РЕФЕРАТ

Ремонтна майстерня вантажних автомобілів у м. Броди Львівської області з аналізом впливу структури і властивостей пінобетону на спільну роботу з арматурою.

Яворський Олег Володимирович – Дипломний проект. Кафедра технології та організації будівництва. – Дубляни, ЛНУП, 2024.

92с. текстової частини, 31 рис., 5 таблиць, 70 джерела.

В дипломному проекті запроектовано генеральний план забудови підприємства з ремонту автомобілів. Однією з ключових будівель на території підприємства є ремонтна майстерня, проект якої розроблено в даному дипломному проекті. Будівля ремонтної майстерні прямокутної форми.

Конструктивна схема будівлі каркасна, запроектована із збірних залізобетонних елементів, таких як колони, балки і плити, які були ретельно розраховані та запроектовані. Розроблено, технологічну карту на монтаж конструкцій, будівельний генеральний план та графік будівництва. Це забезпечує можливість зведення майстерні за сучасними технологіями з високою якістю, надійністю та ефективністю..

ЛНУП кафедра ТОБ

ЗМІСТ

ВСТУП **8**

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ **9**

1.1 Генплан. **9**

1.2 Об'ємно-планувальне вирішення. **10**

1.3 Конструктивне вирішення. **10**

1.4 Інженерно-технічне обладнання **12**

1.4.1 Опалення. 12

1.4.2 Вентиляція. 13

1.4.3 Каналізація. 13

1.4.4 Електропостачання. 13

1.4.5 Пожежна сигналізація. 13

РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ **14**

2.1 Розрахунок рами. **14**

2.1.1 Постійне навантаження. 14

2.1.2 Снігове навантаження. 17

2.1.3 Вітрове навантаження 19

2.2 Розрахунок та конструювання колони **24**

2.2.1 Вибір матеріалів 24

2.2.2 Розрахунок за нормальними перерізами верхньої частини колони 26

2.2.3 Розрахунок верхньої частини колони з площини рами 32

2.2.4 Розрахунок похилих перерізів 33

2.2.5 Розрахунок та конструювання нижньої частини колони за нормальними перерізами у площині рами 34

2.2.6 Розрахунок колони з площини рами 38

2.2.7 Розрахунок похилих перерізів 39

РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ **41**

3.1 Технологічна карта на монтаж конструкцій **41**

3.1.1 Вибір типу машин і механізмів для монтажу 41

3.1.2 Вибір транспортних засобів для перевезення конструкцій 46

ЛНУП кафедра ТОБ

3.1.3 Визначення складу бригади 48
3.1.4 Вказівка щодо монтажу збірних конструкцій 48
3.1.5 Техніка безпеки при монтажі конструкцій 49
3.2 Технологічна карта на влаштування бетонних покриттів промислових підлог 50
3.2.1 Влаштування основи під підлоги 50
3.2.2 Влаштування бетонної основи 52
3.2.3 Влаштування бетонних покриттів промислових підлог 52
3.3 Проектування будгенплану 55
3.3.1 Розрахунок тимчасового складу. 55
3.3.2 Розрахунок тимчасових будинків. 56
3.3.3 Визначення потреби в воді. 57
3.3.4 Розрахунок потреби в енергоресурсах 57
РОЗДІЛ 4 ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА 59
4.1 Зведений кошторисний розрахунок Ошибка! Закладка не определена.
4.2 Об`єктний кошторис ..... Ошибка! Закладка не определена.
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ 66
5.1 Аналіз умов праці в майстерні з ремонту та виготовлення металоконструкцій на будівельному об'єкті Ошибка! Закладка не определена.
5.2 Блискавкозахист будинку ..... Ошибка! Закладка не определена.
5.3 Аналіз стану охорони праці ..... Ошибка! Закладка не определена.
5.4 Проект покращення умов і безпеки праці Ошибка! Закладка не определена.
5.5 Техніка безпеки при монтажі каркасу Ошибка! Закладка не определена.
5.6 Техніка безпеки при виробництві покрівельних робіт ..... Ошибка! Закладка не определена.
5.7 Техніка безпеки при виконанні штукатурних робіт ..... Ошибка! Закладка не определена.
5.8 Техніка безпеки при влаштуванні підлог Ошибка! Закладка не определена.
ЛНУП кафедра ТОБ

РОЗДІЛ 6 НАУКОВА РОБОТА 70

6.1 Аналіз наукових досліджень з вивчення напружено-деформованого стану контактного шару при висмикуванні арматури з ніздрюватого бетону 76

6.2 Числове моделювання напружено-деформованого стану ніздрюватих бетонів при висмикуванні арматури 80

ВИСНОВКИ 86

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК 87

ЛНУП кафедра ТОБ

ВСТУП

Зростання сільського господарства у відповідності з новими машинами, використанням передових технологій та оптимізацією управління є ключовими чинниками для підвищення продуктивності сільськогосподарського виробництва. На сучасному етапі важливий акцент робиться на розвитку і будівництві в сільській місцевості, зокрема на вдосконаленні матеріально-технічної бази для будівництва сільськогосподарських об'єктів. Особлива увага приділяється використанню місцевих будівельних матеріалів, а також необхідності нових архітектурно-планувальних рішень для ефективного організаційного та естетичного вдосконалення забудови.

Без внесення корінних змін у зовнішній вигляд сільської місцевості та без розгляду її внутрішніх проблем, наша країна не зможе досягти успішної реалізації програми забезпечення продовольства. Тому актуальним стає створення виробничих підприємств, що в свою чергу дасть поштовх на будівництво інших об’єктів (житла, інфраструктури).

ЛНУП кафедра ТОБ

Дипломне проектування визначає завершення навчання у вищому навчальному закладі та дозволяє оцінити рівень здобуття студентом знань. Для оцінки цього критерію розробляється дипломний проект, який, у даному випадку, фокусується на будівництві ремонтної майстерні. Цей об’єкт призначений для ремонту вантажних автомобілів сільськогосподарського призначення та автомобілів для інших сфер. Розвиток цього ремонтної майстерні визначається як невеликий, але поступовий крок у поліпшенні виробництва сільськогосподарської продукції та покращення логістики.

РОЗДІЛ 1
АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ

1.1 Генплан.

Ландшафт ділянки будівництва характеризується пологим нахилом у напрямку південного сходу і є підходящим для будівництва. Згідно технологічної схеми генплану включає такі будівлі та споруди:

- Ремонтно-механічний корпус.
- Цех ремонту сировини.
- Склад мастильно-паливної продукції.
- Адміністративно-побутовий корпус.
- Склад навіс.
- КПП.
- Бокс для автомашин і площадки.
- Об’єкти енергетичного господарства.

В'їзд на територію ремонтної майстерні розрахований на ширину 7 м і здійснюється з існуючої дороги з асфальтовим покриттям. Проїзди на території асфальтовані з шириною 7 і 3 м, з врахуванням відведення дощових вод за рахунок нахилів дороги. Площадки і тротуари оснащені асфальтовим і плиточним покриттям.

ЛНУП кафедра ТОБ

Між виробничою зоною і адміністративним корпусом передбачено створення відкритого пожежного водоймища, яке виконує функції як декоративного оформлення, так і водного резервуара.

Зовнішні інженерні мережі розташовані підземно в залізобетонних лотках.

Архітектурне оформлення зони для відпочинку між виробничим і адміністративним корпусом включає проектування квітників, висадження декоративних кущів і дерев, а також розташування лавок. Це оформлення включає водоймище.

Озеленення території ремонтної майстерні реалізується через систематичне та випадкове висадження дерев і кущів, а також застосування частини природного ландшафту на східній і північно-східній частині ділянки.

Показники по генплану:

– Площа забудови – 1.12
– Щільність – 18.4
– Процент озеленення – 52.3
– Площа доріг і площадок – 29.3

1.2 Об’ємно-планувальне вирішення.

Ремонтна майстерня спеціалізується на ремонті автомобілів та іншої сільськогосподарської техніки, розрахований на відповідні технологічні процеси. В плані прямокутної форм. Комплекс складається з одноповерхової частини та двоповерхової частини.

З урахуванням технологічного процесу приміщення ремонтної майстерні розділені на дільниці:

Збирально-розбиральна.

Дільниця фарбування.

Ремонтно-механічна.

Дільниця ремонту двигунів та палевно-мастильних механізмів.

ЛНУП кафедра ТОБ

Основні показники ремонтно-механічного цеху:

Площа забудови: 3417 м².

Будівельний об’єкт: 29510 м².

Корисна площа: 5517 м².

Одноповерхова частина запроектована прольотом несучих конструкцій 12 м при кроці 6м.

Двоповерхова частина складається з двох пролітів 9 і 12 метрів. Крок колон 6 метрів. Висота першого поверху - 5.4 метра, висота другого - 3.9 метра. Тут розташовані дільниці складання і ремонту вузлів агрегатів. Крім того, в цій частині розташовані дві венткамери - одна на першому поверсі, інша на другому.

1.3 Конструктивне вирішення.

За конструктивною схемою будинок відноситься до споруд із повним каркасом. У одноповерховій частині використовуються колони з попеерчним перерізом 300 × 400 мм за серією 1.423-3. Також використовуються решітчасті

балки прольотом 12 м за серією 1,462.1-3/80 та ребристі плити покриття розміром 3 × 6 м. Проект передбачає використання металевих ліхтарів шириною 6 м. Кріплення балок і плит покриття здійснюється на зварюванні.

Просторову жорсткість каркасу в площині рами забезпечує жорстке з'єднання балки з колоною, а з площини рами хрестові зв'язки між колонами і зв'язки по ліхтарях.

Каркас двохповерхової частини включає колони висотою на 2 поверхи, одноконсольні для крайніх і двоконсольні для середнього ряду за серією 1-420-6, ригелі прольотом 9 і 12 м та залізобетонні ребристі плити перекриття і покриття. Просторову жорсткість каркасу з площини рами забезпечуємо за допомогою портальних зв'язків між колонами на рівні першого і другого поверхів. З'єднання ригелів і колон виконується вантовою зваркою з подальшим замонолічуванням звязків.

Фундаменти запроектовані як монолітні залізобетонні за серією 1-412-2/77. Залежно від навантажень і конструкцій колон приймаємо різні типорозміри за серією 1,415-1, під цегляні стіни, таврові під панельні стіни трапецієвидного перерізу.

ЛНУП кафедра ТОБ

Стіни будівлі в основному виконані із збірних залізобетонних панелей довжиною 6, 9 і 12 м, товщиною 240 і 300 мм і висотою 1,2 і 1,8 м за серією 1,426-4. У місцях встановлення воріт передбачено цегляні стіни товщиною 380 мм.

Сходова клітка також виконана з цегли з товщиною стін 380 мм. Сходові марші і площадки виконані за серією ШІ 27-1.

Перегородки венткамер і санвузлів цегляні з товщиною в пів цегли. На першому поверсі у венткамерах армуються Ø4 Вр-І через 5 рядів по висоті. Для розмежування технологічних процесів передбачено перегородки із металічних сітчастих щитів розмірами за серією 1.343-1.85.

По торцях будинку передбачено металеві стійки, які кріпляться до анкерних болтів фундаментів і до закладних деталей колон.

Вікна металеві із спареними рамами за серією 1,364-4. Ворота і двері дерев'яні за серією 1,236-5. Жалюзі решітки наварюються після встановлення вікон.

Підлоги на першому поверсі виконуються по ущільненому грунту і бетонній підготовці товщиною 100 мм. На другому поверсі влаштовується шлакобетонна підготовка для підвищення звукоізоляційних якостей перекриття.

Застосовуються три типи підлог, зокрема:

– з бетонним перекриттям товщиною 30 мм;

– з покриттям із керамічної плитки;

– з покриттям із мозаїчних плит.

Покрівля чотирьохшарова, рулонна з руберойду на бітумній мастиці. Утеплювач – керамзит з об'ємною вагою 500 кг/м³. Крім цього конструкція покрівлі включає пароізоляцію з одного шару руберойду на бітумній мастиці, асфальтову стяжку товщиною 20 мм і гравійну насипку.

Внутрішнє оздоблення включає наступні роботи: штукатурка цегляних стін і перегородок, фарбування стін і стель, масляні фарбування металоконструкцій ліхтарів, фахверків, зв'язків, вікон, а також дерев'яних воріт і дверей за 2 рази.

ЛНУП кафедра ТОБ

1.4 Інженерно-технічне обладнання.

1.4.1 Опалення.

Опалення приміщень ремонтної майстерні здійснюється за допомогою водяної системи. Розрахункова температура води в системі приймається $t = 70^{o}\ C$

Система опалення розроблена як однотрубна з окремими вітками. Опалювальні прилади запроектовані, зварними з 4-х труб діаметром 114 мм і довжиною 3,6 м. Трубопроводи системи опалення фіксуються на металічних кронштейнах, які приварені до колон. Труби прокладаються в технічних каналах біля воріт і дверей.

Магістральні трубопроводи теплопостачання прокладаються у залізобетонних лотках на металічних кронштейнах.

Система водяного опалення розрахована на підтримку температури приміщень $+15^{o}C$.

1.4.2 Вентиляція.

Вентиляція та кондиціювання повітря відбуваються за допомогою приточно-витяжних систем. Притік свіжого повітря здійснюється через венткамеру на першому поверсі двохповерхової частини, а витяжна вентиляція виглядає як покрівельні вентилятори. Додатково передбачено місцеві витяжки на ділянці фарбування. Також передбачено повітряні завіси у воріт, які прогріваються водяними калориферами.

1.4.3 Каналізація.

Каналізація проектом передбачена господарсько-фекальна та дощовою з випусками в мережу міської каналізації. Господарсько-фекальна складається з чавунних труб діаметром 100 і 50 мм, а дощова зі стальних труб від воронок по полках верхніх ригелів і балках зі стояками і випусками по осі “Д”.

1.4.4 Електропостачання.

ЛНУП кафедра ТОБ

Електропостачання реалізується через два кабельні виводи (силовий і освітлювальний) від трансформаторної підстанції. Напруга в силовій мережі складає 380 В, а в освітлювальній – 220 В. Заземлення нейтральне для кожного виводу. Силові сітки призначені для підключення двигунів технологічного обладнання і вентиляторів. У приміщеннях передбачено різні види освітлення: робоче (загальне і місцеве), аварійне (евакуаційне) і переносне. Для робочого і аварійного освітлення використовується напруга 220 В, а для переносного – 36 В. Загальне робоче і евакуаційне освітлення передбачене стільниками з люмісцентними лампами.

1.4.5 Пожежна сигналізація.

Проект пожежної сигналізації виконаний відповідно до вимог для будинків і приміщень підприємств, які підлягають автоматичній сигналізації.

РОЗДІЛ 2
РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Розрахунок рами.

На конструкцію рами впливають наступні види навантажень:

- Постійне навантаження:
- Вага покрівлі.
- Вага ліхтарів.
- Вага плит покриття.
- Власна вага балок.
- Снігове навантаження.
- Вітрове навантаження:

Розрахунок вітрового навантаження виконується тільки для лівої сторони рами при вітрі зліва і для правої сторони при вітрі справа. З правого боку рама захищена від дії вітру продовженням корпусу.

Процес збору навантажень на раму передбачає врахування цих факторів для ефективного проектування та забезпечення стійкості та надійності конструкції.

ЛНУП кафедра ТОБ

2.1.1 Постійне навантаження.

Таблиця 2.1 – Збір навантаження

№ n/n	Тип і склад покриття	Нормат. наванта ження $кН/м^2$	К-т надійн. по навант., γ	Розрахунк. навантажен q_p, $кН/м^2$
1.	Гравій втоплений в бітумну мастику	0,15	1,3	0,195
2.	Чотири шари руберойду на бітумній мастиці	0,15	1,3	0,195
3.	Асфальтова стяжка тов. 20 ($\rho = 1,8$ $т/м^3$) $1,8 \cdot 0,02 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,335	1,3	0,436

4.	Утеплювач (керамзит) тов. 100 *мм* ($\rho = 0,55\ т/м^3$) 1,8·0,02·9,81 · 0,95	0,513	1,3	0,667
5.	Пароізоляція – 1 шар руберойду на бітумній мастиці	0,05	1,3	0,065
6.	Панель покриття з бетоном замонолічування	1,49	1,1	1,64
7.	Маса конструкції ліхтаря	0,8	1,1	0,88
	Всього:	3,488		q_p =4,078

Власна вага залізобетонної балки – $5,4\,т$, або $5,4 \cdot 9,81 = 52,97\ кН$.

Щодо вітрового навантаження, аналізується вітер зліва (навітрена сторона).

Розрахункове погонне навантаження на один метр від власної ваги становить:

ЛНУП кафедра ТОБ

$$q_б = 52,97 \cdot 0,95 \cdot 1,1 / 11,96 = 4,62\ \left(кН / м\right).$$

Розрахункове погонне навантаження на один метр від покрівлі становить:

$$q_п = q_б \cdot B = 4,078 \cdot 6 = 24,47\ \left(кН / м\right)$$

Розрахункове постійне навантаження на один погонний метр становить:

$$q = 4,62 + 24,47 = 29,1\ \left(кН / м\right)$$

Опорні реакції в шарнірах рами:

$$A_1 = A_2 = \frac{ql}{2} = \frac{29,1 \cdot 12}{2} = 174,6\ \left(кН\right)$$

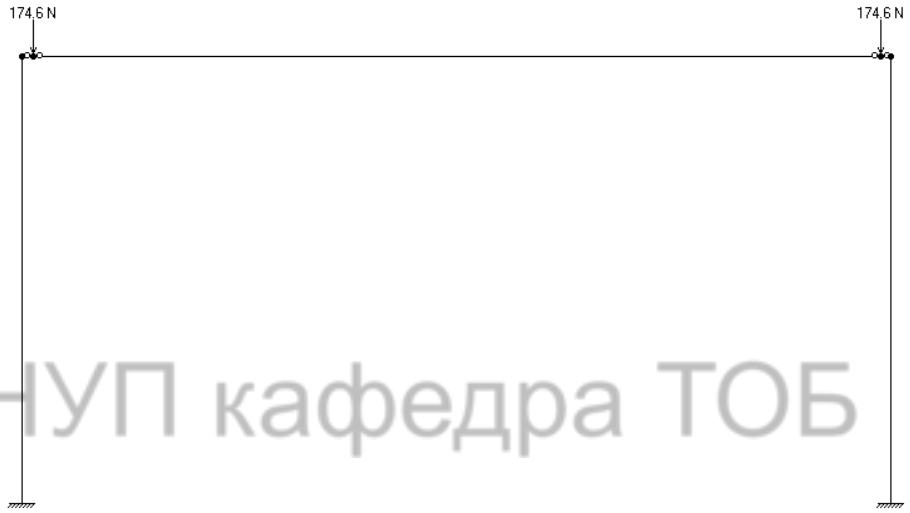
Канонічне рівняння методу сил: $\delta_{11} \cdot x + \Delta_{1p} = 0$;

Визначимо коефіцієнти канонічного рівняння

$$\delta_{11} = \frac{1/2 \cdot 6{,}15^2 \cdot 2/3 \cdot 6{,}15}{E \cdot y} \cdot 2 = \frac{37.82 \cdot 4.1}{E \cdot y} = \frac{155.05}{E \cdot y}$$

$$\Delta_{1p} = -\frac{1/2 \cdot 6{,}15^2 \cdot 26{,}19}{E \cdot y} \cdot 2 = -\frac{37{,}82 \cdot 26{,}19}{E \cdot y} = -\frac{990{,}5}{E \cdot y} \quad x = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{990{,}5}{155{,}06} = 6{,}39$$

За даними будуємо схему навантаження та проводимо розрахунок з визначення епюр M, N, Q.



ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 2.1 Схема навантаження рами постійним навантаженням

Рис. 2.2 Епюра моментів від постійного завантаження

Рис. 2.3 Епюра поперечних зусиль від постійного навантаження

ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 2.4 Епюра нормальних зусиль від постійного навантаження

2.1.2 Снігове навантаження.

Навантаження від снігу для аналізу рами розглядається як рівномірно розподілене, відповідно до вимог 4-го кліматичного району згідно з ДБН $p_0 = 1.4\ (кН/м^2)$.

Нормативне навантаження від снігу визначається розрахунковим погонним навантаженням.

$$p = 0,5 \cdot 0,95 \cdot 1,4 \cdot 6 = 4,2\ (кН)$$

$$\delta_{11} \cdot y + \Delta_{1p} = 0;\ \delta_{11} = \frac{155,06}{E \cdot y};\ \Delta_{1p} = -\frac{1/2 \cdot 6,15^2 \cdot 3,78}{E \cdot y} \cdot 2 = -\frac{37,82 \cdot 3,8}{E \cdot y} = -\frac{142,96}{E \cdot y}$$

$$y = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{142,96}{155,06} = 0,922$$

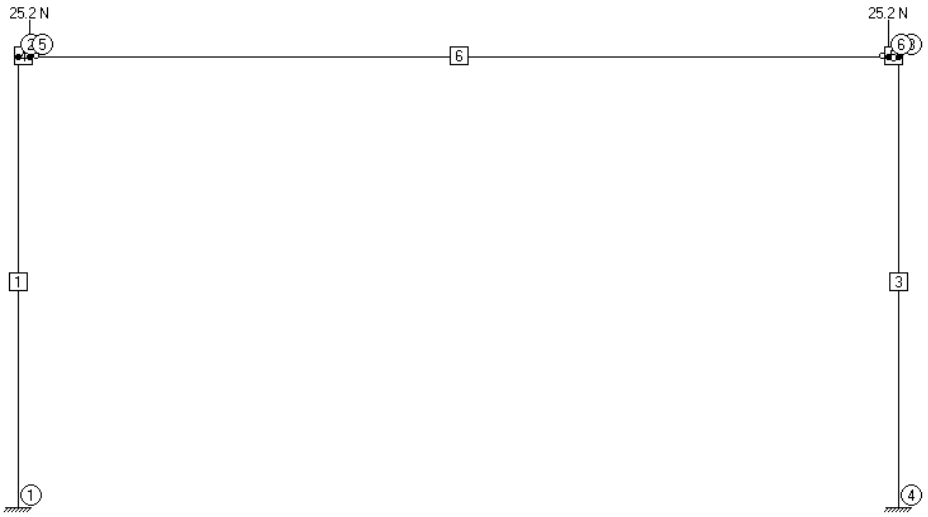


Рис. 2.5 Схема завантаження рами сніговим навантаженням

ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 2.6 Епюра моментів від снігового навантаження

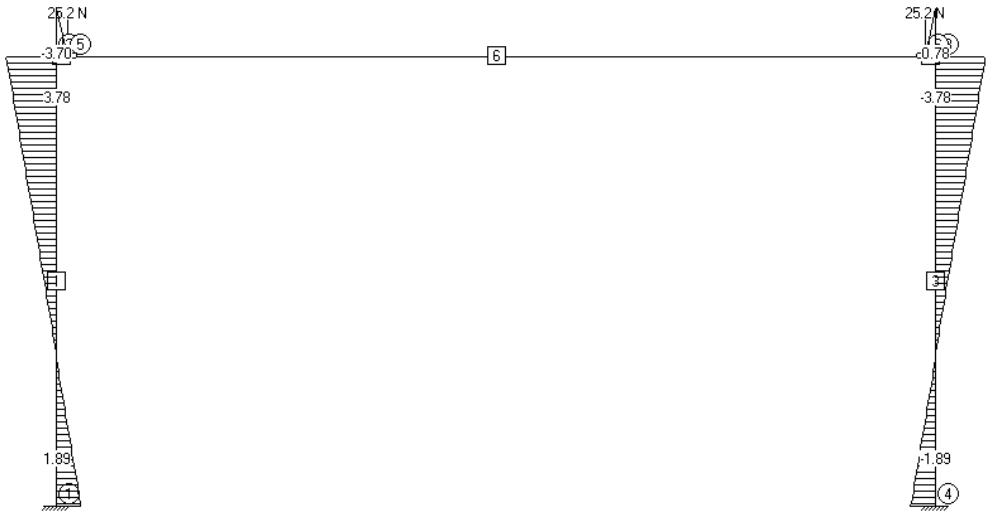
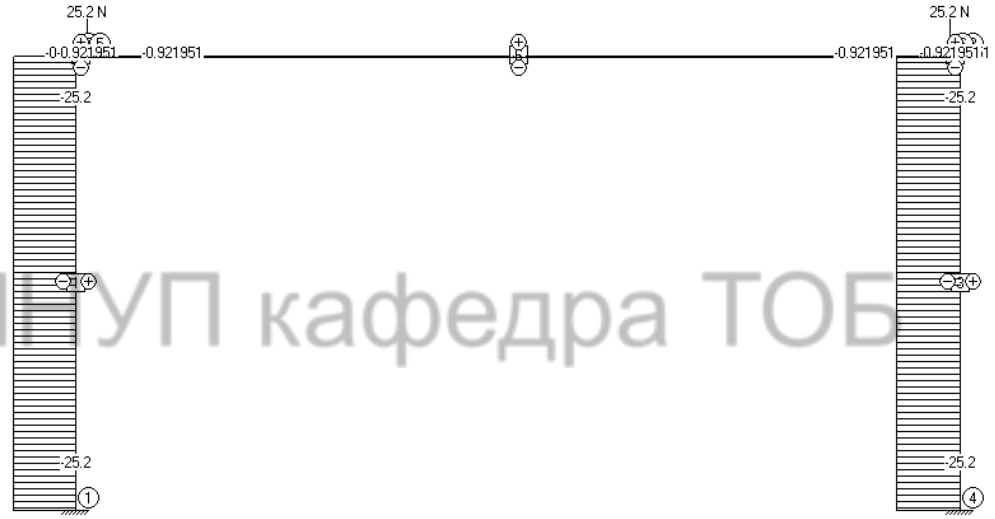


Рис. 2.7 Епюра поперечних зусиль від снігового навантаження



ЛНУП кафедра ТОБ

Рис 2.8 Епюра нормальних зусиль від снігового навантаження

2.1.3 Вітрове навантаження

Нормативне вітрове навантаження ω_0 для 4-го вітрового району згідно ДБН: $\omega_0 = 0,55\ кН/м^2$;

Розрахункове навантаження на одиницю поверхні $\omega_p = \omega_0 \cdot c \cdot k$

де k – коефіцієнт, який враховує тип вітру по висоті

c – аеродинамічний коефіцієнт

$$\omega_p = 0,55 \cdot 0,8 \cdot 1 = 0,304\ \left(кН/м^2\right)$$

Розрахункове погонне навантаження від вітру:

$$\omega = 0,304 \cdot 6 \cdot 1,2 = 2,19 \ \left(кН/м\right)$$

На раму крім рівномірно розподіленого навантаження діє вузлова сила W від тиску вітру на ліхтарі і стіни вище ригеля рами.

$$W = \omega \cdot 3.56 = 2.19 \cdot 3.56 = 7.77 \ \left(кН\right)$$

ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 2.9 Схема вітрового навантаження на раму (вітер зліва)

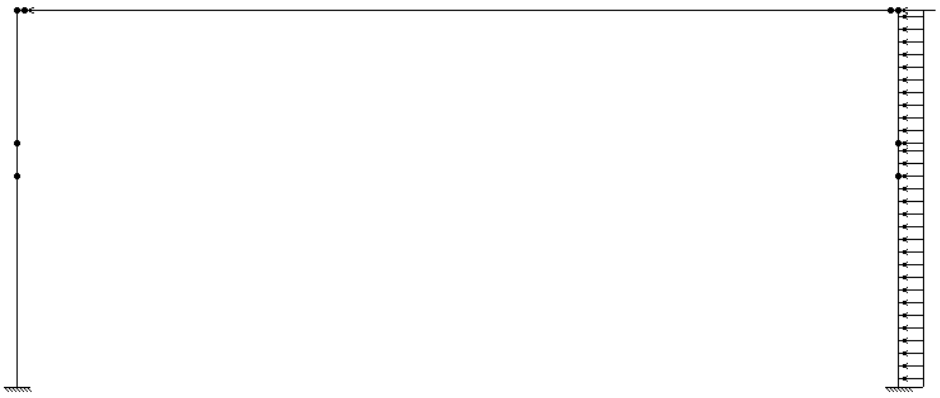


Рис. 2.10 Схема вітрового навантаження на раму (вітер справа)

$$\omega_p' = 0,38 \cdot 0,6 \cdot 1 = 0,228 \ \left(кН/м^2\right)$$

Розрахункове погонне навантаження

$$\omega' = 0,228 \cdot 6 \cdot 1,2 = 1,64 \ (кН/м)$$

Вузлова сила W'

$$W' = \omega' \cdot 3.55 = 1,64 \cdot 3.55 = 5.82 \ (кН)$$

Розрахунок рами проводимо на кожен вид навантаження окремо методом сил.

1. Вітер зліва.

Визначаємо моменти від діючого навантаження

$$H_p = W \cdot 6,15 + \frac{\omega \cdot 6,15^2}{8} = 7,77 \cdot 6,15 + \frac{2,19 \cdot 6,15^2}{8} = 47,78 + 10,35 = 58,13 \ (кН \cdot м)$$

Момент в центрі ваги епюри H_p

ЛНУП кафедра ТОБ

$$H_p^{2/3} = 7,77 \cdot 4,1 + \frac{2,19 \cdot 4,1^2}{8} = 31,85 + 4,6 = 36,45 \ (кН \cdot м)$$

Канонічне рівняння $\delta_{11} \cdot x + \Delta_{1p} = 0$; $\delta_{11} = \frac{155.06}{E \cdot y}$;

$\Delta_{1p} = -\frac{1/2 \cdot 6,15^2}{E \cdot y} \cdot 36,45 = -\frac{690,21}{E \cdot y}$; $x = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{690,21}{155,06} = 4,45.$

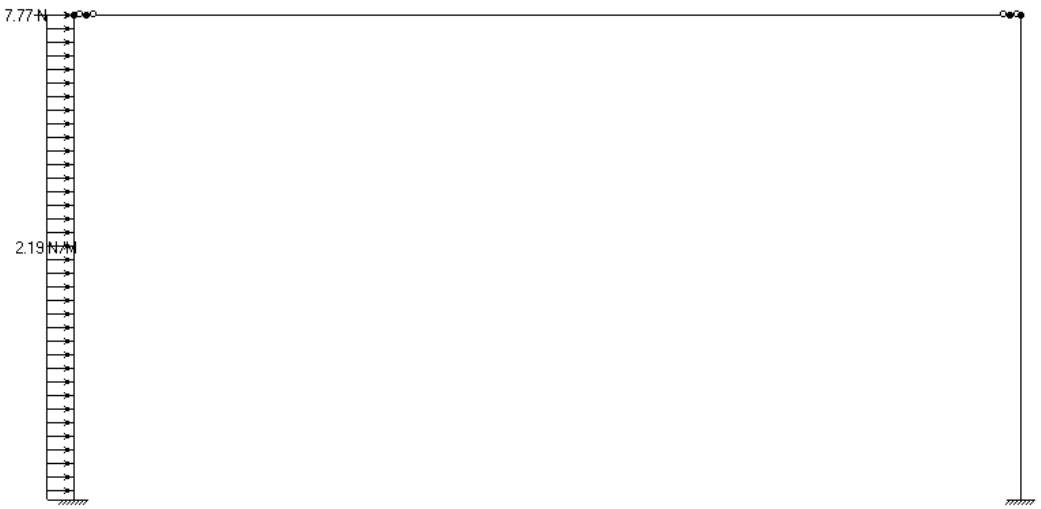


Рис. 2.11 Схема завантаження вітровим навантаженням (вітер зліва)

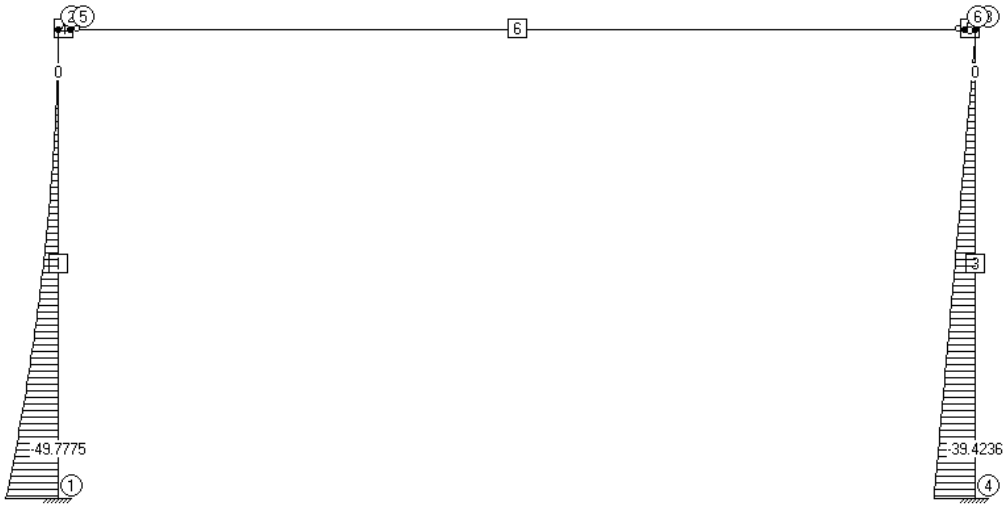
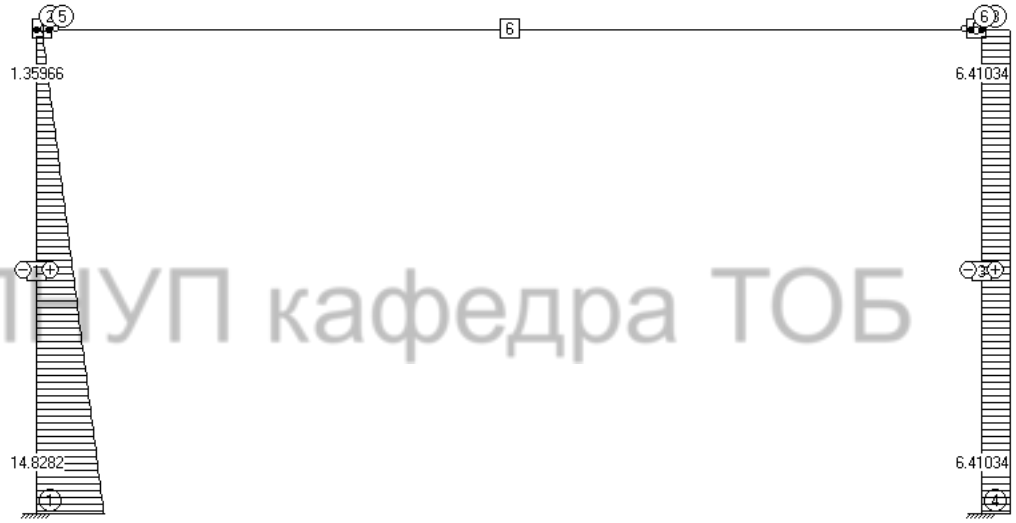


Рис. 2.12 Епюра моментів від вітрового навантаження



ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 2.13 Епюра поперечних зусиль від вітрового навантаження

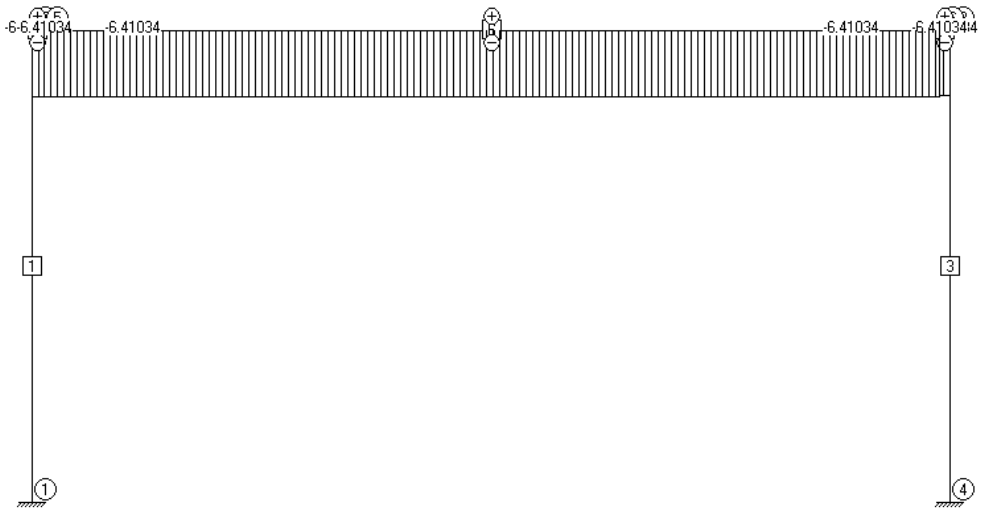


Рис. 2.14 Епюра нормальних зусиль від вітрового навантаження

2. Вітер справа. $H_p = 5,82 \cdot 6,15 + \frac{1,64 \cdot 6,15^2}{8} = 35,79 + 7,75 = 43,54 \ (кН \cdot м)$

