

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Факультет будівництва, транспорту та енергетики
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

«Допустити до захисту»

Завідувач кафедри БДМБ,
кандидат технічних наук, професор

Владислав НАСТОЯЩИЙ
" ____ " _____ 2025 р.

Кваліфікаційна робота магістра

на тему: **"Чисельне дослідження впливу характерних пошкоджень
в стиснених зонах залізобетонних балок на їх несучу здатність в
умовах реального будівництва багатоповерхової офісної будівлі в
м. Київ"**

Виконав: здобувач освіти групи БІ-23М-2 спеціальності 192
«Будівництво та цивільна інженерія»

Андрій КАРПУШИН
" ____ " _____ 2025 р.

Керівник кваліфікаційної роботи магістра:
кандидат технічних наук, доцент

Володимир ЯЦУН
" ____ " _____ 2025 р.

Кропивницький – 2025 рік

Анотація

Розроблено проект офісної будівлі в Києві з вісьмома наземними поверхами та дворівневим підземним паркінгом. Будівля спроектована в повному металевому каркасі із залізобетонними ядрами жорсткості. Весь будинок розділений деформаційними швами на три секції. Дві з них служать офісними приміщеннями та забезпечують комфортне робоче середовище для людей. Тоді як центральна частина являє собою атриум і служить вестибюлем і зоною відпочинку для людей. Дворівневий паркінг великої площі забезпечує необхідні місця для паркування відвідувачів.

У проекті використано нетипові дизайнерські рішення. Наприклад, для офісу розроблена монолітна залізобетонна плита на несучому профнастиллі. Розрахунки проводилися як за допомогою програмного забезпечення, так і вручну як за вітчизняними стандартами проектування, так і за Єврокодом. Проект зосереджений на оптимізації процесів проектування за допомогою інтегрованого застосування різноманітного програмного забезпечення.

Крім того, у цьому дипломному проекті проведено чисельне дослідження впливу характерних пошкоджень в стиснених зонах залізобетонних балок на їх несучу здатність в умовах будівництва багатоповерхової офісної будівлі. Чисельне дослідження базується на емпіричному випробуванні пошкоджених балок в науковій статті - [1]. Автор диплому є співавтором вищезгаданої наукової статті[1].

Виявлено, що при визначенні граничного навантаження, що може бути сприйняте елементом при пошкодженні необхідно задати собі запитання про початкове навантаження при якому це пошкодження було заподіяне. Адже, як виявило експериментальне дослідження деформації можуть досягати +48% за звичайних умов пошкоджень, які не містять значних навантажень елемента. Проте вже пошкодження під час 30% навантаження від граничного значення, що може втримати елементи демонструє збільшення деформацій на 18%.

Таким чином, наведене чисельне дослідження дозволяє передбачити реальну несучу здатність залізобетонних балок, що мають схожі пошкодження, прямо на будівельному майданчику та прийняти рішення по необхідності демонтажу та заміни елемента. Пошкодження бувають дуже різні саме тому необхідно більше експериментальних досліджень для розробки унікальних методів обчислень граничної степені навантажень для таких залізобетонних елементів.

Annotation

The project of an office building in Kyiv with eight above-ground floors and two-level underground parking was developed. The building is designed in a full metal frame with reinforced concrete cores of rigidity. The entire house is divided by expansion joints into three sections. Two of them serve as office spaces and provide a comfortable working environment for people. While the central part is an atrium and serves as a lobby and a recreation area for people. Large two-level parking lot provides the necessary parking spaces for visitors.

The project presents a non-typical design solutions. For example, a monolithic reinforced concrete slab on a load-bearing corrugated sheets was utilized. Calculations were carried out with the help of software as well as manually according to national design standards and Eurocodes. The project is focused on optimizing design processes through the integrated application of various software.

In addition, this diploma project carried out a numerical study of the influence of characteristic damage to reinforced concrete beams in zones of compression so that their bearing capacity under the conditions of the construction of an office building. The numerical study is based on the empirical test of damaged beams in the scientific article - [1]. The author of the diploma is a co-author of the aforementioned scientific article[1].

It was concluded that the initial load level significantly affects the residual bearing capacity. Concrete samples that obtained damage before an initial load demonstrated deformability in 1.48 times greater than normal. Specimens that received similar damage at a load level of 0.3 of bearing capacity of a conventional beam showed a slight increase in deformability (1.18 times) than a conventional beam. This means that to study the effect of defects and damage on the load-bearing capacity of flexural reinforced concrete elements, it is necessary to take into account the initial stress-strain state.

Thus, the given numerical study allows predicting the real load-bearing capacity of reinforced concrete beams with similar damage right on the construction site and making a decision on the need to dismantle and replace the element. Damages are very different, which is why more experimental research is needed to develop unique methods of calculating the residual bearing capacity of reinforced concrete elements.

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет *будівництва, транспорту та енергетики*

Кафедра *будівельних, дорожніх машин і будівництва*

Освітній рівень *магістр*

Галузь знань *19 Архітектура та будівництво*

Спеціальність *192 «Будівництво та цивільна інженерія»*

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва

_____ проф. Настоящий В.А.

" ____ " _____ 2024 р.

ЗАВДАННЯ на магістерську роботу студентіві Карпушин Андрій Сергійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) *Чисельне дослідження впливу характерних пошкоджень в стиснених зонах залізобетонних балок на їх несучу здатність в умовах реального будівництва багатоповерхової офісної будівлі в м. Київ*

керівник проекту (роботи) *Яцун Володимир Васильович, канд. техн. наук, доцент*

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

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

3. Вихідні дані до проекту (роботи)

1. Будівля офісного призначення.

2. Розміри в плані 32 x 64м.,

3. Кліматичні умови м. Київ Київська обл., інженерно-геологічні умови будмайданчика.

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

2. Розрахунково-конст. розділ 3. Дослідницький розділ. 4. Організаційно-технологічний розділ.

5. Економічний розділ. 6. Розділ з охорони праці. Висновки. Список літератури. Додатки.

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

Мультимедійна презентація – 22 слайди:

Всього: 22 слайди

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

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

7. Дата видачі завдання 07 серпня 2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ п/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Строк виконання Етапів проекту (роботи)	Примітка
1	<i>Архітектурно-будівельний і Розрахунково-конструктивний розділ</i>	<i>10.08.24-10.09.24</i>	
2	<i>Огляд і аналіз досліджень щодо проблем та напрямків дослідження впливу характерних пошкоджень в стиснених зонах залізобетонних балок на їх несучу здатність</i>	<i>11.09.-28.09.24</i>	
3	<i>Розробка цифрової моделі та чисельне дослідження характерних пошкоджень в стиснених зонах залізобетонних балок</i>	<i>29.09.-12.10.24</i>	
4	<i>Організаційно-технологічний розділ</i>	<i>13.10.-09.11.24</i>	
5	<i>Розробка заходів з охорони праці</i>	<i>10.11.-30.11.24</i>	
6	<i>Висновки</i>	<i>01.12.-09.12.24</i>	
7	<i>Розробка графічно-демонстраційних матеріалів</i>	<i>10.12.-30.12.24</i>	
8	<i>Рецензування</i>	<i>01.01.-07.01.25</i>	

Здобувач _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

Формат	Зона	Позначення	Позначення	Найменування	Кількість	Примітки
				Документація загальна		
A4			KMP.2319216. ПЗ	Пояснювальна записка		
				<u>Документація з</u>		
				<u>архітектурно -</u>		
				<u>будівельного розділу</u>		
				Знову розроблена		
A1			KMP.2319216.AB01	Генеральний план (1:400)	1	
A1			KMP.2319216.AB02	Фасад 1-17	1	
A1			KMP.2319216.AB03	План поверхів, план даху,	1	
				елементи		
A1			KMP.2319216.AB04	Розріз 1-1; схеми	1	
				розташування		
				фундаментів, плит		
				перекриття		
				<u>Документація з</u>		
				<u>Дослідницького розділу</u>		
				Знову розроблена		
A1			KMP.2319216.ДЧ01	Дослідницька частина	1	
A1			KMP.2319216.ДЧ02	Дослідницька частина	1	

[illegible]

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Адміністративно-географічне положення

Місто Київ – столиця України, індустріальний та культурний осередок України, розташований у лісостеповій зоні на берегах річки Дніпро.

Ділянка відведена під будівництво офісного будинку розташована за адресою вул. Сім'ї Хохлових, 8, КИЇВ, 02000. Це південно-східна частина міста.

В даний час територія ділянки вільна і не була зайнята будь-якою забудовою.

Рельєф території ділянки спокійний з невеликим нахилом в північно-західному напрямку.

1.2. Кліматичні умови будівництва

Кліматичні умови будівництва цього об'єкту підпадають під І кліматичний район.

Середні показники по температурі повітря зовні дорівнює +8 С.

Роза вітрів підкреслює західний напрямок як, в середньому, переважний.

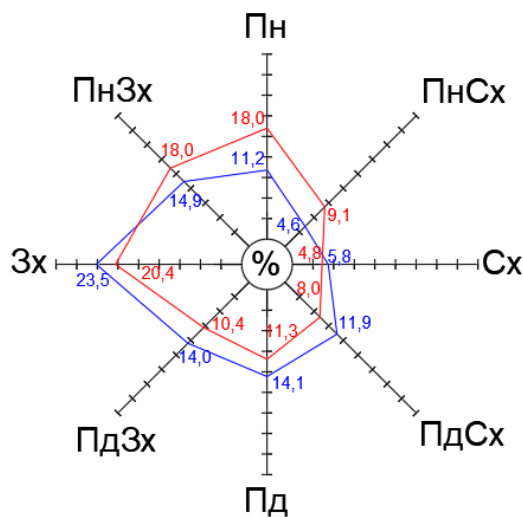
Вітрове навантаження 370 Па.

Снігове навантаження 1550 Па.

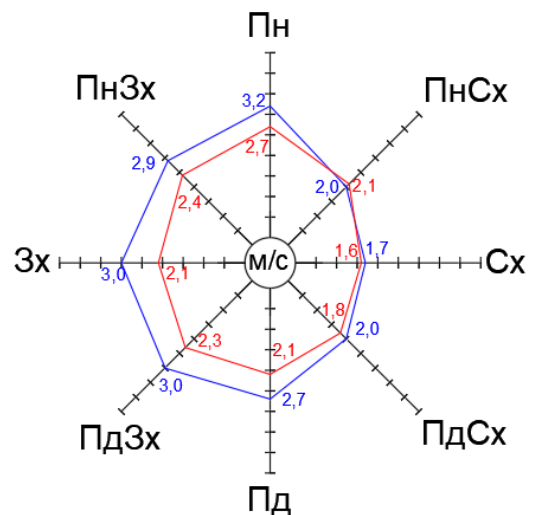
Взимку ґрунт промерзає приблизно на 0.8 м.

Ґрунт що слугуватиме опорою для фундаменту - суглинок.

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						1
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		



а) Роза повторюваності вітрів



б) Роза швидкості вітрів

Рис 1. Рози вітрів

1.3. Геологічні умови

За даними інженерно-геологічних досліджень, що проводилися авторитетним виконавцем Київбудпроект в геологічній будові майданчика приймають участь чотири геологічних нашарування.

1 - насипний ґрунт - злежані суглинки зі щебенем і уламками цегли, ґрунтово-рослинний шар висотою до 4,3 м.

2 – супісок пластичний червоно-бурий, $C=31\text{кПа}$, $E=24\text{МПа}$, $\varphi=24^\circ$.

3. – глина напівтверда, $C=35\text{кПа}$, $E=25\text{МПа}$, $\varphi=25^\circ$.

4. – глина тверда, $C=35\text{кПа}$, $E=25\text{МПа}$, $\varphi=25^\circ$.

Ґрунтові води знаходяться на глибині 12 м. і мають гідравлічний зв'язок з рікою Дніпро.

Ґрунтові води агресивною властивістю по відношенню до бетону нормальної проникності не володіють.

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

2

Таблиця 1.1 – Фізико-механічні властивості ґрунтів ІГР

Інженерно-геологічна колонка зведених значень ґрунтів та їх лабораторних випробувань																						
Вк	Номер інженерно-геологічного елементу	Класифікація ґрунту, відповідно до ДСТУ Б Д.2.2-1:2012	Категорія ґрунту за середньомісними значеннями Табл. 3.1 ДСТУ Б.1.1-1:2014	ґрунти. Класифікація. Умовні позначення. ДСТУ Б В.2.1-2-96; (ГОСТ 25100-95); ДСТУ Б А.2.4-13-2009	Нормативні значення для класифікації ґрунтів							Значення для виконання розрахунків										Гризетин
					Вологість (природна)	Пластичність	Текучість	Органічні рештки	Щільність, т/м³	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Нормативні				Розрахункові						
												Питома вага, кН/м³	Модуль деформації, МПа	Кут внутрішнього тертя, в градусах	Питома ущільнення, кПа	Питома вага, кН/м³		Кут внутрішнього тертя, в градусах		Питома значення, кПа		
																Y _п	Y _і	φ _п	φ _і	C _п	C _і	
t _в	1	26(а)	IV	Насипний ґрунт	-----	-----	-----	1.75	-----	-----	17.5	-----	-----	-----	17.5	17.4	-----	-----	-----	-----		
v _д , bg	2	36(а)	II	Супісок пластичний	0.24	0.06	0.33	-----	1.98	0.69	0.95	19.8	14	29	17	19.7	19.6	28	27	14	11	
N ₂	3	8(г)	II	Глина напівтверда	0.29	0.22	0.24	-----	1.90	0.84	0.94	19.0	13	21	38	18.9	18.8	20	19	32	28	
N ₂	4	8(д)	II	Глина тверда	0.18	0.21	-0.18	-----	2.07	0.55	0.90	20.7	15	23	57	20.5	20.4	21	20	50	45	

1.4. Рельєф

Згідно з генеральним планом ділянки будівництва рельєф спокійний, присутній невеликий ухил у північно-західному напрямку. Перепад є, проте невеликий, в межах 0.5 м. Абсолютні відмітки рельєфу – від 257,3. до 256,8.

1.5 Розміщення об'єктів на генплані

Ділянка розмістить на собі одну основну споруду – саму офісну будівлю, а також місце для розвантажування і тимчасового паркування на 10 місць. Споруда розташована згідно з містобудівними умовами і їх обмеженнями. Розташування в'їздів в підземний паркінг узгоджується з наявною дорожньою інфраструктурою. Вирішення генплану виконано з врахуванням усіх потреб користувачів офісного центру та забезпечує гідне робоче середовище.

1.6 Заходи щодо забезпечення комфорту і безпеки людей з обмеженими можливостями

Для людей з обмеженими можливостями передбачаються умови:

- ширина тротуарів повинна становити мінімум 1.2 м;
- висоту бордюрів слід передбачити на більшою, ніж 0.05 м;
- на парковці для автомобілів виділено місце для транспорту людей з обмеженими можливостями на відстані не більше як 100 м від входу.
- влаштовано пандуси, де це необхідно.

1.7 Техніко-економічні показники генплану

Генеральний план характеризується наступними техніко-економічними показниками:

- Площа ділянки в межах благоустрою 4800 м²
- Площа заощення дорожньою бруківкою 565 м²
- Площа забудови: 2048 м²
- Площа заощення тротуарною бруківкою 1220 м²
- Комерційна площа: 4256 м²
- Площа озеленення 967 м²
- Загальна площа будівлі: 15960 м²
- К-сть парко-місць: 78 шт

1.8 Об'ємно-планувальні рішення

За функціональним призначенням споруда – бізнес центр із офісними приміщеннями класу А.

У плані будівля має прямокутну форму. Запроектовано 8 наземних поверхів та дворівневий паркінг.

Окрім того:

- висота підземних поверхів – 2,8м;
- висота 1-го поверху – 4,5 м;
- висота типового поверху 3,9 м.;
- висота всієї будівлі – 33 м.;
- розміри в осях – 64 м. (1 – 9) і 32 м (А – Д).

Оптимальним використанням значної площі будівлі забезпечується високий рівень комфорту, що дозволяє користувачам налагоджувати в цій споруді ефективне робоче середовище.

Особливістю проекту є наявність наскрізного атриуму, він слугує вестибюльною зоною для потенційних зовнішніх відвідувачів бізнес-центру.

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						4
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Також передбачені окремі входи в торцях будівлі для працівників (із гардеробом, вестибюльними зонами та сходово-ліфтовими вузлами).

За рахунок лаконічної планувальної структури усі офісні приміщення мають природнє освітлення, інженерні мережі розташовані у фальш-підлозі, а поверхове пересування працівників здійснюється через втоплені коридори.

Перший поверх відведено під комерцію.

