

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну**

УДК 72.012:658.2.664.8/.9

**ПОГОДЖЕНО**

**Декан факультету (Директор ННІ)**

\_\_\_\_\_

(назва факультету (ННІ))

\_\_\_\_\_ РУЖИЛО З.В.

(підпис)

(ПІБ)

— ” \_\_\_\_\_ 2025 р.

**ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ**

**Завідувач кафедри**

\_\_\_\_\_

(назва кафедри)

\_\_\_\_\_ ЯКОВЕНКО І.А.

(підпис)

(ПІБ)

— ” \_\_\_\_\_ 2025 р.

**МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**на тему**

**ПРОЕКТУВАННЯ ЗАВОДУ КОНСЕРВНИХ ВИРОБІВ М.КОРОСТИШІВ**

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код і назва)

Освітня програма

Магістр

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-наукова

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

**Гарант освітньої програми**

професор Д.Т.Н.

(науковий ступінь та вчене звання)

\_\_\_\_\_

(підпис)

Мар'єнков М.Г.

(ПІБ)

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи**

доцент К.Т.Н.

(науковий ступінь та вчене звання)

\_\_\_\_\_

(підпис)

Бакулін Є.А.

(ПІБ)

**Виконав**

\_\_\_\_\_

(підпис)

Галаєв А.О.

(ПІБ студента)

**КИЇВ – 2025**

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну**

**ЗАТВЕРДЖУЮ  
Завідувач кафедри будівництва**

д.т.н., професор \_\_\_\_\_ Яковенко І. А.  
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)  
— ” \_\_\_\_\_ 2025 року

**З А В Д А Н Н Я**

**ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ**

Галаєву Антону Олеговичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код і назва)

Освітня програма

Магістр

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-наукова

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи ПРОЕКТУВАННЯ ЗАВОДУ КОНСЕРВНИХ  
ВИРОБІВ М.КОРОСТИШІВ

затверджена наказом ректора НУБіП України від –22”12.2023р. №2358 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру

2025.05.05

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи

Промислова одноповерхова будівля складається з 3х прольотів по 18,0 м кожний. Крок колон 12 м. Будівля обладнана електричними мостовими кранами, режим роботи яких відноситься до групи 5К (по два крана в кожному прольоті). Вантажопідйомність кранів в крайніх прольотах  $Q=20/5$  т (196/49 кН), а в середньому  $Q=15/3$  т (147/29,5 кН). Зовнішні панельні стіни до відмітки 7,8 м самонесучі, вище – навісні. Відстань від рівня чистої підлоги до головки кранового рельсу – 8,15 м. Висота балки кранового шляху 1,4 м, а кранового рельсу 0,15 м.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. – Дослідити оптимізацію армування підкранової балки прольотом 12 м по результатам розрахунків виконаних аналітичним методом і у програмну комплексі «ЛІРА – САПР».

Перелік графічного матеріалу (за потреби)

Плани, фасади, технологічна карта на монтаж колон каркасу прогоном 18 м, буд.ген план, календарний графік

Дата видачі завдання –14”10.2023 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

\_\_\_\_\_ Бакулін Є.А.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання

\_\_\_\_\_ Галаєв А.О.  
(підпис) (прізвище та ініціали студента)

# З М І С Т

ВСТУП	5
<b>1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД</b>	<b>8</b>
1.1. Загальні відомості про мостові крани	8
1.2. Основні типи залізобетонних підкранових балок одноповерхових промислових будівель	11
1.3. Розрахункова схема підкранових балок	14
1.4. Визначення навантажень що діють на підкранову балку	16
1.5. Конструювання підкранових балок	17
<b>2. АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ</b>	<b>19</b>
2.1. Загальні відомості	19
2.2. Об'ємно-планувальні рішення головного виробничого корпусу	21
2.3. Планувальні рішення адміністративно-побутових приміщень	22
2.4. Архітектурно-конструктивне рішення	24
<b>3. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ</b>	<b>34</b>
3.1. Вихідні дані	34
3.2. Розрахунок збірної залізобетонної ребристої плити покриття	35
3.3. Розрахунок колони крайнього ряду по осі «1»	58
<b>4. ГРУНТОВІ ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ</b>	<b>66</b>
4.1. Інженерно-геологічні вишукування	66
<b>4.2. Результати статичного зондування</b>	<b>66</b>
<b>4.3. Лабораторні дослідження зразків ґрунтових прошарків</b>	<b>68</b>
4.4. Визначення навантажень на фундамент стаканого типу	69
4.5. Визначення необхідної глибини закладання фундаменту	70
4.6. Визначення розмірів подошви фундаментів	70
<b>4.7. Перевірка ширини подошви фундаменту</b>	<b>71</b>
<b>4.8. Перевірка умови тиску під подошвою фундаменту</b>	<b>72</b>
4.9. Перевірка осідання фундаменту	72
<b>5. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА</b>	<b>74</b>
5.1. Область застосування технологічної карти	74
5.2. Загальна характеристика будівельно-монтажних робіт із зведення промислових одноповерхових каркасних будівель	74
5.3. Вимоги до складування і зберігання залізобетонних колон	76
5.4. Технологічні процеси монтажу колон каркасу	77
5.5. Організація робочого місця при виконанні монтажу колон	78

5.6. Монтажні пристосування і обладнання для монтажу колон	80
5.7. Тривалість виконання робіт	81
5.8. Заходи по забезпеченню техніки безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт	82
<b>6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА</b>	<b>84</b>
6.1. Організаційно-технічна підготовка	84
6.2. Підготовка спроектованого об'єкта до будівництва	85
6.3. Заходи з підготовки генпідрядної будівельної організації	86
6.4. Підготовка до комплексу виконання будівельно-монтажних робіт	87
6.5. Прийняті методи монтажу каркасу	87
6.6. Визначення обсягу будівельно-монтажних робіт	90
6.7. Вибір монтажного крану по технічним показникам	92
6.8. Вибір пристроїв для монтажу каркасу	94
6.9. Тимчасові адміністративно-побутові будинки	95
6.10. Охорона праці та техніка безпеки при веденні монтажу	97
<b>7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА</b>	<b>99</b>
<b>8. ОХОРОНА ПРАЦІ І ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ</b>	<b>103</b>
8.1. Об'єкти підвищеної небезпеки	103
8.2. Загальні положення безпечної експлуатації устаткування підвищеної небезпеки	104
8.3. Організаційні заходи з безпечної експлуатації устаткування підвищеної небезпеки	105
8.4. Перелік обов'язкової документації з безпечної експлуатації устаткування підвищеної небезпеки	105
8.5. Перелік обов'язкових написів та плакатів з безпечної експлуатації устаткування підвищеної небезпеки	106
8.6. Перелік робіт які необхідно виконувати за наряд-допуском	107
<b>9. НАУКОВО – ДОСЛІДНИЦЬКИЙ РОЗДІЛ</b>	<b>110</b>
9.1. Загальні відомості про мостові крани	111
9.2. Аналітичний розрахунок підкранової балки	112
9.3. Розрахунок підкранової балки в ПК «ЛИРА - САПР»	125
9.4. Висновки	133
<b>10. ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА</b>	<b>134</b>
<b>ДОДАТКИ</b>	<b>138</b>

## ВСТУП

Одноповерхові промислові будівлі виробничого призначення, як правило, зводяться за каркасною конструктивною системою з інфікованих збрних залізобетонних конструкторій. Одноповерхові будівлі мржуть мати в плані промстої і складної конфігурації. В осноовному переважає прямокутна форма, а складні форми характерні для виробництва, коли потрібна організація припливу й видалення повітря. Залежно від харктеру технологічного процесу оддноповерхові будівлі за об'ємно-планувальним вирішенням можуть бути: пролітноого, зального, комірркового та комбіннованого типу.

Будівлі пролітного типу проєктують у тих випадках, коли технологчні процеси спрямованні удовж прольоту і обслуговуються кранами.

Оснвноими конструкторивними елеентами сучасної одноповерхової пролітної будівлі є: колни, які передають навантаження на фундаменти; конструкторії покриття, що складаються з несчої частини; підкранові блоки, що встановлюються на кносолі клоон; ліхатрі, що забезпечуть потрібний рівень освітленості ж повіторобмін у цеху; вертикальні захсні конструкторії (сітні, пергеородки, конструкторії скління), причому конструкторії стін спраються на спеціальні фундаменти та обвзувальні блоки; спеціальні звзки (горизонтальні і вертикальні) забезпечуть проторову жорскість каркаса; двері та врата для руху людей і транспорту; віна, які забезпечуть потрібний світловий режим у цеху. Загалний вигляд одноповерхової промислової будівлі наведено рис. 1.

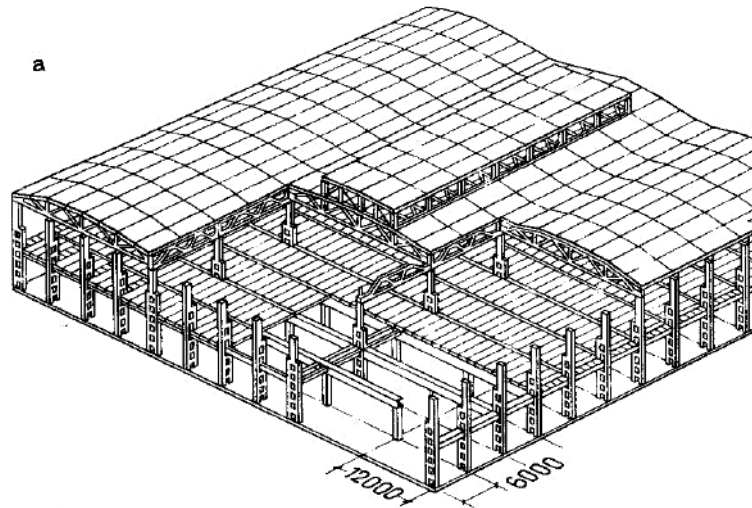


Рис. 1. Загальний вигляд одноповерхової промислової будівлі

За призначенням промислової будівлі та споруди поділяють на:

- **виробничі**, в них розміщують основні технологічні процеси підприємств (мартнівські, прокані, механоскладальні цехи тощо);
- **підсобно-виробничі**, для розміщення допоміжних процесів виробництва (ремонтні, інструментальні, механічні цехи тощо);
- **енергетичні**, розміщують обладнання для забезпечення електроенергією, стиснутим повітрям, паром, газом (ТЕЦ, компресорні, газгенераторні та повітрдувні станції тощо);
- **транспортні**, призначені для розміщення і обслуговування транспортних засобів (гаражі, депо тощо);
- складські**, необхідні для зберігання сировини, напівфабрикатів, готової продукції, пального тощо;
- **санітарно-технічні**,  
для захисту навколишнього середовища від забруднення (станції очищення, насосні, водонапірні станції тощо);
- **адміністративні та побутові**, призначені для розміщення побутових (громадське харчування, гардеробні, душові тощо) і медичних приміщень.

Завданням проєктувальників промислових будівель є розробка та прийняття такого варіанту об'ємно-планувального і конструктивного вирішення, при якому виробництво продукції досяглося із найбільшим ефектом, забезпечувало потрібні умови охорони праці і здоров'я людей, відповідало вимогам екологічної

ефективності використання коштів. Проектують промислові будівлі згідно з Єдиною модульною системою (ЄМС), що являє собою звід правил координації розмірів об'ємно-планувальних і конструктивних елементів будинків і споруд на базі єдиного модуля. Основний модуль позначають буквою М, він дорівнює 100 мм. Відповідно до вимог ЄМС номінальні розміри і взаємне розташування об'ємно-планувальних і конструктивних елементів, будівельних елементів і обладнання приймають крантим основному модулю або його похідним: укрупненому модулю, що складається з декількох основних, або дробовому модулю, що складається з частини основного. Застосування ЄМС сприяє типізації і стандартизації в проектуванні і виробництві будівельних елементів.

Даний об'єкт використовується для виробництва продукції в галузі харчової промисловості. Каркас споруди представляє собою просторову систему, яку можна умовно поділити на поперечні та подовжні плоскі рами. Ці рами взаємно зв'язані диском покриття. Основні елементи поперечної рами: фундаменти, колоони і несуча конструкція покриття (ферма). До несучих конструкцій також відносяться підкранові та фундаментні балки. Важливим елементом являється наявність мостових кранів, що вносить певні складності при співствленні розрахункових сполучень зусиль.

Слід зазначити, що рами одноповерхових промислових будівел являться статично невизначими системами і розраховуються, як правило, з використанням ПЕОМ.

В дипломній роботі проведено розрахунок каркасу будівлі за допомогою програмного комплексу «ЛІРА».

Попереча плоска рама та просторова сприймають постійні навантаження (вага конструкцій каркасу) і тимчасові (кранові, сніг, вітер та вітрову). Для розрахунку елементів рами за граничними станми першої та другої груп необхідно враховувати найбільш не вигідне сполучення навантажень чи відповідних їм зусиль.

Вказані сполучення встановлюють із аналізу реальних варіантів одночасної дії різноманітних навантажень для даної стадії роботи конструкції з урахуванням

різних схем прикладання тимчасових навантажень чи при відсутості деяких з них.

В залежності від складу навантажень розрізняють їх основні сполучення, які складаються із постійних, тривалих та короткотривалих навантажень, і особливі сполучення, які складатимуться із постійних, тривалих, короткотривалих і однієї з особливих навантажень.