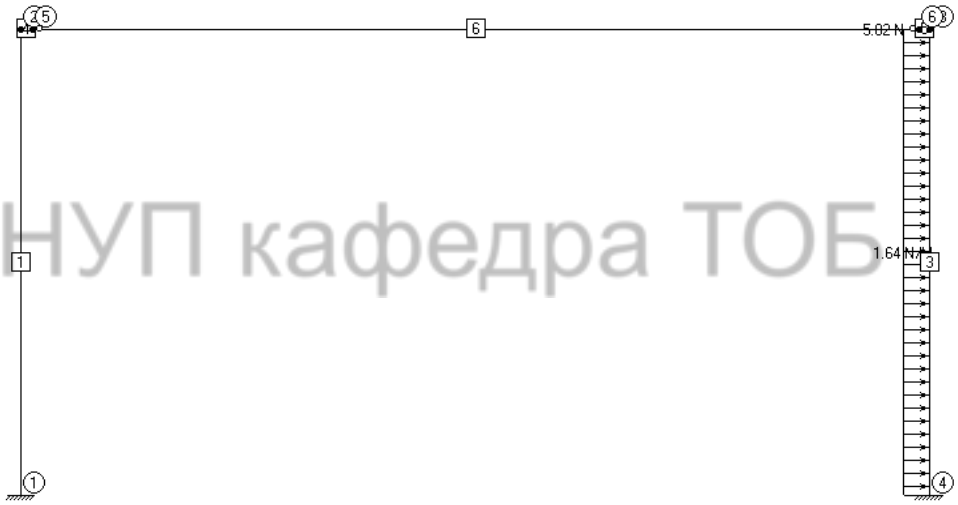
Момент навпроти центру ваги епюри H_1

$$H_p^{2/3} = 5,82 \cdot 4,1 + \frac{1,64 \cdot 4,1^2}{8} = 23,28 + 3,28 = 27,31 \ (кН \cdot м)$$

Канонічне рівняння

$$\delta_{11} \cdot x + \Delta_{1p} = 0;\ \delta_{11} = \frac{155.06}{E \cdot y};\ \Delta_{1p} = \frac{1/2 \cdot 6,15^2 \cdot 27,31}{E \cdot y} = \frac{516,43}{E \cdot y};$$

$$x = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = -\frac{516,43}{155,06} = -3,33.$$



ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 2.15 Схема прикладання вітрового навантаження (вітер справа)

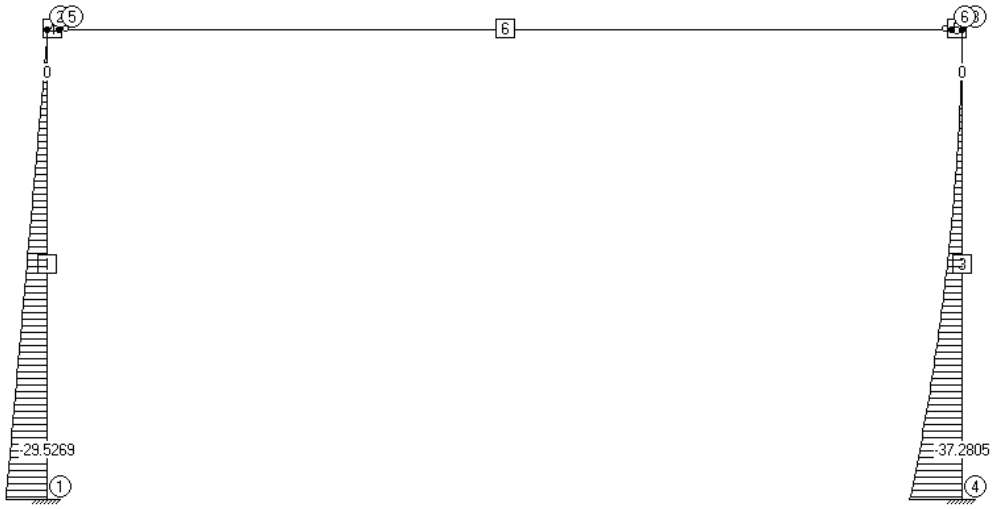


Рис. 2.16 Епюра моментів від вітрового навантаження

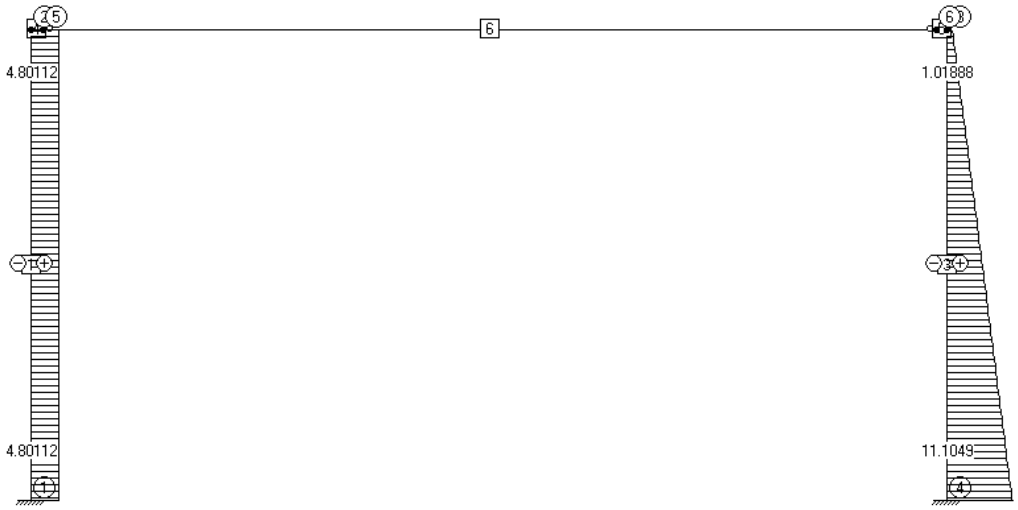
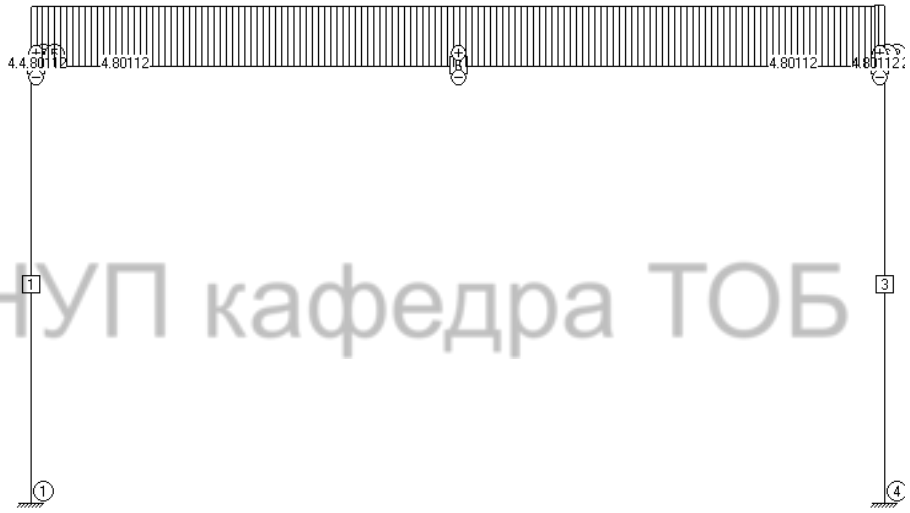


Рис. 2.17 Епюра поперечних зусиль від вітрового навантаження



ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 2.18 Епюра нормальних зусиль від вітрового навантаження

2.2 Розрахунок та конструювання колони

2.2.1 Вибір матеріалів

Бетон колон С25/30 характеризується несучою здатністю та деформаційними характеристиками, згідно табл. 3.1 [3]:

Характеристичне (нормативне) значення міцності на стиск: $f_{ck} = 22,00$ МПа $= 2,20$ кН / см^2;

- розрахункове значення несучої здатності на стиск:

$f_{cd} = 17,00$ МПа $= 1,70$ кН / см^2;

- середнє значення несучої здатності бетону на осьовий розтяг:

$f_{ctm} = 2,60$ МПа $= 0,26$ кН / см^2;

- характеристичне значення несучої здатності бетону на осьовий розтяг:

$f_{ctk,0,05} = 1,80$ МПа $= 0,18$ кН / см^2;

- середнє значення початкового модуля пружності:

$E_{cm} = 32,50\ ГПа = 3250$ кН / см^2;

- характеристичне значення модуля пружності:

$E_{ck} = 29,0\ ГПа = 2900$ кН / см^2;

- розрахункове значення модуля пружності:

$E_{cd} = 25,00\ ГПа = 2500$ кН / см^2;

- коефіцієнт надійності для бетону, приймаємо згідно табл. 2.1 [3], що рівний $\gamma_c = 1,3$;

- характеристичні значення відносних деформацій: $\varepsilon_{c1,ck} = 0,00176; \varepsilon_{cu1,ck} = 0,00355$;

- розрахункове значення відносної деформації: $\varepsilon_{c1,cd} = 0,00169; \varepsilon_{cu1,cd} = 0,00328$.

ДНУП кафедра ТОБ

Щодо поздовжньої робочої арматури, прийнято А400С, а її міцнісні та деформаційні характеристики взяті з табл. 3.4 ДБН.

- характеристичне значення міцності на межі текучості:

$f_{yk} = 400$ МПа $= 40,00$ кН / см^2;

- розрахункове значення міцності на межі текучості:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,10} = 363 \text{ МПа} = 36,30 \text{ кН / см}^2,$$

де $\gamma_s = 1,10$ - коефіцієнт надійності для арматури, приймаємо за табл. 2.1 ДБН;

- розрахункові значення міцності поперечної арматури:

$$f_{ywd} = 285 \text{ МПа} = 28,50 \text{ кН / см}^2,$$

- розрахункове значення модуля пружності:

$E_s = 2{,}1\times10^5$ МПа $= 2{,}1\times10^4$ кН / см^2;

- розрахункове значення відносних деформацій при максимальному навантаженні: $\varepsilon_{ud} = 0{,}025$.

Поперечна арматура прийнята як В500, і її міцнісні та деформаційні характеристики взяті з табл. 3.4 ДБН:

- характеристичне значення міцності на межі текучості:

$f_{yk} = 500$ МПа $= 50$ кН / см^2;

- розрахункове значення міцності на межі текучості:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1{,}25} = 400 \text{ МПа} = 40 \text{ кН / см}^2,$$

де $\gamma_s = 1{,}25$ - Коефіцієнт надійності для арматури, взятий з табл. 2.1 [3];

ЛНУП кафедра ТОБ

- розрахункове значення міцності поперечної арматури:

$f_{ywd} = 300$ МПа $= 30$ кН / см^2;

- розрахункове значення модуля пружності:

$E_s = 1{,}9\times10^5$ МПа $= 1{,}9\times10^4$ кН / см^2;

- розрахункове значення відносних деформацій при максимальному навантаженні: $\varepsilon_{ud} = 0{,}012$.

2.2.2 Розрахунок за нормальними перерізами верхньої частини колони

Розрахункове поєднання зусиль: $M = -145 кН \times м$; $N = -230 кН$.

Армування верхньої частини виконується з урахуванням вимог 8.5.1.3 ДБН зазначених нижче:

- мінімальна площа армування:

$$A_{s,min} = \frac{0{,}10 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0{,}1\cdot 230}{36{,}30} = 0.64 см^2;$$

$$A_{s,min} = 0,002A_c = 0,002 \cdot (40 \cdot 38) = 3,04 см^2;$$

- максимальна площа армування:

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 \cdot (40 \cdot 38) = 60,80 см^2.$$

Приймаємо поперечний переріз колони 4 Ø10А400С ($A_s = 3,14 см^2$).

Геометричні характеристики розрахункового перерізу включають:

Площа, $A_{red} = A_c + \alpha_c A_s = 40 \cdot 38 + 8,4 \cdot 3,14 = 1546 см^2$, яка залежить від коефіцієнта зведення для арматури α_c, що розглядається, і визначається як відношення модулів пружності арматурної сталі і бетону.

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cd}} = \frac{2,1 \times 10^5}{2,5 \times 10^4} = 8,4.$$

ЛНУП кафедра ТОБ

Відстань від нижньої грані до центру маси: $y_c = 19,0$ см.

Момент інерції перерізу: $I_{red} = \frac{bh^3}{12} + A_{s,i} y_i^2 = \frac{40 \cdot 38^3}{12} + 3,14 \cdot 16^2 = 183710$ см^4.

Радіус інерції: $i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{183710}{1546}} = 10,9 см.$

Розрахункова довжина верхньої частини колони згідно:

$$l_0 = 2H_0 = 2 \cdot 350 = 700 см,$$

де $H_0 = 350 см$ – геометрична довжина верхньої частини колони.

Випадковий ексцентриситет згідно з 5.2.5 ДБН визначається:

$$e_0 = \frac{h}{30} = \frac{38}{30} = 1,3 см.$$

Розрахунковий ексцентриситет визначаємо за виразом:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{145}{230} = 64\,см > e_0 1,3\,см.$$

Оскільки система є статично невизначеною, приймається ексцентриситет $e = 64\,см$ і перевіряється умову 2.1.1.10 ДБН згідно якої: $\frac{l_0}{i_{red}} = \frac{700}{10.9} = 64,2 > 14.$

Отже, необхідно врахувати вплив прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля за допомогою коефіцієнта, який визначається згідно з п. 3.6 ДБН і рівний:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{230}{1605,06}} = 1,20\ ,$$

ЛНУП кафедра ТОБ

де N_{cr} – умовна критична сила, обчислена згідно з 3.24 ДБН:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cd}}{l_0^2}\left[\frac{I}{\varphi_l}\left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1\right) + \alpha_c I_s\right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2500}{700^2} \times \left[\frac{182906}{1,7}\left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{0,28}{1,0}} + 0,1\right) + 8,4 \cdot 803,8\right] = 1605,06\,кН;$$

$$I = \frac{40 \cdot 38^3}{12} = 182906\,см^4;\ \ \varphi_l = 1 + \beta\frac{M_l}{M} = 1 + 1,0 \cdot \frac{-78.2}{-108.2} = 1,7 < 1 + \beta = 2;$$

$M = -145 - 230 \cdot 0,16 = -108.2\,кН \times м -$ момент відносно осі розтягнутої арматури від постійного, довготривалого і короткочасного навантаження;

$M_l = -115 - 230 \cdot 0{,}16 = -78.2\,кН \times м -$ момент відносно осі розтягнутої арматури від постійного та довготривалого навантаження;

$$\delta_e = \frac{e}{h} = \frac{64}{38} = 1.6 > \delta_{e,min} = 0{,}15;$$

$$\delta_{e,min} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{l_0}{h} - 0{,}01 f_{cd} = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot \frac{700}{38} - 0{,}01 \cdot 17 = 0{,}15.$$

Приймемо що $\delta_e = 1.6$; тоді $\varphi_p = 1 + 12\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\frac{e}{h} = 1 + 12 \cdot \frac{0}{1{,}70} \cdot \frac{1.3}{38} = 1{,}0.$

Розрахунковий ексцентриситет з врахуванням вигину стержня становить:

$$e = \eta e = 1{,}20 \cdot 64 = 76.8\,см.$$

Заміняємо згинальний момент еквівалентною поздовжньою силою для визначення повної розрахункової поздовжньої сили у верхній частині колони:

ЛНУП кафедра ТОБ

$$N = 230 + \frac{145}{0{,}77} = 620.78\,кН.$$

Несучу здатність перерізу згідно з 4.2.4 ДБН та результат розрахунку, проведеного у програмному забезпеченні «Excel» для другої форми рівноваги (зона розтягу присутня у перерізі), підтверджує, що несуча здатність перерізу забезпечена.

З розрахунку отримуємо значення поздовжньої сили, що може сприйняти поперечний переріз колони: $N_{u,max} = 801{,}6\,\text{кН} > N = 621\text{кН}.$

З виразу випливає що, несуча здатність перерізу забезпечена. Для армування приймаємо 6 Ø16А400С ($A_s = 12{,}06\,см^2$).