Таблиця 1.2. – Експлікація приміщень 1-го поверху на відм. ± 0.000

ЕКСПЛІКАЦІЯ КОМЕРЦІЙНИХ ПРИМІЩЕНЬ				ЕКСПЛІКАЦІЯ КОМЕРЦІЙНИХ ПРИМІЩЕНЬ				АР ЕКСПЛ. ПРИМ. 01 ПОВЕРХУ // Заг. користування			
№ п.п.	Назва	Площа, кв.м	Примітки	№ п.п.	Назва	Площа, кв.м	Примітки	№ п.п.	Назва	Площа, кв.м	Примітки
Комерційна площа 1				Комерційна площа 6				Приміщення загального користування			
1.1	Кав'ярня	67,5		6.1	Магазин	66,5		10.1	Тамбур	11,1	
	Сумарна площа 1	67,5 м²		6.2	Примірочна	9,1		10.2	Хол	70,4	
Комерційна площа 2				6.3	Складське приміщення	19,8		10.3	Незадимлювана сходова	9,8	
2.1	Магазин	64		6.4	Службове приміщення	11,7		10.5	Тамбур	11,1	
2.2	Складське приміщення	13,7			Сумарна площа 6	107,1 м²		10.6	Хол	69,9	
	Сумарна площа 2	77,7 м²		Комерційна площа 7				10.7	Хол сходової клітки	5,4	
Комерційна площа 3				7.1	Магазин	66,4			Сумарна площа 10	177,7 м²	
3.1	Магазин	65,5		7.2	Складське приміщення	13,3		С/В 1			
3.2	Складське приміщення	31,3			Сумарна площа 7	79,7 м²		11.1	Зона рукомийників	17,4	
	Сумарна площа 3	96,8 м²		Комерційна площа 8				11.2	WC для МГН	3,7	
Комерційна площа 4				8.1	Магазин	66,7		11.3	WC Жіночий	15,3	
4.1	Зала кав'ярні	48,6		8.2	Складське приміщення	36,5		11.4	WC Чоловічий	14,5	
4.2	Відкрита кухня	9,5			Сумарна площа 8	103,2 м²			Сумарна площа 11	50,9 м²	
4.3	С/В	3,9		Комерційна площа 9				С/В 2			
4.4	Складське приміщення	5,9		9.1	Зала кафе	131,1		12.1	Зона рукомийників	19,4	
	Сумарна площа 4	67,9 м²		9.2	С/В	14,8		12.2	WC для МГН	3,7	
Комерційна площа 5				9.3	С/В	7,4		12.3	WC Чоловічий	16,1	
5.1	Магазин	64,5		9.4	С/В	11,3		12.4	WC Жіночий	16,3	
5.2	Складське приміщення 1	19,3		9.6	Кухня	37,2		12.5	Зона рукомийників	19,4	
5.3	Службове приміщення	12,9			Сумарна площа 9	221,5 м²			Сумарна площа 12	55,5 м²	
	Сумарна площа 5	96,7 м²			Загалом	918,1 м²			Загалом	284,1 м²	

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

5

Таблиця 1.3 – Експлікація приміщень 4-го поверху (типовий)

АР ЕКСПЛ. ПРИМ. Ком. 04 ПОВЕРХУ // Комерція							
№ п.п.	Назва	Площа, кв.м	Примітки	№ п.п.	Назва	Площа, кв.м	Примітки
401	Кабінет керівництва	8,4		425	Робоча зона на 10	763	
402	Кабінет керівництва	18,07		426	Кабінет керівництва	8,42	
403	Робоча зона на 30 осіб	281,3		427	Кабінет керівництва	8,42	
404	Кабінет керівництва	12		428	Приміщення зберігання	5,12	
405	Кімната нарад	14,78		429	Вхідна зона	27,87	
406	Кабінет керівництва	12		430	Приміщення зберігання	4,3	
407	Приміщення зберігання прибирального інвентаря	5,12		431	Приміщення зберігання речей	4,3	
408	Приміщення зберігання речей працівників	15,34		432	Кабінет керівництва	14,37	
409	Санвузол	15,3		433	Коридор	75,2	
410	Санвузол інклюзивний	4,3		434	Умивальна кімната	12,74	
411	Санвузол	14,7		435	Приміщення зберігання	4,3	
412	Умивальна кімната	12,74		436	Санвузол	14,7	
413	Приміщення зберігання прибирального інвентаря	5,12		437	Санвузол інклюзивний	4,42	
414	Коридор	71,47		438	Санвузол	15,3	
415	Кабінет керівництва	8,42		439	Приміщення зберігання	8,72	
416	Кімната нарад	9,6		440	Приміщення зберігання	5,12	
417	Кабінет керівництва	8,42		441	Кімната нарад	9,6	
418	Кабінет керівництва	8,42		442	Робоча зона на 42 працівників	295,9	
419	Робоча зона на 48 працівників	236,65		443	Кабінет керівництва	8,42	
420	Відпочинкова зона	126,7		444	Кабінет керівництва	8,42	
421	Відпочинкова зона	126,7		445	Робоча зона на 2	9,76	
422	Кабінет керівництва	8,42		446	Кабінет керівництва	8,42	
424	Робоча зона на 10 працівників	96,3		447	Кімната нарад	9,6	
					Загалом	2106 м²	

1.9 Архітектурні та конструктивні рішення

Будівля виконана в металевому каркасі, з залізобетонним перекриттям по профнастилу.

Фундаменти.

Під бізнес центр запроектований плитний монолітний фундамент.

Колони

Колони металеві, січення приймається згідно розрахунку в конструктивно-розрахунковому розділі.

Зовнішні Стіни.

Стіни будівлі призначені для огорожі і захисту від впливу навколишнього середовища. Зовнішні стіни будівлі виконані в вигляді вітражної системи.

Внутрішні стіни і перегородки.

Внутрішні стіни - конструкції головне призначення яких це поділ площі поверху на раціональний простір, що буде сприяти логічному розмежуванню приміщень за призначенням і при цьому не перешкоджатиме ефективному пересуванню людей по офісу.

Оскільки перегородки не будуть безпосередньо сприймати навантаження від інших елементів будівлі - немає сенсу робити їх більшими ніж 120 мм. Крім того, замовник наполіг на використанні британської коричневої цегли, що має приємний естетичний вигляд - було прийнято рішення не наносити поверх стін штукатурку.

Перекриття і покриття.

Перекриття - найбільш відповідальні горизонтальні конструкції будівлі, які не лише повинні відповідати всім вимогам по міцності і прогинам але забезпечувати достатню ізоляцію від шумів та забезпечувати затишне перебування в офісі, яке так важливе для комфортної роботи.

Окрім того, не менш важливою є ефективність та зручність встановлення перекриття.

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						7
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Саме тому було обрано сучасне та безкомпромісне рішення -
перекриття по несучому профнастилу.

Підлоги

Підлоги – конструкції, що не рідко стають жертвою механічних впливів. Підлоги в подібних будівлях тобто в офісах може бути важко замінити не потурбувавши працівників і це може завдати бізнесу значних збитків через ці затримки. З досвіду команди, що працювала нам дипломним проектом з такими викликами чудово справляється керамічна плитка та паркет. Окрім того, сучасні рішення дозволяють використовувати стійкі матеріали за невеликий кошт.

В приміщеннях офісного призначення запроектовано фальш-підлогу з метою розведення в ній інженерних мереж.

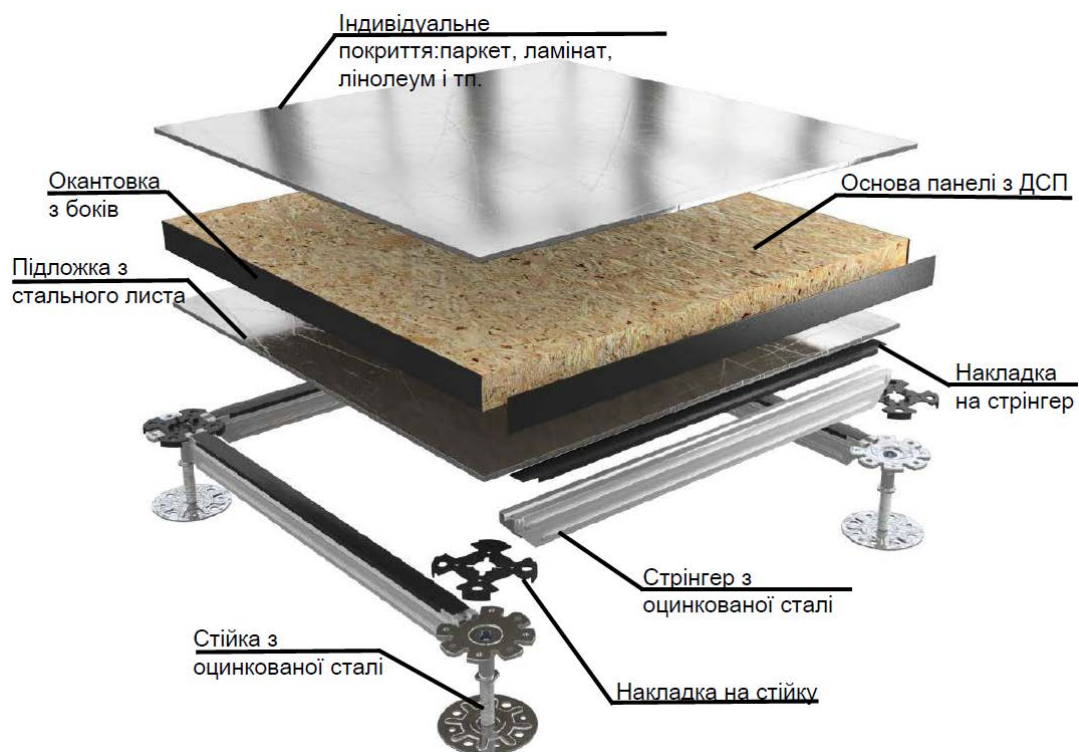


Рис 2. Конструкція фальш підлоги

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

8

Видається абсолютно зайвим пояснювати переваги такого типу підлоги. Адже вони не тільки вирішують проблему з швидкістю заміни в разі необхідності але ще і відповідають прогресивним поглядам у розрізі екологічно чистих матеріалів. Адже, для каркасу фальш-підлоги використовується міцний пластик з перероблених матеріалів.

Дах і покрівля.

Дах — конструкція, що упереджує і унеможлиблює будь-яке втручання зовнішніх погодніх умов до приміщень офісів.

Тут не можна економити. Тому використано аж 4 шари єврорубероїду.

Сходи.

Сходи є прикрою необхідністю для більшості будівель. Проте не у випадку цього проекту, адже завдяки захоплюючому атріуми будівлі навіть невелика прогулянка вгору до свого робочого місця буде надихати людей кожного дня. Спеціально для цього сходові марші було розширено до 1000 мм. для кофornoї проголянки з можливістю подивитися по сторонам.

Двері.

Двері в цьому проекті не тільки виконують своє офіційне призначення у сполученні ізольованих приміщень але і доповнюють архітектурний задум.

Розміри дверей обиралися з думкою про людей, які цінують швидкість і масштаб тому у будівлі можна переважно зустріти тільки дверні проєми що у висоту мають 2.5 м та двопалі хвіртки шириною не менше 1.8 м. Двері, що відкриваються всередину будівлі могли б перешкоджати евакуації людей з будівлі при пожежі. в одночас відкривання дверей тільки назовні порушувало древні релігійні бачення нашого клієнта, тому прийняте рішення включало в себе встановлення дверей, що відкриватимуться в обидва боки.

Зовнішні двері в будівлю прийняті вітражними двері з суцільним склінням, подвійні;

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						10
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

При виготовленні дверей використовується виключно якісне листове скло і високоякісна деревина щоб уникнути появи тріщин і щілин в процесі експлуатації.

1.10 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Схема огорожжючої конструкції подана на рисунку 3.

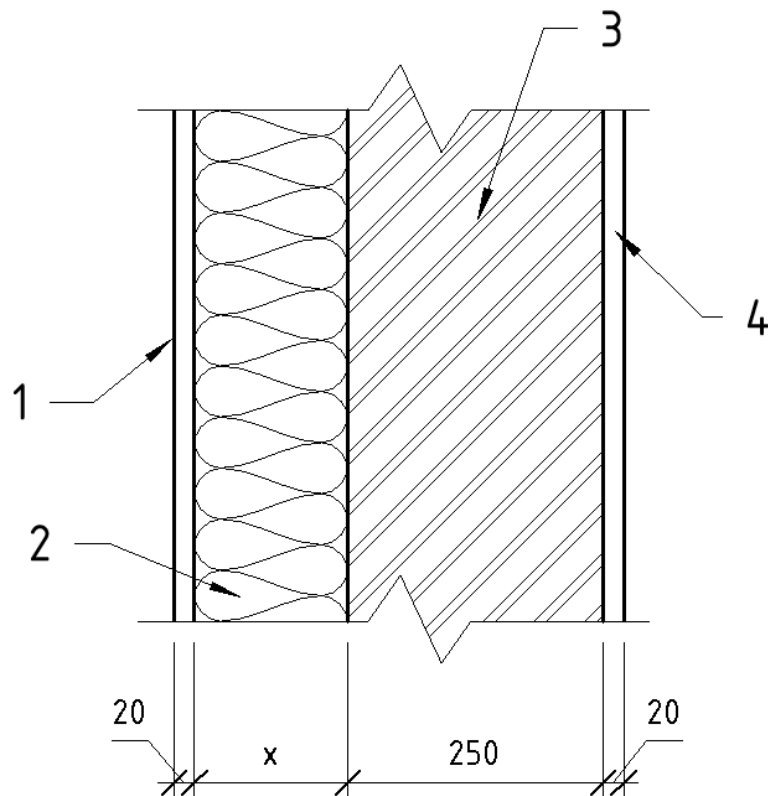


Рис.3 Схема огорожжючої конструкції

Згідно [7] приймаємо характеристики матеріалів:

1. Цементно-піщаний розчин: $\gamma_1 = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta_1 = 0.02 \text{ м.}$, $\lambda_1 = 0.93 \text{ Вт/м}^*\text{К}$;

2. Пінополістирол: $\gamma_2 = 50 \text{ кг/м}^3$, $\delta_2 = X \text{ м.}$, $\lambda_1 = 0.045 \text{ Вт/м}^*\text{К}$;

3. Керамічна цегла: $\gamma_3 = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta_3 = 0.250 \text{ м.}$, $\lambda_3 = 0.81 \text{ Вт/м}^*\text{К}$;

4. Цементно-піщаний розчин: $\gamma_4 = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta_4 = 0.02 \text{ м.}$, $\lambda_4 = 0.93 \text{ Вт/м}^*\text{К}$;

Опір теплопередачі непрозорої однорідної огорожжючої конструкції визначається за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3}$$

Де $\alpha_3 = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}} \cdot \alpha_B = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$ - коефіцієнти тепловіддачі зовнішньої та внутрішньої поверхонь стіни відповідно, приймається згідно додатку Б [7];

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						11
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Для першої температурної зони необхідний термічний опір для зовнішньої частини стіни становить $R_q^{min} = 3,3 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$. Необхідну товщину утеплювача знайдемо з загальної формули визначення опору теплопередачі наведену нижче : $R^\Phi = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum \frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_{\text{зовн.}}}$; $R^\Phi \approx R_{min}^q$.

Виходячи з даної умови, мінімально необхідна товщина утеплювача становить:

$$\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{x}{0,045} + \frac{0,25}{0,81} + \frac{0,02}{0,93} \geq 3.3$$

$$0.47 + \frac{x}{0,045} \geq 3.3$$

Звідси $x = 0.125$ м. Отже, приймаємо товщину утеплювача з пінополістиролу 0.15 м.

Тоді фактичне значення опору теплопередачі зовнішньої стіни становить:

$$R_{fac} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0.15}{0,045} + \frac{0,25}{0,81} + \frac{0,02}{0,93} = 3.8 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

Отже, коефіцієнт теплопередачі становить:

$$k_{\text{з.с.}} = \frac{1}{R_{fac}} = \frac{1}{3.8} = 0.263 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$$

2. Розрахунково-конструктивний розділ

2.1. Створення розрахункової схеми в ПК «САПФИР» для подальшого розрахунку конструкцій в ПК «ЛИРА-САПР»

Розрахункова схема створюється на базі BIM моделі Revit, що значно оптимізує процес. Шляхом імпорту моделі в з Revit отримуємо готову до опрацювання розрахункову схему з правильним розташуванням усіх елементів конструкцій. ПК «САПФИР» є зручним інструментом для опрацювання розрахункової схеми, прикладання розрахункових навантажень, прикладання горизонтальних навантажень, формування таблиць РСН та РСУ (тобто комбінування навантажень та зусиль у відповідності до чинних норм). Крім того застосування ПК «САПФИР» у комбінації з Revit дозволяє з високою точністю враховувати навантаження від стін та перегородок. Адже застосування цих програмних комплексів дозволяє швидко та просто прикладати навантаження від перегородок локалізовано, тобто, у відповідності до реального проекту та уникати широко розповсюдженого припущення/спрощення щодо врахування навантаження від перегородок шляхом їх рівномірного розподілення по плиті перекриття. Моя теза доповіді на міжнародній конференції з цього питання: (<https://cutt.ly/YJhVE94>).

2.2. Збір навантажень комбінованим методом

ПК «САПФИР» дозволяє оптимізувати процес збору навантажень на конструкції споруди. А саме дозволяє інженеру проектувальнику не обраховувати вантажні площі для колон та інших несучих конструкцій (ці функції на себе бере ПК). Також, ПК «САПФИР» значно спрощує прикладання горизонтальних зусиль до розрахункової схеми. Крім того, комбінацію навантажень також бере на себе програма. Отже, для завершення розрахункової схеми інженеру-проектувальнику залишається зібрати постійне та корисне навантаження на плити перекриття, задатись необхідними коефіцієнтами з чинних норм на проектування для вітрового та сейсмічного

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						13
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

навантаження, а також локалізовано задати навантаження від стін та перегородок, та шляхів евакуації людей.