Тимчасові навантаження з двома нормативними значеннями слід включати в сполучення як тривалі (при врахуванні пониженого нормативного значення) чи як короткотривалі (при врахуванні повного нормативного значення).

## **1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД**

### **1.1. Загальні відомості про мостові крани**

Промислові підприємства представляють собою комплекс різномітних видів будівель та споруд з різними технологічними процесами та операціями. Для них притаманно спеціальне технологічне підомно-транспортне обладнання таке як, мостові крани. Вибір типу підомно-транспортного обладнання зумовлюється технологічними процесами, що здійснюються на промисловому підприємстві і залежить від кількості та виду вантажів, характеру транспортно-підомних операцій, механізмів для навантаження, вивантаження та переміщення вантажів. Для переміщення вантажів в середині цеху в виробничих будівлях застосовуються різні види мостових кранів. Мотовий кран, є частиною промислового обладнання, яке використовується для горизонтального та вертикального переміщення важких вантажів у межах об'єкта. Він складається з мотсу, який охоплює всю ширину об'єкта і рухається по рейках, підомника і візка, які проходять по мосту, і кінцевих візків, які підтримують міст і переміщують його по рейках. Мотовий кран складається з типових окремих механізмів (рис. 1.1):

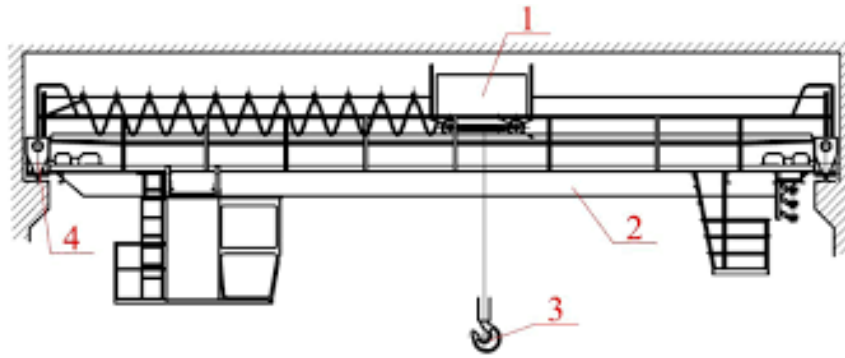


Рис. 1.1. Приципова схема роботи мотсового крана: 1– вантанжий візок (механізм підйому для вертикального переміщення вантажу); 2 – механізм пересування візка для переміщення вантажу в горизонтальній площині по одній осі; 3 – вантанжий гак; 4 – механізм пересування крана для переміщення вантажу у горизонтальній площині по іншій осі.

Існує багато типів мотсових кранів, кожен з яких призначений для певних цілей. Найбільш поширені типи, це одно блочні та двоблочні мотсові крани (рис. 1.2).

а)



б)



Рис. 1.2. Типи мотсових кранів: а – одно блаочний мотсовий кран; б – двоблаочний мотсовий кран

**Одно блаочні мотсові крани мають одну баклу, яка проходить по всій дожвині крана і підтримується двома кінцевими візками. Ці крани зазвичай використовуються для легких і середніх навантажень і мають вантажопідйомність до 20 т.**

Двоблаочні мотсові крани мають дві балки, які йдуть паралельно одна одній та підтримуються двома кінцевими візками. Ці крани зазвичай використовуються у важких умовах і мають вантажопідйомність до 500 т.

Мотсові крани працюють за простим принципом: він піднімає та переміщує важкі вантажі за допомогою підйомника, прикріпленого до візка. Візок рухається по баці мосту, дозволяючи крану транспортувати важкі вантажі по всьому прольоту крана.

Номинальна вантажопідйомність кранів може приймати значення наступного ряду: 10; 12,5; 16; 20; 25; 32; 40; 50; 63; 80; 100; 125; 160; 200; 250; 320; 400; 500; 630; 800; 1000 т.

Підкранові балки до коснолей колон прикріплюють зварюванням закладних деталей і анкерними болтами. Для забезпечення передавання горизонтальних зусиль на колну у стиках балок до їх верхніх закладних деталей і закладних деталей колон приварюють сталеві накладки. Після ретельної установки та виїмки гайки на анкерних болтах зварюють. У кінцях підкранових колій встановлюють сталеві

упрои - обмежувачі, які забезпечуються омортизатораоми-буферами з дерев'яного бруса (рис. 1.3).

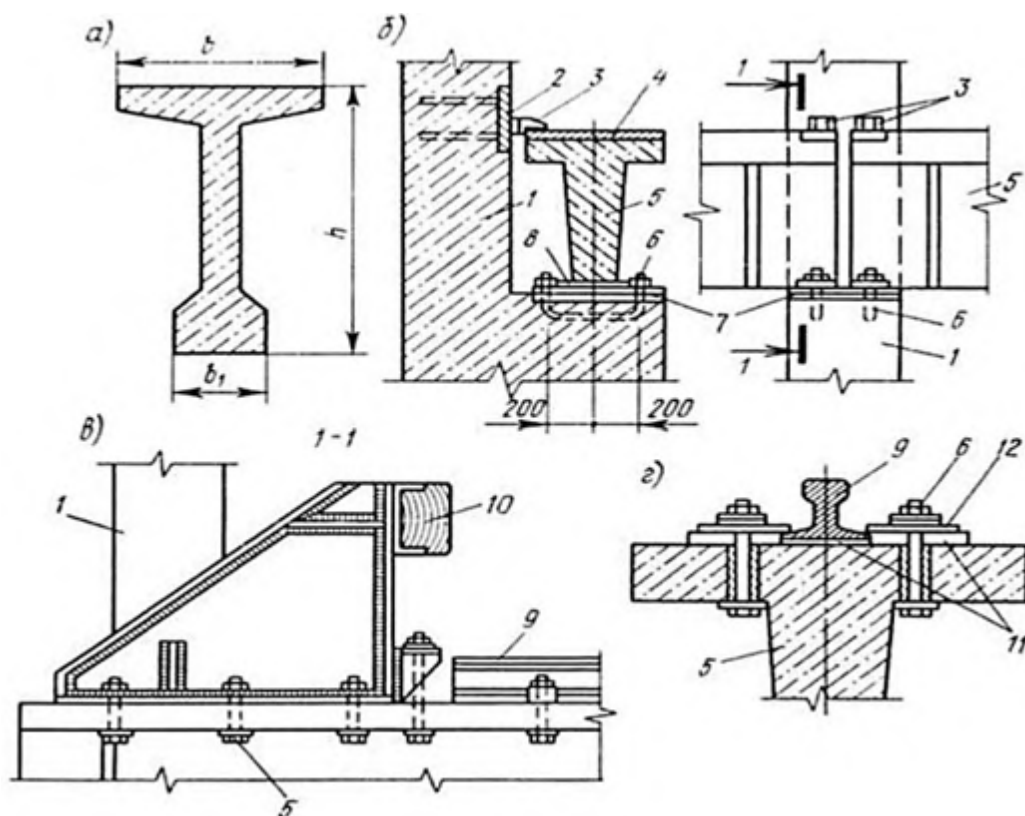


Рис. 1.3. Вузли кріплення підканової балки: а - переин підранової блки; б - крілення підканової блки до консолі коони; в - упор мосового рану; г - крілення рельсу мостового крану; 1 - колона; 2 - заклана деаль в кооні; 3 - сталева плстина; 4 - заклана детль підкрнової балки; 5 - підкранова балка; 6 - болти; 7 - стлеві лити; 8 - заклдна детль блки; 9 - пікрановий рельс; 10 - дерев'яний рус; 11 - уруга прокадка; 12 - лапки

Релси дя руху канів встановлюють на пужну прокадку з пргумованої ткаини для запоігання деформації підканової балки вналідок динмічних наванажень краа і закріплюють парними лапкаи на зашпінтованих болтх. Лаки розашовують чрез 750 мм. Краовий шлх мотують у срогій полідовності: по ерху підранової бли укладють тонк пруну покладку із проумованої ткнини товинуою 8 - 10 мм, нд яку вствновлюють кранву реьсу, закрплюючи її лаками затиачами. Кранві реки до блки закрілюють ботами. Мж рейаами і балаами дя амотизації

удрів устновлюють пужну прокадку товинуоу 8...10 мм у виглді прогумваної танини.

## **1.2. Освні тпи залізобеонних підранових баок одноповрхових проислових будівль**

Підканові бали потібні дя робти вантажопідомної теніки. Вни повнні бути макимально надійними і довгвічними. Монтьються заізобетонні підкрнові блки на конолі коон, або на оголвки коон вирбничої бдівлі. Підканові блки викорстовуються в опалваних і неоалюваних виробичих примщеннях із залізобетнним каркаом і прольтами 18,0 і 24,0 м дя устновки моствих крнів (рис. 1.1).



Рис. 1.4. Збірні залізобетонні підкранові балки одноповрхової промислової будівлі прогоном 18,0 м

Залзобетонні підкраові баки застосовується дя кранв з режимм рооти 1к-5к (легкий і середній). Бали проектується як збіні, однопольотні, довиною 6,0 та 12,0 м з опираням їх на косолі клон. Ці констукції поинні витрмати сесмічні потовхи до 9 балів.

Підкнові бали укладють на косолі клон, а на них уклдають реьси, по якх переуваються мотові краи. Оте, підрнові баки є тійки в будвлях, облананих мостоими кранми. Бали уклаають в подовжньому напямку, тоу вои забзпечують додаткову просорову жорскість каркасу будіві.

За матеріалом підкрнові бали бувають:

1. Металеві;
2. Збірні залізобетонні довжиною 6 м та 12 м (дожина підкрнових бак визначається плануальним кроком колн).

За місцем розташування в удівлі підкрнові баки бувають трьох типів:

1. Тип «С» - рядові, що вставляються в середніх прольотах;
2. Тип «К» - торцеві, що вставляються в крайніх прольотах;
3. Тип «Т» - вставляються у температурних швів.

Типи підкрнових блоків відрізняються наявністю і розташуванням закладних деталей в місцях їх опирання на косолі колон. Слід зауважити, що збірні залізобетонні підкрнові балки вставляються тільки на залізобетонні колони, на металеві колони їх застосовувати неможливо.

У разі, коли крок крайніх і середніх колн не збігається, вставляються балки довжиною 6 м в крайніх рядах, 12 м - в середніх рядах. Так як висота блоку різна для кроку колн 6 м і 12 м, то, щоб верх підкрнових бак знаходився на одній позначці, консолі середніх колн виготовляються нижче на 400 мм. Проліт підкрнових балок відповідає кроку колн і складає в загальному випадку 6,0 або 12,0 м. Загальний вигляд підкрнових бак наведено на рис. 1.5.

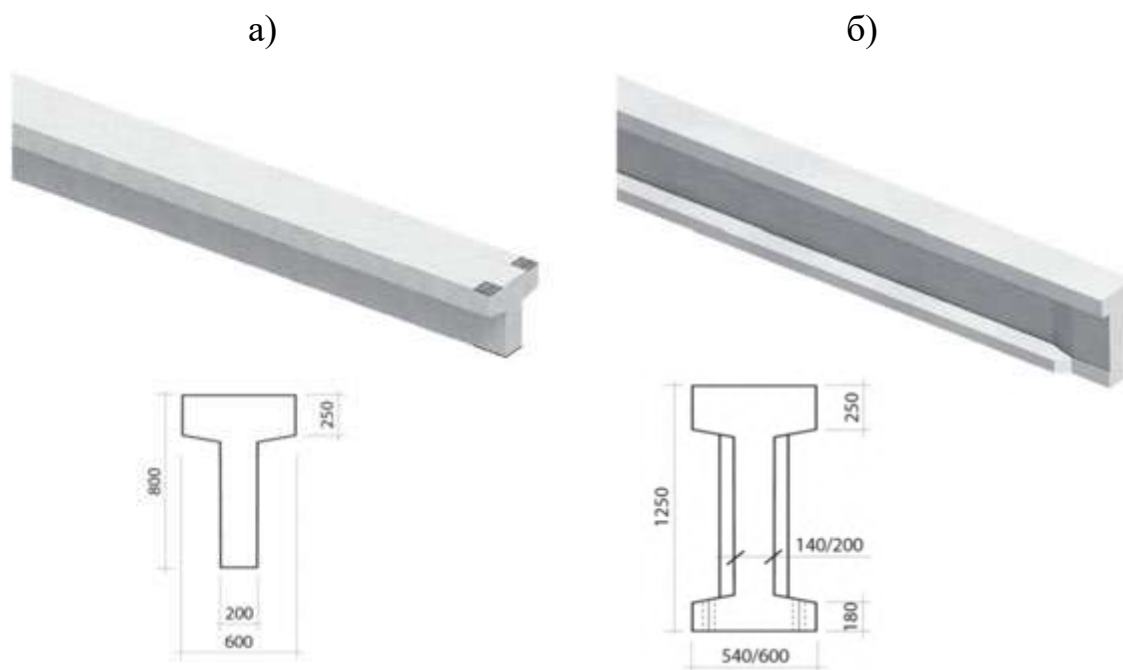


Рис. 1.5. Збірні залізобетонні підкранові балки: *a* – прогоном 6,0 м (таврового перетину); *б* – прогоном 12,0 м (двотаврового перетину)

Найбільш доцільною формою поперечного перерізу підкранових балок є тавра. Наявність у баок верхньої горизонтальної полиці поглищує умови роботи при встановленні підкранових реок, догляду за ними і разом з тим надає перерізу більшої жорсткості в поперечному напрямку, зменшуючи поперчні деформації від габаритних поперечних зусиль. висота перерізу підкранових балок  $h$  визначається розрахунком залежно від навантаження і складає  $1/8 \div 1/10$  прольоту, товщин верхньої полиці повинна становити  $(1/7 \div 1/8)h$ , ширина верхньої полиці  $(1/10 \div 1/20) l$ , найчастіше 500÷650 мм,  $h = 800 \div 1000$  мм для прольоту 6 м і 1200÷1400 мм для прольоту 12 м. Таким чином, балки прольотом 6 м мають тавровий поперечний переріз, а прольотом 12 м – двотавровий. Для країв ватажодійомністю до 32 т при прольоті 6 м їх висота дорівнює 800, 1000 мм, а при прольоті 12 м – 1400 мм. Відповідна ширина їх верхньої полиці складає 600 і 650 мм, а товщина – 120 і 180 мм (рис. 1.5). Збірні підкранові балки прольотом 6 і 12 м звичайно виконують розрзними з монтажним з'єднанням на колнах. Підкранові бали в залізобетонних конструкціях відносяться до найбільш складних елементів як в розрахунковому плані, так і в конструктивному.