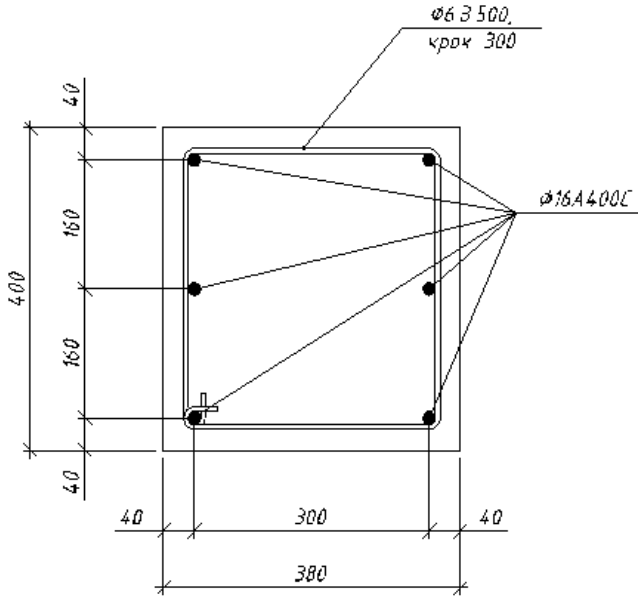


Рис. 2.19 Схема армування верхньої частини колони

Геометричні характеристики розрахункового поперечного перерізу.

$$A_{red} = A_c + \alpha_c A_s = 40 \cdot 38 + 8,4 \cdot 12,06 = 1621 см^2; \;\; y_c = 19,0 \text{ см};$$

ЛНУП кафедра ТОБ

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + A_{s,i} y_i^2 = \frac{40 \cdot 38^3}{12} + 12,06 \cdot 15^2 = 185620 \text{ см}^4;$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{185620}{1621}} = 10,7 см.$$

Перевіримо умову ДБН п. 2.1.1.10 згідно якої $\frac{l_0}{i_{red}} = \frac{700}{10,7} = 65,4 > 14.$

Розрахунковий ексцентриситет становить: $e = \frac{M}{N} = \frac{175}{230} = 76 см > e_0 1,3 см.$

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля визначається з виразу: $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{230}{1828,44}} = 1,14$,

де N_{cr} – умовна критична сила, що становить згідно ДБН п. 3.24:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cd}}{l_0^2}\left[\frac{I}{\varphi_l}\left(\frac{0,11}{0,1+\frac{\delta_e}{\varphi_p}}+0,1\right)+\alpha_c I_s\right]=$$

$$=\frac{6,4\cdot 2500}{700^2}\times\left[\frac{182906}{1,0}\left(\frac{0,11}{0,1+\frac{0,55}{1,0}}+0,1\right)+8,4\cdot 2713,5\right]=1828,44\,кН;$$

$$I=\frac{40\cdot 38^3}{12}=182906\,см^4;$$

Оскільки згинальні моменти мають різні знаки та $e=20,8\,см>0,1h=3,8\,см$, приймаємо, що $\varphi_l=1$;

$$\delta_e=\frac{e}{h}=\frac{76}{38}=2>\delta_{e,min}=0,15;$$

ЛНУП кафедра ТОБ

$$\delta_{e,min}=0,5-0,01\frac{l_0}{h}-0,01f_{cd}=0,5-0,01\times\frac{700}{38}-0,01\cdot 17=0,15.$$

Приймаємо, що $\delta_e=2.$

Отже, розрахунковий ексцентриситет з урахуванням вигину стержня становить:

$$e=\eta e=1,14\cdot 76=66\,см.$$

Заміняємо згинальний момент еквівалентною поздовжньою силою тоді повна розрахункова поздовжня сила у верхній частині колони становить:

$$N=230+\frac{175}{0.66}=495.6кН.$$

Визначаємо несучу здатність перерізу для цього розрахунок проведемо у програмі «Excel» для другої форми рівноваги (у перерізі є зона розтягу).

За результатами розрахунку отримаємо значення поздовжньої сили, що може сприйняти поперечний переріз колони: $N_{u,max} = 550,47\,\text{кН} > N = 495.6\,\text{кН}$.

Несуча здатність перерізу забезпечена.

2.2.3 Розрахунок верхньої частини колони з площини рами

Довжина надкранової частини колони від площини рами розраховується за допомогою:

$$l_0 = 1,5H_0 = 1,5 \cdot 350 = 525 см.$$

Геометричні характеристики розрахункового перерізу:

$$A_{red} = 1621 см^2;\ y_c = 20,0 \text{см};\ I_{red} = \frac{bh^3}{12} + A_{s,i}y_i^2 = \frac{38 \cdot 40^3}{12} + 8,04 \cdot 16^2 = 204725 \text{ см}^4,$$

ЛНУП кафедра ТОБ

де $8,04 см^2$ – площа чотирьох арматурних стержнів $\varnothing 16$;

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{204725}{1621}} = 11,2 см.$$

Гнучкість з площини рами:

$$\frac{l_0}{i_{red}} = \frac{525}{11,2} = 46,9 < 65,4.$$

Оскільки гнучкість надкранової частини колони з площини рами менша, ніж у площині рами, немає необхідності проводити розрахунок колони з площини рами.

2.2.4 Розрахунок похилих перерізів

Розрахунок поперечної арматури виконується відповідно до вимог 4.6.2 та 4.6.3 ДБН.

Для поперечного армування використовують хомути з арматури В500.

Максимальна поперечна сила у надкрановій частині колони перевіряється за значеннями:

$$Q_{max} = 23.1\text{кН}.$$

Визначимо, чи колона потребує поперечного армування за розрахунком.

$$Q_{max} = 23.1\text{кН} < 0,5bd\nu f_{cd} = 0,5 \cdot 40 \cdot 34 \cdot 0,547 \cdot 1,70 = 634,11\text{кН},$$

$$\text{де}\,\nu = 0,6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6\left(1 - \frac{22,0}{250}\right) = 0,547.$$

ЛНУП кафедра ТОБ

Умова виконується.

Розрахунковий опір зсуву:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c}k\left(100\rho_1 f_{ck)}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1\sigma_{cp}\right)bd =$$

$$= \left(0,138 \cdot 1,767 \cdot \left(100 \cdot 0,0044 \cdot 22,0\right)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0\right) \cdot 400 \cdot 340 \cdot 10^{-3} = 70,68\,\text{кН} > 52,50\,\text{кН}$$

$$\text{де}\,C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,767 < 2,0;$$

$\rho_1 = \frac{A_s}{bd} = \frac{6,03}{40 \cdot 34} = 0,0044 < 0,02; A_s = 10,18\,\text{см}^2$ – площа поздовжньої розтягненої арматури;

$$\sigma_{cp} = 0; \quad \left(V_{min} + k_1\sigma_{cp}\right)bd = \left(0,386 + 0,15 \cdot 0\right) \cdot 400 \cdot 340 \times 10^{-3} = 72,90\,\text{кН};$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,767^{3/2} \cdot 22,0^{1/2} = 0,386.$$

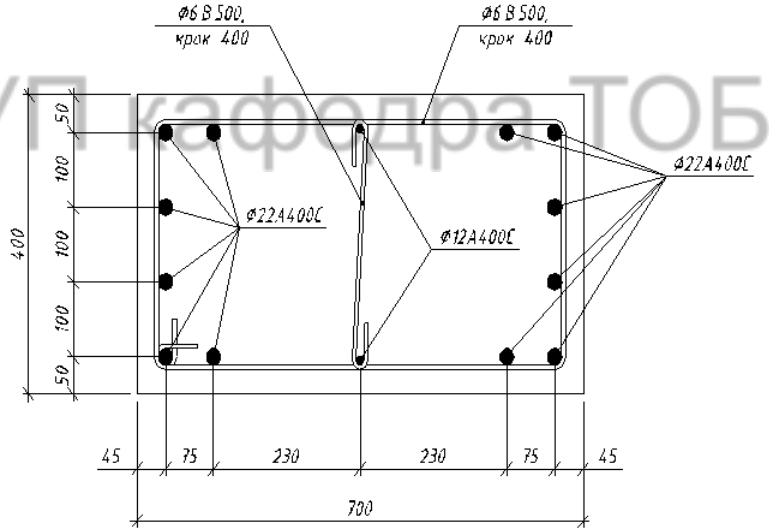
Оскільки $Q_{max} = 23,1\text{кН} < V_{Rd,c} = 70,68\,\text{кН}$ значення обрано таким чином, що не вимагає поперечного армування надкранової частини колони.

Поперечну арматуру, використовуємо як конструктивну відповідно до вимог 8.5.3 ДБН, приймаючи діаметр стержнів рівним 6 мм і крок – 300 мм.

2.2.5 Розрахунок та конструювання нижньої частини колони за нормальними перерізами у площині рами

Згідно з таблиці розрахункових поєднань зусиль: $M = 121.2 кН \times м;\ N = -339.9 кН.$

З урахуванням вимог 8.5.1.3 ДБН виконуємо армування нижньої частини колони (див. рис. 2.20)



ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 2.20 Схема армування нижньої частини колони

- необхідна мінімальна площа арматури:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 339.9}{36,30} = 0.93 см^2;\ A_{s,min} = 0,002 A_c = 0,002 \cdot (40 \cdot 70) = 5,6 см^2;$$

- необхідна максимальна площа арматури:

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 \cdot (40 \cdot 70) = 112,0\,см^2.$$

Приймаємо 12 Ø 22 А400С ($A_s = 45,61 см^2$).

Геометричні характеристики розрахункового перерізу колони нижньої частини.

1. Площа: $A_{red} = A_c + \alpha_c A_s = 40 \cdot 70 + 8,4 \cdot 45,61 = 3183 см^2$,

α_c – коефіцієнт приведення для арматури, рівний відношенню модулів пружності арматурної сталі і бетону: $\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cd}} = \frac{2,1 \times 10^5}{2,5 \times 10^4} = 8,4.$

2. Відстань від нижньої грані до центра маси: $y_c = 35$см.

3. Момент інерції прямокутного перерізу:

ЛНУП кафедра ТОБ

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + A_{s,i} y_i^2 = \frac{40 \cdot 70^3}{12} + 45,61 \cdot 28^2 = 1179091 \text{ см}^4.$$

4. Радіус інерції поперечного перерізу: $i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{1179091}{3183}} = 19,2 см.$

Розрахункова довжина підкранової частини колони:

$$l_0 = 1,5H_0 = 2 \cdot 865 = 1730 см,$$

де $H_0 = 865 см$ – геометрична довжина підкранової частини колони.

Випадковий ексцентриситет: $e_0 = \frac{l_0}{600} = \frac{1730}{600} = 2,9 см.$

Розрахунковий ексцентриситет: $e = \frac{M}{N} = \frac{121.2}{339.9} = 35.6 см > e_0 = 2,9 см.$

При врахуванні системи, яка є статично невизначеною, приймаємо ексцентриситет $e = 35.6 см.$ Перевіривши умову:

$$\frac{l_0}{i_{red}} = \frac{1730}{19,2} = 90,1 > 14.$$

З умови випливає що, необхідно враховувати вплив прогину на значення ексцентриситету при поздовжньому зусиллі.

Коефіцієнт, який враховує вплив прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля, обчислюється згідно з 3.6 ДБН:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{339.9}{2547,26}} = 1,15 ,$$

де N_{cr} – умовна критична сила визначається за формулою 3.24 ДБН:

ЛНУП кафедра ТОБ

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cd}}{l_0^2}\left[\frac{I}{\varphi_l}\left(\frac{0,11}{0,1+\frac{\delta_e}{\varphi_p}}+0,1\right)+\alpha_c I_s\right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2500}{1730^2} \cdot \left[\frac{1143333}{1,0}\left(\frac{0,11}{0,1+\frac{0,91}{1,0}}+0,1\right)+8,4 \cdot 35758,24\right] = 2547,26\,кН;$$

$$I = \frac{40 \cdot 70^3}{12} = 1143333\,см^4;$$

Оскільки моменти мають різні знаки то $e = 35.6\,см > 0,1h = 7,0\,см$, приймаємо $\varphi_l = 1$;

$$\delta_e = \frac{e}{h} = \frac{35.6}{70} = 0,91 > \delta_{e,min} = 0,08;$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01\frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{1730}{70} - 0,01 \cdot 17 = 0,08.$$

Приймаємо $\delta_e = 0,91;\ \varphi_p = 1 + 12\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\frac{e}{h} = 1 + 12 \cdot \frac{0}{1,70} \cdot \frac{10,5}{38} = 1,0.$

Розрахунковий ексцентриситет з урахуванням вигину стрижня обчислюється: $e = \eta e = 1,15 \cdot 35.6 = 40.94 см.$

Замінимо згинальний момент еквівалентною поздовжньою силою тоді повну розрахункову поздовжню силу у нижній частині колони можна визначити:

$$N = 399.9 + \frac{121.2}{0,40} = 702.9 кН.$$

Несучу здатність перерізу згідно з 4.2.4 ДБН визначаємо з допомогою ПС «Excel» для другої форми рівноваги (так як у перерізі є зона розтягу).

В результаті проведеного розрахунку отримуємо значення поздовжньої сили яку може сприйняти поперечний переріз: $N_{u,max} = 907,10 \text{кН} > N = 702.9 \text{кН}.$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

ЛНУП кафедра ТОБ

Проведемо перевірочний розрахунок поперечного перерізу на розрахункове поєднання зусиль: $M = -163 кН \times м;\ N = -239.9 кН.$

Розрахунковий ексцентриситет:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{163}{239.9} = 67 см > e_0 = 2,9 см.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля згідно з ДБН:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{239.9}{2954,62}} = 1,10\ ,$$

де N_{cr} – умовна критична сила, яка визначається згідно з 3.24 ДБН:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cd}}{l_0^2}\left[\frac{I}{\varphi_l}\left(\frac{0,11}{0,1+\frac{\delta_e}{\varphi_p}}+0,1\right)+\alpha_c I_s\right] =$$

$$= \frac{6,4\cdot 2500}{1730^2}\cdot\left[\frac{1143333}{1,22}\left(\frac{0,11}{0,1+\frac{0,55}{1,0}}+0,1\right)+8,4\cdot 35758,24\right] = 2954,62\,кН;$$

$$I = \frac{40\cdot 70^3}{12} = 1143333\,см^4;\ \ \varphi_l = 1+\beta\frac{M_l}{M} = 1+1,0\cdot\frac{-98,34}{-452,01} = 1,22 < 1+\beta = 2;$$

$$\delta_e = \frac{e}{h} = \frac{67}{70} = 0,9 > \delta_{e,min} = 0,08;$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01\frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01\cdot\frac{1730}{70} - 0,01\cdot 17 = 0,08.$$

Приймаємо $\delta_e = 0,9.$

Отже, розрахунковий ексцентриситет з урахуванням вигину стрижня становить:

ЛНУП кафедра ТОБ

$$e = \eta e = 1,10\cdot 67 = 73.7\,см.$$

Замінимо згинальний момент еквівалентною поздовжньою силою. Отже, повна розрахункова поздовжня сила у нижній частині колони:

$$N = 239.9 + \frac{163}{0,73} = 463.3\,кН.$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

2.2.6 Розрахунок колони з площини рами

Довжина підкранової частини колони, визначена згідно ДБН:

$$l_0 = 1,2H_0 = 1,2\cdot 607 = 728\,см.$$

Геометричні параметри розрахункового перерізу:

$$A_{red} = 3183 см^2;\ \ y_c = 20,0 \text{ см};$$

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + A_{s,i} y_i^2 = \frac{70 \cdot 40^3}{12} + 45,61 \cdot 10^2 = 217894 \text{ см}^4,$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{217984}{3183}} = 8,3 см.$$

Гнучкість поперечного перерізу з площини рами:

$$\frac{l_0}{i_{red}} = \frac{728}{8,3} = 87,7 < 90,1.$$

Оскільки гнучкість підкранової частини колони від площини рами менша, ніж гнучкість в самій площині рами, проведення розрахунків колони з використанням площини рами не є необхідним.

ЛНУП кафедра ТОБ

2.2.7 Розрахунок похилих перерізів

Розрахунок поперечної арматури виконується відповідно до положень 4.6.2 та 4.6.3 ДБН.

Для поперечного армування використовуються хомути з арматури В500.

Максимальна поперечна сила в підкрановій частині колони визначається згідно з таблицею і становить $Q_{max} = 131.4 \text{кН}$.

Перевіримо, чи необхідне поперечне армування колони за результатами розрахунку.

$$Q_{max} = 24,77 \text{кН} < 0,5 bd\nu f_{cd} = 0,5 \cdot 40 \cdot 63 \cdot 0,547 \cdot 1,70 = 1171,67 \text{кН},$$

$$\text{де } \nu = 0,6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6\left(1 - \frac{22,0}{250}\right) = 0,547.$$

Умова виконується.

Розрахунковий опір зсувним зусиллям:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} k \left(100 \rho_1 f_{ck)}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right) bd =$$

$$= \left(0{,}138 \cdot 1{,}563 \cdot \left(100 \cdot 0{,}0091 \cdot 22{,}0\right)^{\frac{1}{3}} + 0{,}15 \cdot 0 \right) \cdot 400 \cdot 630 \cdot 10^{-3} =$$

$$= 147{,}59\,\text{кН} > 80{,}89\,\text{кН},$$

де $C_{Rd,c} = \dfrac{0{,}18}{\gamma_c} = \dfrac{0{,}18}{1{,}3} = 0{,}138;$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{630}} = 1{,}563 < 2{,}0;$$

$\rho_1 = \dfrac{A_s}{bd} = \dfrac{22{,}81}{40 \cdot 63} = 0{,}0091 < 0{,}02;$ $A_s = 22{,}81\,\text{см}^2$ – площа поздовжньої розтягнутої арматури;

$\sigma_{cp} = 0;$ $\left(V_{min} + k_1 \sigma_{cp}\right) bd = \left(0{,}321 + 0{,}15 \cdot 0\right) \cdot 400 \cdot 630 \times 10^{-3} = 80{,}89\,\text{кН};$

$$V_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0{,}035 \cdot 1{,}563^{3/2} \cdot 22{,}0^{1/2} = 0{,}321.$$

ЛНУП кафедра ТОБ

Оскільки $Q_{max} = 131.4\,\text{кН} < V_{Rd,c} = 147{,}59\,\text{кН}$, поперечне армування підкранової частини колони розраховувати непотрібно.

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно згідно з 8.5.3 ДБН: діаметр стержнів – 6 мм, крок – 400 мм.

РОЗДІЛ 3
ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1 Технологічна карта на монтаж конструкцій

Технологія будівельного конструювання представляє собою комплекс знань у галузі технічного організації та економіки виробничих процесів, що відбуваються на будівельних майданчиках. Для прискорення термінів будівництва і забезпечення його регулярності необхідно точно координувати послідовність виконання будівельно-монтажних робіт. З метою зменшення витрат на будівництво важливо ефективно використовувати техніку, зокрема прямі методи монтажу.

Потоки технології включають в себе:

Монтаж колон

Монтаж ригелів

Монтаж плит перекриття і покриття

Монтаж фундаментних балок

Монтаж колон

Монтаж ригелів

Монтаж плит перекриття і покриття

ЛНУП кафедра ТОБ

3.1.1 Вибір типу машин і механізмів для монтажу.

Процедуру вибору найбільш підходящого типу монтажного крила для установки залізобетонних конструкцій можна розділити на два етапи: на першому етапі здійснюється аналіз технологічних параметрів, таких як монтажна висота підйому гака (Нк), виліт стріли (Lc), та грузопідйомність (Р). На другому етапі робиться остаточний вибір крана, ґрунтуючись на порівняльному аналізі економічних показників різних варіантів та оцінці отриманих результатів.