Таблиця 2.1

Збір навантаження на плиту перекриття (Офіси)				
№ п/п	Назва і підрахунок навантаження	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності щодо навантаження	Граничне навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження				
1	Конструкція фальш підлоги MERO-ЦК (розміри панелей 500х500 мм)	0,3	1,2	0,36
2	Акустична мінівата t=30мм, ρ=120кг/м ³	0,036	1,2	0,0432
3	Підвісна стеля Thermatex (розміри панелей 600х600 мм)	0,05	1,3	0,065
4	Вага перегородок	Враховано розрахунковою схемою		
5	Корисне (офіси)	0,85	1,2	1,02
	Разом постійне	0,936		1,1282
Змінне навантаження				
6	Корисне (офіси)	1,15	1,2	1,38
	ВСЬОГО	2,09		2,51

Таблиця 2.2

Збір навантаження на плиту перекриття (Комерція 1 поверх)				
№ п/п	Назва і підрахунок навантаження	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності щодо навантаження	Граничне навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження				
1	Плитка на клею 20мм	0,36	1,2	0,432
2	Цементно-піщаний розчин армований сіткою d=4мм Вр-1 (100х100) t=50мм, ρ=2200кг/м ³	1,1	1,3	1,43
3	Еструдований пінополістерол t=150мм, ρ=40кг/м ³	0,06	1,2	0,072
4	Вага перегородок	Враховано розрахунковою схемою		
5	Корисне (комерція)	1,7	1,2	2,04
	Разом постійне	1,52		1,934
Змінне навантаження				
6	Корисне (комерція)	2,3	1,2	2,76
	ВСЬОГО	3,82		4,69

Таблиця 2.3

Збір навантаження на плиту в паркінгу				
№ п/п	Назва і підрахунок навантаження	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності щодо навантаження	Граничне навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження				
1	Цементно-піщана стяжка t=70мм, ρ=2200кг/м ³	1,54	1,3	2,002
2	Засипка піском t=100мм, ρ=1500кг/м ³	1,5	1,2	1,8
3	Корисне (паркінг)	3,5	1,2	4,2
	Разом постійне	6,54		8,002
Змінне навантаження				
6	Корисне (паркінг)	1,5	1,2	1,8
	ВСЬОГО	8,04		9,80

Таблиця 2.4

Збір навантаження на плиту покриття				
№ п/п	Назва і підрахунок навантаження	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності щодо навантаження	Граничне навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження				
1	3 шари руберойду	0,2	1,3	0,26
2	Ухильна стяжка М100 армована сіткою 100х100 Вр-I φ4 t=50-170 мм, ρ=1600кг/м ³	2,64	1,3	3,432
3	Екструдований пінополістерол t=250мм, ρ=40кг/м ³	0,1	1,2	0,12
4	Шпаклівка стелі t=20мм, ρ=2000кг/м ³	0,4	1,3	0,52
6	Сніг (квазіпостійне)			0,46
	Разом постійне	3,34		4,792
Змінне навантаження				
6	Сніг	0,7595		1,307
	ВСЬОГО	4,10		6,10

Таблиця 2.5

Вага перегородки 250 з цегли повнотілої				
№ п/п	Назва і підрахунок навантаження	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності щодо навантаження	Граничне навантаження, кН/м ²
1	Штукатурка цементна t=40мм, ρ=2000кг/м ³	0,8	1,3	1,04
2	Кладка (цегла повнотіла) t=250мм, ρ=1900кг/м ³	4,75	1,2	5,7
	Разом	5,55		6,74

Таблиця 2.6

Вага перегородки 120 з цегли повнотілої				
№ п/п	Назва і підрахунок навантаження	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності щодо навантаження	Граничне навантаження, кН/м ²
1	Штукатурка цементна t=40мм, ρ=2000кг/м ³	0,8	1,3	1,04
2	Кладка (цегла повнотіла) t=120мм, ρ=1900кг/м ³	2,28	1,2	2,736
	Разом	3,08		3,776

2.3. Методика задання навантаження в ПК «САПФИР»

Оскільки будинок розділений на три частини деформаційними швами, то до розрахунку приймається перша секція.

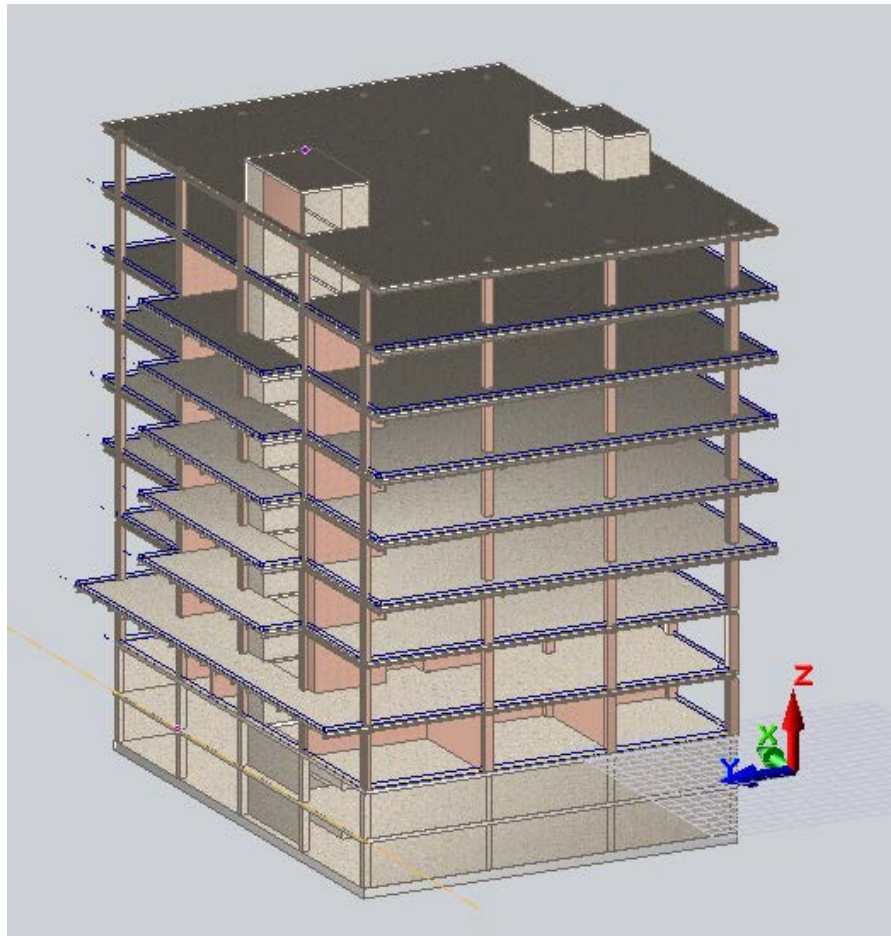


Рис.4 Загальний вигляд розрахункової схеми першої секції в ПК «САПФИР»

Зібране постійне та тимчасове навантаження на плити перекриття прикладається рівномірно розподіленим навантаженням на плити (відповідні коефіцієнти приймаються самою програмою у відповідності до чинних норм. Інженер контролює цей процес). Навантаження від зовнішніх огорожуючих конструкцій задається вручну лінійним навантаженням по контуру кожної плити перекриття.

Як можна бачити з розрахункової схеми, цегляні самонесучі перегородки вже знаходяться на своїх місцях і не потребують від інженера довгого та клопіткого задання лінійних локалізованих навантажень вручну.

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

17

Замість цього достатньо відредагувати матеріал відповідних стін змінивши його густину.

Переведемо значення ваги стінових конструкцій підрахованих в Таблиці 5 та 6 у необхідну густину матеріалу стін:

- Перегородка 250 мм з цегли повнотілої

Граничне навантаження, $\sigma = 6,74 \text{ кН/м}^2 = 674 \text{ кг/м}^2$

Поділимо граничне навантаження на товщину стіни $t = 0.250 \text{ м}$:

$$\rho = 674/0,250 = 2696 \text{ кг/м}^3$$

- Перегородка 120 мм з цегли повнотілої

Граничне навантаження, $\sigma = 3,776 \text{ кН/м}^2 = 377,6 \text{ кг/м}^2$

Поділимо граничне навантаження на товщину стіни $t = 0.120 \text{ м}$:

$$\rho = 377,6/0,120 = 3146,67 \text{ кг/м}^3$$

Крім того до розрахункової схеми прикладається вітрове навантаження та формуються комбінації зусиль та навантажень. Після цього розрахункова схема аналізується на колізії, триангулюється та імпортується для подальшого розрахунку та аналізу в ПК «ЛИРА-САПР».

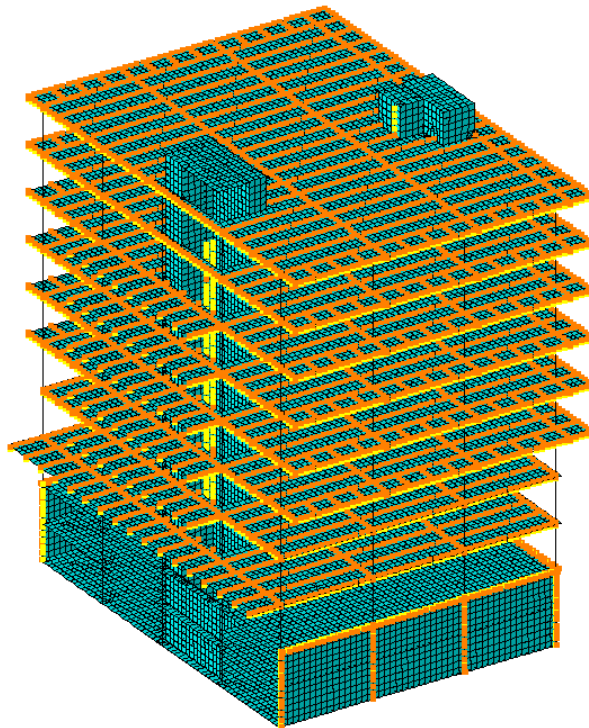


Рис.5 Заг. вигляд розрахункової схеми першої секції в ПК «ЛИРА-САПР»

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

18

2.4 Робота з розрахунковою схемою в ПК «ЛИРА-САПР»

На даному етапі розрахункова схема аналізується інженером-конструктором. Виявляються та усуваються недосконалості автоматичного триангулювання пластин. Після цього вузли фундаментної плити закріплюються по напрямкам X та Y, а всі інші напрямки залишаються у вільному стані.

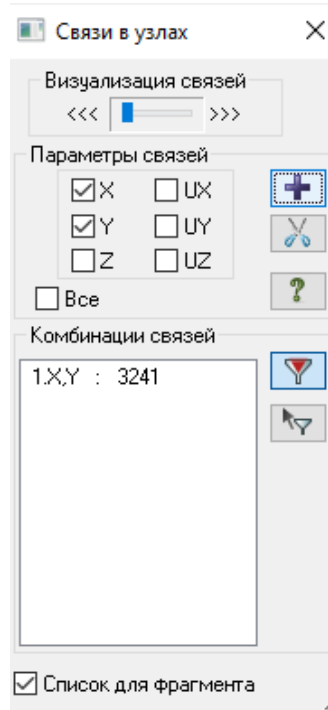


Рис. 6. В'язі у вузлах

Закріплення розрахункової схеми по вертикалі буде здійснюватися з врахуванням ґрунтів за допомогою коефіцієнтів постелі. Для цього переходимо до наступного етапу – моделювання геологічних умов в програмі «ГРУНТ».

2.5 Моделювання геологічних умов в програмі «ГРУНТ».

На першому етапі розташовуються свердловини відносно будівлі у відповідності до генерального плану. Також кожній свердловини задається її відмітка гирла свердловини та потужність шарів ґрунту в межах кожної свердловини.

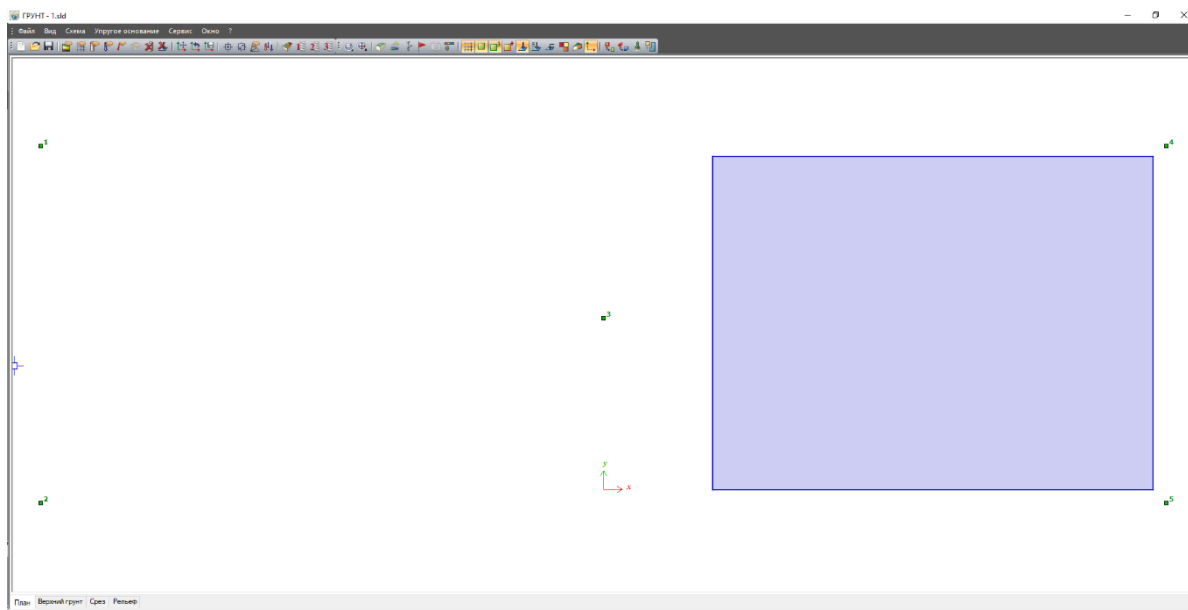


Рис. 7. Схема розташування свердловин відносно фундаментної плити першої секції

Далі необхідно задати фізико-механічні характеристики ґрунтів

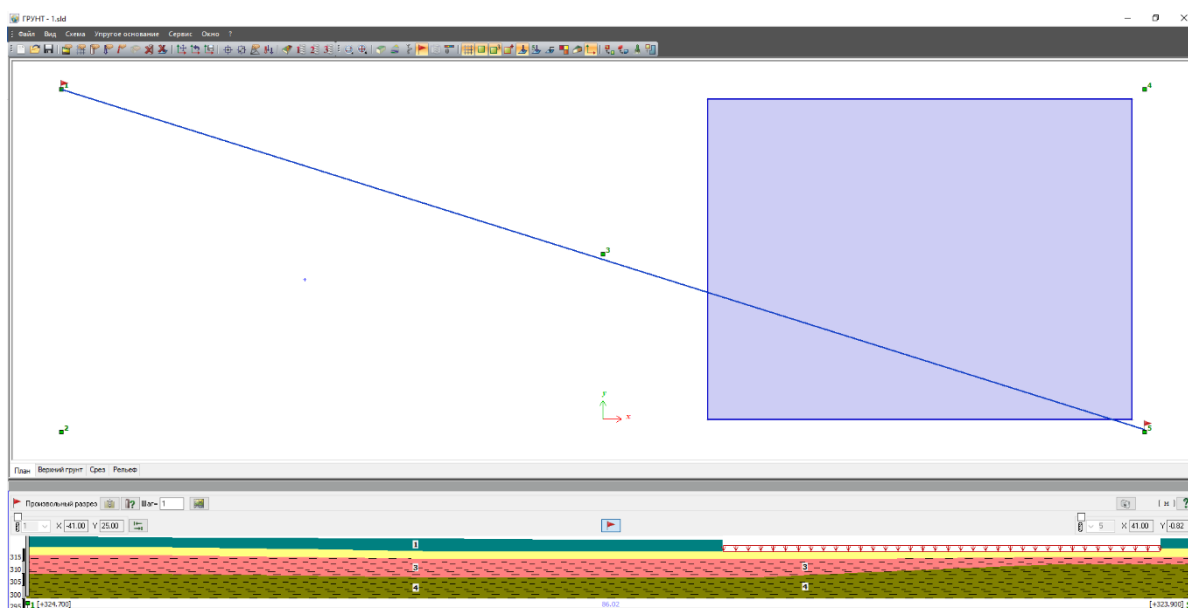


Рис. 8. Розріз посадки першої секції на ґрунт

Після цього запускаємо задачу на розрахунок.

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

20

2.6 Аналіз результатів розрахунку в ПК «ЛІРА-САПР»

Перш за все аналізуються горизонтальні та вертикальні переміщення будівлі від найнебезпечнішого сполучення навантажень. При сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень горизонтальне переміщення складає 34 мм (див. рис. 8), та не перевищує допустимих значень, згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006 допустиме переміщення $f < h/500 = 33000/500 = 66$ мм. Щоб оцінити прогини фрагментуємо конструкцію перекриття одного з поверхів та встановимо, що максимальний відносний прогин складе - $85,8-51,8=34$ мм (див. рис. 9), що також є в межах допустимих значень (згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006) для прольоту $L=8000$ мм: $1/206=38,8$ мм. Осідання будівлі в межах 32 - 50 мм (див. рис. 10), що також менше максимально допустимого значення – 150 мм.