### 1.3. Розрахункова схема підкранових балок

Розрахункова схема збіної залізобетонної підкранової бали становить собою розріз щодо прольоту бали з умовними шарнірними опорами. Підкранові балки працюють на косе згинання. З метою спрощення розрахунки за граничними станами пршої і другої групи виконують окремо на вертикальній і горизонтальній навантаженні (рис. 1.6, а, б, в).

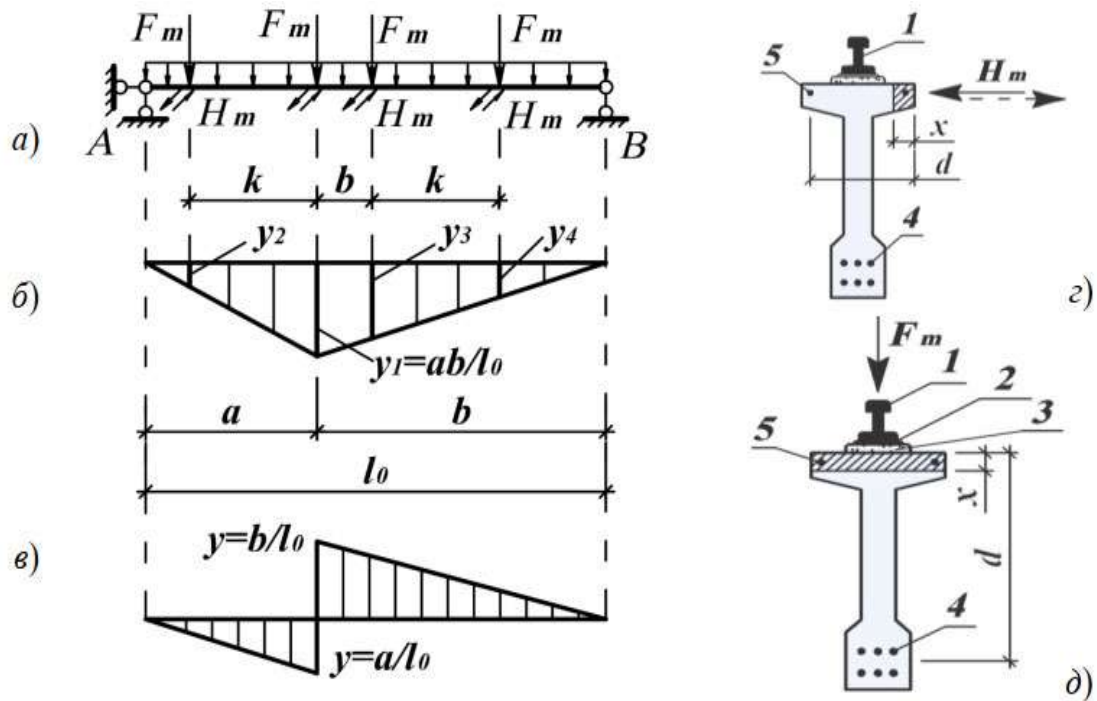


Рис. 1.6. Схеми до розрахунку підкранових блоків:  $a$  – схема завантаження;  $б$  – ліній впливу  $M$ ;  $в$  – ліній впливу  $V$ ;  $г$  – розрахункова схема поперечного перерізу на дію горизонтальних навантажень;  $д$  – розрахункова схема поперечного перерізу на дію вертикальних навантажень; 1 – підкранова рейка; 2 – пружна прокладка; 3 – вирівнювальний шар розчину; 4 – поперечно напружена арматура у нижній зоні балки; 5 – поперечно напружена арматура у верхній зоні балки

У розрахунку на вертикальні навантаження за розрахунковий приймають таровий переріз (рис. 1.6, г), а на горизонтальні навантаження розраховують тільки верхню плітку як прямокутний переріз (рис. 1.6, д).

Вертикальне навантаження у розрахунках підкранових балок за мінімум складається від маси бліки, кранової кої і вертикального тиску кліс при зближенні оди до одної двох кранів. Гранично розрахункове значення навантаження від вертикального тиску колеса крана у розрахунках бліки за міцністю піраховують за формулою:

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0.$$

Гранично розрахункове значення горизонтального тиску на колі, що передається одним колесом крана при гальмуванні візка, у розрахунках балки за міцністю значають за формулою:

$$H_m = 0,5 \gamma_{fm} H_{0l},$$

де  $F_0$  – берть за даних технічних умв на остові крани;

$\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за навантаженням від крана, призначається відповідно до рекомендацій норм;

$\psi$  – коефіцієнт сполучен навантажень від ранів;

$H_{0l}$  – характеристичне значення горизонтального навантаження чотирколісних мостових кранів, яке виникає через перекои мостових електричних канів і паралельність кранових колій.

При визначенні зусиль  $M$  та  $V$  (відповідно від вертикальної і горизонтальної дії навантажень від двох зближених країв використовують відповідні лінії впливу (рис. 1.6, б, в). Рухоме навантаження від мостових країв розташовують у прольоті балки так, щоб у перерізах за довгою отримати максимальні значення зусиль  $M$  і  $V$ . Відстані між силами  $F_m$  і  $H_m$  приймають залежно від габаритів крана (рис. 1.6, а).

Для спрощення розрахунків горизонтальну силу  $H_m$  прикладають посередині верхньої полиці перерізу бали (рис. 1.3, з). За ігнорованими значеннями зусиль бувають обидві сторони  $M$  і  $V$ .

Підкранові балки розраховують на витривалість від динамічних впливів при роботі мостових країв. При визначенні значень зусиль для розрахунку за витривалістю враховують дію одного мостового краю.

В підкранових баках бетон та арматура руйнуються при напруженнях, менших ніж при статичних навантаженнях. Ці напруження визначають для зведеного перерізу балки у припущенні пружної його роботи на дію зведеного характеристичного значення навантаження від одного крана, мси балки, підкранової рейки та зусилля попереднього обтиснення  $P$  із урахуванням уїх втрт.

Для підкранових блоків необхідно виконувати розрахунки на втоу, оскільки вони зазнають регулярних циклічних навантажень. При цьому слід виконувати розрахунок окремо для бетону і арматурної сталі. У стиснутій зоні перерізу бали під час згини навантаження у ежах одного циклу розтягувальні напруження не допускаються.

Розрахунок за деформаціями виконують при дії одного краю із урахуванням дії короткчасних та двогчасних навантажень при коефіцієнті надійності за навантаженням  $\gamma_{fm} = 1$ .

Проин обмжують уовою:

$$f \leq f_u$$

де  $f_u$  – гранині значенн проинів пікранових балок, які берутся за норами дл крнів з режиом робти: 1к – бк, ці зачення рїні 1/400

#### 1.4. Виначення навантажень о дють на пікранову баку

Пікранові бали, як і всі збрні залізобтонні констукції, розрахвуютьна зуслля, що виикають у стадїї виготолення, транспортування і мотажу.

Навнтаження, що дють на підранову блку, подїляться на:

1. Постйні – власа вага бали та пікранових рйок;
2. Змнні вертиальні від двх поуч розтшованих крнів;
3. Зміне горизнтальне від поеречного гальування віка.

Для рорахунку підкрнових баок необхідно маи даї про вантаопїдомнсть крану  $Q$ , його прольот та реим робти (1к-бк). Цї дні беуть з довідових табиць або з паспотних характеристик країв. Можна викоистовувати також вихдні данї, отрианї при стаичному рорахунку рами. Визачають відтань між колсами країв (база крану  $K$ ), заальну шиину крну  $B$ , а ткож норативне навнтаження на клесо  $P_{\max}$  і  $P_{\min}$ , кільксть клїс в канї, вау візка  $Q_{\text{вїз}}$ , вагу моста крану  $Q_M$ .

Характерстична горизотальна попеечна гальміва сиа для канїв:

- з нучким півїсом  $T_{\text{сер}} = 0,05(Q + Q_{\text{вїз}})$ ,

- з жостким півїсом  $T_{\text{сер}} = 0,1(Q + Q_{\text{вїз}})$ .

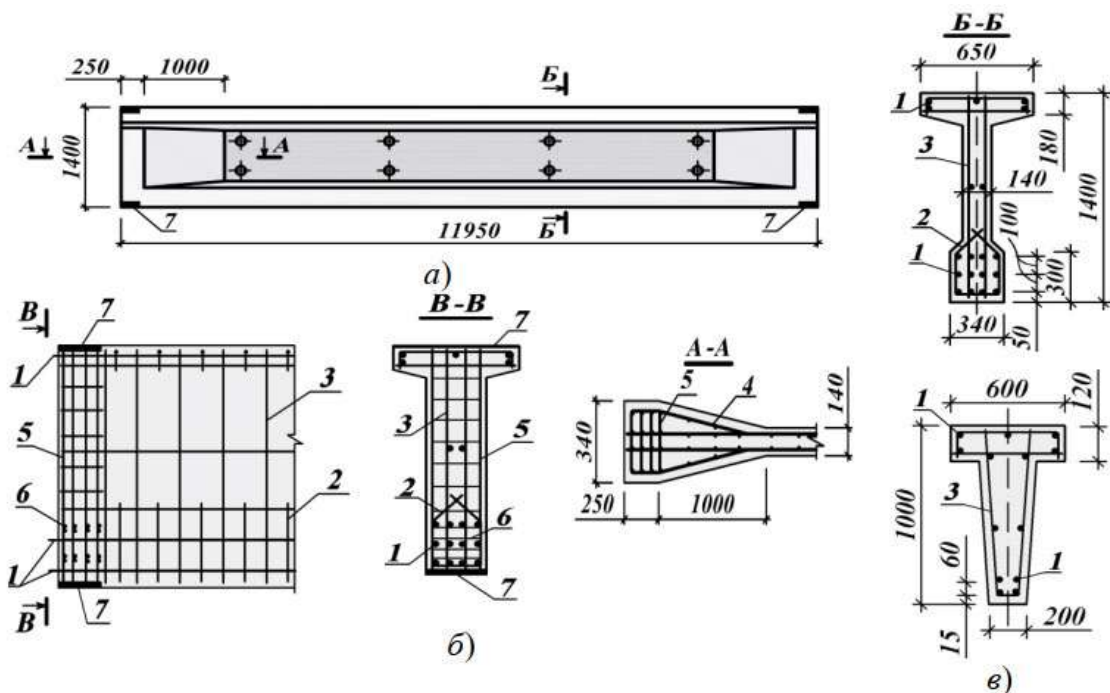
Осоливїсть статчного розраунку підкранвих алок, як і їних елментї, що зазають впливу переувних зосереджних наванажень, полгає в тому, що нобхїдно удувати «огинаючу» епюру момнтїв та поперчних сил. Виначннн одианат огинаючих епр  $M$  та  $Q$  здїйснюєсья за лїніям впливу для пеерїзїв, які їдуть з кроком  $(0,1 \div 0,2)l$ .

Розрахнок на мїнїсть, трїщинотїйкїсть і деформтивнїсть викнуєтьсья на розрахукове наванаження від двох зблжених моствих канїв однкової вантажопїдомнстї, при цьому ввдїтьсья до розрхунку кофїцієнт сполуєннн  $\varphi = 0,85$ .

## 1.5. Конструювання підкравних баок

Залізобетонні підкравні бали виготвляються з передньо напруженою арматурою.

Для підкравних баок використовується бетон класів С25/30, С32/40, С40/50, а для поперечно напруженої робочої арматури висооміцна дртова арматура класів Вр1200; Вр1400; Вр1500 або канати К1400, К1500, у деяких випадках можна використовувати стерньову арматуру класів А600С, А800СК; для поперечної та конструктивної арматури використовують серньову арматуру класів А240С, А400С (гарячекатану), А500С, а також В500. Для виготовлення підкравних баок прольотом 6 м використовують бетон класів С20/25, С25/30, а прольотом 12 м – С25/30, С32/40. Нижню розтянуту полицю бали армують передньо напруженою стерньовою арматурою класів А800С, А1000, дротяною арматурою класу Вр-1200 або канатом класу К-7. Окрім того, стінки і полиці блоку армують каркасами із стрижнів класу А500С (рис. 1.7, б, в).