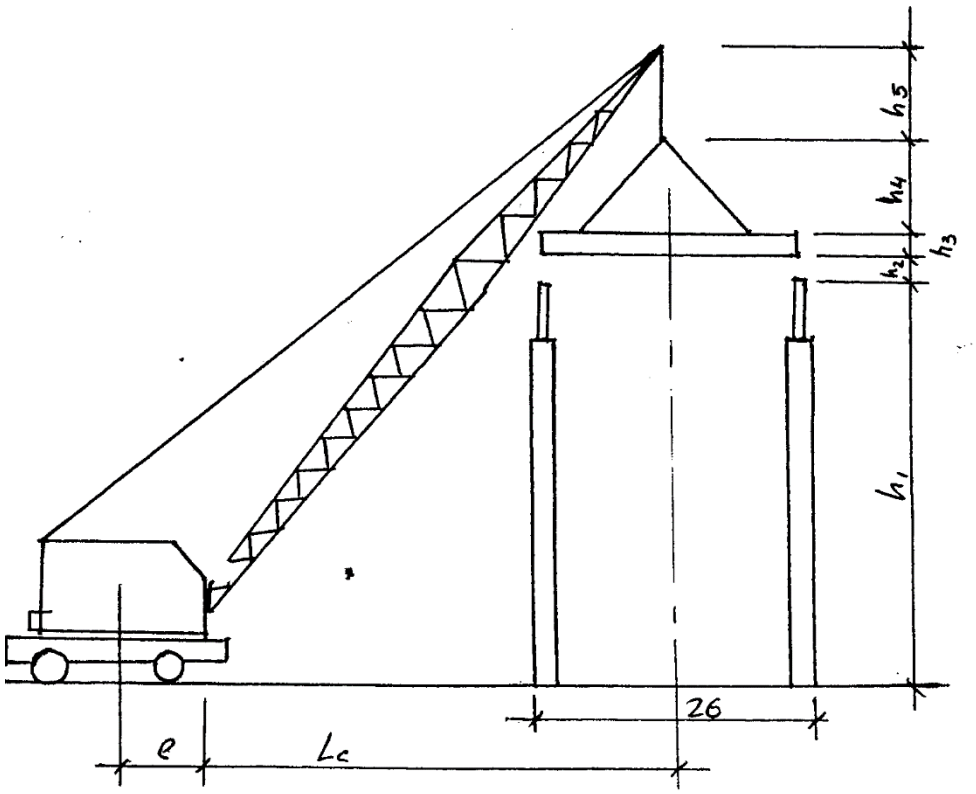


Рис. 3.1 Схеми для визначення технічних характеристик крану

ЛНУП кафедра ТОБ

Визначення необхідної висоти підйому гаки (Нк) та виліту стріли (lc1) в процесі монтажу найвище розташованого елемента проводиться за наступними формулами:

$$H_к = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 10,04 + 0,5 + 0,3 + 2,3 + 1,5 = 14,64\,\text{м}$$

де h_1 – висота на яку монтується конструкція;

h_2 – висота підняття елементу над рівнем монтажу $h_2 = 0,5\,\text{м}$;

h_3 – висота конструкції що монтується;

h_4 – висота стропів (траверси);

h_5 – висота поліспаста крана $h_5 = 1,5\,\text{м}$.

Необхідний виліт стріли L_c визначається в залежності від ширини монтованого елементу та можливого мінімального наближення крана до будівлі за формулою:

$$L_c = e + l + в = 1{,}5 + 6 + 3 = 10{,}5$$

де e – відстань від точки повороту крана до шарніру кріплення (1,5м);

l – відстань від шарніру кріплення стріли до зовнішньої поверхні стріли $l = 6$ м;

$в$ – додаткова відстань для маневру крана та повороту $в = 3$ м.

Необхідну вантажопідйомність визначаємо як суму маси елементу та вантажних пристосувань:

$$P \geq Q_т + g = 5{,}6 + 0{,}7 = 6{,}3 \text{т}$$

де Q – максимальна маса елементу; g – маса вантажних пристосувань

З урахуванням технічних параметрів обираються два варіанти кранів: пневмоколісний кран НС 4361А та гусеничний кран МКГ-25БР.

1-й варіант: Пневмоколісний кран НС 4361А.

ЛНУТ кафедра ТОБ

Виліт стріли $\min = 1{,}8$ м

$\max = 4{,}2$ м

Вантажопідйомність

при максимальному вильоті – 3т

при мінімальному вильоті – 16т

2-й варіант: Гусеничний кран МКГ -25БР

Виліт стріли $\min = 0{,}6$ м

$\max = 2{,}1$ м

Вантажопідйомність

при максимальному вильоті – 7т

при мінімальному вильоті – 20т

Проводиться розрахунок техніко-економічних показників за формулою:

$$M_i = C_i + E_к \cdot K_i \cdot T_i$$

де C_i – експлуатаційні витрати за типом крана на період будівництва, грн.

K_i – питома вартість крана на одну машинозміну, грн.

$E_к$ – нормативний коефіцієнт ефективності (0,12)

T_i – тривалість роботи.

Сумарні затрати часу на монтаж збірних конструкцій визначаються за формулою:

$$\sum mi = \frac{Nв_{pi} \cdot ni}{8,2};$$

де $Nв_{pi}$ – нормативний час на монтаж конструкції, (год) приймається згідно калькуляції.

h_i – кількість конструкцій з однаковою вагою.

8,2 – тривалість машинно-зміни (год).

ЛНУП кафедра ТОБ

$$\sum T = \frac{4.5 \cdot 4 + 10 \cdot 8.5 + 5.4 \cdot 1.32 + 36 \cdot 0.76 + 150 \cdot 3.24 + 5.6 \cdot 10 + 36 \cdot 1.32}{8.2} = 100,14 \frac{люд}{год}$$

Витрати по експлуатації кранів визначаються за формулою:

$$l_1 = l_m \cdot \phi_1 L - t \cdot T_i$$

де $C_м \phi \cdot C$ - собівартість маш-год., грн;

α - тривалість зміни в годинах;

T_i – кількість машанозмін.

$l_1 = 4,18 \cdot 8,2 - 100,14 = 3432,39$ грн; $l_2 = 4,2 \cdot 8,2 - 100,14 = 3574,39$ грн

Визначаємо питомі вкладення за формулою: $K_i = \frac{S}{T_r}$

S – інвентарна вартість крану, грн.

T_r – час роботи крана в машино-зміну.

$$K_1 = \frac{21495 \cdot 8,2}{3460} = 50,84 \text{ грн};\ K_2 = \frac{24800 \cdot 8,2}{3420} = 59,40 \text{ грн}$$

$$П_1 = 3432,39 + 0,12 \cdot 54,94 \cdot 100,14 = 4092.60 \text{ грн.}$$

$$П_2 = 3574.99 + 0,12 \cdot 59,46 \cdot 100,14 = 4289.5 \text{ грн.}$$

Трудомісткість монтажу на 1 тонну конструкцію розраховується за формулою: $g = \frac{Q_0}{V}$ $\frac{люд \cdot год}{m}$;

де V – об'єм монтажних робіт

Q_0 – загальна трудомісткість монтажних робіт визначається за формулою.

ЛНУП кафедра ТОБ

$$Q_0 = g_{мош} + g_{мон} + g_{м-д} + g_л + g_g$$

де $g_{мош}$ – загальні витрати праці машиністів;

$g_{мон}$ – витрати праці монтажників;

$g_{м-д}$ – витрати на монтаж;

$g_л$ – витрати праці на влаштування і розбору підкранових шляхів (за наявності),

g_g – перебазування (перевезеннф) крану та його монтаж

$$g_1 = \frac{950,5 + 254,4 + 29,5}{2064,22} = 0,602 \frac{люд \cdot год}{m}$$
$$g_2 = \frac{950,5 + 254,4 + 64 + 37}{2064,22} = 0,632 \frac{люд \cdot год}{m};$$

За цими економічними показниками вибір виявляється на користь крана МКГ-25БР.

3.1.2 Вибір транспортних засобів для перевезення конструкцій

Таблиця 3.1 – Визначення номенклатури транспортних засобів

№ п/п	Назви збірних конструкцій	Маса, т	Розміри збірного елемента, м	Транспортні засоби, марка	Вантажо-підйомність, т	Кількість елементів що перевозиться за 1 рейс	Коефіцієнт використання транспортних засобів
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Колони	2.8	6.9 × 0.4 ×0.4	ПЛ 1312 МАЗ 504В	13	4	0.86
2	Колони	3.4	7.2×0.4×0.4			4	1.05
3	Колони	6.0	8.4×0.6×0.5	ПЛ 2212 КРАЗ258Б1	25	4	0.96
4	Колони	5.8	8.3×0.6×0.5			4	0.93
5	Балки покриття	5.3	L = 12м	УПР-1212 МАЗ-506А	12	2	0.88
6	Балки покриття	1.8	L = 6м	У-8 ЗиЛ-103В	7.6	4	0.95
7	Плити покриття	12.2	18×3×0.6	ПЛ-1724 КРАЗ-258Б1	16.15	1	0.74
8	Плити покриття	6.8	12×3×0.45	ПЛ-1312 МАЗ-504В	13.0	2	1.05

ЛНУП кафедра ТОБ

9	Плити покриття	2.3	6×3×0.3	ПЛ-1312 МАЗ-504В	13.0	6	1.06
10	Стінові панелі	2.4	1.2×6×0.24	УПП-0907 ЗиЛ-130В	8.5	4	1.13
11	Стінові панелі	3.0	6×1.8×0.24			4	1.41
12	Стінові перегородки	1.4	6×1.2×0.08			6	0.99
13	Стінові перегородки	2.1	6×1.8×0.08			4	0.99

ЛНУП кафедра ТОБ

3.1.3 Визначення складу бригади

Таблиця 3.2 – Визначення структури і складу бригади

№ п/п	Назва спеціальностей робочих	Розряд робочого	Кількість робочих в ланці	Кількість ланок	Загальна кількість
1	2	3	4	5	6
1	Монтажник	2,3,4,5	4	1	7
2	Машиніст	5	1		
3	Такелажник	2,3	2		
4	Ел. зварювальник	5	1	1	3
5	Бетонувальщики	3,4	2		

3.1.4 Вказівка щодо монтажу збірних конструкцій

Монтаж складається з встановлення каркасу залізобетонної конструкції двоповерхової частини будівлі та панелей. Цю роботу виконує автомобільний кран КС-4571 для залізобетонних конструкцій та пневмоколісний кран КС-5363 для інших елементів.

ЛНУП кафедра ТОБ

Монтажні роботи здійснюються під керівництвом фахівців із відповідною технічною підготовкою та правом на проведення монтажу і зварювання. Робітники, що виконують монтаж, повинні пройти технічне і безпечне навчання.

Монтаж конструкцій проводиться "з коліс" там, де це необхідно, наприклад, при встановленні плит покриття довжиною 12 або 18 метрів, а також з приоб'єктних складів. Стропування та підйом конструкцій виконуються за допомогою спеціальних тросів, захватів, кондукторів і балансуючих траверс.

Встановлені конструкції позиціонуються згідно з проектними осями з вивіркою по рисках. Наведення елементів в проектне положення здійснюється монтажним механізмом, а за виняткових обставин може використовуватися стяжки і домкрати.

Елементи необхідно надійно закріпити тимчасовими або постійними зв'язками кріплення до їх звільнення від захватів і стропів. Тимчасове кріплення може здійснюватися за допомогою кондукторів, домкратів, розпірок і інших пристроїв.

Остаточне закріплення встановлених конструкцій проводиться після детальної перевірки їх розташування в плані і по висоті, а також правильності підготовки стиків під зварювання і заливання бетону.

Результати перевірки фіксуються актом в присутності зацікавлених сторін. Не рекомендується знімати пристрої тимчасового кріплення до досягнення конструкцією 70% міцності бетону в стисках.

3.1.5 Техніка безпеки при монтажі конструкцій

Роботи з монтажу повинні виконуватися відповідно до проекту, використовуючи виробничі методи та пристрої. Заборонено піднімати конструкції без використання петель і без зазначення маркування. Очищення конструкцій слід проводити на землі до початку монтажу.

Стропування повинно виконуватися інвентарними стропами та монтажозахватними пристроями згідно зі схемами, які враховують міцність та стійкість конструкцій під час монтажу. Під час переміщення конструкцій необхідно утримувати їх від розгойдування та повороту за допомогою відтяжок.

ЛНУП кафедра ТОБ

На монтажному майданчику слід встановити систему обміну умовними сигналами, які подає одна особа. Сигнал "стій" надає будь-який робочий, який виявляє небезпеку. Заборонено переміщення та монтаж конструкцій над місцями, де знаходяться люди.

Зону, небезпечну для присутності людей, слід позначати чіткими попереджувальними знаками та нічними світловими сигналами. Під час переміщення конструкцій монтажник повинен перебувати поза контуром конструкції, протилежно стороні, з якої кран піднімає її.

Елементи, що піднімаються, слід опускати не більше ніж на 30 см вище проектного рішення, після чого монтажники вирівнюють їх на місце встановлення. Заборонено перебування людей на елементах під час їх піднімання, встановлення та переміщення.

Для переміщення монтажників від однієї конструкції до іншої слід використовувати драбини, перехідні мостики, трапи. Перехід по балці можливий

за умови наявності надійно закріпленого металевого тросу для карабіна запобіжного поясу на висоті 1.2 м.

Заборонено виконання монтажних робіт на висоті на відкритих місцях при силі вітру 6 балів і вище, а також при ожеледиці, сильному снігопаді та грозі. Монтаж і зварювання плит покриття проводяться з підмостків та люльок на початковому етапі монтажу, а потім з уже змонтованих плит.

Під час перебування на плитах робочі повинні пришпілятися карабіном до петель або спеціальних тросів. Для підняття робочих на змонтовані покриття слід влаштовувати маршеві або підвісні сходи через кожних 60 метрів. Заборонено розстроповувати конструкції до їх закріплення.

3.2 Технологічна карта на влаштування бетонних покриттів промислових підлог

3.2.1 Влаштування основи під підлоги

Деформативні шари основи такі як гравійні, щебеневі, асфальтобетонні, піщані, можуть бути використані у виробничих приміщеннях за умови, що їх ущільнюють механічними катками.

ЛНУП кафедра ТОБ

Глинобетонний підстильний шар може бути застосований лише при сухих ґрунтах під основою.

Товщину підстилаючого шару визначають розрахунками, враховуючи діюче навантаження на підлогу, матеріали, що використовуються та властивості ґрунту. Товщина повинна бути не менше, ніж:

- піщаного 60 мм;
- гравійного й щебеневого 80 мм;
- бетонного у виробничих приміщеннях 100 мм.

Для бетонної основи використовувати бетон не нижче класу С16/20.

У випадках, коли напруження розтягу в бетонному шарі товщиною 100 мм з класу С16/20 менші розрахункової, можна застосовувати бетон меншого класу (але не нижче С8/10), забезпечуючи несучу здатність шару основи.

В бетонних основах слід передбачати деформаційні шви для підлог приміщень, де можливі різкі перепади температур, розташовані перпендикулярно один одному на відстані 8-12 м.

Деформаційні шви в підлогах повинні бути забезпечені для компенсації деформацій будівель та в підлогах із нахилами для стоку рідин – з водовідвідом підлог.

Основи під підлоги на водонасичених і ненасичених, макропористих (осадових) і безосадових, насипних і природних ґрунтах слід підготовлювати перед влаштуванням підстилаючих шарів підлоги.

При влаштуванні ґрунтових основ видаляють рослинний ґрунт (або торф), знижують рівень ґрунтових вод та просушують насичені водою глини, суглинки та пилоподібні ґрунти до відновлення їх проектної несучої здатності. Ґрунти насипні або з порушеною структурою очищають від домішок та ущільнюють механічними трамбуваннями з продуктивністю відповідно 45 і 13 м²/год. Якщо використання механічних трамбувань може пошкодити збірні фундаменти або інші конструкції, що прилягають, ґрунт насипають товщиною до 10 см і ущільнюють ручними трамбуваннями.

ЛНУП кафедра ТОБ

Поверхню ґрунту планують по профілю та рівню проектних відміток. Відповідно до потрібного рівня нижньої поверхні основи, ґрунт вирівнюють, при необхідності доливають та ущільнюють.

Шар піску під бетонну стяжку, укладають на вирівняну основу, розподіляючи його рівномірно та ущільнюючи. Для підвищення ступеня ущільнення пісок зволожують на 7-10%.

Щебеневі та шлакові підстилаючі шари також укладають на вирівняну основу ґрунту відповідно до їхньої гранулометричної структури та передбаченої вологості. Шари рівномірно ущільнюють ручним методом, або механічними катками з масою до 8 т. При перевищенні товщини підстилаючого шару 200 мм, на перший шар кладуть наступний, який також ущільнюють ковзанками.

3.2.2 Влаштування бетонної основи

Під час організації бетонних покриттів використовують бетонну суміш, яку укладають на попередньо ущільнений та очищений від сміття підстилаючий шар, такий як піщаний, гравійний або щебеневий.

Смуги, призначені для бетонування, обгороджують маяковими дошками з обох боків, встановленими за допомогою шаблонів для ширини смуги і за допомогою нівеліра для висоти згідно з проектними вимогами.

Бетонну суміш транспортують на робочий майданчик за допомогою самоскидів, бетононасосів або подають бадьою. У разі, якщо підлогу не армують, суміш укладають в центрі секції. Якщо підлогу армують, суміш вивантажують вбік або використовують містки.

Під час укладання суміші важливо уникати зсуву арматури, не ходити по ній і не встановлювати на неї опори містків. Може знадобитися регулювання установки арматурної сітки.

Під час бетонування смуги заливають через одну, спочатку заливають ті, які найдальше від проїзної частини, і поступово наближаючись до неї. Після твердіння бетону в суміжних смугах заповнюють усадочні шви гарячим бітумом або цементним розчином.

ЛНУП кафедра ТОБ

При влаштуванні бетонних підготовок бажано організувати безперервне бетонування.

3.2.3 Влаштування бетонних покриттів промислових підлог

Підлоги з бетонним покриттям призначені для використання у виробничих приміщеннях, де вони піддаються механічним впливам, нагріванню до температури не більше 100 °С і впливу води та розчинів нейтральної реакції, мінеральних масел і емульсій, органічних розчинників незалежно від інтенсивності впливу.