Огибающая минимальных значений (Импорт из САПФИР-ДБН В.1.2 - 2:2006 (Украина) (задано по умолчанию))
Мозаика перемещений по Y(G)
Единицы измерения - мм

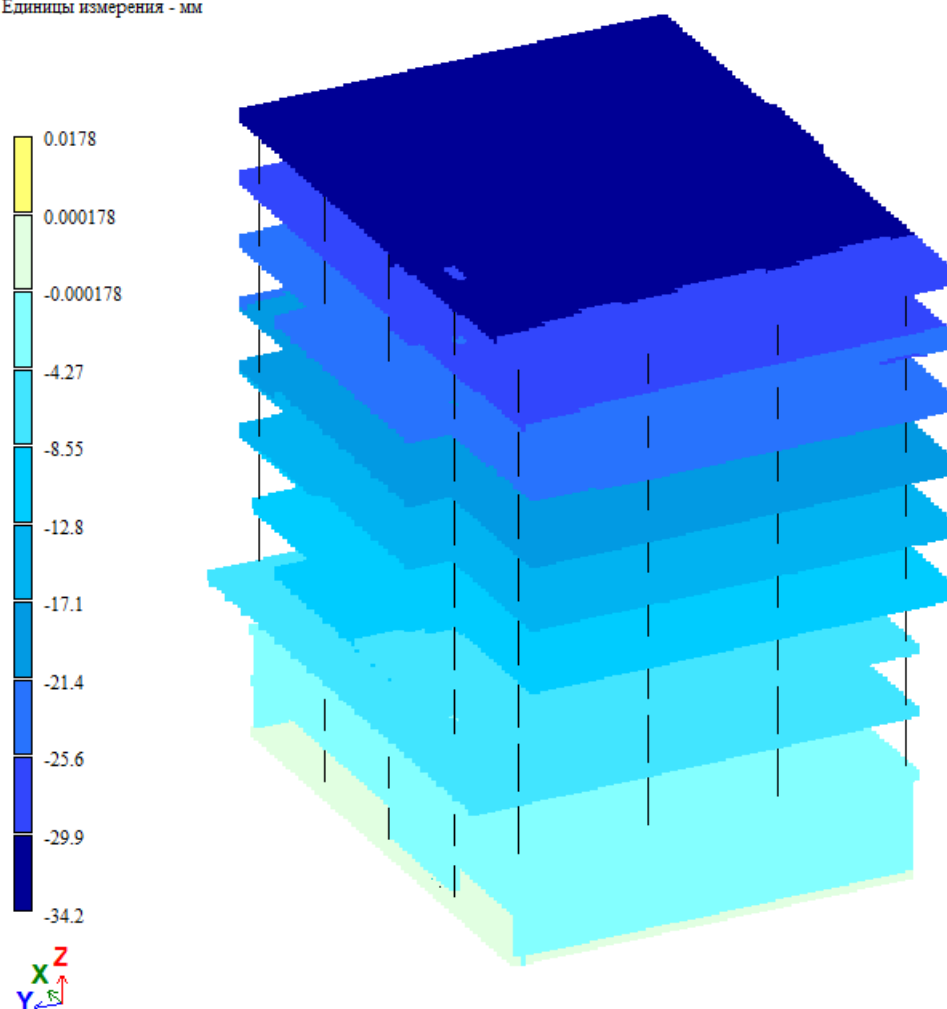


Рис. 9 Максимальні горизонтальні переміщення першої секції

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

21

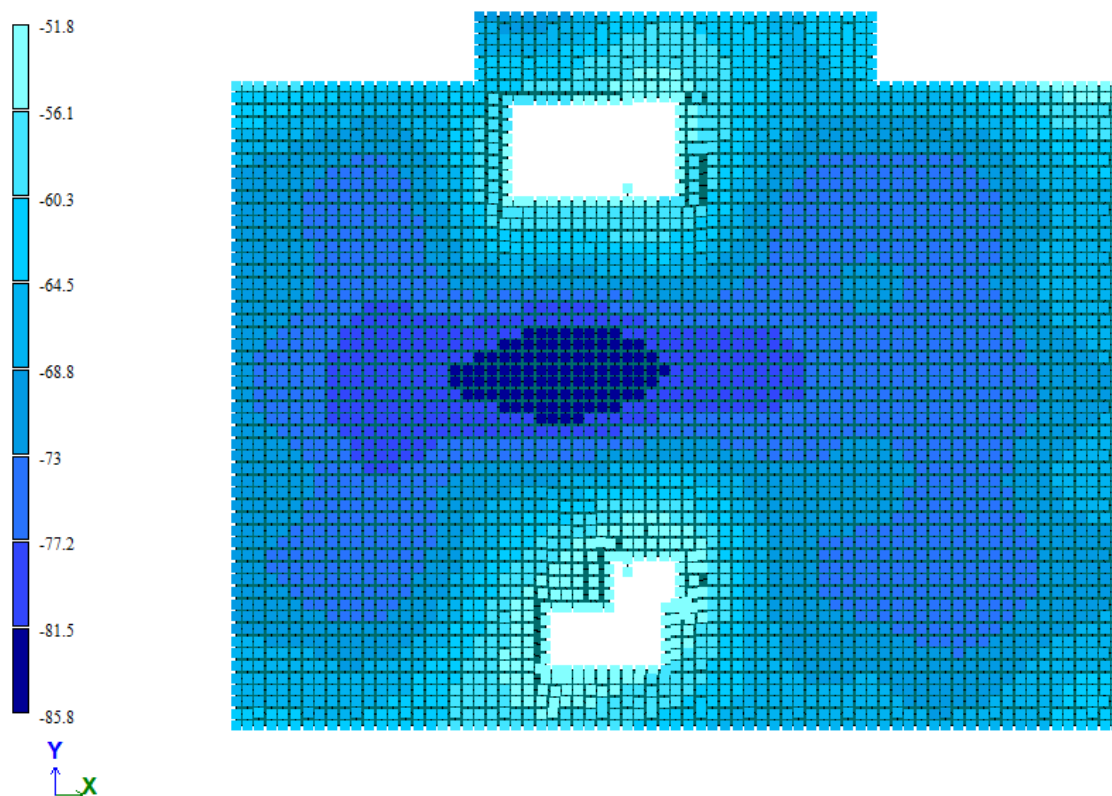


Рис. 10 Максимальні прогини типової плити першої секції

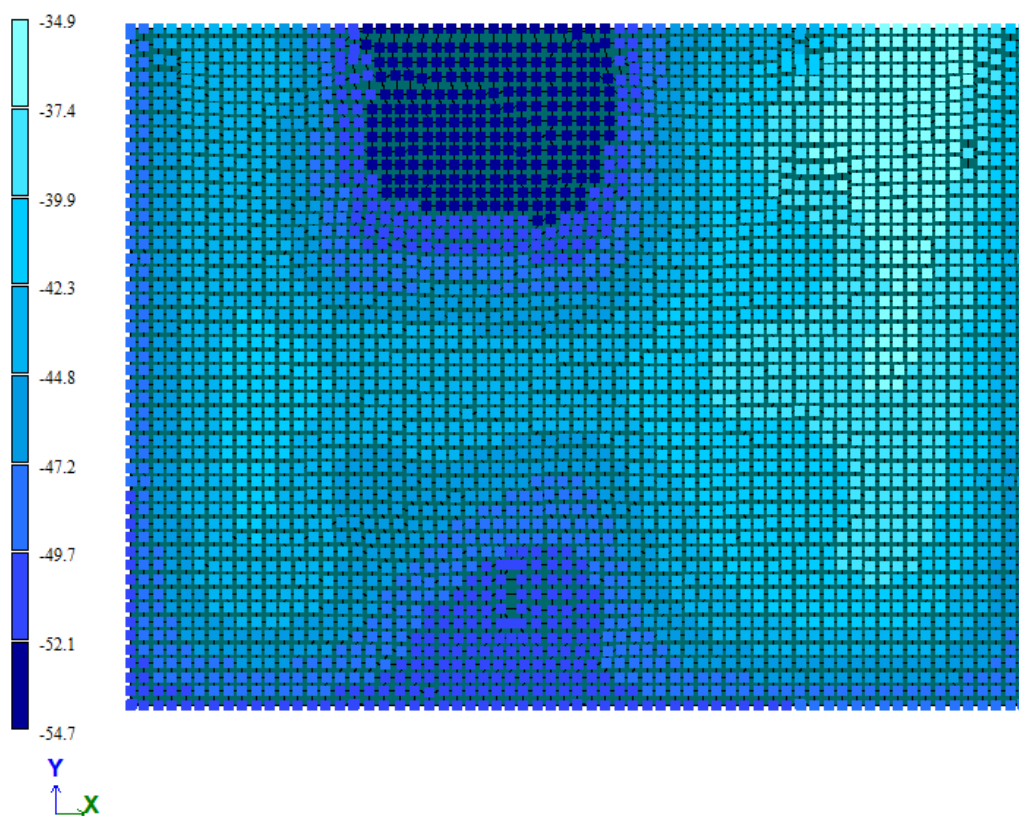


Рис. 11 Максимальні просідання будівлі першої секції

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

22

2.7 Розрахунок плити перекриття.

Монолітну плиту перекриття законструйовано по несучому профнастилу, який замінює нижнє армування плити перекриття і в той же час служить незйомною опалубкою. Товщину 160 мм обрано з міркувань забезпечення вимог по прогину конструкції та з врахуванням необхідності забезпечити мінімально потрібне місце для металевого арматурного каркасу. Застосувавши сформовану розрахункову схему в ПК «ЛИРА-САПР» виводимо ізополі армування типового перекриття. (див рис. 8-11). Для армування нижньої частини плити (див рис. 8,9) достатньо $10.1 \text{ см}^2/\text{м}$. Отже приймаємо несучий профнастил Т130М-75L-930 компанії RAUTA товщиною листа 1 мм. Тоді, площа армування плити якраз досягне необхідного значення $10 \text{ см}^2/\text{м}$. Для армування верхньої частини плити (див. рис. 10,11) приймається фонове армування Ø10A500C з кроком 200 мм. Додаткові зони з арматури Ø10 та Ø16.

Вариант конструирования: Вариант 1: ДБН В.2.6-98:2009, ДБН В.2.6-162

Расчет по РСН: Импорт из САПФИР: ДБН В.1.2 - 2:2006 (Украина) (задано по умолчанию) (ДБН В.2.6-98:2009)

Единицы измерения - $\text{см}^2/\text{м}$

Шаг, Диаметр - мм

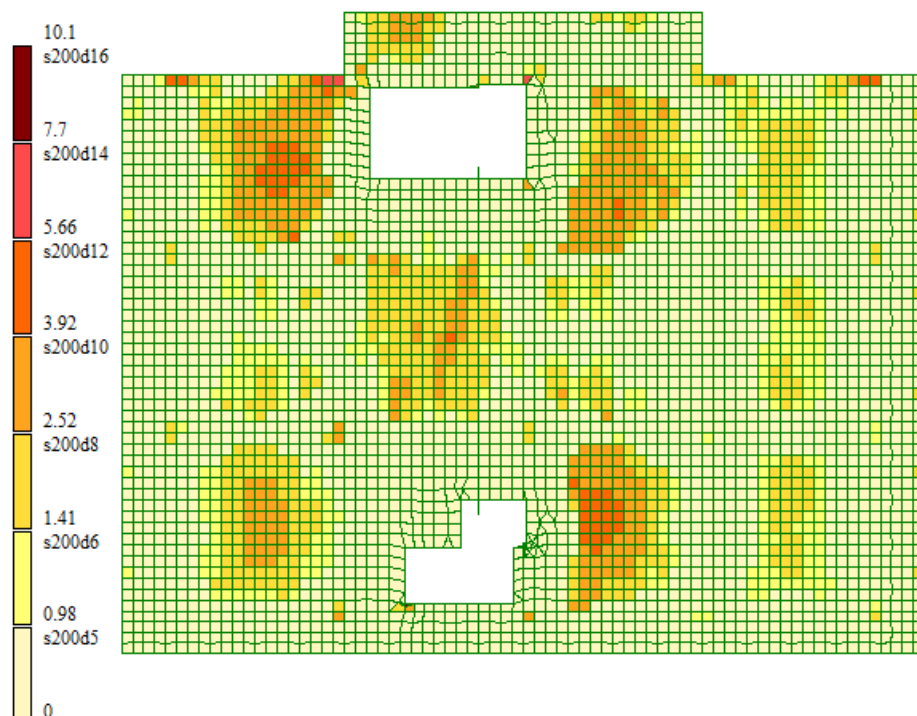


Рис 12. Схема нижнього армування типової плити перекриття по осі Х.

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						23
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Вариант конструирования: Вариант 1: ДБН В.2.6-98:2009, ДБН В.2.6-162
 Расчет по РСУ: Импорт из САПФИР; ДБН В.1.2 - 2:2006 (Украина) (задано по умолчанию) (ДБН В.2.6-98:2009)
 Единицы измерения - см²/м
 Шаг, Диаметр - мм

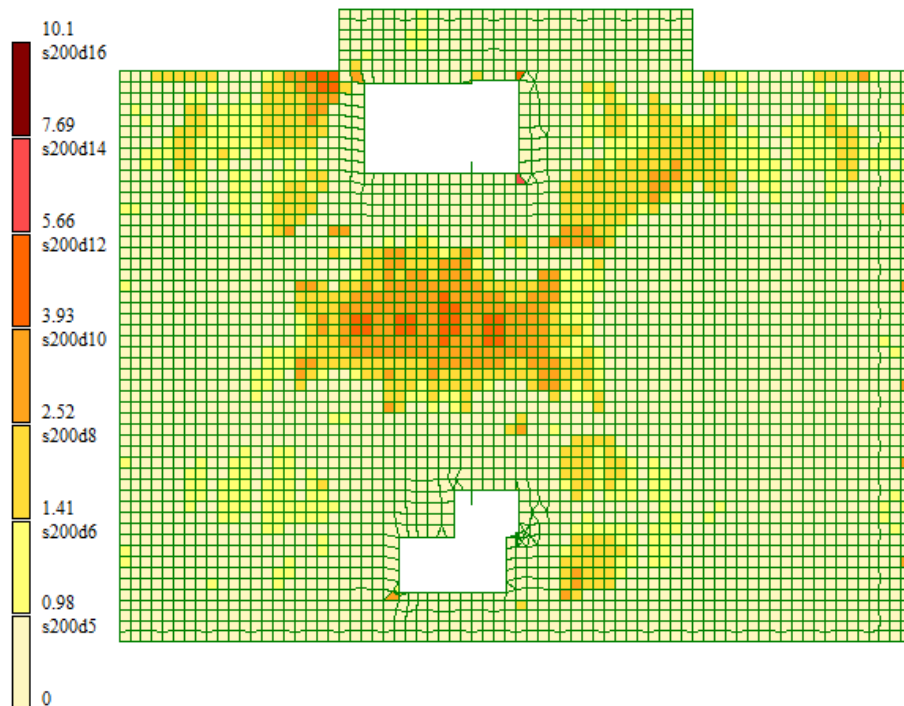


Рис 13. Схема нижнього армування типової плити перекриття по осі Y.

Вариант конструирования: Вариант 1: ДБН В.2.6-98:2009, ДБН В.2.6-162
 Расчет по РСУ: Импорт из САПФИР; ДБН В.1.2 - 2:2006 (Украина) (задано по умолчанию) (ДБН В.2.6-98:2009)
 Единицы измерения - см²/м
 Шаг, Диаметр - мм

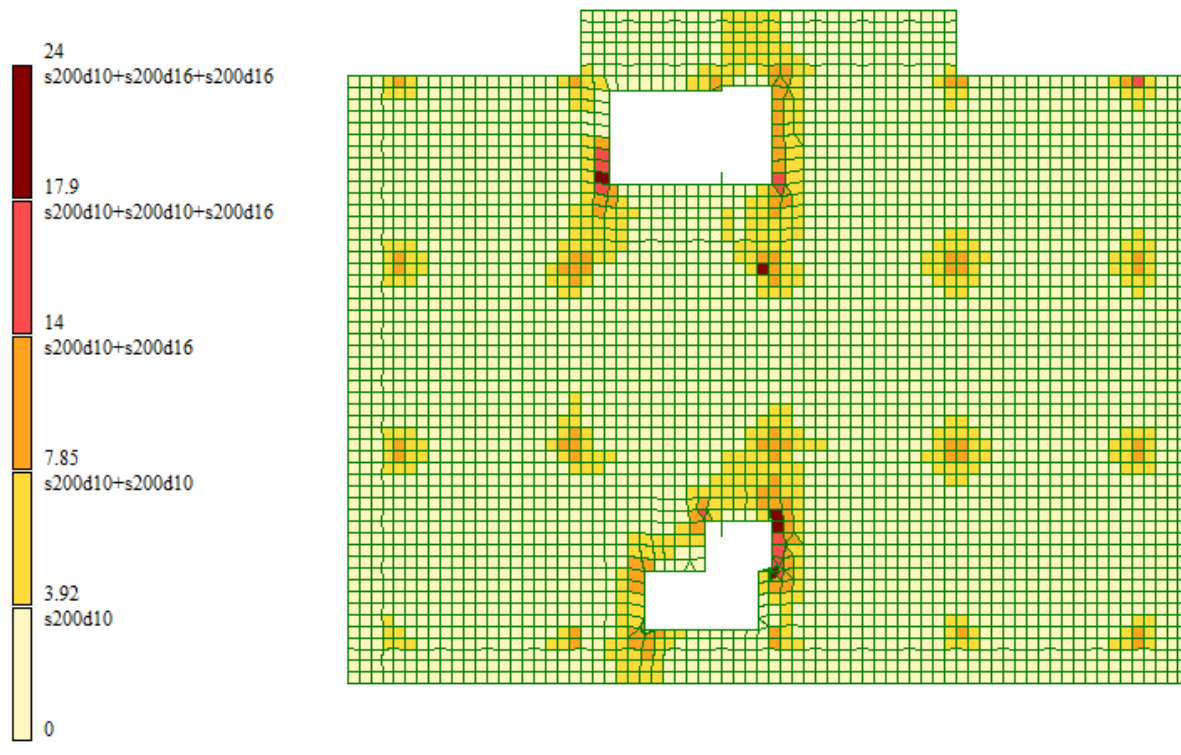


Рис 14. Схема верхнього армування типової плити перекриття по осі X.

