{pl} = (1.15 \cdot 352.23 - 828.5) \cdot 10^5 = -423.4 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

інші величини, що визначають коефіцієнти квадратного рівняння, залишились без змін. Також не змінився коефіцієнт А при невідомому квадратного рівняння $A = 91879,3 \cdot 10^{10} \text{ Н}^2$.

Розрахуємо інші коефіцієнти при невідомих квадратного рівняння: (2.11)

$$\begin{aligned} B &= \frac{5242,2 \cdot 10^7(100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} (-423,4) \cdot 10^5 + 1.64^2 \cdot 735.1 \\ &\quad \cdot 10^{10} \frac{47.46 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} 1170^2 \cdot 1.25}{81.75} \\ &= (-129712,8 + 2455,1) \cdot 10^{10} = -127257 \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \cdot \text{см}^2 \\ D &= \frac{(-423,4 \cdot 10^5)^2 - 1.64^2 (4306,8 \cdot 10^{10} + 16414,4 \cdot 10^{10})}{91879,3 \cdot 10^{10}} \\ &= \frac{179267,6 - 15998,3}{91879,3} = 1,777 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Випадкові значення прогину(вигину) відповідно до формули: (2.12)

									КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						19

$$\tilde{f}_1 = \frac{-127257,7 \cdot 10^{10}}{91879,3 \cdot 10^{10}} \pm \sqrt{\left(\frac{-127257,7 \cdot 10^{10}}{91879,3 \cdot 10^{10}}\right)^2 - 1,777} = -1,385 \pm 0,376 \text{ см}$$

$$f_{0,95} = -1,009 \text{ см}; f_{0,95} = -1,761 \text{ см}$$

Випадкове значення прогину з імовірністю 0,5 дорівнює:

$$f_{0,5} = \frac{-423,4 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{8} \cdot 1170^2}{5242,2 \cdot 10^7 (100)} = -1,382 \text{ см}$$

Розрахунок прогинів після експлуатації протягом $t = 3$ років.

До моменту $t = 3$ роки процеси повзучості та усадки завершилися, а відповідні функції:

$$\Psi_n(t) = \Psi_{yc}(t) = \Psi_g(t) = \Psi_{b2}(t) = 1$$

$$\alpha_g = \frac{62,44 \cdot 10^5}{62,44 \cdot 10^5 + 352,23 \cdot 10^5 (1 + 0,01 \cdot 3)} = 0,147$$

$$V_{M_{lg}} = \sqrt{0,147^2 \cdot 0,025^2 + (1 - 0,147)^2 \cdot 0,1^2} = 0,0854$$

за формулою:

$$V_{M_{\Delta\varphi_{b2}}} = \sqrt{0,17^2 + 0,0854^2} = 0,1902$$

Математичне очікування при $t = 3$ роки:

$$\bar{\Delta\varepsilon}_{п.ус} = \frac{95,6 - 0}{1,8 \cdot 10^5} + \frac{40 - 0}{1,8 \cdot 10^5} = (53,11 + 22,22) \cdot 10^{-5} = 75,33 \cdot 10^{-5}$$

Приведена жорсткість: (2.4)

$$\text{при } \Psi_{b2}(t) = 1; \Psi_{Eb} = \frac{3,52 \cdot 10^4}{3,24 \cdot 10^4} = 1,086$$

$$\bar{B}_1(t) = \frac{4148,6 \cdot 10^7}{(1 + 1 \cdot 1)} \cdot \frac{48}{8 \cdot 5} = 2704,3 \cdot 10^7 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4$$

Значення $E_b = 3,52 \cdot 10^4$ МПа отримано на онові таб(13,3 13,4) при В40 для $t = 3$ роки

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		20

Розраховуємо величини, за якими визначають коефіцієнти квадратного

рівняння при $\bar{K}_{b2} = \frac{1+1 \cdot 1}{1+1 \cdot 1} = 1$: (2.5)

$$f_{3,4} = \frac{1.15 \cdot 952.9 \cdot 11.32 \cdot 35.35 \cdot 1170^2}{4148.6 \cdot 10^7} \cdot \frac{1170^2}{8} + \frac{1.25 \cdot 75,33 \cdot 10^{-5} \cdot 1170^2}{81.75} \cdot \frac{1170^2}{8}$$
$$= 1.809 + 1.971 = 3,78 \text{ см}$$