Бетонні покриття (рис. 3.2) розташовані на ґрунтових основах, які підготовлені бетонними шарами, залізобетонними плитами перекриттів і цементно-піщаними стяжками марки не менше 150. Роботи виконуються при

температурі повітря на рівні підлоги, не менше 5 °С. Цю температуру підтримують до досягнення бетоном міцності не менше 50% проектної.

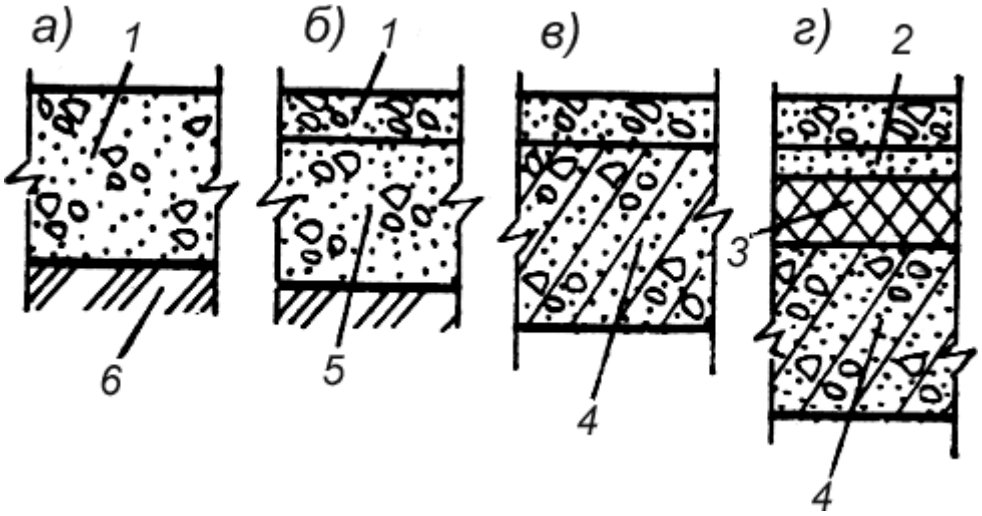


Рис. 3.2 Бетонні підлоги

а, б – на ґрунті; *в* – на плиті перекриття; *г* – на плиті перекриття по стяжці, покладеній по тепло- або звукоізоляційному шару;

1 - покриття; 2- стяжка; 3- тепло- або звукоізоляційний шар; 4 - плита перекриття; 5- бетонний підстильний шар; 6- ґрунт підстави.

ЛНУП кафедра ТОБ

Для приготування бетону використовують портландцемент марки не нижче 400, щебінь або гравій, крупно- або середньозернистий пісок і воду. Для безіскрових (вибухобезпечних) бетонних покриттів використовують щебінь і пісок з вапняку, мармуру та інших кам'яних матеріалів, які не утворюють іскор при ударах сталевими та кам'яними предметами. Крупність щебеню і гравію для бетонних покриттів не повинна перевищувати 15 мм і 0,6 товщини покриття. Витрата великих наповнювачів складає не менше 0,8 м³ на 1 м² бетону, а піску - 10-30% обсягу пустот у щебні або гравії.

Марка бетону повинна відповідати проектній, але не менше М200; рухливість бетону 2-4 см. Для зниження працезатрат при розрівнюванні бетонних сумішей лицьових покриттів рекомендується вводити до складу сумішей пластифікатори С-3, модифіковані пластифікатори, які різко збільшують рухливість сумішей.

Ущільнення суміші проводять віброрейками С-131А, С-132А, С-163 і ін., які переміщуються по маякових рейках за допомогою гнучких тяг. З

урахуванням невеликої товщини шару бетонної суміші в покритті час вібрації повинен бути мінімальним (до появи вологи на поверхні), оскільки зайві вібрації можуть спричинити розшарування суміші та осідання великого наповнювача. Швидкість переміщення віброрейки зазвичай встановлюється на рівні 0,5-1 м/хв.

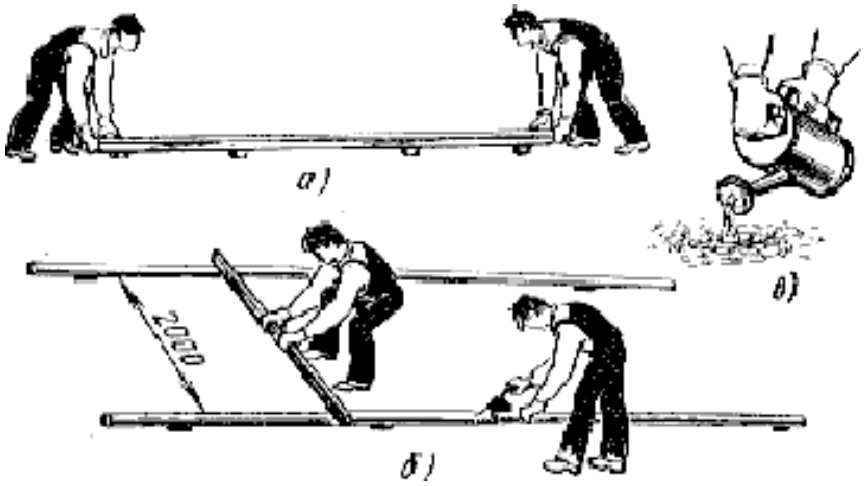


Рис. 3.3 Влаштування бетону по маяках

а - розкладка маякових рейок; б - контроль маякових рейок за рівнем; в - зволоження підстави.

ЛНУП кафедра ТОБ

Після ущільнення бетонної суміші і досягнення її стану, коли на поверхні залишаються легкі сліди під час ходіння, проводять первинну обробку покриття за допомогою затирочних машин, які також загладжують поверхню. Після закінчення 1-6 годин після первинної обробки виконують вторинну обробку покриття за допомогою машин С-135, С-170, ОМ-700, які використовують лопасті в якості робочого інструменту. Важкодоступні місця обробляють затирочними машинами для затирки цементних стяжок С-89А або вручну.

При укладанні бетонних покриттів на бетонний підстильний шар рекомендується використовувати метод вакуумування бетону. Цей метод дозволяє отримувати більш високу марку бетону в поверхневому шарі на 30% вище вихідної марки бетону та високі механічні характеристики поверхневого шару бетону, що визначає якість бетонного покриття в цілому.

Для підвищення стійкості бетонних покриттів до механічних впливів і зниження пиловиділення, може застосовуватися фрезерування і шліфування, а

також нанесення захисного шару. Використовують машини з алмазним інструментом, такі як МШ-300, ФБ-400, для цих операцій.

Бетонні покриття підлоги повинні бути рівними, їх горизонтальність перевіряють за допомогою контрольної рейки-шаблону і рівня. Зчеплення покриття з основним шаром або перекриттям перевіряють простукуванням всієї площі. Якщо звук при простукуванні вказує на відсутність зчеплення, підлогу необхідно перекласти. Тріщини, вибоїни та відкриті шви в елементах підлоги, а також щілини між покриттям і плінтусами, не допускаються.

3.3 Проектування будгенплану

Будівельний генплан – це план території, на якому враховані як існуючі, так і тимчасові будівлі, необхідні для виконання будівельних робіт. Процес проектування будівельного генплану включає такі етапи:

Визначення та розрахунок потреби в будівлях виробничого призначення.

Розрахунок потреби в житлових та соціально-побутових будівлях.

Розрахунок та проектування систем тимчасового електропостачання, водопостачання та теплопостачання.

ЛНУП кафедра ТОБ

Проектування зв'язків, системи диспетчеризації та транспортних мереж.

3.3.1 Розрахунок тимчасового складу.

Розрахунок проведено для оцінки місткості складування компонентів збірних залізобетонних елементів. Визначаємо площу відкритого складу за формулою:

$$S_{скл} = \frac{Q_s}{V \cdot k_n}$$

де Q_s – обсяг запасу матеріалів;

V – вказує на кількість матеріалів, які можна розмістити на 1 м²;

k_n – коефіцієнт використання складської площі, який враховує необхідність залишання проходів і проїздів, має такі межі:

При зберіганні на стілажах: від 0,35 до 0,40.

При зберіганні в закромах: від 0,60 до 0,70.

При зберіганні в штабелях: від 0,40 до 0,60.

При відкритому зберіганні: від 0,40 до 0,70.

Необхідний запас будівельних матеріалів приймається в межах від 3 до 10 добових потреб.

Значення Q_s обчислюється за допомогою формули:

$$Q_s = \frac{Q_{ni}}{t} \cdot n \cdot H \cdot к_2 = Q_3 = \frac{827,69}{86} \cdot 5 \cdot 1,2 \cdot 13 = 80,69 м^2$$

де Q_{ni} – визначає потребу в необхідних матеріалах;

t – кількість днів, протягом яких використовуються матеріали;

n – обсяг запасу в днях.

k_2 – Коефіцієнт, що враховує правильність використання матеріалів і знаходиться в межах 1,2 - 1,3;

ЛНУП кафедра ТОБ

Площа тимчасового складу буде становити:

$$S_{скл} = \frac{80,69}{12,08} = 84,62 м^2$$

3.3.2 Розрахунок тимчасових будинків.

Розрахунок площі приміщень санітарно-побутового призначення здійснюється, враховуючи кількість працюючих. Гардеробні, разом із вмивальниками, мають площу 81 м² (використовуючи вагончики розміром 3 × 9 м). Площа контрольно-диспетчерського кабінету виконроба, який одночасно виконує функції медпункту і диспетчерської, становить 36 м² (розмір інвентарного вагончика 9 × 4 м). Туалетні приміщення площею 4 м² і розмірами в плані 1,7 × 2,4 м розташовані на відстані 40 м від робочих місць.

3.3.3 Визначення потреби в воді.

Обчислюємо витрату води на будівельному майданчику враховуючи виробничі, питні та побутові потреби. Пожежогасіння буде забезпечено наявним природнім водосховищем об'ємом 580 м³, розташованим на відстані 110 м від об'єкту. Кількість необхідної води визначається за допомогою формули:

$$B = \beta \cdot c \cdot к = 1.2 \cdot 1.7 \cdot 1 = 12.7 \text{ л/с}$$

де β – кількість води на 1 млн. грн. річного об'єму робіт;

c – річний об'єм будівельно-монтажних робіт;

3.3.4 Розрахунок потреби в енергоресурсах

Далі розраховуємо потребу в енергетичних ресурсах. Близько 70% енергії використовується для живлення двигунів будівельних машин і механізмів, 20% - для технологічних потреб і 10% - для освітлення (зовнішнього та внутрішнього). Потребу в електроенергії в кВа розраховуємо за формулою:

ЛНУП кафедра ТОБ

$$P_{м} = P \cdot C \cdot к = 545 \cdot 1.7 \cdot 1 = 970.2$$

де P – потужність 1 млн. грн. річного об'єму;

С – річний об'єм робіт у млн. грн.

Для визначення потужності і кількості трансформаторів враховуємо, що майданчик підключається до вузької трансформаторної підстанції, тому розрахунок трансформаторів не є необхідним.

Кількість прожекторів визначається за формулою:

$$n = \frac{\phi \cdot E_s}{P_n}$$

де ϕ - питома потужність (0,25-0,4) Вт/м^2

E – освітленість на 1м^2 майданчика.

S – площа буд майданчика

P_n – потужність панелі прожектора.

$$n = \frac{0.25 \cdot 0.5 \cdot 4200}{1000} = 5,2 \approx 6 \text{ шт.}$$

Приймаємо 6 прожекторів потужністю 1000Вт.

ЛНУП кафедра ТОБ

РОЗДІЛ 4

ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Ремонтна майстерня вантажних автомобілів у м. Броди Львівської області з аналізом впливу структури і властивостей пінобетону на спільну роботу з арматурою

Будівництво розташоване на території ..... області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (РЕКН) (ДБН Д.2.2-99);

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України.

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка 3 до ДБН Д.1.1-1-2000.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

1.	Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд (С15=1), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	3,10000	%
2.	Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (К=0,9), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	1,17000	%
3.	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	2,50	%
4.	Кошторисна вартість проектних робіт, ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	1,34	%
5.	Показник витрат на покриття ризику, пов'язаного з проектною документацією, ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	3,60	%
6.	Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у		
7.	Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	1,079	
8.	Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку (див.графу 8 Кошторисного розрахунку №П130) , ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	3,82	грн./люд.-г
9.	Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат (див.графу 8 Кошторисного розрахунку №П147) , ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	1,38	грн./люд.-г
Загальна кошторисна трудомісткість		1241,573	тис.люд.-г
Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах		1050,366	тис.люд.-г
Загальна кошторисна заробітна плата		22279,592	тис.грн.
Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:			
Заробітна плата для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8		3400,00	грн.
Заробітна плата машиністів, зайнятих на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів, для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8		2643,00	грн.
Всього за зведеним кошторисним розрахунком:		168088,710	тис.грн.
у тому числі:			
будівельно-монтажні роботи -		133328,128	тис.грн.
вартість устаткування -		-	тис.грн.
інші витрати -		6745,797	тис.грн.
податок на додану вартість -		28014,785	тис.грн.

Примітка:

1. Дані про структуру кошторисної вартості будівництва наведені у документі "Підсумкові вартісні параметри".

Склав : Перевірив :

ПТУ Кафедра ТОБ

4.1 Зведений кошторисний розрахунок

Форма № 1

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 168088,710 тис.грн.
У тому числі зворотних сум 553,317 тис.грн.

(посилання на документ про затвердження)

"___" _____ 20__ р.

ПНУП кафедра ТОБ

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Ремонтна майстерня вантажних автомобілів у м. Броди Львівської області з аналізом впливу структури і властивостей пінобетону на спільну роботу з арматурою

Складений в поточних цінах станом на 1 вересня 2023 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об"єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1	2	3	4	5	6	7	8
		Глава 2. Основні об'єкти будівництва					
1	2-1	Ремонтна майстерня вантажних автомобілів у м. Броди Львівської області	118992,947	-	-	-	118992,947
		----------	----------	----------	----------	----------	----------
		Разом по главі 2:	118992,947	-	-	-	118992,947
		Разом по главах 1-7:	118992,947	-	-	-	118992,947
		Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди					
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	3688,781	-	-	-	3688,781

1	2	3	4	5	6	7	8
		----------	----------	----------	----------	----------	----------
		Разом по главі 8:	3688,781	-	-	-	3688,781
		Разом по главах 1-8:	122681,728	-	-	-	122681,728
		Глава 9. Інші роботи та витрати					
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1.3Х0.9)%	1435,376	-	-	-	1435,376
		----------	----------	----------	----------	----------	----------
		Разом по главі 9:	1435,376	-	-	-	1435,376
		Разом по главах 1-9:	124117,104	-	-	-	124117,104
		Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд					
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	3102,928	3102,928
		----------	----------	----------	----------	----------	----------
		Разом по главі 10:	-	-	-	3102,928	3102,928
		Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи					
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	1663,169	1663,169
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	91,458	91,458
		----------	----------	----------	----------	----------	----------
		Разом по главі 12:	-	-	-	1754,627	1754,627
		Разом по главах 1-12:	124117,104	-	-	4857,555	128974,659
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	**Кошторисний прибуток**	4742,808	-	-	-	4742,808
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	**Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій**	-	-	-	1713,370	1713,370

ЛНУП кафедра ТОБ

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	**Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва**	4468,216	-	-	174,872	4643,088
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	**Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами**	-	-	-	-	-
		Разом	133328,128	-	-	6745,797	140073,925
		Разом крім ПДВ	133328,128	-	-	6745,797	140073,925
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	**Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)**	-	-	-	28014,785	28014,785
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	133328,128	-	-	34760,582	168088,710
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	553,317
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	553,317

Директор (або головний інженер) проектної організації _____

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

ДНУП кафедра ТОБ

4.2 Об`єктний кошторис

Ремонтна майстерня вантажних автомобілів у м. Броди Львівської області з аналізом впливу структури і властивостей пінобетону на спільну роботу з арматурою

Форма №3

Кошторис у сумі 168088,710 тис.грн.

Затверджено

Замовник

_____

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

"____" _____ 20__ р.

ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Ремонтна майстерня вантажних автомобілів у м. Броди Львівської області

Кошторисна вартість об`єкта	118992,947 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	1153,302 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	22279,592 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості	
Будівельні обсяги	

ЛНУП кафедра ЕОБ

Складений в поточних цінах станом на 1 вересня 2023 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Ремонтна майстерня вантажних автомобілів	118992,947	-	-	-	118992,947	1153,302	22279,592	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		Всього:	118992,947	-	-	-	118992,947	1153,302	22279,592	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	3688,781	-	-	-	3688,781	-	-	-
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3Х0,9)%	1435,376	-	-	-	1435,376	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	3102,928	3102,928	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	1663,169	1663,169	-	-	-
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	91,458	91,458	-	-	-
		Разом:	124117,104	-	-	4857,555	128974,659	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	4742,808	-	-	-	4742,808	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	1713,370	1713,370	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	4468,216	-	-	174,872	4643,088	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	133328,128	-	-	6745,797	140073,925	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	28014,785	28014,785	-	-	-
		Всього по кошторису	133328,128	-	-	34760,582	168088,710	-	-	-
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	553,317	-	-	-

ЛНУП кафедра ТОБ

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	553,317	-	-	-

Директор (або головний інженер) проектної організації _____

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

ЛНУП кафедра ТОБ

РОЗДІЛ 5
ОХОРОНА ПРАЦІ

ЛНУП кафедра ТОБ

ЛНУП кафедра ТОБ

ЛНУП кафедра ТОБ

ЛНУП кафедра ТОБ

РОЗДІЛ 6
НАУКОВА РОБОТА

Сучасна будівельна галузь орієнтована на впровадження енергоефективних вирішень при зведенні будинків з метою мінімізації теплових втрат. Відповідність термічного опору конструкцій будинку прийнятим стандартам по теплозахисту стала пріоритетним напрямком розвитку технологій будівельних матеріалів. Поряд з відомими видами будівельних матеріалів перспективним для будівництва малоповерхових будинків точкової забудови високої теплоефективності є неавтоклавний ніздрюватий бетон (пінобетон). Об'єктом дослідження в роботі є конструкційний дрібнозернистий пінобетон, що виготовляється на немеленому піску. У результаті його структура відрізняється від структури мікрозернистих ніздрюватих бетонів (автоклавних силікатних і неавтоклавних цементних) неоднорідністю структури міжпорових перегородок через наявність зерен піску. Можливість одержання цементного пінобетону на мобільних установках без необхідності мати складну виробничу інфраструктуру технологічного процесу визначає перспективність його застосування в даному сегменті будівництва.