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

24

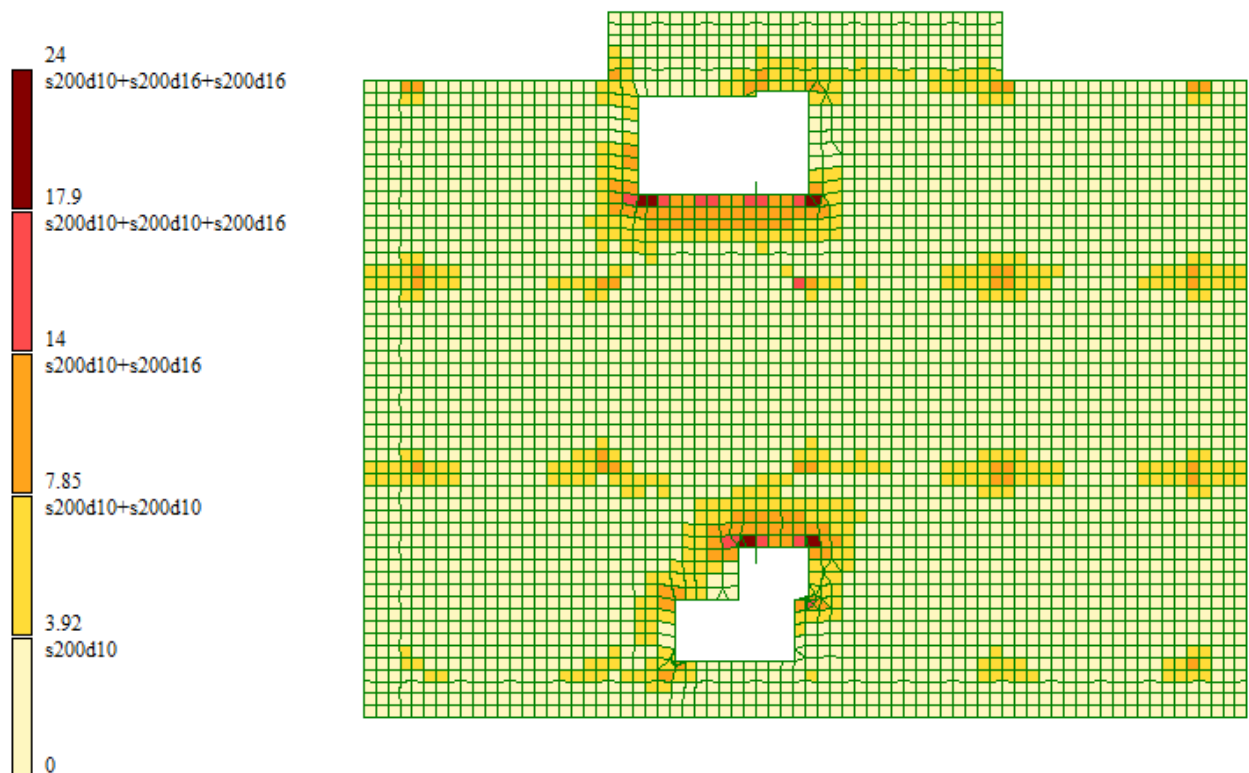


Рис 15. Схема верхнього армування типової плити перекриття по осі У.

Крім зручного представлення результатів розрахунку, ізополя армування з ПК «ЛИРА-САПР» зручно використовувати, як підкладку для армування в Revit.

2.8 Розрахунок колони паркінгу

З розрахункової схеми також дуже зручно аналізувати результати розрахунку для колон. Найбільш завантаженими, цілком очевидно, є колони нижніх поверхів.(див рис. 12). Колони в крайній частині будинку сприймають суттєво нижчі навантаження, адже знаходяться частково або повністю в залізобетонній стіні і навантаження передається на фундамент не тільки через колону але і через залізобетонну стіну паркінгу. Отже, в нашому випадку максимально навантаженою є колона показана на Рис. 12. Вона сприймає повздовжню силу $N = 707$ т. А також суттєві моменти M_z M_y та поперечні сили Q_z Q_y .

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

25

Отбилош минимальных значений (Импорт из САПФР, ДБН В.1.2 - 2:2006 (Украина) (задаю по умолчанию))
Эпюра N
Единица измерения: т

Элемент 74

Номера узлов: 4838, 4839

№ 74 Блок N 36 Отмеченный

Тип жесткости: 4. Брус 75 X 75

Тип КЗ: 10 К-во сечений: 3 Ортоголия

Длина, координаты центра тяжести: L=3.175м, Xc=32м, Yc=16м, Zc=4.7125м

PCN: MINIMUM

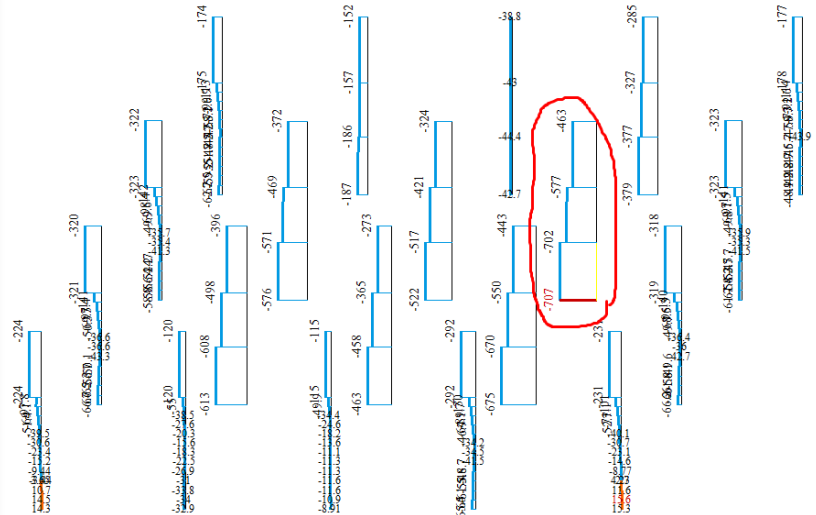
Импорт из САПФ

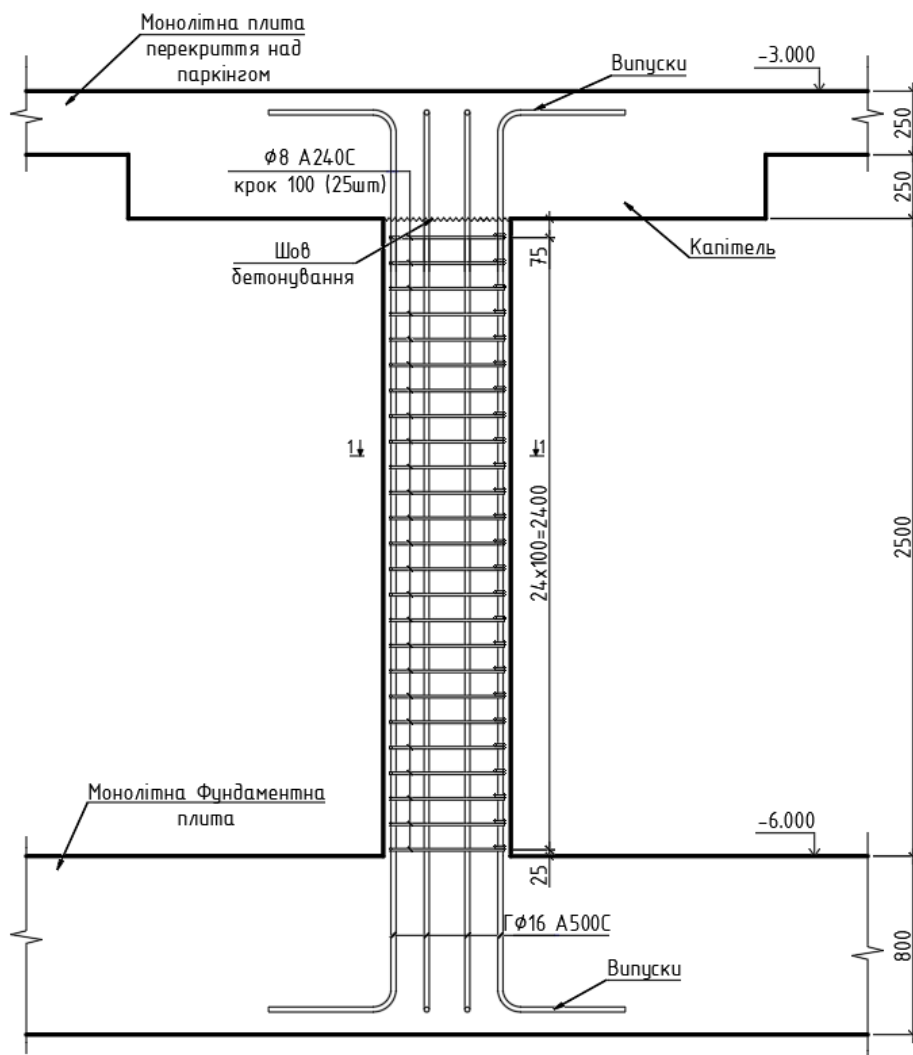
Показать сеч: 1

Эпюры

Экспорт условий

№ PCN	N	Mx	My	Mz	Qx	Qy	Rx	Ry	Rz
№ PCN 2	-707.275	0	30.9118	-27.7902	-22.0356	-3.35414	0	0	0
№ PCN 4	0	0	0	0	0	0	0	0	
№ PCN 8	0	0	0	0	0	0	0	0	
№ PCN 8	0	0	0	0	0	0	0	0	





Розріз 1-1

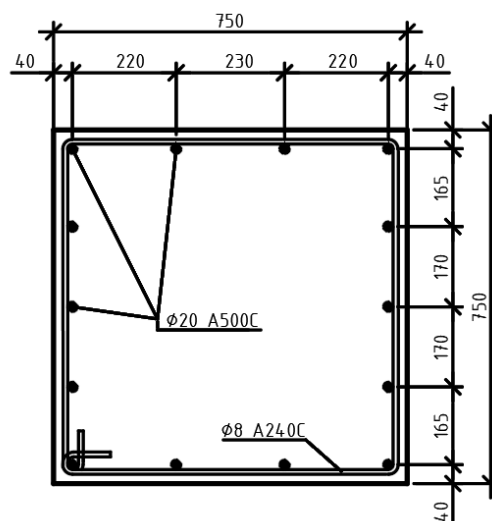


Рис. 18 Схема армування монолітної колони паркінгу

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

2.9 Розрахунок металевої колони за Єврокодом EN1993-1-1:2005

STEEL COLUMN DESIGN

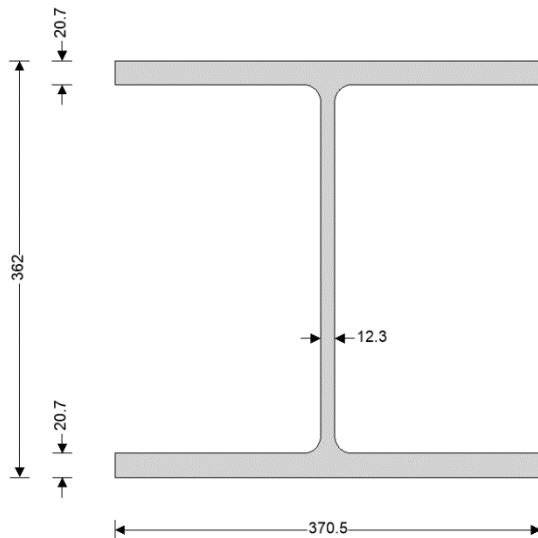
In accordance with EN1993-1-1:2005 incorporating Corrigenda February 2006 and April 2009 and the recommended values

Partial factors - Section 6.1

Resistance of cross-sections; $\gamma_{M0} = 1$

Resistance of members to instability; $\gamma_{M1} = 1$

Resistance of cross-sections in tension to fracture; $\gamma_{M2} = 1.25$



UKC 356x368x153 (Tata Steel Advance)

Section depth, h, 362 mm

Section breadth, b, 370.5 mm

Mass of section, Mass, 152.9 kg/m

Flange thickness, t_f , 20.7 mm

Web thickness, t_w , 12.3 mm

Root radius, r, 15.2 mm

Area of section, A, 19480 mm²

Radius of gyration about y-axis, i_y , 157.932 mm

Radius of gyration about z-axis, i_z , 94.925 mm

Elastic section modulus about y-axis, $W_{el.y'}$
2684493 mm³

Elastic section modulus about z-axis, $W_{el.z'}$ 947539 mm³

Plastic section modulus about y-axis, $W_{pl.y'}$ 2964730 mm³

Plastic section modulus about z-axis, $W_{pl.z'}$ 1434765 mm³

Second moment of area about y-axis, I_y , 485893186 mm⁴

Second moment of area about z-axis, I_z , 175531662 mm⁴

Column details

Column section

UKC 356x368x153

Steel grade

S275

Yield strength

$f_y = 265$ N/mm²

Ultimate strength

$f_u = 410$ N/mm²

Modulus of elasticity

$E = 210$ kN/mm²

Poisson's ratio

$\nu = 0.3$

Shear modulus

$G = E / [2 \times (1 + \nu)] = 80.8$ kN/mm²

Column geometry

System length for buckling - Major axis $L_y = 4100$ mm

System length for buckling - Minor axis $L_z = 4100$ mm

The column is not part of a sway frame in the direction of the minor axis

The column is not part of a sway frame in the direction of the major axis

					KMP2419245.ПЗ	Лист 28
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Column loading

Axial load	$N_{Ed} = 4000$ kN (Compression)
Major axis moment at end 1 - Bottom	$M_{y,Ed1} = 30.0$ kNm
Major axis moment at end 2 - Top	$M_{y,Ed2} = 30.0$ kNm
Major axis bending is single curvature	
Minor axis moment at end 1 - Bottom	$M_{z,Ed1} = 0.0$ kNm
Minor axis moment at end 2 - Top	$M_{z,Ed2} = 0.0$ kNm

Major axis shear force	$V_{y,Ed} = 30$ kN
Minor axis shear force	$V_{z,Ed} = 0$ kN

Buckling length for flexural buckling - Major axis

End restraint factor;	$K_y = 0.700$
Buckling length;	$L_{cr_y} = L_y \times K_y = 2870$ mm

Buckling length for flexural buckling - Minor axis

End restraint factor;	$K_z = 0.700$
Buckling length;	$L_{cr_z} = L_z \times K_z = 2870$ mm

Web section classification (Table 5.2)

Coefficient depending on f_y ;	$\varepsilon = \sqrt{(235 \text{ N/mm}^2 / f_y)} = 0.942$
Depth between fillets;	$c_w = h - 2 \times (t_f + r) = 290.2$ mm
Ratio of c/t ;	$ratio_w = c_w / t_w = 23.59$
Length of web taken by axial load;	$l_w = \min(N_{Ed} / (f_y \times t_w), c_w) = 290.2$ mm
For class 1 & 2 proportion in compression;	
$\alpha = (c_w/2 + l_w/2) / c_w = 1.000$	
Limit for class 1 web;	$Limit_{1w} = (396 \times \varepsilon) / (13 \times \alpha - 1) = 31.08$

The web is class 1**Flange section classification (Table 5.2)**

Outstand length;	$c_f = (b - t_w) / 2 - r = 163.9$; mm
Ratio of c/t ;	$ratio_f = c_f / t_f = 7.92$

Limit for class 1 flange;	$Limit_{1f} = 9 \times \varepsilon = 8.48$
Limit for class 2 flange;	$Limit_{2f} = 10 \times \varepsilon = 9.42$
Limit for class 3 flange;	$Limit_{3f} = 14 \times \varepsilon = 13.18$

The flange is class 1**Overall section classification*****The section is class 1***

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						29
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Resistance of cross section (cl. 6.2)**Shear - Major axis (cl. 6.2.6)**

Design shear force;

$$V_{y,Ed} = 30.0 \text{ kN}$$

Shear area;

$$A_{vy} = \max((h - 2t_f) \cdot t_w, A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f) = 5026 \text{ mm}^2$$

Plastic shear resistance;

$$V_{pl,y,Rd} = A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 768.9 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} / V_{pl,y,Rd} = 0.039$$

PASS - Shear resistance exceeds the design shear force **$V_{y,Ed} \leq 0.5 V_{pl,y,Rd}$ - No reduction in f_y required for bending/axial force****Compression (cl. 6.2.4)**

Design force;

$$N_{Ed} = 4000 \text{ kN}$$

Design resistance;

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} = 5162 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.775$$

PASS - The compression design resistance exceeds the design force**Bending - Major axis (cl. 6.2.5)**

Design bending moment;

$$M_{y,Ed} = \max(\text{abs}(M_{y,Ed1}), \text{abs}(M_{y,Ed2})) = 30.0$$

kNm

Section modulus;

$$W_y = W_{pl,y} = 2964.7 \text{ cm}^3$$

Design resistance;

$$M_{c,y,Rd} = W_y \times f_y / \gamma_{M0} = 785.7 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed} / M_{c,y,Rd} = 0.038$$

PASS - The bending design resistance exceeds the design moment**Combined bending and axial force (cl. 6.2.9)**

Ratio design axial to design plastic resistance;

$$n = \text{abs}(N_{Ed}) /$$

$$N_{pl,Rd} = 0.775$$

Ratio web area to gross area;

$$a = \min(0.5, (A - 2 \times b \times t_f) / A) = 0.213$$

Bending - Major axis (cl. 6.2.9.1)

Design bending moment;

$$M_{y,Ed} = \max(\text{abs}(M_{y,Ed1}), \text{abs}(M_{y,Ed2})) = 30.0$$

kNm

Plastic design resistance;

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0} = 785.7 \text{ kNm}$$

Modified design resistance;

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \min(1, (1 - n) / (1 - 0.5 \times a))$$

$$= 197.9 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} = 0.152$$

PASS - Bending resistance in presence of axial load exceeds design moment**Buckling resistance (cl. 6.3)**Yield strength for buckling resistance; $f_y = 265 \text{ N/mm}^2$ **Flexural buckling - Major axis**