за формулою: (2.6)

$$\overline{M}_{3,4} = \frac{2704,3 \cdot 10^7 (100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} \cdot 3.78 - 1.15 \cdot 1 \cdot 62.44 \cdot 10^5 = (597,4 - 78,8) \cdot 10^5 =$$
$$525,6 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

за формулою: (2.7)

$$\overline{M}_{pl} = 1,15 \cdot 352,23(1 + 0,01 \cdot 3) \cdot 10^5 - 525,6 \cdot 10^5 = -108,3 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

за формулою (2.8)

$$\widehat{M}_{3,4}^2 = \left[\frac{2704.3 \cdot 10^7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.1902}{4148.6 \cdot 10^7 (1 + 1 \cdot 1)^2} \cdot 1.15 \cdot 952.9 \cdot 11.32 \cdot 35.35(100) \right]^2$$
$$+ \left[\frac{2704.3 \cdot 10^7}{4148.6 \cdot 10^7} \cdot 1.15 \cdot 952.9 \cdot 11.32 \cdot 35.35(100) \right]^2 \cdot 0.05^2$$
$$+ (1.15 \cdot 1 \cdot 62.44 \cdot 10^5 \cdot 0.025)^2$$
$$+ \left(\frac{1.25 \cdot 2704.3 \cdot 10^7 (100) \cdot 53.11 \cdot 10^{-5}}{81.75} \right)^2 \cdot 0.177^2$$
$$+ \left(\frac{1.25 \cdot 2704.3 \cdot 10^7 (100) \cdot 22.22 \cdot 10^{-5}}{81.75} \right)^2 \cdot 0.16^2$$
$$= (184.74 + 104.27 + 3.22 + 1510.96 + 216.11) \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \cdot \text{см}^2$$
$$= 2119.3 \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \cdot \text{см}^2$$

за формулою: (2.9)

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		21

$$\hat{B}_1^2(t) = \left(\frac{2704.3 \cdot 10^7(100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} \cdot 0.0885 \right)^2 + \left(\frac{2704.3 \cdot 10^7(100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} \cdot \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.1902}{(1 + 1 \cdot 1)^2} \right)^2 = (195.63 + 56.47) \cdot 10^{10} = 252.1 \cdot 10^{10} H^2$$

за формулою: (2.10)3.57

$$\hat{M}_{\text{вп}}^2 = 252.1 \cdot 10^{10} \left(\frac{75.33 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} 1170^2 \cdot 1.25}{81.75} \right)^2 + 2119.3 \cdot 10^{10} = 3098.6 \cdot 10^{10} H^2 \cdot \text{см}^2$$

за формулою,46

$$\hat{M}_t^2 = [0.1 \cdot 1.15 \cdot 352.23 \cdot 10^5 (1 + 0.01 \cdot 3)]^2 = 1741.4 \cdot 10^{10} H^2 \cdot \text{см}^2$$

Коефіцієнти при невідомих квадратного рівняння за формулами дорівнюють:

(2.11)3.56

$$A = \left(\frac{2704.3 \cdot 10^7(100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} \right) - 1.64^2 \cdot 252.23 \cdot 10^{10} = (24977.3 - 678) \cdot 10^{10} = 24299.3 \cdot 10^{10} H^2$$

$$B = \frac{2704.3 \cdot 10^7(100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} (-108.31) \cdot 10^5 + 1.64^2 \cdot 252.1 \cdot 10^{10} \frac{75.33 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} 1170^2 \cdot 1.25}{81.75} = (-17114.1 + 1336.4) \cdot 10^{10} = -15777.7 \cdot 10^{10} H^2 \cdot \text{см}^2$$

$$D = \frac{(-108.3 \cdot 10^5)^2 - 1.64^2 (3098.6 \cdot 10^{10} + 1741.4 \cdot 10^{10})}{24299.3 \cdot 10^{10}} = \frac{11728.9 - 13017.7}{24299.3} = -0.053 \text{см}^2$$

						КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			22

Випадкові значення прогину(вигину) відповідно до формули: (2.12)3.55

$$f = \frac{-15777.7 \cdot 10^{10}}{27299.3 \cdot 10^{10}} \pm \sqrt{\left(\frac{-15777.7 \cdot 10^{10}}{27299.3 \cdot 10^{10}}\right)^2 - 0.053} = -0.0649 \pm 0.687 \text{ см}$$

$$f_{0.95} = +0.04 \text{ см}; f_{0.95} = -1.338 \text{ см}$$

Випадкове значення прогину з імовірністю 0,5 дорівнює:

$$f_{0.5} = \frac{-108.3 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{8} \cdot 1170^2}{2074.3 \cdot 10^7(100)} = -0.685 \text{ см}$$

Розрахунок прогинів після експлуатації протягом $t = 10$ років

Значення модуля пружності та коефіцієнта варіації приросту прогинів за час від $t = 3$ роки, до $t = 10$ років практично не змінюються. Згинальний момент при $t = 10$ років:

$$\overline{M_{pl}} = 1,15 \cdot 352,23(1 + 0,01 \cdot 10) \cdot 10^5 - 525.6 \cdot 10^5 = -79,9 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

дисперсія згинального моменту від довготривалих тимчасових навантажень при $t = 10$ років за формулою:

$$\widehat{M}_i^2 = [0.1 \cdot 1.15 \cdot 352.23 \cdot 10^5(1 + 0.01 \cdot 10)]^2 = 1985,3 \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \cdot \text{см}^2$$

Інші величини, що визначають коефіцієнти при невідомих квадратного рівняння, залишились без змін. Також не змінився коефіцієнт А при невідомому квадратного рівняння $A = 24299,3 \cdot 10^{10} \text{ Н}^2$.

$$B = \frac{2704.3 \cdot 10^7(100)}{\frac{1}{8} \cdot 1170^2} (-108.31) \cdot 10^5 + 1.64^2 \cdot 252.1$$

$$\cdot 10^{10} \frac{75.33 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} 1170^2 \cdot 1.25}{81.75} = (-12627,6 + 1336.4) \cdot 10^{10}$$

$$= -11291,2 \cdot 10^{10} \text{ Н}^2 \cdot \text{см}^2$$

					КП 601-БП 12135593	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		23

$$D = \frac{(-79,9 \cdot 10^5)^2 - 1.64^2(3098.6 \cdot 10^{10} + 1985,3 \cdot 10^{10})}{24299.3 \cdot 10^{10}}$$

$$= \frac{6384,0 - 13673,6}{24299.3} = -0,30 \text{ см}^2$$

Випадкові значення прогину(вигину) відповідно до формули: (2.12)3.55

$$f = \frac{-11291,2 \cdot 10^{10}}{24299,3 \cdot 10^{10}} \pm \sqrt{\left(\frac{-11291,2 \cdot 10^{10}}{24299,3 \cdot 10^{10}}\right)^2 - (-0.30)} = -0,465 \pm 0.718 \text{ см}$$

$$f_{0.95} = +0,25 \text{ см}; f_{0.95} = -1,183 \text{ см}$$

Випадкове значення прогину з імовірністю 0,5 дорівнює:

$$f_{0.5} = \frac{-79,9 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{8} \cdot 1170^2}{2074.3 \cdot 10^7(100)} = -0,506 \text{ см}$$

Результати імовірнісних розрахунків по прогнозування прогинів при різному віці бетону, та часу експлуатації конструкції наведені в таб.2.4

таб.2.4 Прогини(вигини) балки покриття в різні моменти часу, см

Вік бетону, t, діб	Тривалість експлуатації, t, років	Показники імовірності		
		$\rho = 0.05$ $\gamma = -1.64$	$\rho = 0.5$ $\gamma = 0$	$\rho = 0.95$ $\gamma = 1.4$
1	2	3	4	5
3	-	-2.268	-1.798	-1.476
90	-	-3.111	-2.704	-2.361
90	`	-1.761	1.382	-1.009
1185	3	-1.338	-0.685	0.040
3740	10	-1.183	-0.506	0.253

Як видно з результатів розрахунків, наведених в таб.2.1 та на рис.2.1б, протягом 10 років з імовірністю $\rho = 0,5$ у балці покриття при використанні довгострокового тимчасового навантаження, зберігається невеликий вигин, що дорівнює 0,506 см.