ЛНУП кафедра ТОВ

У рамках реалізації державної програми будівництва частка монолітних будинків з неавтоклавного пінобетону може стати досить істотною при вирішені проблеми армування несучих, у першу чергу згинальних конструкцій.

В межах даної роботи було проаналізовані пінобетони середньої щільності 800-1800 кг/м^3 на основі різноманітної природної й техногенної сировини. Проаналізовані питання будівельної технології бетонування конструкцій з пінобетону, реалізовані у вигляді мобільної будівельної- технологічної системи.

Однак проблема виготовлення й застосування згинальних конструкцій з пінобетону залишилася невирішеною через невивченість питань його спільної роботи з арматурами. Її особливості можуть бути обгрунтовані тим, що через наявність макропор у структурі дрібнозернистого пінобетону, що створюють неоднорідну зону контакту з поверхнею арматури. Актуальним також є питання вибору раціонального виду арматури. Застосування композитної арматур для конструкцій з пінобетону може бути ефективним варіантом, через її низьку

щільність (1800 кг/м^3) і головне, високої корозійної стійкості, що принципово важливо для пористих матеріалів.

Тому для вирішень питань проектування й виготовлення конструктивних елементів з пінобетону різної щільності необхідне проведення експериментально-теоретичних досліджень, спрямованих на одержання науково обґрунтованих кількісних даних про параметри спільної роботи пінобетону з різними видами арматур.

Проведений аналіз результатів аналітичного огляду дослідженнь в області вивчення спільної роботи різних видів арматури із цементними важкими й легкими бетонами різних класів, а також із силікатними ніздрюватими бетонами. На основі проведеного аналізу робіт авторів: Al-Shannag, M. Caro, M. Jemaa, Y. Baena, M. Jabbar, A.A.S. Mustafa Hilal, Wang N., Shang H-S., Sancak E., Okelo R.; і вітчизняних: Б.Г. Демчини, Ю.Є. Фамуляка систематизований вплив на міцність зчеплення механічних характеристик, речовинного складу й співвідношення компонентів бетону, вплив виду, геометричних характеристик і довжини анкерування арматури, а також вплив температурних впливів і агресивних середовищ.

ЛНУП кафедра ТОБ

Характеристики відмінності структури й властивостей дрібнозернистого цементного пінобетону від інших видів легкого і ніздрюватого бетону. Виявлено, що макропориста структура дрібнозернистого пінобетону характеризується неоднорідністю, а матеріал міжпорових перегородок має великі зернисті включення на відміну від структури перегородок мікрозернистих силікатних ніздрюватих бетонів.

На основі проведеного аналізу визначені критичні характеристики дрібнозернистого пінобетону, що визначають параметри зчеплення:

1. Міцність пінобетону на стиск, так як міцність зчеплення склажає 0.12-0.22 від її граничного значення.

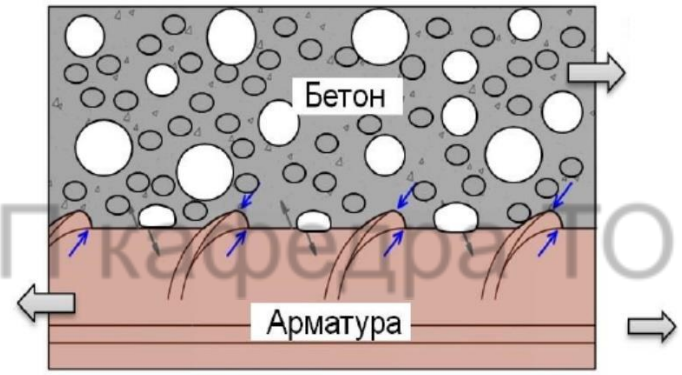
2. Коефіцієнт пористості ($K_{пор}$) – співвідношення площі поверхні порового простору ($S_{пор.пр}$) і площа поверхні міжпорових перегородок ($S_{мп}$). Які є критеріями характеристик, що визначають площу зони контакту і відповідно, силу контактної взаємодії. Фактична площа зони контакту $S_{конт}$ у системі

«дрібнозернистий пінобетон - арматура» буде залежати не тільки від довжини окружності арматури (c) і довжини закладення стержнів в пінобетон L_{fb} але й враховувати вплив площі міжпорової перегородки $S_{мп}$:

$$S_{конт} = c \cdot L_{fb} \cdot S_{мп}$$

3. Співвідношення обсягів цементного каменю $V_ц$ і зернистих включень $V_з$ у структурі міжпорових перегородок, що визначають сили механічного зачеплення в зоні контакту.

4. Діаметр макропор $D_{ср}$, що впливає на характер зони контакту і тому, на сили контактної взаємодії, тертя й механічного зачеплення.



ЛНУ кафедра ТОБ

Рис. 6.1 Схема армованого пінобетону

На основі представленого аналізу виділені основні фактори, що визначають спільну роботу дрібнозернистого пінобетону з арматурою в конструкціях (таблиця 6.1). У якості критеріїв оцінки параметрів спільної роботи системи «пінобетон - арматури» прийняті традиційні характеристики - міцність зчеплення й величина прослизання.

Таблиця 3.1 – Фактори та критерії оцінки параметрів зчеплення дрібнозернистого пінобетону з арматурою.

<table>
<tr><th>Система</th><th colspan="2">Характеристика системи</th><th>Сили щеплення</th><th>Фактори сцеплення</th><th>Критерії оцінки</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Конструкція</td><td rowspan="3">вид напруженого стану</td><td>згин</td><td rowspan="3">Сили тертя в зоні взаємодії пінобетону і арматури від поперечного обтиску пінобетону під навантаженням.</td><td rowspan="3">- коефіцієнт армування конструкції;
- розташування стержнів арматури відносно один одного</td><td rowspan="3">- міцність сцеплення, $\tau_{сц}$;
- прослизгування арматурного стержня Δ</td></tr>
<tr><td>розтяг</td></tr>
<tr><td>стиск</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Пінобетон-арматура</td><td colspan="2">фізико-механічні властивості пінобетону</td><td rowspan="3">зусилля механічного сцеплення</td><td>- клас по міцності;
- марка по щільності</td><td rowspan="4">- міцність сцеплення, $\tau_{сц}$;
прослизгування арматурного стержня Δ</td></tr>
<tr><td colspan="2">фізико-механічні властивості арматури</td><td>- границя міцності при розтягу</td></tr>
<tr><td colspan="2">геометричні параметри конструкції</td><td>діаметр арматури</td></tr>
<tr><td colspan="2">вид арматури</td><td>сили між молекулярної взаємодії</td><td>А500С
АБК – 2
АСК – 1</td></tr>
</table>

ЛНУП кафедра ТОБ

	структурні характеристики пінобетону	відносний обєм зернистих включень, $V_з$; відносний об'єм цементного каменю $V_ц$; середньо-еквівалентний діаметр зернистих включень $D_з$; середній діаметр макропори $D_{ср}$; об'єм пор $V_п$	сила механічного сцеплення	площа контакту	коефіцієнт пористості $K_{пор}$; співвідношення площі поверхні порового простору $S_{пор.пр}$ і площі міжпорової перегородки $S_{мп}$; середній діаметр макропор $D_{ср}$	

ЛНУП кафедра ТОБ

У результаті аналізу даних статистично вірогідно встановлені значення фізико-механічних і розрахункових характеристик дрібнозернистого пінобетону (таблиця 3.2).

Таблиця 3.2 – Фізико-механічні й розрахункові характеристики дрібнозернистого пінобетону

Марка по середній щільності	Середньо-арифметичне значення Rm, МПа	Середньо квадратичне відхилення S, МПа	Коефіцієнт варіації V, %	Клас по міцності	Нормативний опір Rbn, МПа	Коефіцієнт надійності по матеріалу
D1200	5.2	0.06	1.2	5	4.6	1.34
D1400	7.6	0.11	1.5	7.5	6.9	1.14
D1600	12.5	0.29	2.3	10	10.5	1.13

ЛНУП-кафедра ТОБ

Руйнування пінобетону пов'язані з особливим напівкрихким характером, що обумовлене частковим зминанням міжпорових перегородок, перерозподілом зусиль у структурі пінобетону.

За результатами аналізу параметрів макроструктури пінобетону встановлено, що зі збільшенням середньої щільності в діапазоні від 1200 до 1600 кг/м^3, коефіцієнт пористості пінобетону зменшується на 10%, відповідно, збільшується площа поверхні міжпорових перегородок і зони контакту з арматурою.

Більш щільна структура дрібнозернистого пінобетону D1600 характеризується найменшим діаметром макропор і найбільшими значеннями середньої товщини міжпорових перегородок, меншою дефектністю порового простору (рис 6.2).

Тому закономірно, що зі збільшенням середньої щільності пінобетону відбувається збільшення площі зони контакту в системі «пінобетон - арматура» (рис.6.3). Кількісний взаємозв'язок між площею зони контакту ($S_{конт}$) і параметрами зчеплення в системі «дрібнозернистий пінобетон - арматура».

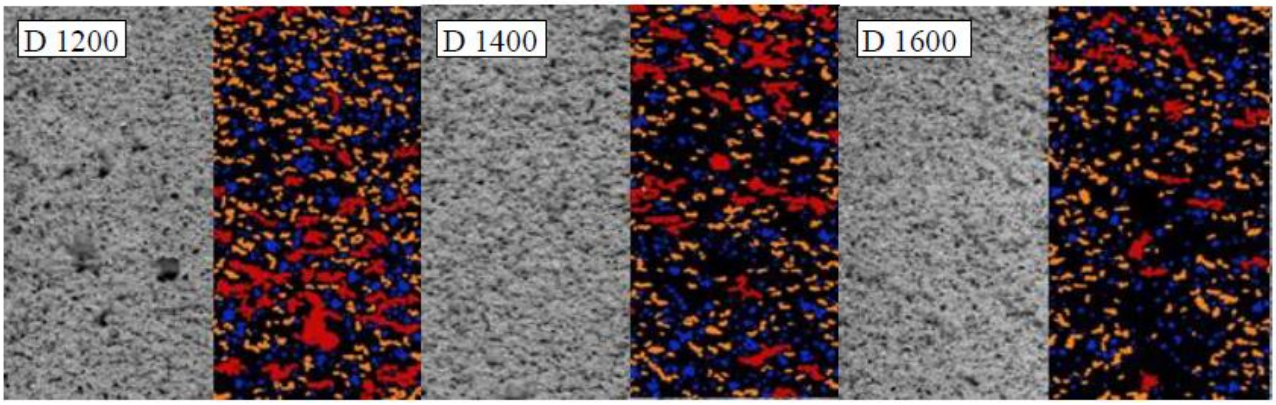
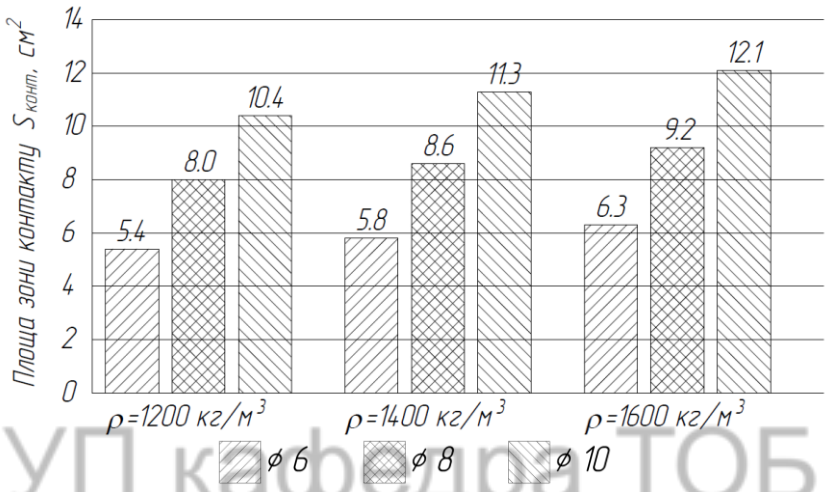


Рис. 6.2 Поверхня зразків дрібнозернистого пінобетону



ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 6.3 Графік площ контакту пінобетону з арматурою в залежності від щільності пінобетону

При збільшенні площі зони контакту на 1% міцність зчеплення пінобетону з композитною арматурою профілю АСК-1 збільшується на 2 – 6%, профілю АБК-2 - на 2%, з металевою - на 6 %. У результаті при зміні середньої щільності пінобетону в діапазоні 1200 - 1600 кг/м^3 приріст міцності зчеплення складає 20 - 65 %, суттєво відрізняючись залежно від виду і діаметра арматури.

6.1 Аналіз наукових досліджень з вивчення напружено-деформованого стану контактного шару при висмикуванні арматури з ніздрюватого бетону

Напружено-деформативний стан та процеси, що відбуваються в зоні контакту арматури з пінобетоном можна розділити на п’ять стадій.

Перша стадія. На даному етапі під час початкового навантаження спостерігається виникнення сил зчеплення через адгезію. Під адгезією

розуміється процес взаємодії з'єднуючого гелю з'єднувального з поверхнею арматурного стержня під час зхоплення та затвердіння з'єднувального матеріалу. Цей механізм характеризується як фізичними, так і хімічними процесами, які призводять до утворення в зоні контакту молекулярних сил притягання.

Друга стадія. Утворення напружень по довжині армування відбувається нерівномірно. При цьому найвищі напруження сконцентровані в середині зразка. Внаслідок виникнення радіальних та похилих тріщин відбувається формування конічних консолей, які схильні до руйнування на навантаженому кінці арматури. На цьому етапі навантаження спостерігається зменшення жорсткості матеріалу.

Третя стадія. На даній стадії відбувається зсув ненавантаженого кінця арматури щодо контактної поверхні. У результаті чого спостерігається розвиток значних непружних деформацій у місцях виступу арматури, а також руйнування найбільш навантажених ділянок контактної зони, відбувається перерозподіл зусиль. При цьому найбільші значення сил зчеплення зміщаються до ненавантаженого кінця стержня. Разом з тим інтенсивно зростає зсув навантаженого торця зразка. Це пов'язане з появою сил зчеплення в результаті тертя. Тому спочатку впливають на матеріал статичні сили тертя, після чого спостерігається загальний зсув арматури щодо пінобетону.

ЛНУП кафедра ТОБ

При подальшому навантаженні до кінця даної стадії відбувається утворення і розвиток радіальних тріщин.

При недостатній силі зчеплення внаслідок тертя арматура гладкого профілю висмикується із матеріалу, залишаючи в ньому отвір. При цьому найбільші напруження сил зчеплення (рис. 6.4а) обчислюються по формулі:

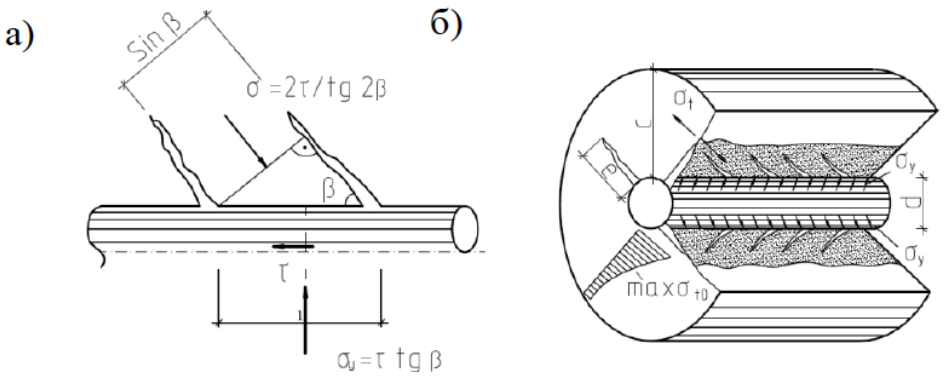


Рис. 6.4 Напружений стан зразка при висмикуванні арматури

а – в стадії зсуву; б – в момент першого тріщеноутворення

$$\tau = \mu \cdot \sigma_y$$

де μ – коефіцієнт тертя ($\mu = 0,4$).

Досить часто випробування на висмикування закінчуються на 3 стадії через розрив призми уздовж арматури. У якості руйнівного навантаження приймається найбільша величина зусилля. Р. Тедфес запропонував наступні залежності для моменту першого тріщеноутворення (рис. 4б):

Максимальні напруження зчеплення наприкінці III стадії (рис. 6.5) визначаються по формулі:

$$\tau_b \approx \varsigma \cdot \lambda \cdot 2\frac{2}{3}\left(c - e_{kp}\right)R_p + 2E_p^{zp} \cdot E_a \frac{F_{cn}}{d \cdot a_{cn}} + \mu \cdot \gamma \cdot p_y$$

де c – товщина пінобетону (рис. 6.4); γ – коефіцієнт, що враховує вид поперечного армування; P_y – зовнішній тиск, що діє на поверхні стержня, $E_p^{zp} = 0.0002$.

ПНУП кафедра ТОБ

Багато наукових робіт вказують на те, що в результаті висмикування ненавантаженого кінця арматури наступне навантаження зразка приводить до порушення анкеррування. Внаслідок чого в деяких конструкціях необхідно не допускати величину напруження вище початку зсуву стрижня.

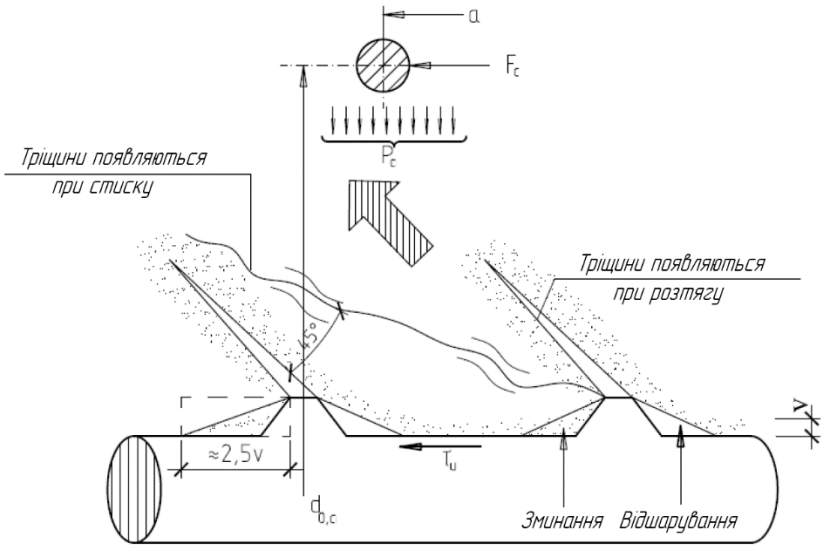
На основі отриманих теоретичних кривих, а також експериментальних результатів на висмикування науковцями було запропоновано визначати відносну довжину анкерування по формулі:

$$\frac{l_{an}}{d} = \lambda_{an}^{roz} - m_{an}\frac{R_a}{R_{np}} + \Delta\lambda_{an}$$

Вважається, що ймовірність даної залежності становить 0,977. При цьому настання початку зсуву ненавантаженого кінця стержня неможливо. Внаслідок

чого вченими було встановлено, що зчеплення арматури з пінобетоном не залежить від текучості, сталі.