Elastic critical buckling force;

$$N_{cr,y} = \pi^2 \times E \times I_y / L_{cr,y}^2 = 122263 \text{ kN}$$

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						30
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Non-dimensional slenderness; $\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \times f_y / N_{cr,y})} = \mathbf{0.205}$
 Buckling curve (Table 6.2); **b**
 Imperfection factor (Table 6.1); $\alpha_y = \mathbf{0.34}$
 Parameter Φ ; $\Phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = \mathbf{0.522}$
 Reduction factor; $\chi_y = \min(1.0, 1 / [\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)}]) = \mathbf{0.998}$
 Design buckling resistance; $N_{b,y,Rd} = \chi_y \times A \times f_y / \gamma_{M1} = \mathbf{5152.3 \text{ kN}}$
 $N_{Ed} / N_{b,y,Rd} = \mathbf{0.776}$

PASS - The flexural buckling resistance exceeds the design axial load

Flexural buckling - Minor axis

Elastic critical buckling force; $N_{cr,z} = \pi^2 \times E \times I_z / L_{cr,z}^2 = \mathbf{44168 \text{ kN}}$
 Non-dimensional slenderness; $\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \times f_y / N_{cr,z})} = \mathbf{0.342}$
 Buckling curve (Table 6.2); **c**
 Imperfection factor (Table 6.1); $\alpha_z = \mathbf{0.49}$
 Parameter Φ ; $\Phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = \mathbf{0.593}$
 Reduction factor; $\chi_z = \min(1.0, 1 / [\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)}]) = \mathbf{0.928}$
 Design buckling resistance; $N_{b,z,Rd} = \chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1} = \mathbf{4788.9 \text{ kN}}$
 $N_{Ed} / N_{b,z,Rd} = \mathbf{0.835}$

PASS - The flexural buckling resistance exceeds the design axial load

Torsional and torsional-flexural buckling (cl. 6.3.1.4)

Torsional buckling length factor; $K_T = \mathbf{1.00}$
 Effective buckling length; $L_{cr,T} = K_T \times \max(L_y, L_z) = \mathbf{4100 \text{ mm}}$
 ; ;
 Distance from shear ctr to centroid along major axis; $y_0 = \mathbf{0.0; \text{ mm}}$
 Distance from shear ctr to centroid along minor axis; $z_0 = \mathbf{0.0 \text{ mm}}$
 $i_0 = \sqrt{(i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)} = \mathbf{184.3 \text{ mm}}$
 $\beta_T = 1 - (y_0 / i_0)^2 = \mathbf{1.000}$
 Elastic critical torsional buckling force; $N_{cr,T} = 1 / i_0^2 \times (G \times I_t + \pi^2 \times E \times I_w / L_{cr,T}^2) = \mathbf{24522 \text{ kN}}$
 Elastic critical torsional-flexural buckling force;
 $N_{cr,TF} = N_{cr,y} / (2 \times \beta_T) \times [1 + N_{cr,T} / N_{cr,y} - \sqrt{[(1 - N_{cr,T} / N_{cr,y})^2 + 4 \times (y_0 / i_0)^2 \times N_{cr,T} / N_{cr,y}]}]$
 $N_{cr,TF} = \mathbf{24522 \text{ kN}}$
 Non-dimensional slenderness; $\bar{\lambda}_T = \sqrt{(A \times f_y / \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}))} = \mathbf{0.459}$
 Buckling curve (Table 6.2); **c**
 Imperfection factor (Table 6.1); $\alpha_T = \mathbf{0.49}$
 Parameter Φ ; $\Phi_T = 0.5 \times [1 + \alpha_T \times (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2] = \mathbf{0.669}$
 Reduction factor; $\chi_T = \min(1.0, 1 / [\Phi_T + \sqrt{(\Phi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2)}]) = \mathbf{0.866}$
 Design buckling resistance; $N_{b,T,Rd} = \chi_T \times A \times f_y / \gamma_{M1} = \mathbf{4469.2 \text{ kN}}$
 $N_{Ed} / N_{b,T,Rd} = \mathbf{0.895}$

PASS - The torsional/torsional-flexural buckling resistance exceeds the design axial load

Minimum buckling resistance

Minimum buckling resistance; $N_{b,Rd} = \min(N_{b,y,Rd}, N_{b,z,Rd}, N_{b,T,Rd}) = 4469.2 \text{ kN}$
 $N_{Ed} / N_{b,Rd} = 0.895$

PASS - The axial load buckling resistance exceeds the design axial load

Buckling resistance moment (cl.6.3.2.1)

Lateral torsional buckling length factor; $K_{LT} = 1.00$

Effective buckling length; $L_{cr_LT} = K_{LT} \times L_z = 4100 \text{ mm}$

End moment factor; $\psi = M_{y,Ed1} / M_{y,Ed2} = ;1.000$

Moment distribution correction factor (Table 6.6); $k_c = 1 / (1.33 - 0.33 \times \psi) = 1.000$

$$C_1 = 1 / k_c^2 = 1.000$$

Curvature factor; $g = \sqrt{1 - (I_z / I_y)} = 0.799$

Poissons ratio; $\nu = 0.3$

Shear modulus; $G = E / [2 \times (1 + \nu)] = 80769 \text{ N/mm}^2$

Elastic critical buckling moment;

$$M_{cr} = C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z \times O[I_w / I_z + L_{cr_LT}^2 \times G \times I_t / (\pi^2 \times E \times I_z)] / (L_{cr_LT}^2 \times g)$$

$$M_{cr} = 5311.4 \text{ kNm}$$

Slenderness ratio for lateral torsional buckling;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{[W_y \times f_y / M_{cr}]} = 0.385$$

Limiting slenderness ratio; $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.40$

Correction factor for rolled sections; $\beta_r = 0.75$

Buckling curve (Table 6.5); **b**

Imperfection factor (Table 6.1); $\alpha_{LT} = 0.34$

Parameter Φ_{LT} ;

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta_r \times \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.553$$

Reduction factor;

$$\chi_{LT} = \min(1.0, 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2, 1 / [\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \beta_r \times \bar{\lambda}_{LT}^2)}]) = 1.000$$

Modification factor;

$$f = \min(1 - 0.5 \times (1 - k_c) \times [1 - 2 \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2], 1) = 1.000$$

Modified LTB reduction factor - eq 6.58;

$$\chi_{LT,mod} = \min(\chi_{LT} / f, 1, 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2) = 1.000$$

Design buckling resistance moment; $M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} \times W_y \times f_y / \gamma_{M1} = 785.7 \text{ kNm}$

Design bending moment; $M_{y,Ed} = \max(\text{abs}(M_{y,Ed1}), \text{abs}(M_{y,Ed2})) = 30.0 \text{ kNm}$
 $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.038$

PASS - The design buckling resistance moment exceeds the maximum design moment

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						32
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Combined bending and axial compression (cl. 6.3.3)

Characteristic resistance to normal force;

$$N_{Rk} = A \times f_y = \mathbf{5162 \text{ kN}}$$

Characteristic moment resistance - Major axis;

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \times f_y = \mathbf{785.7 \text{ kNm}}$$

Characteristic moment resistance - Minor axis;

$$M_{z,Rk} = W_{pl,z} \times f_y = \mathbf{380.2 \text{ kNm}}$$

$$\psi_y = \text{if}(\text{abs}(M_{y,Ed1}) \leq \text{abs}(M_{y,Ed2}), M_{y,Ed1} / \text{if}(M_{y,Ed2} \geq 0 \text{ kNm}, \max(M_{y,Ed2}, 0.0001 \text{ kNm}), M_{y,Ed2}), M_{y,Ed2} / \text{if}(M_{y,Ed1} \geq 0 \text{ kNm}, \max(M_{y,Ed1}, 0.0001 \text{ kNm}), M_{y,Ed1})) = \mathbf{1.000}$$

$$\text{Moment distribution factor - Major axis; } \psi_y = M_{y,Ed1} / M_{y,Ed2} = \mathbf{1.000}$$

$$\text{Moment factor - Major axis; } C_{my} = \max(0.4, 0.6 + 0.4 \times \psi_y) = \mathbf{1.000}$$

$$\text{Moment distribution factor - Minor axis; } \psi_z = M_{z,Ed1} / M_{z,Ed2} = \mathbf{0.000}$$

$$\text{Moment factor - Minor axis; } C_{mz} = \max(0.4, 0.6 + 0.4 \times \psi_z) = \mathbf{0.600}$$

$$\text{Moment distribution factor for LTB; } \psi_{LT} = M_{y,Ed1} / M_{y,Ed2} = \mathbf{1.000}$$

$$\text{Moment factor for LTB; } C_{mLT} = \max(0.4, 0.6 + 0.4 \times \psi_{LT}) = \mathbf{1.000}$$

Interaction factor k_{yy} ;

$$k_{yy} = C_{my} \times [1 + \min(0.8, \bar{\lambda}_y - 0.2) \times N_{Ed} / (\chi_y \times N_{Rk} / \gamma_{M1})] = \mathbf{1.004}$$

Interaction factor k_{zy} ;

$$k_{zy} = \min(0.6 + \bar{\lambda}_z, 1 - (0.1 \times \bar{\lambda}_z \times N_{Ed}) / ((C_{mLT} - 0.25) \times (\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}))) = \mathbf{0.942}$$

Interaction factor k_{zz} ;

$$k_{zz} = C_{mz} \times [1 + \min(1.4, 2 \times \bar{\lambda}_z - 0.6) \times N_{Ed} / (\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1})] = \mathbf{0.642}$$

Interaction factor k_{yz} ;

$$k_{yz} = 0.6 \times k_{zz} = \mathbf{0.385}$$

Section utilisation;

$$UR_{B_1} = N_{Ed} / (\chi_y \times N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \times M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yz} \times M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})$$

$$UR_{B_1} = \mathbf{0.815}$$

$$UR_{B_2} = N_{Ed} / (\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \times M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zz} \times M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})$$

$$UR_{B_2} = \mathbf{0.871}$$

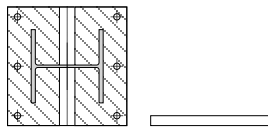
PASS - The buckling resistance is adequate

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						33
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

2.9 Розрахунок бази колони за Єврокодом EN1993-1-1:2005

COLUMN BASE PLATE DESIGN

In accordance with EN1993-1-1:2005 incorporating Corrigenda February 2006 and April 2009, and EN1993-1-8:2005 incorporating Corrigenda December 2005, September 2006 and July 2009, and the recommended values



Design forces

Design axial force (compression); $N_{Ed} = 4000$ kN
Design shear force; $V_{Ed} = 30$ kN
Design moment; $M_{Ed} = 30$ kNm

Column Details

Column section; **UKC 356x368x153**
Depth; $D = 362$ mm
Width; $B = 370.5$ mm
Flange thickness; $T = 20.7$ mm
Web thickness; $t = 12.3$ mm

Base plate details

Length; $h_p = 600$ mm
Width; $b_p = 600$ mm
Thickness; $t_p = 50$ mm
Column eccentricity in x-axis; $e_{bpx} = 0$ mm

Anchor details

Number of anchors LHS; $n_1 = 3$
Edge distance in x-axis; $e_{x1} = 50$ mm

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						34
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Edge distance in y-axis; $e_{y1} = 50$ mm
 Number of anchors RHS; $n_2 = 3$
 Edge distance in x-axis; $e_{x2} = 50$ mm
 Edge distance in the y-axis; $e_{y2} = 50$ mm
 Anchor diameter; $d_{a,b} = 30$ mm

Foundation details

Foundation depth; $t_{fnd} = 5000$ mm

Concrete details

Concrete strength class; **C25/30**
 Characteristic compressive cylinder strength; $f_{ck} = 25$ N/mm²
 Characteristic compressive cube strength; $f_{ck,cube} = 30$ N/mm²
 Partial factor for concrete; $\gamma_c = 1.50$
 Compressive strength coefficient; $\alpha_{cc} = 1.00$
 Design compressive concrete strength; $f_{cd} = \alpha_{cc} \times (f_{ck} / \gamma_c) = 16.67$ N/mm²

Steel details

Base plate steel grade; **S275**
 Base plate nominal yield strength; $f_{yp_plt} = 255$ N/mm²
 Base plate nominal ultimate tensile strength; $f_{u_plt} = 410$ N/mm²
 Column steel grade; **S275**
 Column nominal yield strength; $f_{yp_col} = 265$ N/mm²
 Column nominal ultimate tensile strength; $f_{u_col} = 410$ N/mm²
 Partial safety factor cross sections; $\gamma_{M0} = 1.00$
 Partial safety factor welds; $\gamma_{M2} = 1.25$

Tension and compression lever arms

LHS compressive lever arm - Fig 6.18; $z_{C,l} = (D + b_{eff1,Lf})/2 - (T + c_{LF}) = 169.5$ mm
 RHS compressive lever arm - Fig 6.18; $z_{C,r} = (D + b_{eff1,Rf}) / 2 - (T + c_{RF}) = 169.5$ mm
 LHS tension lever arm - Fig 6.18; $z_{T,l} = h_p / 2 + e_{bpx} - e_{x1} = 250$ mm
 RHS tension lever arm - Fig 6.18; $z_{T,r} = h_p / 2 - e_{bpx} - e_{x2} = 250$ mm

Design forces in T-stubs

Force in left hand T-stub;
 $N_{L,T} = N_{Ed} \cdot z_{C,r} / (z_{C,l} + z_{C,r}) - M_{Ed} / (z_{C,l} + z_{C,r}) = 1911.5$ kN; (Comp)
 Force in right hand T-stub;
 $N_{R,T} = N_{Ed} \cdot z_{C,l} / (z_{C,l} + z_{C,r}) + M_{Ed} / (z_{C,l} + z_{C,r}) = 2088.5$ kN; (Comp)

Foundation bearing strength under left hand flange - EN1992-1-1 Section 6.7

Left hand flange

Additional bearing width - Eqn 6.5;

$c_{LF} = t_p \times \sqrt{(f_{yp_plt} / (3 \times f_{jd,Lf} \times \gamma_{M0}))} = 121.4$ mm

Effective width of T-stub flange; $b_{eff1,Lf} = 261.1$ mm

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						35
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Effective length of T-Stub flange; $l_{eff1,LF} = 600 \text{ mm}$
 Loaded area; $A_{c0,LF} = b_{eff1,LF} \times l_{eff1,LF} = 156646 \text{ mm}^2$
 Design distribution width; $b_{eff2,LF} = 338.9 \text{ mm}$
 Design distribution length; $l_{eff2,LF} = 778.9 \text{ mm}$
 Maximum design distribution area; $A_{c1,LF} = b_{eff2,LF} \times l_{eff2,LF} = 263991 \text{ mm}^2$
 Concentrated design resistance force;
 $F_{Rdu,LF} = \text{Min}(A_{c0,LF} \times f_{cd} \times \sqrt{(A_{c1,LF} / A_{c0,LF})}, 3 \times f_{cd} \times A_{c0,LF}) = 3389.2 \text{ kN}$
 Foundation joint material coefficient; $\beta_j = 0.67$
 Design bearing strength of the joint - Eqn 6.6;
 $f_{jd,LF} = \beta_j \times F_{Rdu,LF} / (b_{eff1,LF} \times l_{eff1,LF}) = 14.42 \text{ N/mm}^2$

Foundation bearing strength under right hand flange - EN1992-1-1 Section 6.7

Additional bearing width - Eqn 6.5;
 $C_{RF} = t_p \times \sqrt{(f_{yp_plt} / (3 \times f_{jd,RF} \times \gamma_{M0}))} = 121.4 \text{ mm}$
 Effective width of T-stub flange; $b_{eff1,RF} = 261.1 \text{ mm}$
 Effective length of T-Stub flange; $l_{eff1,RF} = 600 \text{ mm}$
 Loaded area; $A_{c0,RF} = b_{eff1,RF} \times l_{eff1,RF} = 156646 \text{ mm}^2$
 Design distribution width; $b_{eff2,RF} = 338.9 \text{ mm}$
 Design distribution length; $l_{eff2,RF} = 778.9 \text{ mm}$
 Maximum design distribution area; $A_{c1,RF} = b_{eff2,RF} \times l_{eff2,RF} = 263991 \text{ mm}^2$
 Concentrated design resistance force;
 $F_{Rdu,RF} = \text{Min}(A_{c0,RF} \times f_{cd} \times \sqrt{(A_{c1,RF} / A_{c0,RF})}, 3 \times f_{cd} \times A_{c0,RF}) = 3389.2 \text{ kN}$
 Foundation joint material coefficient; $\beta_j = 0.67$
 Design bearing strength of the joint -
 Eqn 6.6; $f_{jd,RF} = \beta_j \times F_{Rdu,RF} / (b_{eff1,RF} \times l_{eff1,RF}) = 14.42 \text{ N/mm}^2$

Equivalent T-stub in compression under right hand flange - Section 6.2.5

Design compression resistance of T-stub flange;
 $F_{C,Rd2} = f_{jd,RF} \times b_{eff1,RF} \times l_{eff1,RF} = 2259.5 \text{ kN}$

Equivalent T-stub in compression under left hand flange - Section 6.2.5

Design compression resistance of T-stub flange;
 $F_{C,Rd1} = f_{jd,LF} \times b_{eff1,LF} \times l_{eff1,LF} = 2259.5 \text{ kN}$

Concrete in compression under right hand flange - Section 6.2.6.9

Design resistance of concrete in compression;
 $F_{c,pl,Rd2} = F_{C,Rd2} = 2259.5 \text{ kN}$

Concrete in compression under left hand flange - Section 6.2.6.9

Design resistance of concrete in compression;
 $F_{c,pl,Rd1} = F_{C,Rd1} = 2259.5 \text{ kN}$

Bending resistance of column - EN1993-1-1 Section 6.2.5

Design resistance for bending - Cls 6.2.5(2);