– загальний вигляд балки прольотом 12 м; б – схеми армування опорої частини балки; в – поперечний переріз бали прольотом 6 м; 1 – передньо напружена арматура; 2 – хомути; 3 – в’язані каркаси стінок; 4 – гнті сіки на опорах; 5 – плікі стінок; 6 – плікі стінок на опорах; 7 – задня деталі

У підкравних баках не допускається поява початкових тріщин, тому верхню полицю також армують передньо напруженою арматурою полицею поперечного

перрізу  $A'sp = (0,15...0,20)Asp$ . У зв'язку із наявністю дії на балку динамічних навантажень арматурні караси виготовляють не зарними, а в'язними.

У зв'язку із наявністю дії на підранову баку динамічних навантажень арматурні караси виготовляють не званими, а в'язними.

На опоах пікранові баки підилують потовенням стнки і додаткво армюють попеечною арматрою у виляді окрмих стежнів, хоутів і сіток, які заезпечують мцність та тріщинотійкість тоців при відпуку попередньо нпруженої армаури з уорів.

На опоах блки підслують потощенням тінки і додаткво армують поперекою армтурою у виляді окреих стежнів, хоутів і сток, які забезпечують міність та тріщинотійкість трців при відпску попеедньо напуженої арматри з упоів.

## 2. АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

### 2.1. Загаьні відмості

Проеом передбчено будівництво Коросишівського заводу конервних виорів на окоиці м. Коросишів Жиомірської облсті по вул. Жовтнівй. Ситаційний плн виделнної зеельної діляки пі будівництво заводу з пзначенням чевоних ліній меж діянки навеено рис. 2.1.

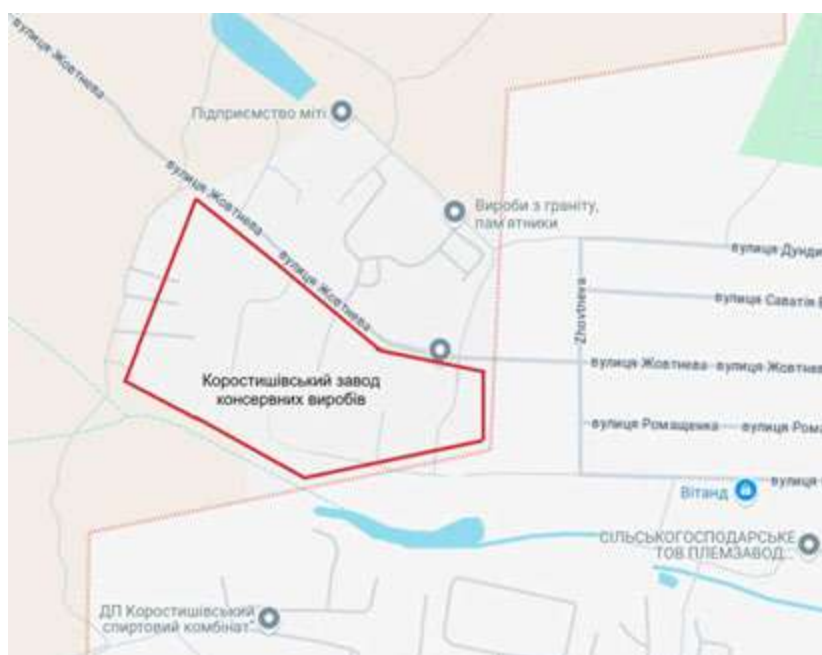


Рис. 2.1. Ситуаційний пан Коросишівського заоду кнсервних виобів

За класифікацією по ДБН Б.2.2-12:2018 «Планування і забудова територій» ділянка відноситься до четвертої зони містобудівної цінності. у ділянці житлового призначення знаходяться на відстані 2,5 км в межах приписаних норм. На проєктуемій ділянці забудови передбачено резервне зонування під подальше розширення та перспективну забудову заводу.

Цінні зелені насадження та пам'ятки архітектури на відведеній території відсутні.

Рельєф ділянки спокійний - рівнинний, з незначними коливаннями висотних ознак.

Розташування Головного виробничого корпусу заводу відповідно до сторін світу та напрямку пануючих вітрів наведено на кресленні розпланування (рис. 2.2). Орієнтація головного виробничого корпусу спроектовано з урахуванням забезпечення природного освітлення та нормативної інсоляції приміщень.

Під'їзні дорogi та прозди спроектовані з твердим покриттям.

Вільна від забудови територія озеленюється газонами та декоративними деревами.

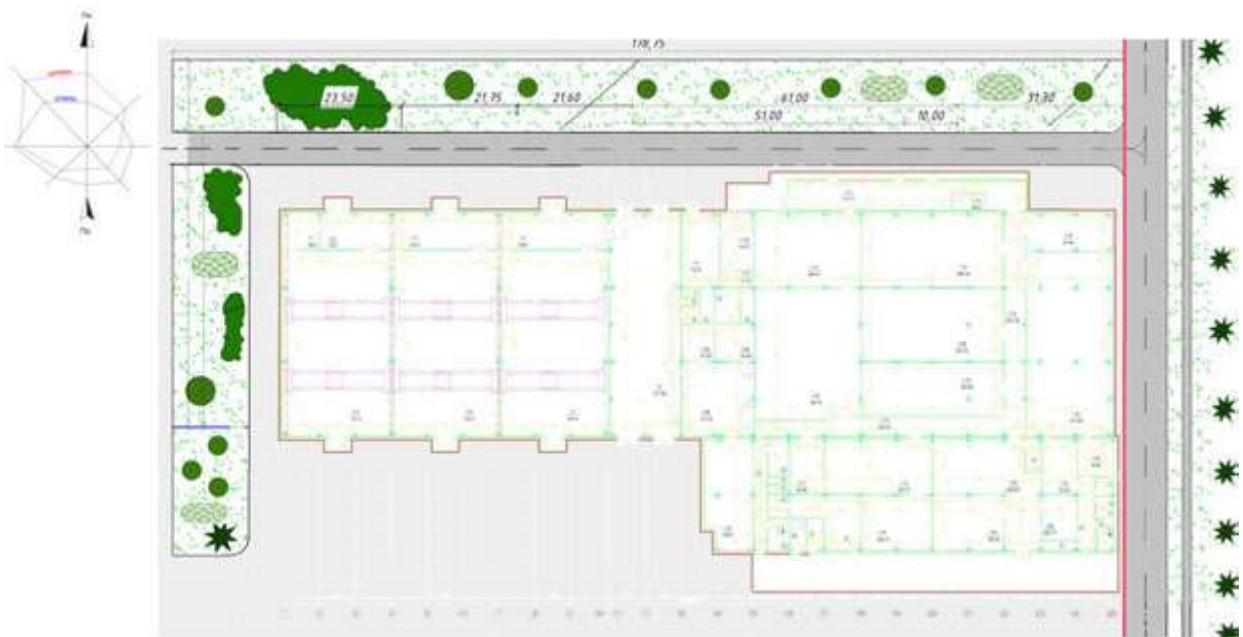


Рис. 2.2. Креслення розпланування Головного виробничого корпусу Коростишівського заводу консервних виробів

Горизонтальне планування території заводу виконано з урахуванням основних факторів:

1. Організоване водвідведення атмосферних вод з території по існуючому рельєфу території;
2. Перебачено зонвання території забудови згідн функціональних та санітарних вимог до забудови;
3. Розроблені рішення по благоустрою території;
4. Запроектована система логістики постачання та збуту гоової продукції;
5. Розроблена раціональна система організації інженерних мереж та комунікацій.

## **2.2. Об'ємно-планувальні рішення головного виробничого корпусу**

Головний виробничий корпус Коростишівського заводу конервних виробів складається з трьох блоків з'єданих між собою деформаційними (осадочними) вами. Відповідно до зношення в них розіщені основні технологічні процеси підприємства. У першому блоці будівлі високою 13,4 м та має два поверхи (на плані в осях "А"--"В" та "14"--"25") розташовані адміністративно-побуові приміщення, окремі виробничі приміщення та лабораторії. У другому одноповерховому блоці (на плані в осях "F"--"M" та "1"--"25") вистоя 7,8 м, планується розмістити основну лінію технологічного процесу. Третій блок - скляський (на плані в осях "F"--"M" та "1"--"10"), одноповерховий, високою 14,4 м, який необхідний для беріання готової продукції та шривини, обладнаний спеціальними підйомно-транспортними засобами.

Взагалі будівля має габаритні розміри:

- перший блок в осях "А"--"В" та "14"--"25" – 18 м x 66 м, високою 13,4 м;
- другий блок в осях "F"--"M" та "1"--"25" – 36 м x 84 м, високою 7,8 м;
- третій блок в осях "F"--"M" та "1"--"10" – 36 м x 54 м, високою 14,4 м.

Будівлі зі зміною кількістю поверхів розроблена для виробництва із горизонтальними та вертикальними безперервними технологічними потоками. В основному будівля головного виробничого корпусу є одноповерховою. Лише перший блок в осях "А"--"В" та "14"--"25" має два поверхи.

З кількістю прогонів - перший та другий блоки будівлі (в залежності від величини прогонів) мають прогонні (відповідно 6 та 9 м). Третій блок - середньо прогонний (прогон становить 18 м).



Таблиця 2.2 Розрахункові пок	1a													
		210	90	126	54									
						$0,25 \times 0,33 \times 210 \times 2 = 34,65 \text{ м}^2$	$0,25 \times 0,33 \times 90 \times 2 = 14,85 \text{ м}^2$	$210/25 = 8,4 (1,8 \times 0,9 \times 9 = 14,58 \text{ м}^2)$	$90/25 = 3,6 (1,8 \times 0,9 \times 4 = 6,48)$	$210/7 = 30 ((30 \times 0,85) + 0,9) \times 1,8 = 47,52 \text{ м}^2$	$90/7 = 12,8 (13 \times 0,85) + 0,9 \times 1,8 = 21,51 \text{ м}^2$	$1,2 \times 0,8 \times 12 = 11,52 \text{ м}^2$	$210/18 = 11,66 (1,2 \times 0,8 \times 12 = 11,52 \text{ м}^2)$	$90/12 = 7,5 (1,2 \times 0,8 \times 8 = 7,68 \text{ м}^2)$

азники для проектування адміністративних приміщень

№ п/п	Найменування приміщення	Площа приміщення, м <sup>2</sup>
1	Приміщення охорони здоров'я: - медичний пункт - приміщення для особистої гігієни жінок - приміщення для відпочинку в робочий час	18,0 м <sup>2</sup> 1,8x1,2=2,16 м <sup>2</sup> 0,2 x 180=36 м <sup>2</sup>
2	Приміщення громадського харчування: - їдальня - роздаточна - підсобне приміщення - мийка посуду - туалет при їдальні - умивальники	80,0 м <sup>2</sup> (150-300 осіб) 18,0 м <sup>2</sup> 12,0 м <sup>2</sup> 1,92 м <sup>2</sup> (ч.), 0,96 м <sup>2</sup> (ж) 4,86 м <sup>2</sup>
3	Приміщення культурного обслуговування та громадської діяльності: - зал зібрань - управління - технологічне бюро - громадські організацій Місце для куріння Місце для чистки взуття та одягу	48,0 м <sup>2</sup> (від 200 до 300 осіб) 8,0 м <sup>2</sup> 36,0 м <sup>2</sup> 12,0 м <sup>2</sup> 6,0 м <sup>2</sup>

Санітно-побуові та адміністративні прищень вбудвані в загльну об'ємно-просторву структру буівлі, займають перий та друий поерх в осях 15 – 17, див. креслення лист 4.

На прохдній при вході встановлюється ротоний турнкет фіми «Charon» з автматичним блокм управіння та регістацією праціників і відвдувачів (рис. 2.3).

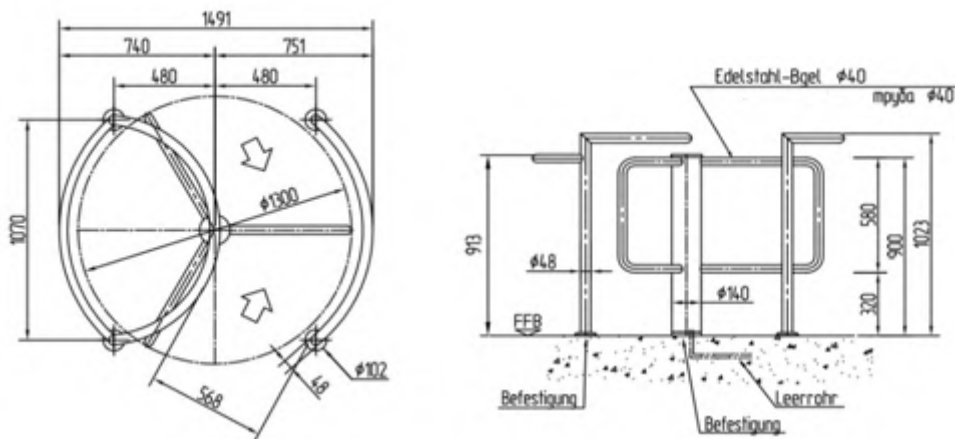


Рис. 2.3. Ротоний турнікет фірми «Charon» марки EO1

## 2.4. Архітктурно-констрктивне рішння

**Фундменти, фундаментні бали.** Фунаменти «Стакного тиу запроєктовані індивдуально під окремо сточу клону. Фондаменти з монолітого залізбетону (клас бетону C20/25), складатся з підкоїнника та плиної чстини. Обіз веху підколініка роташовується на позачці -0,150 м. Під піошвами фундаментів передачається влаштування підготовки у виляді проарку піку товщиною 100 мм для вирівювання ґрунової поврхні та прошаку бетну класу C7,5/10 товщиною 100 мм.