Четверта стадія - повний зріз. Відбуваються чималі зсуви кінця арматури, а потім наступає руйнування консолей. У результаті виникнення високих значень стискальних зусиль між двома суміжними діагональними тріщинами відбувається зріз консолі (рис. 6.5).



ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 6.5 Зріз пінобетонних консолей

Для даного випадку діє наступна умова:

$$\sigma_b \approx 2\tau_u \approx \frac{2}{3}R$$

Загальна формула для напружень внаслідок дії сил зчеплення має вигляд:

$$\tau_u = \frac{1}{3}R + \frac{8}{3}\gamma\frac{F_{cn}}{a_{cn}\cdot d_{cn}}\sigma + \frac{1}{3}P_y$$

На даному етапі навантаження відбувається повне руйнування контактної зони по всій довжині замонолічування, після чого наступає розрив призми.

П'ята стадія – виникнення напружень зчеплення через сили тертя спостерігається в тому випадку, коли розкол призми не відбувається. Це

забезпечується за рахунок непрямого армування (сітки, спіралей, просторових каркасів)..

На рис. 6.6а показаний можливий механізм руйнування для арматури періодичного профілю. При цьому спостерігається спільне переміщення пінобетонних зубів трикутної форми зі стержнем.

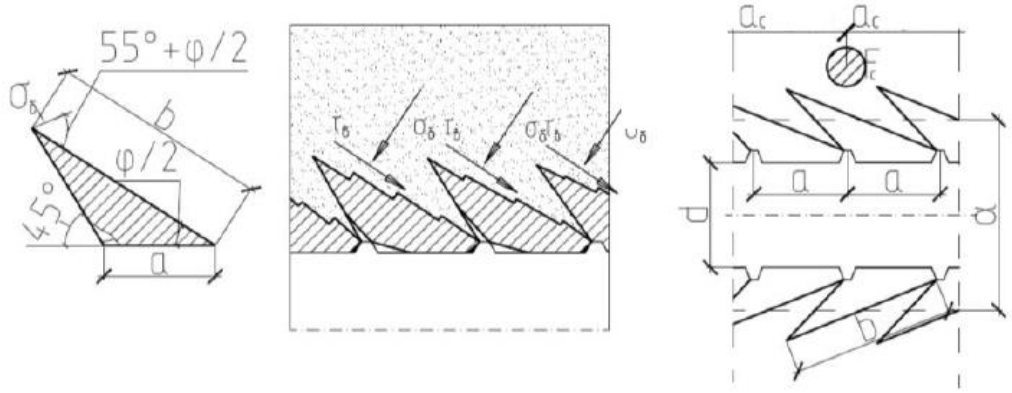


Рис. 6.6 Напружений стан при висмикуванні

Загальна формула для напруг зчеплення внаслідок тертя на даній стадії має вигляд:

ЛНУП кафедра ТОБ

$$\tau_r \approx 0.12R + 0.3\frac{F_{cn}}{d \cdot a_{cn}} R_p \sqrt{R_p} + 1.4P_y \text{ у}$$

6.2 Числове моделювання напружено-деформованого стану ніздрюватих бетонів при висмикуванні арматури

Для числового моделювання зчеплення композитної арматур з пінобетоном пропонується модель, на основі лінійних зв'язків із граничною жорсткістю, яка показала достатню подібність при моделюванні зчеплення металевої арматур з пінобетоном. Для опису роботи зв'язки під навантаженням пропонується використовувати лінійну функцію (1), зображену на графіку Рис. 6.7.

Кількість зв'язків, що вводяться, прямо пропорційно впливає на точність чисельного експерименту. Для диференціації точності розв'язуваних завдань необхідно коректувати кількість зв'язків, що вводяться, на тестових завданнях.

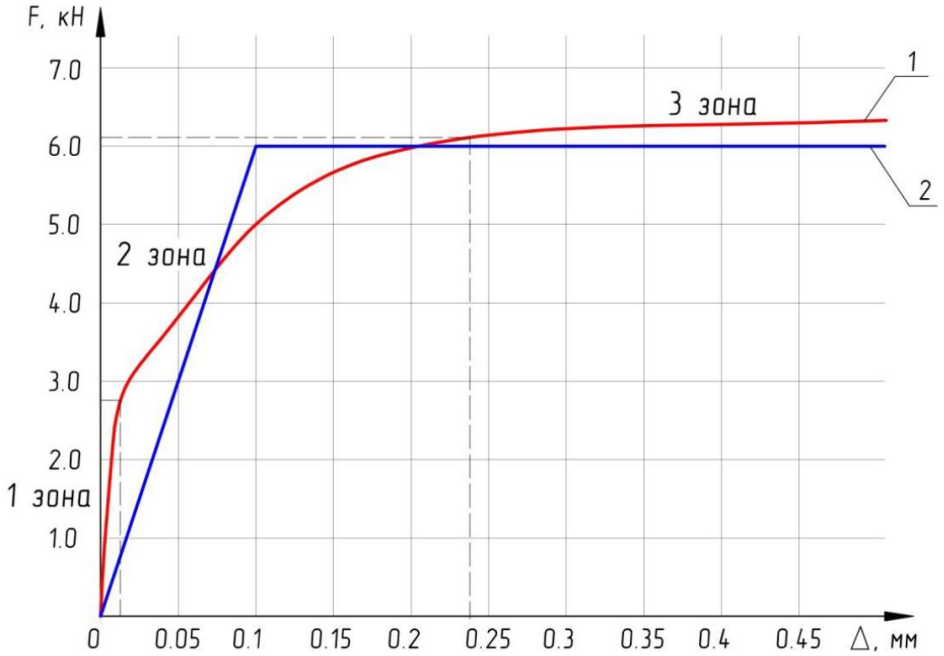


Рис. 6.7 Графік залежності переміщення склопластикової арматур Δ від висмикуючої сили, F,

1 – за характеристиками матеріалу; 2 – для чисельного моделювання.

ЛНУП кафедра ТОВ

За результатами математичного аналізу встановлене, що руйнування всіх зразків під дією сили, висмикування, відбувається по граничному шару між пінобетоном і арматурами. У результаті руйнується пінобетон, через обмеженість роботи пінобетону на зріз і розтяг, і частково піщане обсипання склопластикової арматури, через слабкий зв'язок між частками піску й склопластиком. Розподіл напружень по поверхні зчеплення відбувається не рівномірно, внаслідок роботи сполучного композитної арматур і неоднорідності розподілу піску по поверхні арматур. При контакті двох матеріалів на невеликих областях утворюються зони більших дотичних напружень, що перевищують допустимі, що тягне до зрізу найбільш виступаючих часток піску із площини стержня й приводить до локального зсуву стержня.

В криволінійній залежності переміщення склопластикової арматур Δ від висмикуючої сили чітко можна виділити три зони. Перша зона лінійна ділянка графіка $F(\Delta)$, коли при малих значеннях висмикуючих зусиллях у пінобетоні відбуваються пружні деформації пінобетону, при знятті навантаження арматури вертається в початкове положення. При подальшому збільшенні сили F

з'являються зсуваючі тріщини й ділянки з локальним зсувами, що збільшує швидкість переміщення арматури щодо пінобетону в зоні 2. Зона 3 вичерпання несучої здатності пінобетону, арматура ще має зчеплення з пінобетоном за рахунок не ушкоджених ділянок і сил тертя.

Відомо 7 класів моделей зчеплення пінобетону й арматури що застосовуються при математичному моделюванні:

– модель ідеального зчеплення арматури й пінобетону;

– модель із додаванням додаткового шару зі зниженим модулем деформації;

– модель із використанням зв'язків з кінцевою жорсткістю;

– модель із вимиканням зруйнованих елементів з роботи;

– модель із урахуванням мікророзтріскування;

– модель пружно-ушкодженого матеріалу;

– модель із пружно - пластично - ушкодженого матеріалу.

Найбільше поширення одержали три перші моделі, інші моделі вимагають наявності програмних комплексів високого рівня, як ANSYS, Nastram, ABAQUS.

ЛНУП кафедра ТОБ

Модель ідеального зчеплення арматури й пінобетону не враховує мікророзтріскування, однак широко й повсюдно використовується в числових розрахунках залізобетонних елементів, тому що втрата несучої здатності арматури досягається швидше, чим втрачається зчеплення між арматурами й пінобетоном. Це нескладно довести, якщо прирівняти висмикуюче зусилля до несучої здатності арматурного стержня - тоді одержуємо вираження:

$$\tau \cdot C_b \cdot l = R_f \cdot A_f$$

де τ – середнє напруження зчеплення; C_b – еквівалентна окружність стержня; l – довжина замонолічування в пінобетон; A_f – площа арматури; R_f – розрахунковий опір композитної арматур на розтяг. Момент втрати несучої здатності композитного стержня діаметром 6 мм і глибиною закладення 15 см у результаті втрати зчеплення відбудеться при несучій здатності арматури R_f

$$R_f = \frac{\tau \cdot C_b \cdot l}{A_f} = 1200\,\text{мПа}$$

Дана модель правдива при оцінці міцності конструкції, але хибна при оцінці деформації конструкцій.

Модель, що відповідає додатковому шару зі зниженим початковим модулем деформації, вимагає більш докладної дискретизації розрахункової моделі, а саме застосування об'ємних кінцевих елементів із дрібною розбивкою сітки для пінобетону, арматури й самого граничного шару, що не можливе для розрахунків складних розрахункових схем, так як збільшуються тимчасові витрати.

Модель, заснована на використанні зв'язків з кінцевою жорсткістю, вважається найбільш логічної, а також найбільше співпадає з теоретичними результатами зчеплення металевої арматур з пінобетоном. Дана модель дозволяє враховувати нелінійні зсуви арматур щодо пінобетону в процесі руйнування зв'язків зчеплення. Для чисельного опису моделі потрібно вводити додаткові елементи з кінцевою жорсткістю або по-іншому податливі зв'язки. Науковцями пропонуються для використання нелінійні пружини, властивості яких описуються по діаграмах зчеплення арматури з пінобетоном. Не у всіх розрахункових комплексах доступний даний тип КЕ, тому необхідно спростити модель, а саме нелінійні пружини слід замінити лінійними пружинами із граничним зусиллям на розтяг або стиск. Тоді для апроксимації нелінійної діаграми зчеплення арматури, з пінобетоном, представленого на графіку 1 (Рис. 6.7) пропонується використовувати лінійну функцію, зображену на графіку 2 (Рис. 6.7), яка описується формулою:

ЛНУП кафедра ТОБ

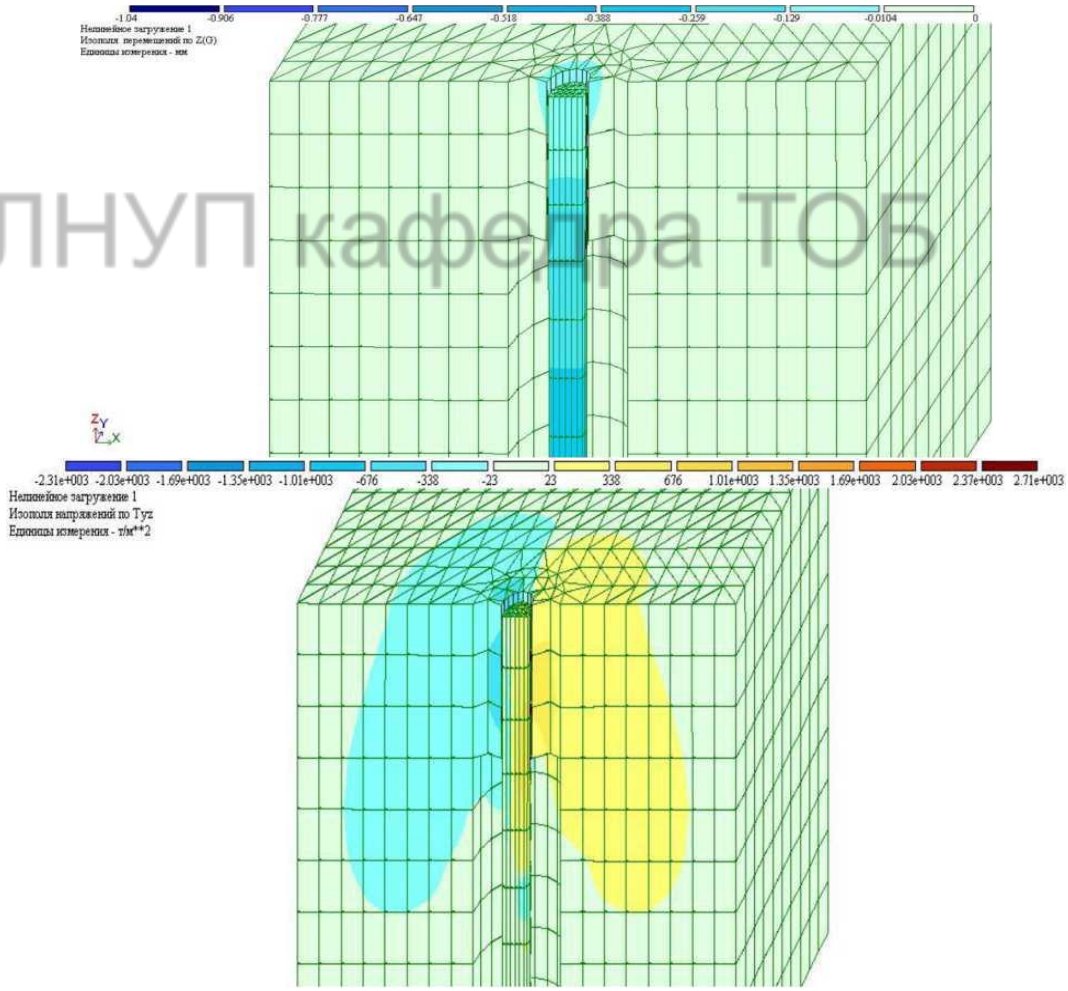
$$S(F) = \begin{cases} \dfrac{F}{\Delta}, \ при \ \ F < F_{вис} \\ 0, \ при \ \ F \geq F_{вис} \end{cases}$$

Тоді жорсткість кожного зв'язку призначається з умови

$$S(F)=\frac{F_{вис}}{\Delta \cdot N}$$

де $F_{вис}$ – зусилля висмикування; Δ – зсув арматури щодо пінобетону; F – поздовжнє зусилля в арматурі; N – кількість зв'язків (пружин) у розрахунковій схемі. При досягненні зусилля у зв'язках більших $\frac{F_{вис}}{N}$ вони вимикаються з роботи.

За допомогою даної моделі на програмному комплексі «ЛІРА» чисельними методами було проведено моделювання напружено-деформованого стану зчеплення арматури з пінобетоном. Числова модель зразка повністю складалася з об'ємних кінцевих елементів, характеристики для пінобетону.



ЛНУП кафедра ТОБ

Рис. 6.8 Результати числового моделювання зчеплення композитної арматур з пінобетоном

а) ізополя зсуву арматури щодо пінобетону, б) ізополя напружень зчеплення з бетоном

Аналіз отриманих значень показує, що крім деформації самих зв'язків присутні деформації пінобетону граничної зони, які в сумі й дають шукану величину зсуву композитної арматур щодо верхньої грані пінобетону $\Delta = \Delta_b + \Delta_c$. При збільшенні кількості введених зв'язків можна, по-перше, скоротити деформації бетону Δ_b, по-друге, збільшити точність між експериментальним і чисельним показником зсуву арматури щодо верхньої грані Δ. Тому при вирішень конкретного завдання необхідно вирішувати тестові завдання, які дозволять визначити величину необхідної кількості зв'язків, що моделюють зчеплення арматури з бетоном з потрібною точністю.

ЛНУП кафедра ТОБ

ВИСНОВКИ

Аналіз робіт, присвячених механізму зчеплення в області контакту, вказує на складність процесу, що відбувається між «арматурою – бетоном». У даний момент відомі аналітичні залежності не охоплюють увесь спектр впливів, що припадають на матеріал. Крім цього, поява нових видів арматури й бетону не дозволяє правильно оцінювати можливості моделі, яка контролює зміни величини зчеплення в результаті впливу різних зовнішніх і внутрішніх факторів, що протікають у композиті та ніздрюватих бетонах. Необхідність у проведенні таких досліджень зумовлена відсутністю повноцінної методики, що дозволяє описувати зсув в області анкерування стержня в конструкціях з різними вхідними даними.

Складність теоретичного дослідження механізму зчеплення в результаті впливу різних зовнішніх факторів полягає у відсутності повного обсягу експериментальних досліджень про зміну величини зчеплення під їхнім впливом. Також мало вивчене питання, що стосується використання сучасних композитних арматур у конструкціях. Тому виникає особлива теоретична й практична цінність у вивчення механізму зчеплення.

ЛНУП кафедра ТОБ

Для числового моделювання зчеплення композитної арматур з бетоном пропонується модель, на основі лінійних зв'язків із граничною жорсткістю.

Кількість зв'язків, що вводяться, прямо пропорційно впливає на точність числового експерименту. Для диференціації точності розв'язуваних завдань необхідно коректувати кількість зв'язків, що вводяться, на тестових завданнях.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

ЛНУП кафедра ТОБ

ЛНУП кафедра ТОБ

ЛНУП кафедра ТОБ

ЛНУП кафедра ТОБ

ЛНУП кафедра ТОБ

ЛНУП кафедра ТОБ