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \times f_{yp_col} / \gamma_{M0} = \mathbf{785.7 \text{ kNm}}$$

Beam flange and web in compression - Section 6.2.6.7

Design compression resistance of flange - Eqn 6.21;

$$F_{c,fc,Rd} = M_{c,Rd} / (D - T) = \mathbf{2301.9 \text{ kN}}$$

Column bases subjected to axial forces and bending moments - Section 6.2.8.3

Design compression resistance LHS of joint;

$$F_{C,l,Rd} =$$

$$\text{Min}(F_{c,pl,Rd1}, F_{c,fc,Rd}) = \mathbf{2259.5 \text{ kN}}$$

Design compression resistance RHS of joint;

$$F_{C,r,Rd} =$$

$$\text{Min}(F_{c,pl,Rd2}, F_{c,fc,Rd}) = \mathbf{2259.5 \text{ kN}}$$

Design moment resistance of column base

Relative eccentricity of load - Tbl 6.7; $e = M_{Ed} / (-N_{Ed}) = \mathbf{-7.5 \text{ mm}}$

Loading type - Tbl 6.7;

Left side compression & Right side

compression

Lever arm - Tbl 6.7;

$$z = z_{C,l} + z_{C,r} = \mathbf{338.9 \text{ mm}}$$

Design moment resistance - Tbl 6.7;

$$M_{j,Rd} = \text{Min}(\text{Abs}(-F_{C,l,Rd} \cdot z / (z_{C,r} / e + 1)), \text{Abs}(-F_{C,r,Rd} \cdot z / (z_{C,l} / e - 1))) = \mathbf{32.5 \text{ kNm}}$$

PASS - Design moment of resistance exceeds applied moment

Shear weld

Force in shear weld;

$$F_{w,v,Ed} = \mathbf{30 \text{ kN}}$$

Weld leg length;

$$s_w = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Weld throat size;

$$a_w = 1 / \sqrt{2} \times s_w = \mathbf{5.7 \text{ mm}}$$

Length of weld;

$$L_{w,v} = 2 \cdot (D - 2 \cdot (T + r)) = \mathbf{580.4 \text{ mm}}$$

Correlation factor for fillet welds - Table 4.1;

$$\beta_w = \mathbf{0.85}$$

Design shear strength - Cls 4.5.3.3(3); $f_{w,d} = f_{u_col} / (O(3) \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}) = \mathbf{222.8 \text{ N/mm}^2}$

Design resistance per unit length - Cls 4.5.3.3(2);

$$f_{w,Rd} = f_{w,d} \times a_w =$$

$$\mathbf{1260.3 \text{ N/mm}}$$

Design resistance;

$$F_{w,v,Rd} = f_{w,Rd} \times L_{w,v} = \mathbf{731.5 \text{ kN}}$$

PASS - Available strength of weld exceeds force in weld

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						37
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

3. Науковий розділ

Чисельне дослідження впливу характерних пошкоджень в стиснених зонах залізобетонних балок на їх несучу здатність в умовах реального будівництва багатоповерхової офісної будівлі в м. Київ

Анотація

Залізобетонні конструкції займають провідну позицію в будівельній індустрії як у сучасних житлових, так і в комерційних будівлях. Під час експлуатації будівель невиключені пошкодження, які можуть виникати в різних елементах конструкцій, зокрема, у стиснених зонах залізобетонних балок. Ці пошкодження можуть значно впливати на несучу здатність конструкцій та загрожувати безпеці будівлі та її мешканців.

Однак, на сьогоднішній день існує значна невизначеність щодо того, як саме різні типи пошкоджень в стиснених зонах залізобетонних балок впливають на їх механічну поведінку, особливо в умовах реального будівництва. Для вирішення цієї проблеми необхідно провести детальне чисельне моделювання та аналіз впливу характерних пошкоджень на несучу здатність балок.

У цьому дипломному проекті проведено чисельне дослідження впливу характерних пошкоджень в стиснених зонах залізобетонних балок на їх несучу здатність в умовах будівництва багатоповерхової офісної будівлі. Чисельне дослідження базується на емпіричному випробуванні пошкоджених балок в науковій статті - [1]. Автор диплому є співавтором вищезгаданої наукової статті[1].

Випробовуються чотири залізобетонних зразки пошкоджених в стиснутій зоні бетону:

B 1.1 - Без пошкоджень (контрольний зразок)

BD 1.2 - Пошкоджений зразок в центрі чистого згину при навантаженні 0% від несучої здатності контрольного зразка

BD 2.1 - Пошкоджений зразок в центрі чистого згину при навантаженні 30% від несучої здатності контрольного зразка

BD 3.1 - Пошкоджений зразок в центрі чистого згину при навантаженні 50% від несучої здатності контрольного зразка

Даний діапазон рівня навантаження обумовлений дослідженням питання впливу отриманих пошкоджень у згинаних залізобетонних елементах до сприйняття розрахункового навантаження. Сам по собі вплив пошкодження не приніс особливих здивувань в той час як залежність несучої здатності та властивість деформуватися від рівня початкового навантаження при пошкодженні - було здебільшого неочікувано. Дослідження продемонстрували зростання несучої здатності пошкоджених взірців при 0,3 та 0,5 навантаження, якщо вважати граничний рівень навантаження для контрольованого зразка за 1. Спостерігалася різниця у вичерпанні несучої здатності контрольного взірця в порівнянні від взірців пошкоджених до дії навантаження, а саме зростання відбулось на 3,83%. Збільшення пошкодження по вертикалі з градацією 10 мм при дії навантаження продемонструвало значне зростання відношення відносних деформацій в розтягнутій арматурі відносно стиснутого бетону. У заключній частині представлені результати численних досліджень та їх аналіз. Визначено, що вплив певних типів пошкоджень може значно знижувати несучу здатність балок, що може мати серйозні наслідки для безпеки та ефективності будівельних конструкцій. [1]

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						39
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Актуальність дослідження

Залізобетонні конструкції залишаються одними з найпоширеніших та найважливіших елементів в будівельній індустрії. Проте, в сучасних умовах, коли будівельна діяльність швидко розвивається і вимагає використання новітніх технологій та матеріалів, виникає необхідність у постійному удосконаленні методів дослідження та проектування залізобетонних конструкцій. Одним із ключових аспектів, який вимагає уваги, є вивчення впливу характерних пошкоджень в стиснених зонах залізобетонних балок на їх механічну поведінку. З ростом міського населення та збільшенням кількості висотних будівель, залізобетонні балки стають ще більш критичними для стійкості та безпеки будівельних конструкцій.

Актуальність посилюють катастрофічно застарілі підходи, що висвітлені у діючих нормах. Наприклад, складно порахувати скільки матеріалів і відповідно коштів змарнував метод еквівалентного перерізу по сьогоднішній день. Адже, згідно цього методу будь-яке пошкодження означає що тепер для визначення граничного навантаження для елемента ми маємо використовувати його зменшений поперечний переріз і при цьому природа і характер пошкодження не мають значення.

Даний дослідницький напрямок має велике практичне значення, оскільки він спрямований на заповнення прогалини в наукових дослідженнях у цій області. Отримані можливості повинні бути використані при проектуванні та будівництві багатоповерхових будівель для підвищення стійкості та надійності конструкцій, що є критичним для забезпечення безпеки мешканців та майна. Таким чином, актуальність даного дослідження полягає у його спрямованості на вирішення актуальних проблем та вдосконалення практики будівництва за допомогою використання сучасних методів аналізу та моделювання.

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						40
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

Огляд існуючих досліджень

Питання оцінки різного роду пошкоджень залізобетонних конструктивних елементів з точки зору їх впливу на граничні навантаження, які може сприйняти пошкоджений елемент нараховують широкий набір праць. Зокрема, можна виділити ті, які займаються загальними підходами до чисельного моделювання пошкоджень в залізобетонних конструкціях.

Так в роботі [3] висвітлено метод кінцевих елементів (МКЕ) — один із найбільш використовуваних методів для моделювання поведінки залізобетонних конструкцій під навантаженнями. А також, моделювання пошкоджень через деградацію матеріалу — деградація матеріалу може бути описана через зміну механічних властивостей: модуль пружності, коефіцієнт Пуассона, межу міцності та інші.

Дослідження пошкоджень в стиснених зонах залізобетонних балок. На прикладі робіт [4] і [5] де досліджують пошкодження арматури у залізобетонній плиті перекриття і пошкодження бетону у стиснутій зоні відповідно видно суттєву різницю у результатах і висновках. Це підтверджує висновок, що побудова уніфікованої цифрової моделі неможлива через велику варіативність можливих пошкоджень. Саме тому, автори в своїх працях фокусуються на окремих випадках. Наприклад, Воскобійник О.П. і його робота [6] над складними типами напружень залізобетонних елементів, як от косий згин.

Кутові пошкодження залізобетонної колони, що викликають серйозний перерозподіл напружень це робота Череднікова В.М. [7]. Таврові балки вже традиційно випробовує Клименко Є.В. але цього разу розглядає три фактори впливу [8]. А в останніх статтях Клименко доходить висновку на формуванні методики оцінки впливу для балок і розробці власної математичної моделі [9...10].

Експериментальне дослідження

Дослідження зупинилося на розгляді однопролітних зразках балок з залізобетону. Арматурний каркас складався з стержнів $\varnothing 14$ мм і $\varnothing 10$ мм у розтягнутій і стиснутій зонах відповідно. В перпендикулярному напрямку стійкість опорних зон каркасу була посилена хомутами $\varnothing 8$ мм. Вибір пав на арматурні стержні класом А500С та бетон класу С35/45.

Деформації можна було вимірювати фотофіксацією з високою частотою кадрів, проте через брак якісного обладнання було використано індикатори годинникового типу, які встановили у відповідності до рис. 1. Осідання на опорах також було враховано за допомогою вимірювачів Айстова.

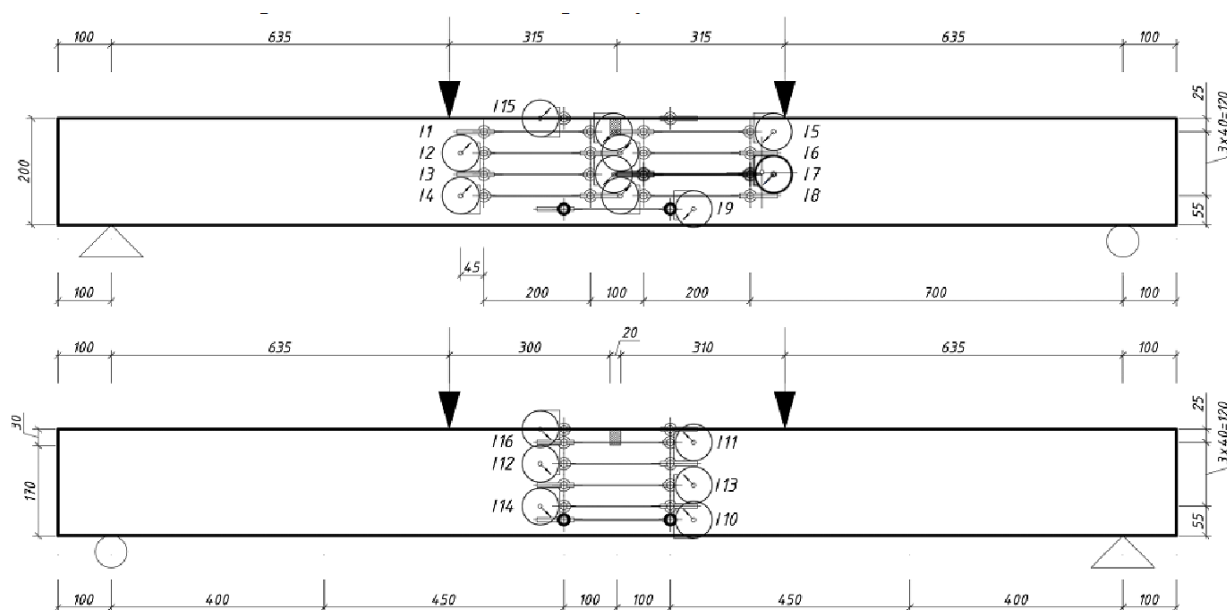


Рис. 1 Схема дослідного зразка та розташування вимірювальних приладів

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

42

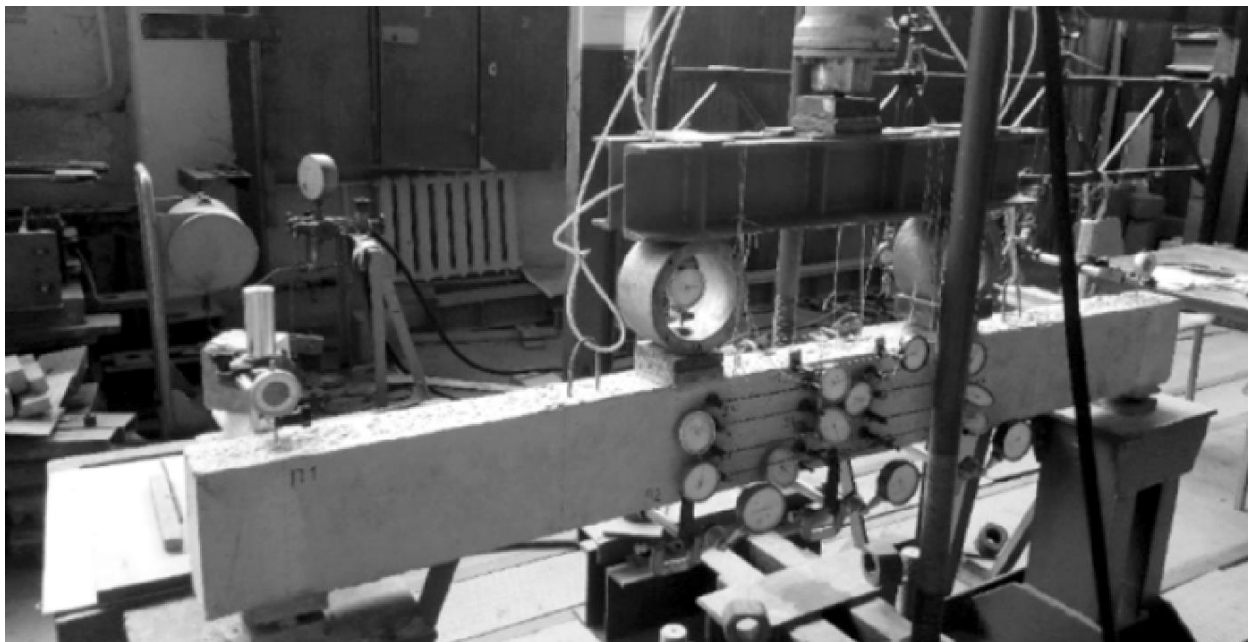


Рис. 2 Загальний вигляд дослідного зразка та розташування вимірювальних приладів

Експеримент проводили поетапно із збільшенням навантаження на $0,05 R_{max.c}$ (де $R_{max.c}$ – навантаження, при якому несуча здатність контрольного зразка вичерпувалась). Це збільшення використовувалося до тих пір, поки навантаження не досягло значення приблизно $0,3 R_{max.c}$.

Надалі збільшення навантаження дорівнювали $0,1 R_{max.c}$. При рівні навантаження $0,8-0,9$ граничної міцності зразка збільшення знову дорівнювало $0,05 R_{max.c}$. Спостереження за утворенням і розвитком тріщин проводили за допомогою мікроскопа МПБ-2 з ціною поділки $0,05$ мм. Для залізобетонних балок, пошкоджених до навантаження, пошкодження проводили без додаткових етапів при ушкодженнях $10, 20, 30$ мм. Для дослідних зразків БД 2.6.1-0-20 та БД 1.1.2-0-20 пошкодження проводили в один етап двома дисками (рис. 3).

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

43

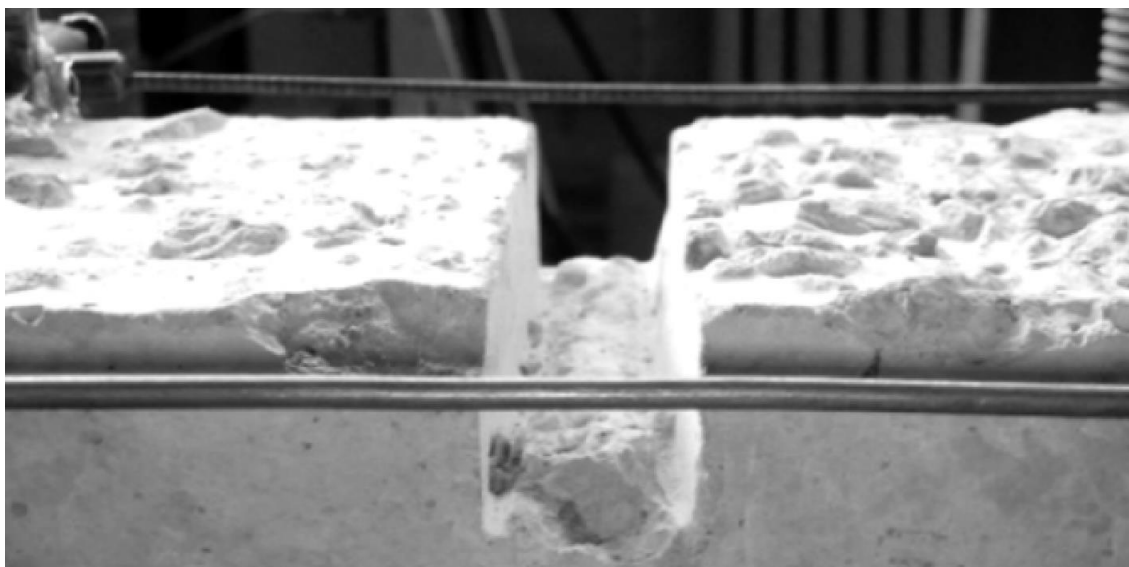


Рис. 3 Загальний вигляд пошкодження стиснутої зони залізобетонної балки

Експеримент проводився за розробленою програмою, наведеною в табл. 1. Кожна балка мала індивідуальне маркування.