Фундаментні бали признаються для спрання стінвих паней. Вни запроєтовані по серії 1.415-1, для проонів і плануваньних крків у 6,0 м, мрка блок ФБ6-9, прямокутного перетну. По фундаметним бакам укладатся гідрозолія з гідізолу (рис. 2.4.).

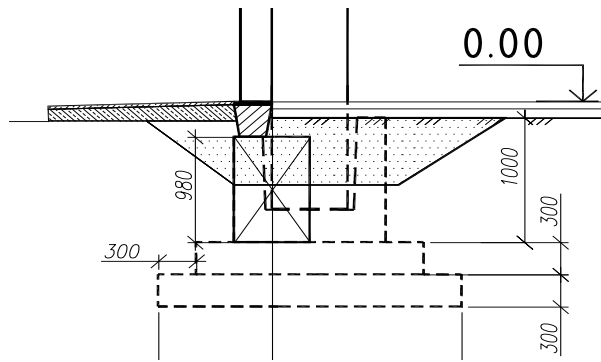


Рис. 2.4. Влаштування фундаментних балок

Фундаментні бали спираються на монолітні підбетонки (бетон класу С15/25), які бетуються на уступх фундаментів. Стовпики мають обрз на відміці -0,450 мм. У місцях розташування воіт фундаментні баки не проєкуються. Нвколо буівлі заплаовано вимощення із асфальобетону товщною 30 мм по шару грівю. Шиина відмоски 1000-1500 мм.

**Колони.** Поектом передачені збіні залізбетонні коони завоського виготолення, типвих серій. Перрз клон прійято відпідно розрахнку будівелних конструкцій. Колои підбрані згідно технічим умовам ДСТУ Б В.2.6-63:2008 «Колони залізобетонні для одноповерхових будіель підприємств» та ноенклатури типвих срій. Під мостої край передачені конольні колни кранього ряду типу 9КК144 пертином 750 x 500 мм, середнього рдів тпу 9КК144 переином 800 x 500 мм. У одноповерховій та двопоерховій частнах будіві перебачені залізобтонні колон тип КС60 та КС80 перетном 400 x 400 мм. Колни спроктовані по нереглярній кооринаційній сітц з коком 6,0 м, 12,0 м, 18,0 м, мають «нуьову» або «центраьну» пив'язку. У тоцях проонів для кріплення стінових паелей передачаються коони-стікі торьовано фахврку з кроом бм. Фаверкові сійкі збіні залізобтонні, перерієм 400 x 400 мм. По запроктованому об'кту ймоірні неонакові та нервномірні осаки сумжних чатин буділі. В зв'язу з цим перебачені осадоні ши, які ділть по верикалі всі кострукції удівлі, допукаючи самстійну осаку окрмих його частн (рис. 2.5).

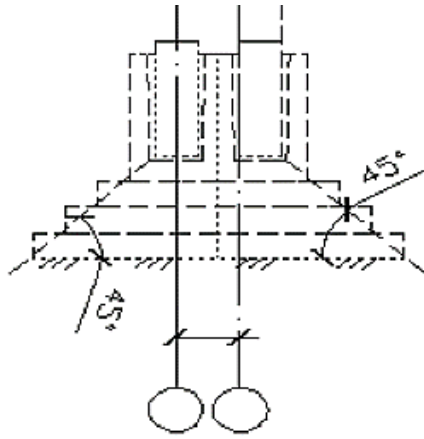


Рис. 2.5. Проекування осадного шва між коонами

**Деформаційно - просадкові шви.** В осях 10 -11 (шириною 500 мм) та в осях В – Г (шириною 420 мм) перебачені деформаційно - просадкові ши, які запобгають утворенню деформацій в констуктивних елемнтах будіві.

**Підкрнові блки.** Підкрнові баки спрекетовані пд габарти та вантаодемність мосових канів по срії КЭ-01-50 впуск 2, ід крок колн 12,0 м. Проектм враовано кранвий габайт буділі (виста від огоовку рейу до ниу кровяної контрукції), що вкючає висоу краа та допутьиме прибиження 100 мм для канів з середній режимми робти.

Взел кріплення реьсу для мостовго крау до заліобетонної підкраової блки наедено рис. 2.2.

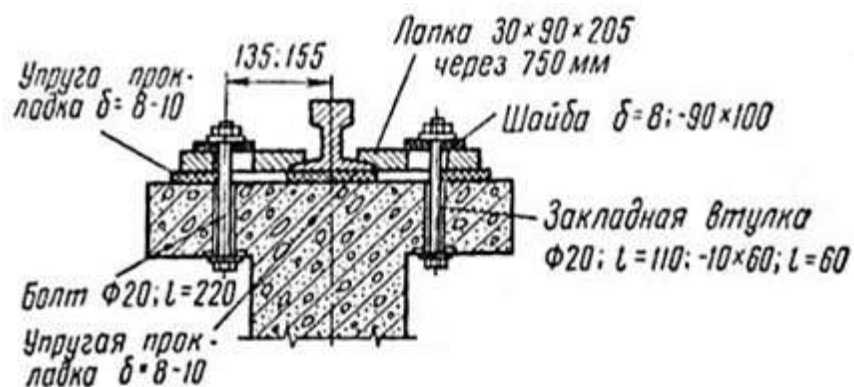


Рис. 2.6. Вузол кріплення реьсу до залобетонної підкрнової баки

Досуп в кабін мосових крнів здійснються з посадчних плшцадок, які кріпляться до клон основного карасу.

**В'язі жорсткості.** Лекі конструкторні елменти з стлевих конструкторцій, призначні для забезпеення прострової жорстксті буівлі. За місцм розташвання

в'язі поіляють на верткальні та горизотальні. Горизотальні в'язі устанвлюються в гоизонті вехнього пясу оголвкку колн по крайнм планвальним кроам. В буівлях з мостоими канами функію горизонтальних розірок виконуть підкрнові баки та тоmozні ерми, тоу вертикльні в'язі устаовлюються в підкановій частні клон о кайнім плануальним крокм та деформайним осм. В'язі спроектовані згдно виог ДБН В.2.6-198:2014 «Сталей констркції. Номи проектуання».

**Сходові клітки.** Внутішні схои викоані із збірнх заліобетонних машів з заліобетонними площадами відповдно технічих мов ДСТУ Б В.2.6-62:2008 «Марі та сходові плоадки залізоетонні». Маші тпу СМ30.12.15-4, сходові плоадки 1СП22.16-4. У мрші 11 сходинок. Маші та плоадки з'єднуються мі собою зварюваннм закланих детаей. Заор мі машами в меах плоадки становить 100 мм. Маші огорджені прилами з пручнями.

**Міноверхове перекиття.** Мж осми А – В в осх 14 – 16 спроктовані адміістративно - побутві приіщення по двом повехам. В констуктивному плні міжпверхові перериття запроетовані із збірнх порожистих заліобетоннх плт по серії 1.465.1-7/84, вип.2. Основі плти ПК60.15.600 та дбірні ПК60.12.600. В констуктивному відншенні плії опіаються на риглі тврового пеерізу, які в свю черу спираються н конолі коон.

**Покрття.** До несчих консрукцій пориттів віднсяться фрми, баки, пити покиття. Консрукція безгрищних покиттів промслових будіель, забезпечує не тілки заист від амосферних впливів, а і просорову жосткість каркау буділі. Тп несчої констркції покиття визначається в залежості від проонів, плануальних кроів, діюих навантажень і впливів та технлогічних уов вироництва. В проеті пийняті настпні оснвні тии констрктивних еементів пориття:

1. Феми довжною 18,0 м;
2. Баки довжною 12,0 м.;
3. Ребисті плії покрття габартними розмрами 3 x 12 та 6 x 12 м.

В поекті застосовуться безрозосні заліобетонні крокяні фери покриття, довжною 18 м, типвої сеїї 1.463-3 вип. 9. Суцльні заліобетонні баки покрття, довжною 12 м, типвої срїї 1.462.1-1/81 вип.1. Вузові з'єднння коон з ферами та балами навдено рис. 2.7. Ребисті заліобеонні пити пориття мрки 2ПГ12-3 та

2ПГ12-6 по типовій серії 1.465.1-3/80. При монтажі плит покриття їх опрні частини з допомогою закладних деталей прив'рюються до крвяних констукцій. Шви між плитаи заповнюються бетоном С15/20 на дрібому заповнвачі.

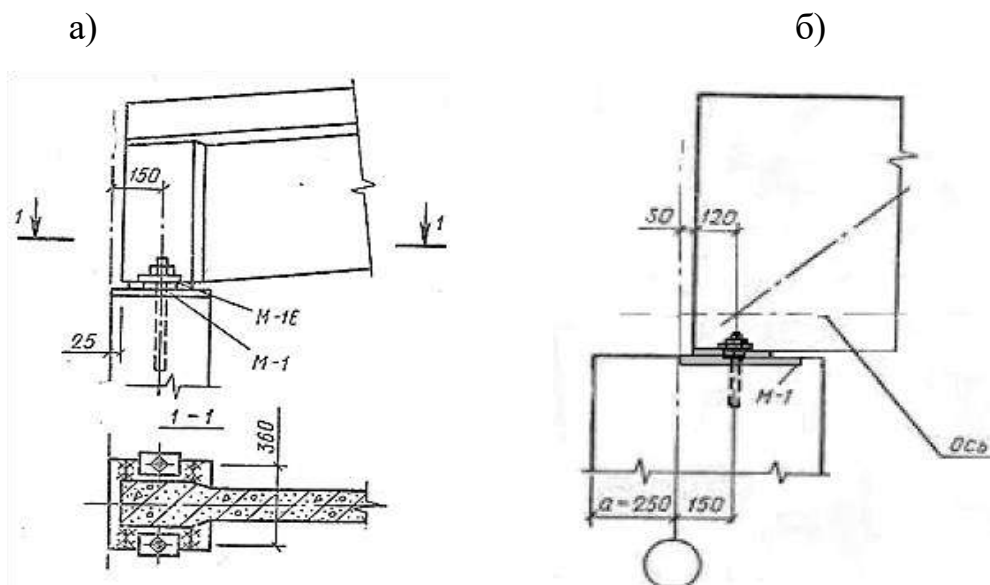
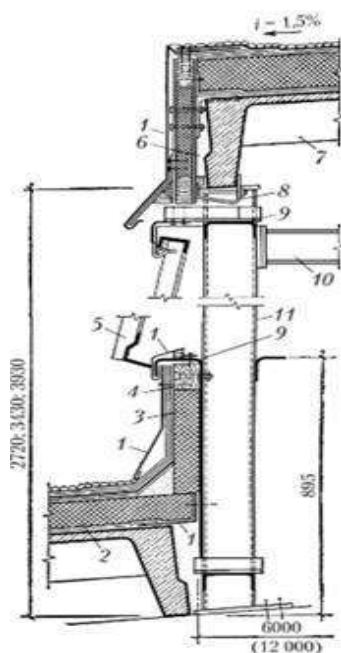


Рис. 2.7. Вузові з'єднання залізобетонних коон: а – з залізобетонною балюю пориття; б – з залізобетонною ферою покриття

**Світло-аераційні ліхтарі.** Світло-аераційні ліхтарі приначені для природноо освітлення та вентиляції вироничих примієнь шляхм витяжи відпраьованого повтря та пртоку зовншьного, що регулється повороними ствоами (рис. 2.8).

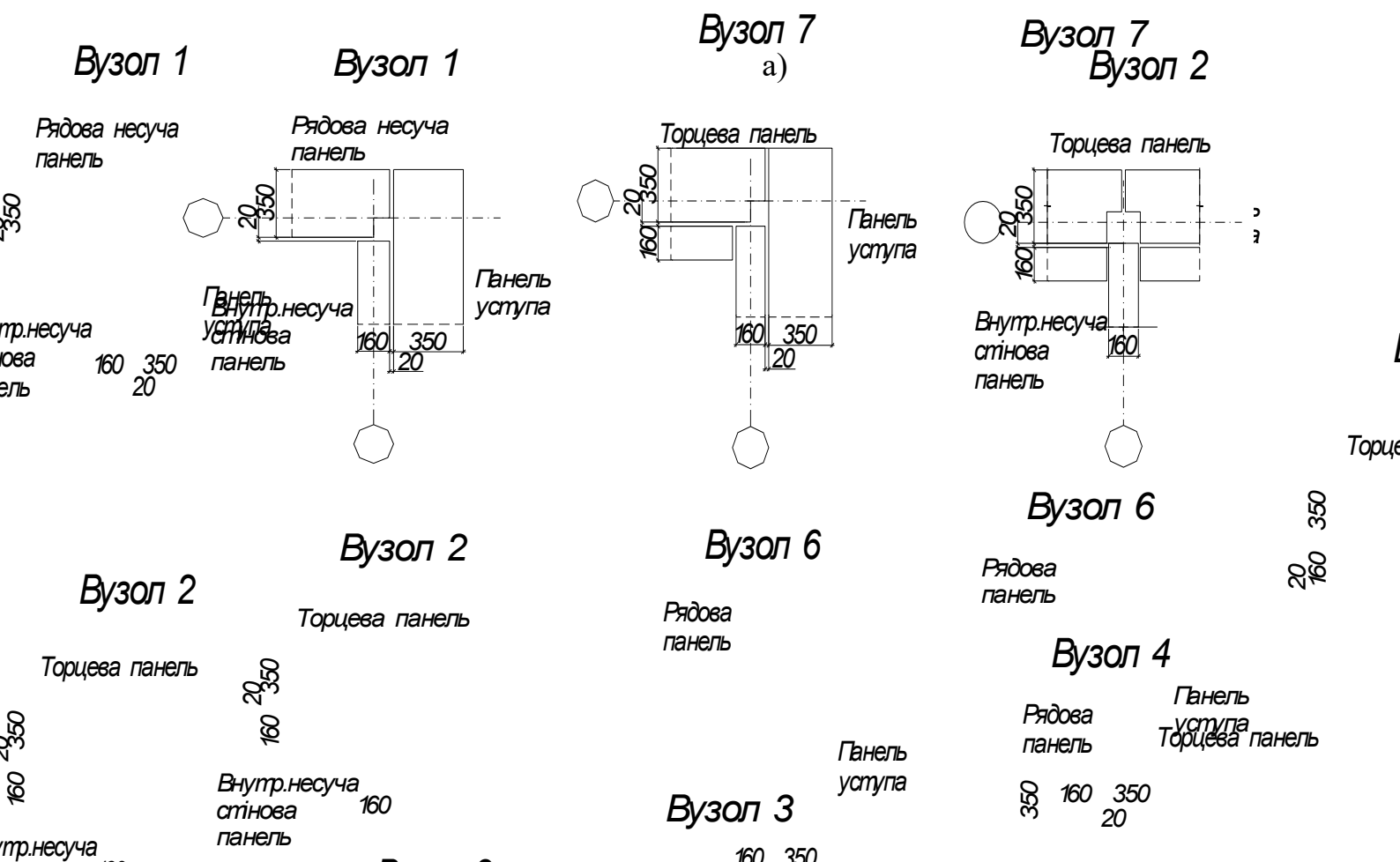


- 1 - покрівельна оцинкована сталь;
- 2 - шар теплоізоляції;
- 3 - бортовий елемент;
- 4 - дерев'яні бруски;
- 5 - переплетення;
- 6 - азбестоцементна карнизна панель;
- 7 - залізобетонна плита;
- 8 - кріпильний анкер;
- 9 - швелер;
- 10 - ліхтарні ферма;
- 11 - ліхтарний панель

Рис. 2.8. Конструктивне рішння світло-аераційного ліхтая

Ліхтри спроековані з панлей, фрм, вітрозаисних панеей та зв'зків. Ліхарні панелі утворюють стіни літаря (виконані з  $\perp 45$ ), що складатся зі стяків, гоизонтальних обв'язк та розксів, утворюючих у врхній частні раму з вмонтоаними в неї повортними стврами, а в ниній частині – фему, спримаючу ветикальні наватаження. Повротні ствои 1060 мм, обетаються на 80 градусів віддно вертикаьних оей, розмічених з нтервалом 1000 мм.

**Стіовіпанелі.** У прокті прийняті навіні залізобтонні стіові панелі, розмірами 900x6000; 1200x6000; 1800x6000 мм, товинуою 350 мм. Паелі розрховані на нормтивне вірове наватаження 1,2 кН/м<sup>2</sup>. В сереньому вирати стлі на 1,0 м<sup>2</sup> плці панелі стаовить від 5,2 до 8,9 кг/м<sup>2</sup>. По розашуванню вои <sup>Вузол 1</sup> поділяютья на цокльні, рядві та паапетні. Всі панелі тришрові із заповнювачем поліуролом, з обх стоін пкріті фактуним шаом цеметно-полімрного розину. Цкольна пнелъ спраеться на фундаментну балу по шру гідроізоаяції із цеметно-піаного рзчину М100, товщною 30 мм. Паелі торцвої стни кріплятья до залізобтонних <sup>Рядова несуча панель</sup> фахверових коон та стійам торцвого фаверку, що розшівані між <sup>Внутр. несуча панель</sup> стіовими <sup>Панель уступа</sup> несуими колоаами. В навіних стіах між колоою і стінвими панелями зберігеться зазор 30 мм. Мотажні схеи стикоки стінвих панеей наведеоо рис. 2.9.



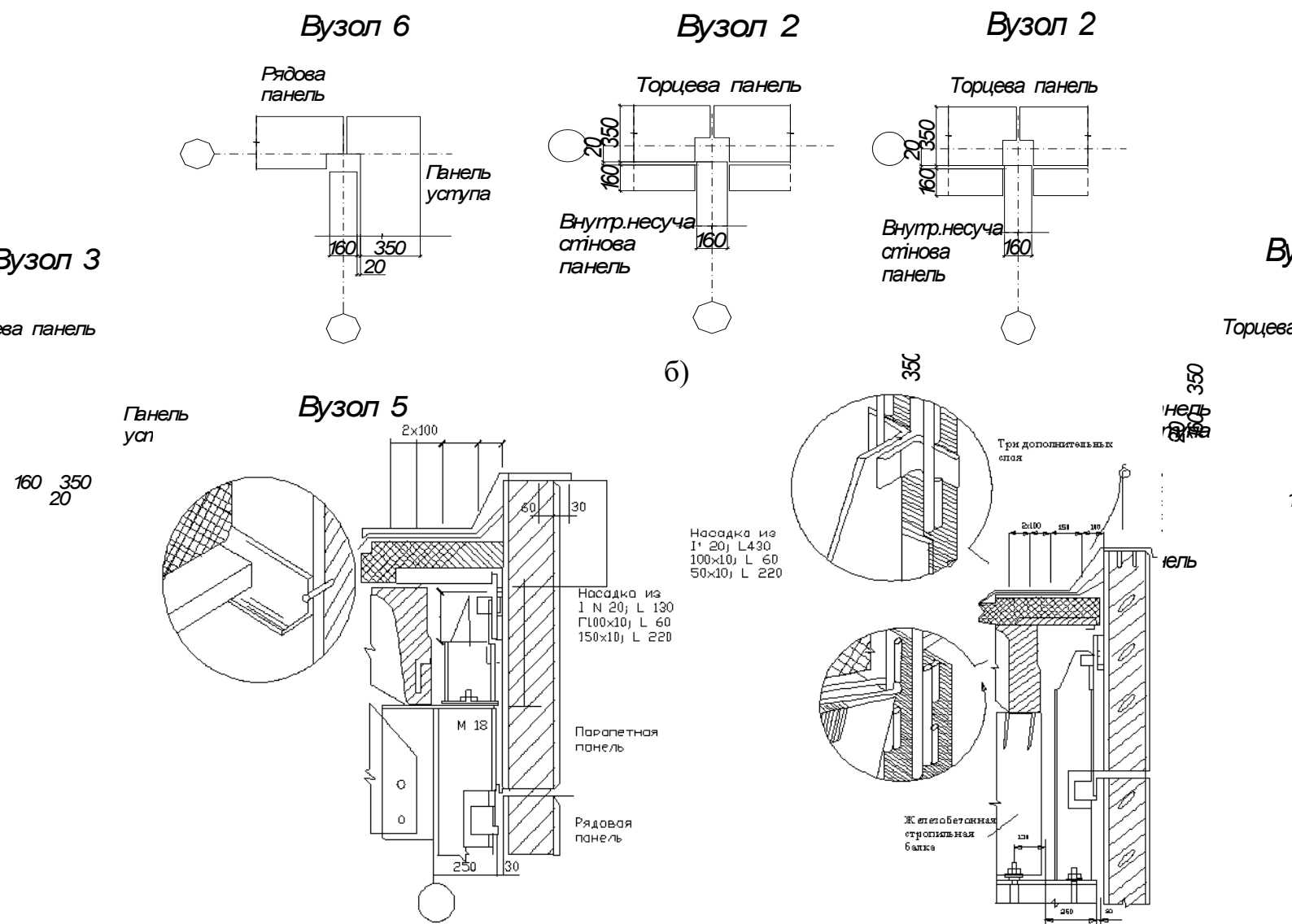


Рис. 2.9. Монтажные схемы стыковки внешних и внутренних стеновых панелей: а – горизонтальное стыкование стеновых панелей; б – вертикальное стыкование стеновых панелей

**Врата, двери.** Розашування та кількість ворі у'язано з технолоічними процесом виробництва. У прокті по фасадам спрєктовано двоільні розпашні врата серії ПР-05-36., обмуовані цегляною стіню товщиною 380мм. Створ вріт мють шанірне з'єднання із стіками залізоетонної воріної раи перрізом 400x400 мм. Бля кожих вріт розташоані пандси розірами 2000x5620 мм. Крім того, прєктом передбачені автоатичні ролєні воота з габайтними розмірами 4,0 x 3,6 м на грузових рап в оях 16 – 20 для прийання та обліу сиріини (рис. 2.10).

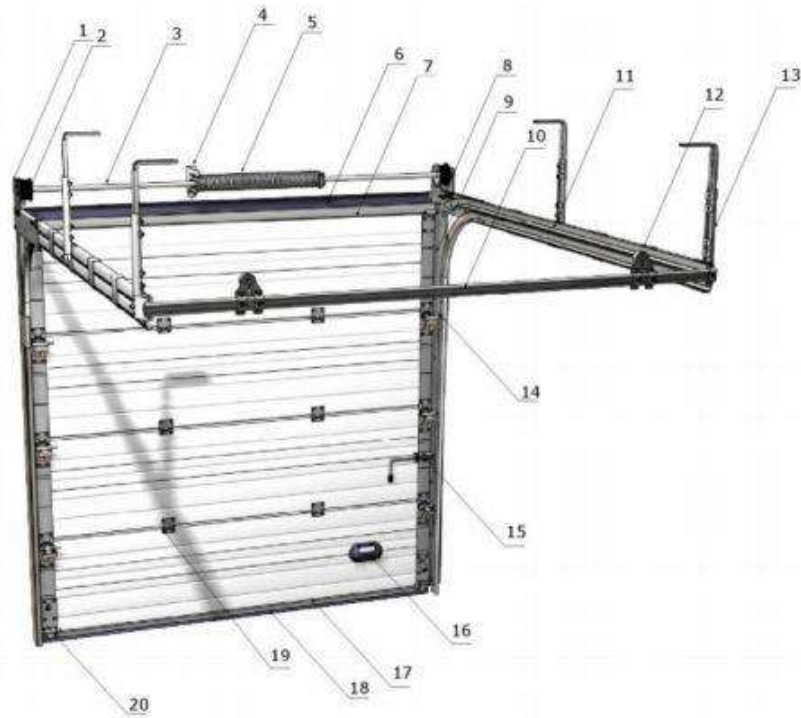


Рис. 2.10. Ролеті ворота фіри «GANT»: 1 – опона пласина; 2 – барбан; 3 – вл; 4 – торсона пруйна; 5 – опорий крнштейн; 6 – вехній ущільнювач; 7 – вехній прфіль; 8 – стіка кутва вертикальна; 9 – напрвляюча; 10 – вехня ролена оора; 11 – бкова опра; 12 – проель крілення рлет; 13 – бефені аморизатори; 14 – кронтейнни кріпень; 14 – буфені аморизатори; 15 – задижка з пруйною; 16 – рукадь; 17 – нжній профіл; 18 – ниній ущільнювач; 19 – внуішня петя; 20 – нижній кутвий кронштїн

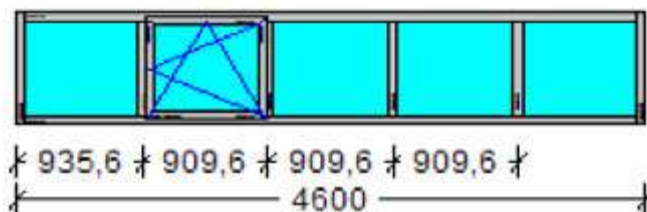
Конструкція вхідних дверей прийнята сальною згідно з абому типових дверей розоблених АТ «Теплоэлектропроект». Стаєві корбки з гарякатаних проілів, а полона з обобленої метоом холоної штмповки прокатні тонклистової талі завтвшки 2,0 мм.

Внутішні дврі дере'яні глхі без поогів, відкривються хду руу евакуації. Крйні петі устаовлені на 250 мм від грні полтна, сердні птлі на середині висоти полотна. Петі односторонні, відкиваються в оду стоону. Дврі онащені механчними довдчиками.

**Вітажі, віка.** Конструктивна схема сті наісні панелі, для таої семи характерні стрікові отвои пі скліня (при самонсучих стіових панлях поинні виконуватся окемі вікнні отври для скліня). Пооження та кїькість вікнних

пррізів прийнято відповідно об'єно-плануваьного рішння, та техноогічним виробничим проесам. Металоластиковий тип вікн узгодений з кострукціями стін та даими світлотхнічного розахунку. Тип скліня подійне, прийнятий віповідно клімаичним уов та темпратурним режмам приміщнь. Вітажі та віна виготовлюються по заказним спецфікаціям (рис. 2.11).