Програма експерименту

Таблиця 1

Но .	Маркування експериментів	Маркування досліджуваних зразків	Тип експерименту
1	В 1.1	В 1.1.1-0	Без пошкоджень (контрольний зразок)
	BD 1.2	BD 1.1.2-0-20	Пошкодження 20-30 мм по центру зони чистого згину за навантаження 0% від несучої здатності контрольного зразка
2	BD 2.1	BD 1.2.1-0.3-20	Пошкодження 20-30 мм по центру зони чистого згину за навантаження 30% від несучої здатності контрольного зразка
3	BD 3.1	BD 1.3.1-0.5-80	Пошкодження 80-30 мм по центру зони чистого згину за навантаження 30% від несучої здатності контрольного зразка

Результати експериментального дослідження

Для порівняння та аналізу розподілу деформації в бетоні було проведено вимірювання в трьох перерізах. Перший переріз – вимірювання, отримані за показниками І1-4, другий – за показниками І11-14, третій – за показниками І5-8 (рис. 2). Отримані результати демонструють типові зміни висоти зони стиснутого бетону для непошкоджених залізобетонних балок (рис. 4).

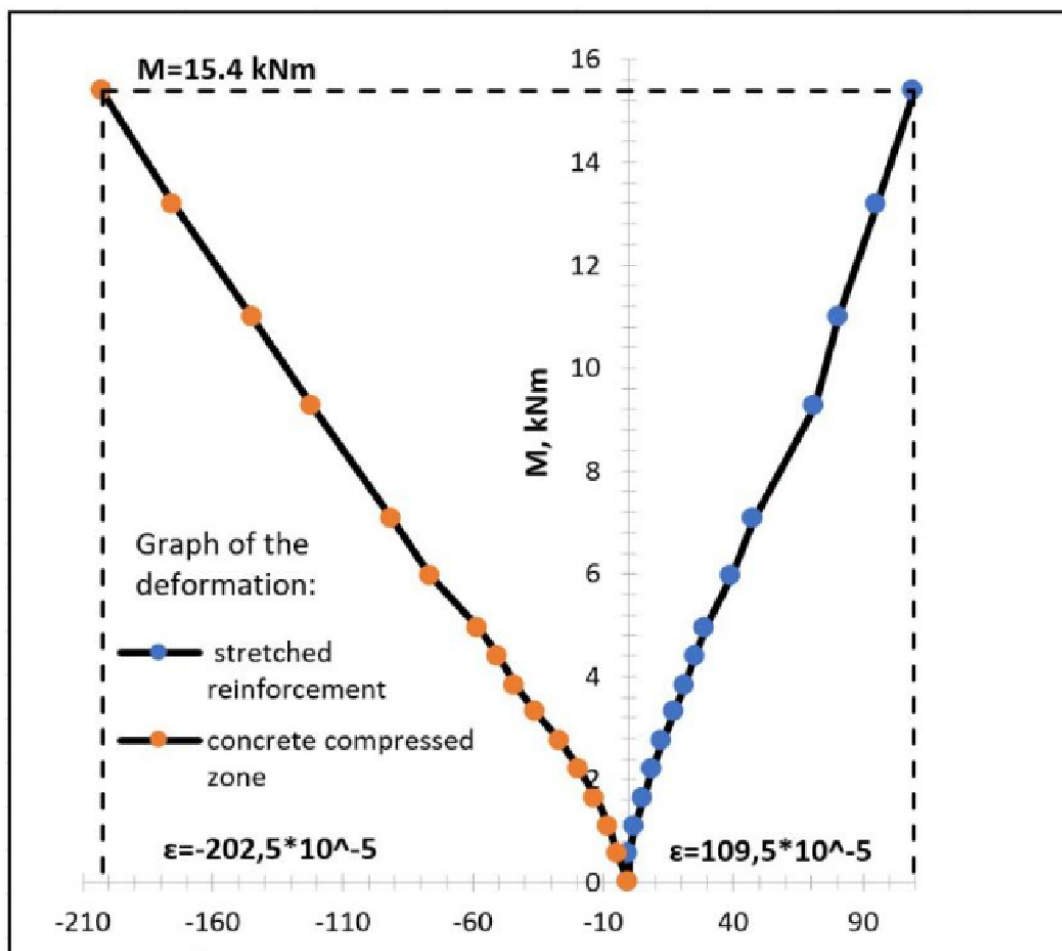


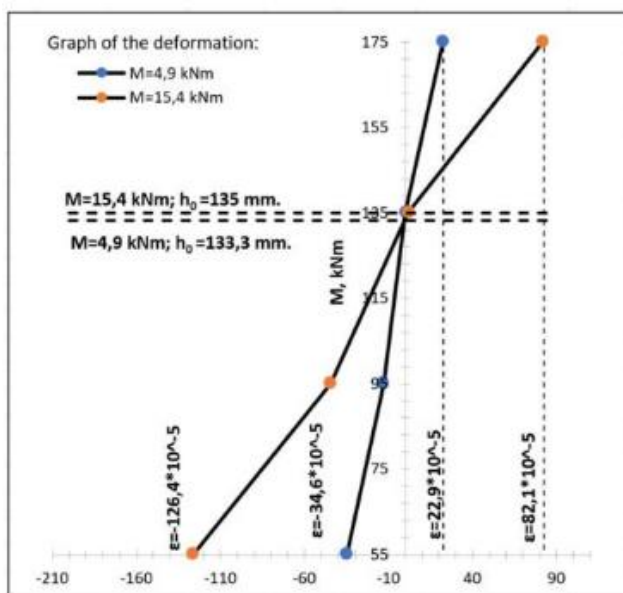
Рис. 5 Зразок графіка деформації арматури (ліворуч) та стисненого бетону (праворуч) балки без пошкоджень БД 1.1.1-0.

Крім того, результати демонструють певну симетричність показників у першому та третьому розрізах (рис. 5). Така різниця показників у розтягнутій зоні була зумовлена розкриттям тріщин у кінці першого напружено-деформованого стану елемента. Отримані результати наведені в таблиці 2.

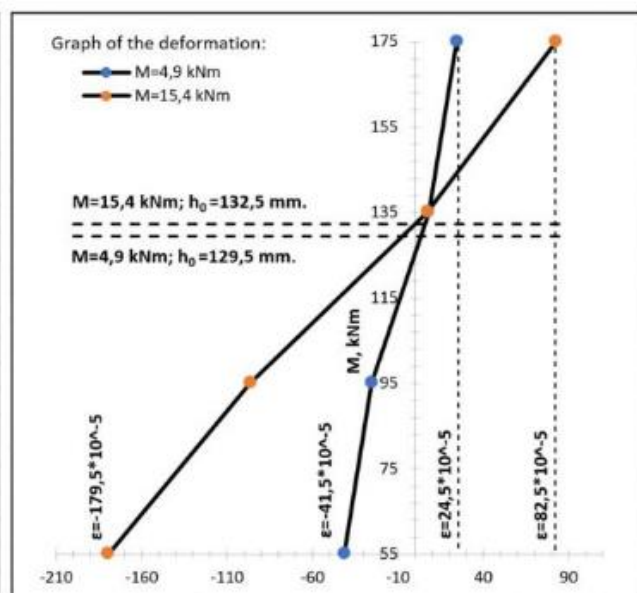
Результати дослідження всіх зразків

Таблиця 2

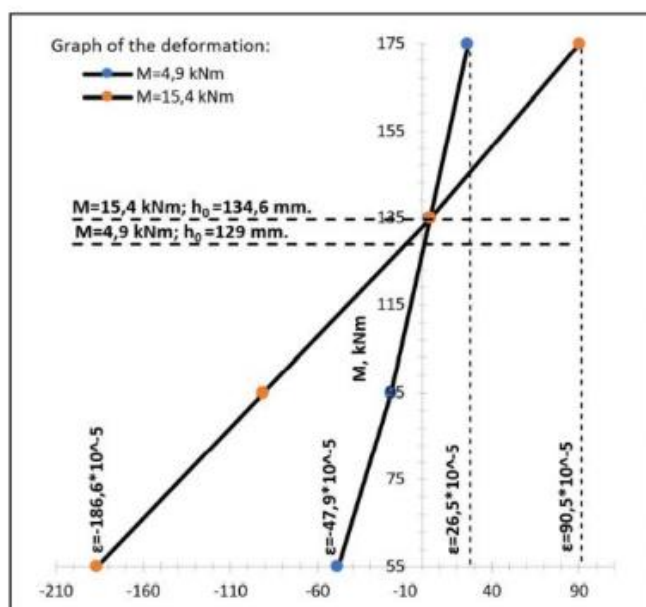
Маркування тестових зразків	Несуча здатність зразків, кНм	Відхилення значень несучої здатності від контрольного зразка	Висота стиснутої зони бетону при: М=4,9 кНм, мм	Висота стиснутої зони бетону при: М=15,4 кНм, мм	Відхилення у змінах висоти стиснутої зони бетону при М=15,4 кНм у порівнянні з М=4,9 кНм, %
В 1.1.1-0	25.703	-	66.71	65	2.563
BD 1.1.2-0-20	20.869	-18.807	67.12	67.759	-0.464
BD 1.2.1-03-20	21.655	-15.749	67.12	75.711	-12.8
BD 1.3.1-05-80	21.02	-18.298	75.83	80.21	-5.776



a



b



c

Рис. 5 Графіки деформації бетону в непошкодженій балці BD 1.1.1: а – перша ділянка; б – друга секція; в – третя секція

Результати досліджень свідчать про збільшення несучої здатності залізобетонних балок на 3,8 % при їх пошкодженні під навантаженням порівняно з ненавантаженими пошкодженими залізобетонними балками.

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

KMP2419245.ПЗ

Лист

47

Додатково зафіксовано ефект зміни положення нейтральної осі: при пошкодженні зразка розтягнута зона бетону зменшується (в зоні пошкодження), а стиснута збільшується. Якщо пошкодження виникають під час завантаження, ця тенденція виконується за рахунок зміни положення нейтральної осі. Це відбувається за рахунок розподілу внутрішніх напружень при просторових змінах елементів у динаміці.

Чисельне дослідження

Для того, щоб дослідити пріоритетність факторів у дослідженні, було здійснено попереднє моделювання в програмному забезпеченні Femap та порівняння з експериментальними зразками. Так під час попереднього моделювання в програмному забезпеченні Femap сформовано матрицю залежності впливу кожного фактора на несучу здатність з подальшим визначенням коефіцієнта впливу та рівняння регресії. Аналізуючи рівняння регресії, ми отримали результати впливу кожного фактора та їх взаємодії на несучу здатність елемента.

Щоб визначити вплив кожного фактора, необхідно розглянути визначення поняття «фактор». Фактор - це незалежна вимірювана змінна, яка в певний момент часу набуває певного значення. Під час роботи кожен фактор, позначений x_i , може стати одним із кількох значень. Такі величини називаються рівнями. Отже, сукупність комбінацій рівнів факторів – це кількість експериментів, яку можна визначити за формулою:

$$N = p^{(k)} . \quad (1)$$

Тут p - рівень, в той час як k - фактор. Тут важливо правильно розставити пріоритети для k і встановити чіткі межі для p . Тоді згідно з (11) оптимальним шляхом буде скласти рівняння:

$$y = b_0 + b_1 x_1 + \dots b_k x_k . \quad (2)$$

Коефіцієнти розраховуються за рівнянням:

$$b_0 = \frac{\sum_{j=1}^N x_{ji} x_{ji}}{N}; j = 0, 1, \dots, k. \quad (3)$$

Зокрема, для b_1 і b_2 :

$$b_1 = \frac{-y_1 + y_2 - y_3 + y_4}{4}, \quad (4)$$

$$b_2 = \frac{-y_1 - y_2 + y_3 + y_4}{4}. \quad (5)$$

Тоді коефіцієнт b_0 визначається залежністю:

$$b_0 = \frac{\sum y_i}{4}. \quad (6)$$

Суть полягає у тому, що в такому варіанті ми враховуємо x_1 та x_2 де:

- x_1 це 30% від граничного навантаження;
- x_2 це величина втрати робочої площини перерізу розміром 3 см.

Встановлено, що такий набір факторів гарно себе показує при дослідженні схожих типів пошкоджень. Залишається лише переконатися в цьому на практиці. Обов'язково враховуємо b_0 це наш параметр що враховує напружено-деформований стан і відповідно оптимізує традиційні методи розрахунку прийняті в нормах..

Відповідно, складемо таблицю залежностей для x_1 та x_2 тоді "+" і "-" будуть прийматися по наявності відповідного фактору.

Нехай:

$$b_0 = 13,993; b_1 = -2,866; b_2 = -2,049; b_{12} = 0,055.$$

Тоді:

$$y = 13.993 - 2.866x_1 - 2.049x_2 + 0.255x_1x_2. \quad (7)$$

Матриця експерименту з ефектом взаємодії факторів

Таблиця 3

No.	x0	x1	x2	x1x2	y
1	+	+	+	+	9.133
2	+	-	+	-	14.756
3	+	+	-	-	13.12
4	+	-	-	+	18.964

Результати моделювання отримані в різних варіаціях з результатами сумарних переміщень отриманої моделі: звичайна балка без будь-яких пошкоджень, балка з пошкодженнями без початкового рівня навантаження та з пошкодженнями, взятими з початковим навантаженням 0,3 від несучої здатності від штатної промінь.

Порівняння результатів моделювання з різними комбінаціями факторів

Таблиця 4

N o.	Тип випробування	Максимальне повне зміщення моделі, мм	Розходження з контрольним зразком
1	Контрольний зразок (без пошкоджень)	0.758	-
2	Пошкодження глибиною 30 мм без початкового навантаження	1.127	1.48
3	Пошкодження 30 мм при початковому навантаженні в 30% від несучої здатності	0.898	1.18

Висновок

Виявлено, що при визначенні граничного навантаження, що може бути сприйняте елементом при пошкодженні необхідно задати собі запитання про початкове навантаження при якому це пошкодження було заподіяне. Адже, як виявило експериментальне дослідження деформації можуть досягати +48% за звичайних умов пошкоджень, які не містять значних навантажень елемента. Проте вже пошкодження під час 30% навантаження від граничного значення, що може втримати елементи демонструє збільшення деформацій на 18%.

Таким чином, наведене чисельне дослідження дозволяє передбачити реальну несучу здатність залізобетонних балок, що мають схожі пошкодження, прямо на будівельному майданчику та прийняти рішення по необхідності демонтажу та заміни елемента. Пошкодження бувають дуже різні саме тому необхідно більше експериментальних досліджень для розробки унікальних методів обчислень граничної степені навантажень для таких залізобетонних елементів.

Див. розділи 4, 5 і 6 в Додатках

Список Літератури

1. M. LOBODANOV, Z. BLIKHARSKYY, P. VEGERA & ANDRII KARPUSHYN; Bearing Capacity of Reinforced Concrete Beams with Damages in the Compressed Area Obtained Before the Workload of 50–70%.
https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_24
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.: ДБН 2.6-98: 2009. - [Дійсний від 2011-07-01]. - "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (НДІБК).
3. E. V. KLYMENKO та K. V. POLIANSKYI "Experimental studies of the stress-strain state of damaged reinforced concrete beams.," Bulletin of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture ,, 2019, 76: 24-30
4. A.V. GASENKO, V.A. KYRYCHENKO and O.A. KRUPCHENKO, «Numerical studies of the stress-strain state of damaged reinforced concrete ribbed paving slabs., »Collection of scientific works [Poltava National Technical University. Yu. Kondratyuk]. Ser .: Industrial Engineering, Construction ,, 2013, 4 (1): 78-83.
5. Voskobiynyk, O.P., Kitaev, O.O, Makarenko, Ya. V., & Bugaenko, E.S. Experimental studies of reinforced concrete beams with defects and damage that cause oblique bending. Collection of scientific works [Poltava National Technical University. Yu. Kondratyuk]. Ser .: Branch Engineering, Construction, 2011, 1: 87-92.
6. E.V. KLYMENKO, O.S. CHERNEVA and M.I. AREZ, "The nature of the destruction of damaged T-beams" Bulletin of the National University of Lviv Polytechnic. Theory and practice of construction ,, 2013, 755: 179-183.
7. E.V. KLYMENKO, O.S. CHERNEVA and M.I. AREZ "On the stress-strain state of damaged reinforced concrete beams of T-section." Resource-saving materials, structures, buildings and structures ,, 2013, 25: 308-312.
8. E.V. KLYMENKO; J. KOS. Carrying capacity of postal codes of flexible reinforced concrete columns. Bulletin of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 2018, 72: 48-58

9. KLYMENKO, E.V; DUDENKO, T.A On the question of calculation of damaged reinforced concrete columns. Bulletin of the National University of Lviv Polytechnic. Theory and practice of construction, 2013, 755: 169-172.

10. KLYMENKO, EV; ORESHKOVYCH, M. On the question of studying the work of compressed damaged reinforced concrete elements of round cross section. Bulletin of the National University of Lviv Polytechnic. Theory and practice of construction, 2013, 755: 173-178.

11. Vozniak O. T, Zhelykh V. M. (2003) Osnovy naukovykh doslidzhen u budivnytstvi. Lviv: Vyd-vo NU Lvivska politekhnika <http://vlp.com.ua/node/2517>.

					KMP2419245.ПЗ	Лист
						95
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

ДОДАТКИ