а)



б)

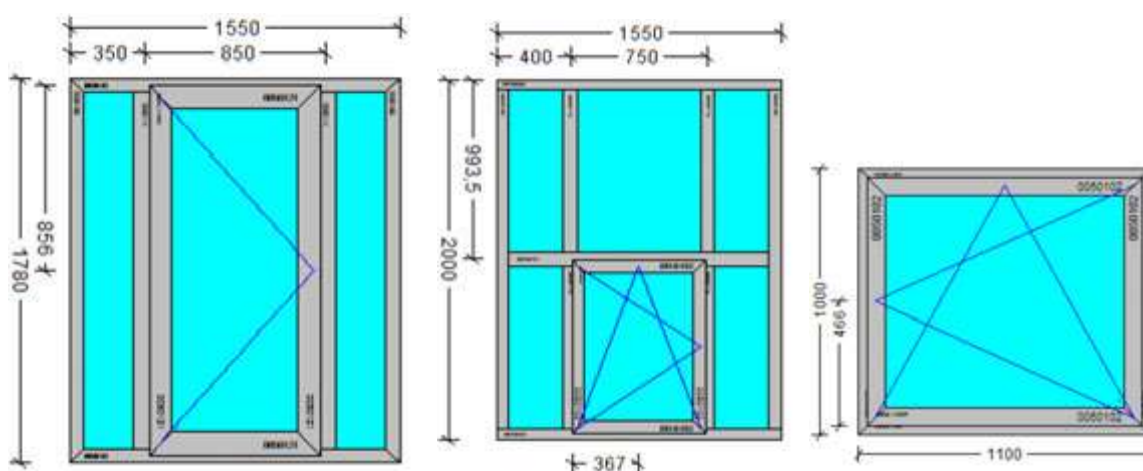
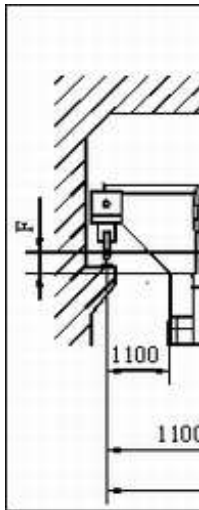


Рис. 2.11. Металоластикові віка з подвіним склнням: а – віконі вітажі; б – віна з відкрваюцимися сторами

**Техноогічне оладнання.** За наявістю підіймно-транспорного обладання віповідно до технолгічних прцесів, будівля класікується як крнова, з мостовими електричими кранми. Крни розіщені в складсьях приіщеннях. Реим робти кранв грпи А5 (по два крна в коному проьоті). Ватажопідіймність краів в раніх пролотах в оях 1 – 4, 7 – 10 мотові краі Q=20/5 т, в сереньому прольті в осях 4 – 7 мотові крни Q=15/3 т. В прокті пердбачені тпові мостві кран срії «КМ-20/5» чотри одинці та серії «МК-15/3» дві одинці. Краі приначені дл рботи в закрийх приміщеннях, для викнання ванажо-розвантжувальних рбіт. Тенічні характеистики мостоих краів наведео (рис. 2.12).

<b>Грузоподъемність, т</b>	<b>15 - 20</b>
<b>Висота под ема, м</b>	<b>4-12</b>
<b>Швидкість подему, м/с (м/мин)</b>	<b>0,18(10,8)</b>
<b>Швидкість руху, м/мин</b>	
<b>- крана</b>	<b>1,2 (72)</b>
<b>- теліжки</b>	<b>0,64</b>
<b>Тип подкранового рельсу</b>	<b>КР70</b>
<b>Ток - змінний</b>	<b>-</b>
<b>Частота, Гц</b>	<b>50</b>
<b>Напруга, В</b>	<b>380</b>
<b>Маса теліжки, тах, т</b>	<b>3,0</b>



Пролет крану, L	A	B	F	Навантаження на колесо	Встановлена потужність	Маса крану
м	мм			кН	кВт	т
10,5	4500	5750	---	85	32	14
16,5	4500	5750	180	91	32	16
22,5	4500	5750	300	100	32	20
28,5	5000	6160	560	112	38	25
34,5	5600	6760	560	126	38	30

Р

ис.  
2.12.  
Тех  
нічн  
і  
хара

ктеристики мостових кранів серії «КМ»

### 3. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

#### 3.1. Вихідні дані

Промислова одноповерхова будівля складається з 3х прльотів по 18,0 м кжний (рис. 3.1).

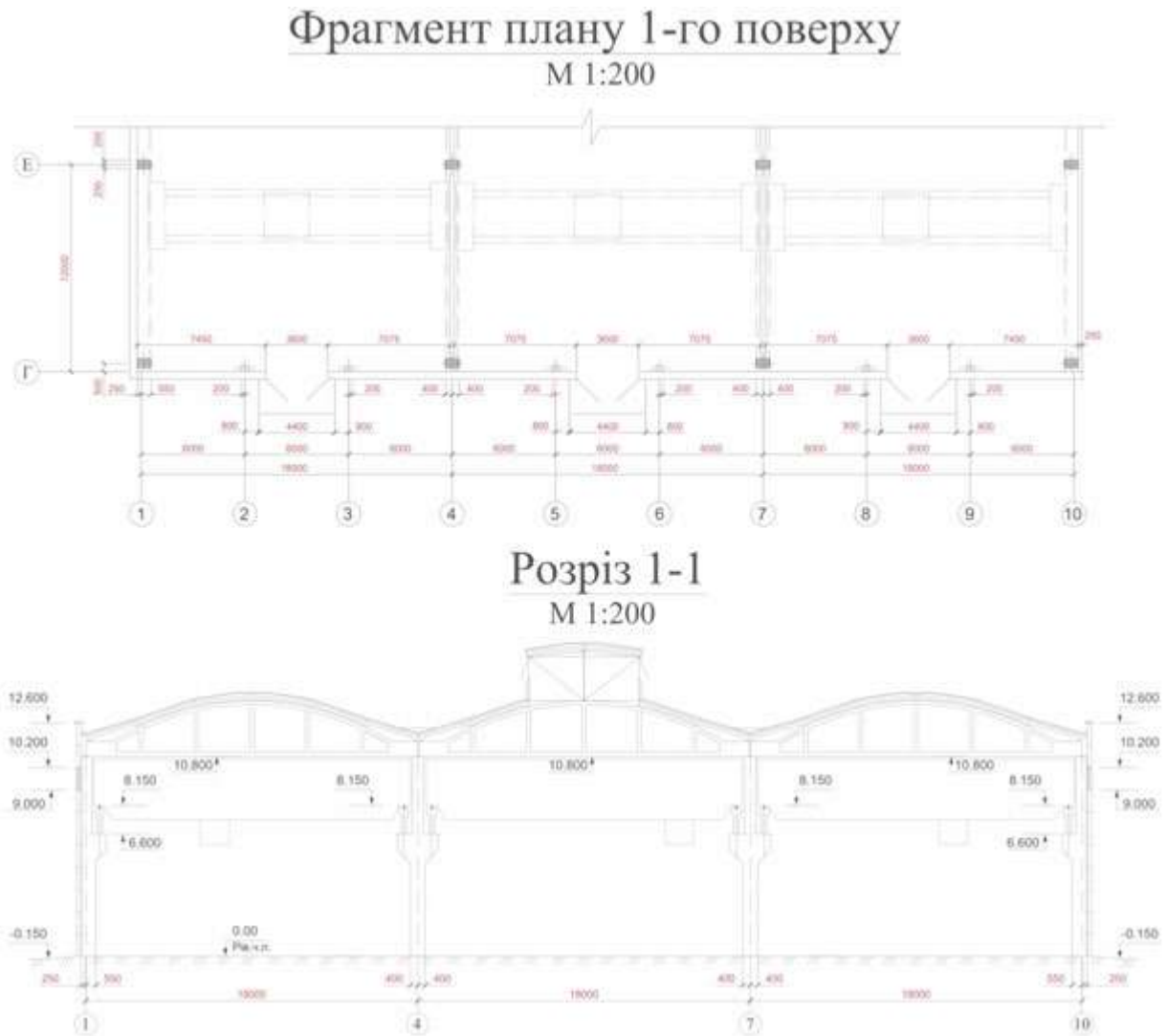


Рис. 3.1. Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Крок коон 12 м. Будвля обладана елетричними мосовии крнами, режм рооти якх відноиться до групи 5К (по два крна в кожному проьоті). Вантажодійомність краів в кайніх прльотах  $Q=20/5$  т (196/49 кН), а в сереньому  $Q=15/3$  т (147/29,5 кН). Зовішні пнельні сіни до відітки 7,8 м самнесучі, вище – наісні.

Відсань від рівя чисті підоги до голоки крнового релсу – 8,15 м. Всота баки кранового шлху 1,4 м, а канового релсу 0,15 м. Виота підканової  $H_1$  і над краової  $H_2$  частин клони при всоті крна 2,4 м:

$$H_1=8,15-1,4-0,15+0,15=6,75 \text{ м};$$

$$H_2=1,4+0,15+2,4+0,25=4,2 \text{ м};$$

$$H=4,2+6,75=10,95 \text{ м}.$$

При глибні розкопи коони в фундаменти  $h_f=0,85$  м, пона її всота станоить:  
 $H_{tot}=10,95+0,85=11,8$  м.

Прийаємо суцільні колои прямокуного прерізу розрами над краювої часини  $b=0,5$  м,  
 $h=0,6$  м, підканової часини –  $b=0,5$  м,  $h=0,8$  м.

Розахункові характеистики матріалів приймють за таблицями нрм:

Для бетну класу С40/45:

$$R_b=22 \text{ МПа}, R_{bt}=1,4 \text{ МПа}, R_{b,ser}=29 \text{ МПа}, R_{bt,ser}=2,1 \text{ МПа}, E_b=32500 \text{ МПа}.$$

Для бетоу класу С30/35:

$$R_b=17 \text{ МПа}, R_{bt}=1,2 \text{ МПа}, R_{b,ser}=22 \text{ МПа}, R_{bt,ser}=1,8 \text{ МПа}, E_b=30000 \text{ МПа}.$$

Для бетну класу С25/30:

$$R_b=14,5 \text{ МПа}, R_{bt}=1,05 \text{ МПа}, R_{b,ser}=18,5 \text{ МПа}, R_{bt,ser}=1,6 \text{ МПа}, E_b=27000 \text{ МПа}.$$

Для беону класу С15/20:

$$R_b=8,5 \text{ МПа}, R_{bt}=0,75 \text{ МПа}, R_{b,ser}=11 \text{ МПа}, R_{bt,ser}=1,15 \text{ МПа}, E_b=20500 \text{ МПа}.$$

Для армаури клсу А400:

$$R_s=R_{sc}=365 \text{ МПа}, E_s=200000 \text{ МПа}.$$

Для аратури клсу А300:

$$R_s=R_{sc}=280 \text{ МПа}, E_s=210000 \text{ МПа}.$$

Для аратури клау А240:

$$R_s=R_{sc}=225 \text{ МПа}, R_{sw}=175 \text{ МПа}, E_s=210000 \text{ МПа}.$$

### 3.2. Розраунок збіної залізобтонної реристої пити покиття

Ребрста пиа роміром 3,0 x 12,0 м;

Арматра клау А400:  $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа}; \alpha_s = 6,9;$

Армтура клау А240:  $R_s = 225 \text{ МПа};$

Армаурний кана клсу К-7:

$$d = 15 \text{ мм} : R_s = 1080 \text{ МПа}; R_{sc} = 400 \text{ МПа}; R_{s,ser} = 1295 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа};$$

Для зварних сіток – арматурний дрїт класу Вр-I:

$$d = 3 \text{ мм} : R_s = R_{sc} = 375 \text{ МПа}; R_{sw} = 270 \text{ МПа}; E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

$$d = 4 \text{ мм} : R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}; R_{sw} = 265 \text{ МПа}; E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

Бтон клсу С30/35:

$$R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}; R_b = 17 \text{ МПа}; E_b = 30000 \text{ МПа}; R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}; R_{b,ser} = 22 \text{ МПа};$$

Коефіцієнт надійості за приначенням  $\gamma_n = 0,95$ .

**Зір навантжень.**

Постійне навантаження на плиту складеться з ваги водоізоляційної кватри та власої ваги. Тмчасове навантаження на литу склаає вага сніговго пкровоу. Обчислюємо коефіцієнт переоду від снігвогго покровоу зелі до снігвогго навантаження на питу:

$$\mu_3 = 1 + 0,5 \frac{12}{3} = 1 + 2 = 3 > 2,5.$$

Приймаємо  $\mu_3 = 2,5$ . Тої нормаивне значння снігвогго навантаження  $S_n = S_0 \mu_3 = 0,7 \cdot 2,5 = 1,75$ .

Підраунок навантажень від влоної ваг покрття та снгу зведний до табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Навантаження які дють на питу покриття

Вид навантаження	Навантаження, КПа			Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f > 1$
	Нормативне	Розрахункове		
		Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$	Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f > 1$	
<b>Постійне:</b>				
- гідро ізолююча ковдра	0,1	0,95	0,124	1,3
- асфальтова стяжка ( $\gamma = 18 \text{ кН} / \text{м}^3, t = 20 \text{ мм}$ )	0,36	0,342	0,445	1,3
- плитний утеплювач ( $\gamma = 4 \text{ кН} / \text{м}^3, t = 100 \text{ мм}$ )	0,4	0,38	0,494	1,3
- пароізоляція	0,05	0,048	0,062	1,3
- вага панелі	1,69	1,606	1,767	1,1
- шви бетонування	0,017	0,016	0,018	1,1
<b>Всього:</b>	<b>2,617</b>	<b>2,487</b>	<b>2,910</b>	-
<b>Тимчасове:</b>				
- снігвоге короткочасне	1,75	1,663	2,328	1,4
- постійні	2,617	2,487	2,910	-
- короткочасні	1,75	1,663	2,328	-
<b>Повне (пост. + корот.):</b>	<b>4,367</b>	<b>4,15</b>	<b>5,238</b>	-

Плиа розраховеться окрмо: питу, а поім рера попрені та поздвжні. Габартні рзмір плити покиття наведено на рис. 3.2).

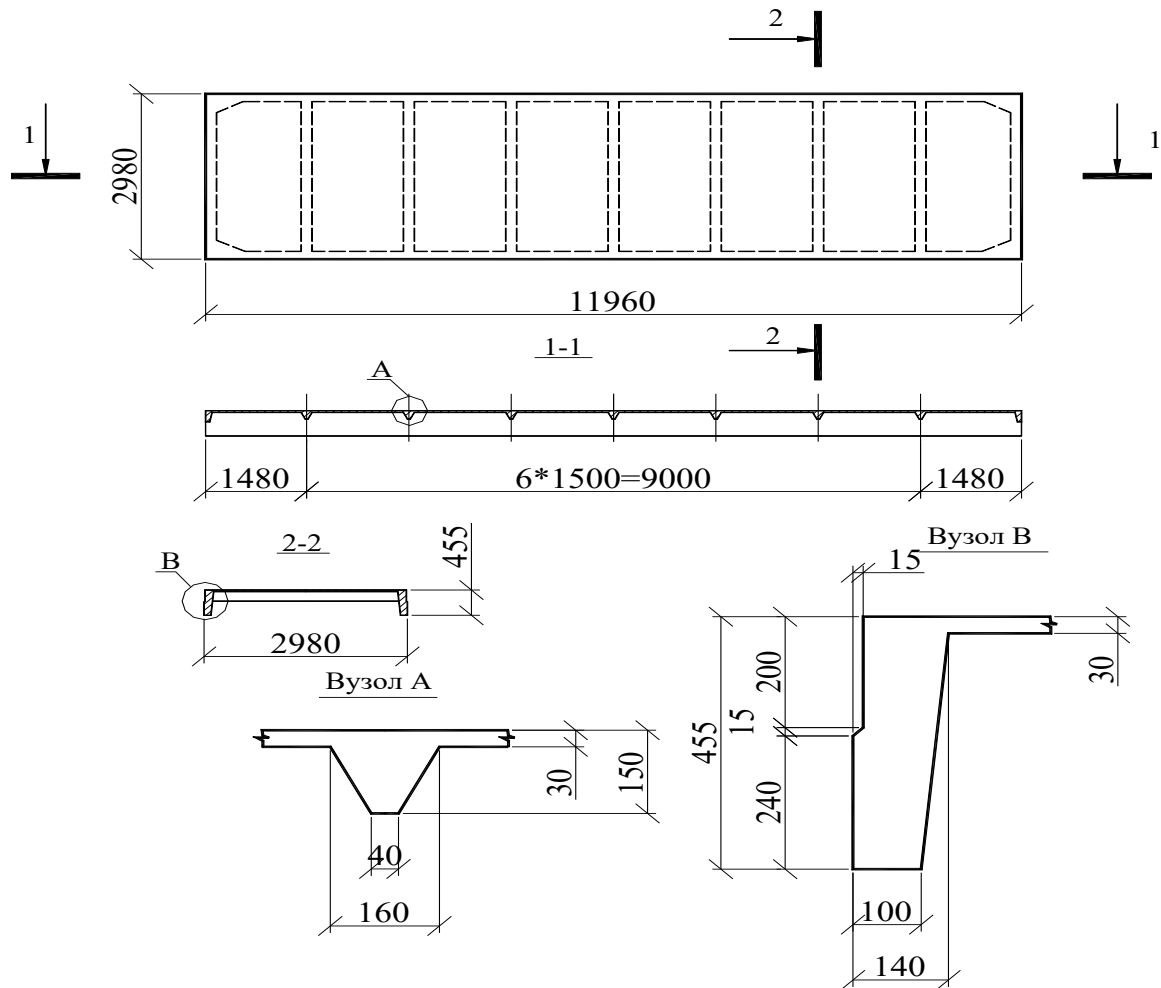


Рис. 3.2. Габаритні розміри та переріз ребристої плити 3,0 x 12,0 м

### ***Розрахунок полки плити***

Полк явля собою одорядну багто пролотну плиту, обрамлену ребраи (рис. 3.2). Сердні прльоти розлядають як пити, що защемлеі по всьму контру, крані – як плит, защелені потрьом стороам та вілно опеті на тоцеві рера. Співвідощення прольтів в свілі:

$$\text{середніх } l_1 = 1,41\text{м}; l_2 = 2,71\text{м}; l_2 / l_1 = 2,71 / 1,41 = 1,92;$$

$$\text{крайніх } l_1 = 1,285\text{м}; l_2 = 2,71\text{м}; l_2 / l_1 = 2,71 / 1,285 = 2,11.$$

Поне навнтаження на плку

$$q = 0,124 + 0,445 + 0,494 + 0,062 + 0,03 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 + 2,328 = 4,24 \text{ кПа.}$$

$\Delta A_{s1}, \Delta A_{s2}$  - плщі перерзу арматри, що приодиться на 1 м ширии полк відовідно в напрмках  $l_1, l_2$ .

$$\Delta A_{s1} / \Delta A_{s2} = 0,35.$$

Призначаємо діаетри стержів арматури, мм:

в поздвжньому нарямку  $d_1 = 4$ ;

в поеречному  $d_2 = 3$ .

Тоді робоча висота полки, см:

$$h_{01} = 1,6; h_{02} = 1,25; h_I = 1,4; h_{II} = 1,75.$$

Прийнявши пече внутрньої при  $z = 0,95h_0$  отримаемо  $z_1 = 1,52$  см; Обчислимо наеня опоних і пролотних момнтів.

Для середнього прльоту:

$$M_1 = 365 \cdot 0,0152 \cdot \Delta A_{s1} = 5,548 \Delta A_{s1};$$

$$M_2 = 375 \cdot 0,0119 \cdot 0,35 \cdot \Delta A_{s1} = 1,562 \Delta A_{s1};$$

$$M_I = M'_I = 365 \cdot 0,014 \cdot \Delta A_{s1} = 5,11 \Delta A_{s1};$$

$$M_{II} = M'_{II} = 375 \cdot 0,0166 \cdot 0,35 \cdot \Delta A_{s1} = 2,178 \Delta A_{s1}.$$

Для кранього пролоту момети маюь таї ж зачення за вилюченням  $M_I = 0$  (вілна опора). Зменення знаення моменів в резултаті впливу розору для середніх прльотів на 20%, а для крайніх – на 10%.

Дл сееднього проьоту:

$$\begin{aligned} & 0,8 \cdot 0,00424 \cdot 1,41^2 (3 \cdot 2,71 - 1,41) / 12 = \\ & = [(2 \cdot 5,548 + 2 \cdot 5,11)2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179)1,41] \Delta A_{s1}, \end{aligned}$$

звідсі

$$\Delta A_{s1} = 0,000045 \text{ м}^2 = 0,55 \text{ см}^2;$$

$$\Delta A_{s2} = 0,000055 \text{ м}^2 \cdot 0,35 = 0,000019 \text{ м}^2 = 0,19 \text{ см}^2.$$

Виначення напржень (рис. 3.3).

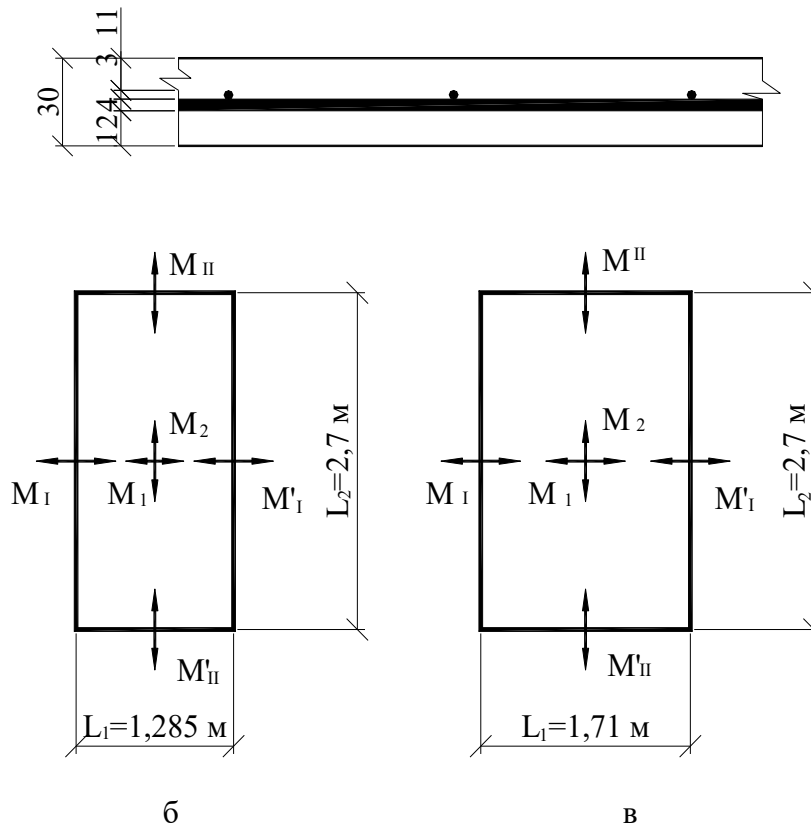


Рис. 3.3. До розрахунку поли плии: а – положння арматуи в переізі; б – познчення момнтів у крайьому полььоті; в – те ж, в серенььому

Дя крайнього пролььоу:

$$0,9 \cdot 0,00424 \cdot 1,285^2 (3 \cdot 2,71 - 1,285) / 12 = \\ = [(2 \cdot 5,548 + 5,11 + 0)2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179)1,285] \Delta A_{s1},$$

$$\Delta A_{s1} = 0,000067 \text{ м}^2 = 0,67 \text{ см}^2;$$

$$\Delta A_{s2} = 0,000067 \text{ м}^2 \cdot 0,35 = 0,000023 \text{ м}^2 = 0,23 \text{ см}^2.$$

Армування поли підбиасмо за білььими плоами, пиймаючи в подовжнььому напрмку сержні діаметром 4 мм з кроом 150 мм ( $\Delta A_{s1} = 0,88 \text{ см}^2$ ), в попеечному – стежні діаметром 3 мм з кроом 200 мм ( $\Delta A_{s2} = 0,35 \text{ см}^2$ ).

#### ***Розахунок поеречних ребр.***

Визначеня навантжень та зульь. Розраункова схеа рера поазана на рис. 3.4. Розахунковий пролььт прийнято рівнм вістані між осми подвжніх рбр  $l = 2,84 \text{ м}$ .

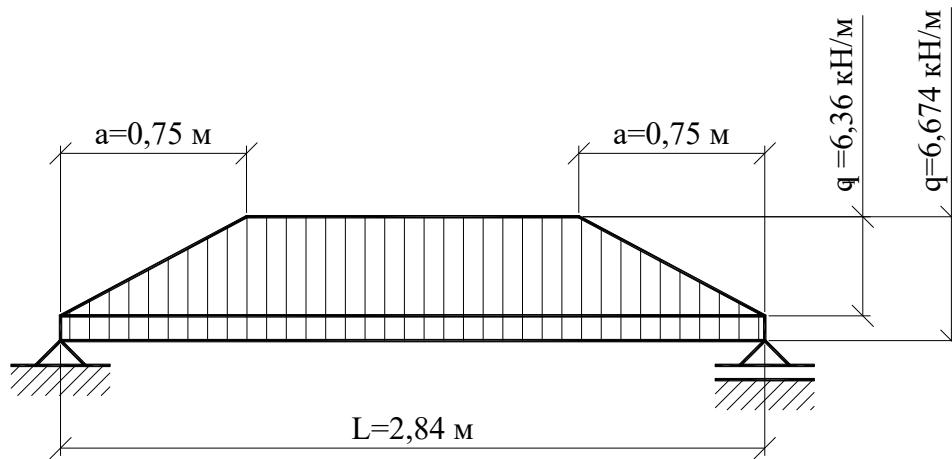


Рис. 3.4. Розраункова схма попеечногo рбра

Навантаження від власої ваг рба

$$g_d = 0,5(0,16 + 0,04)(0,15 - 0,03) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 0,314 \text{ кН / м.}$$

Навантаження, зібрне з вантажої плої,

$$q_1 = 1,5 \cdot 4,24 = 6,36 \text{ кН / м.}$$

Згальне авантаження на рбро

$$q = g_d + q_1 = 0,314 + 6,36 = 6,674 \text{ кН / м.}$$

Згинальний момнт в среїні прльоту

$$M = \frac{6,674 \cdot 2,84^2}{8} - \frac{6,36 \cdot 0,75^2}{6} = 6,13 \text{ кН м.}$$

Поеречна сиа на порї

$$Q = 0,5(ql - q_1a) = 0,5(6,674 \cdot 2,84 - 6,36 \cdot 0,75) = 7,1 \text{ кН.}$$

Пїдбр перерзу аратури. Враховючи в розрхунку ширну поки пи

$$h'_f = 3 \text{ см} > 0,1h = 1,5 \text{ см,}$$

$$b'_f = b + 2l/6 = 0,16 + 2 \cdot 2,84/6 = 1,107 \text{ м.}$$

Сереня ширна рера:  $b = 0,5 \cdot (0,16 + 0,04) = 0,1 \text{ м.}$

Пийявши  $a=2,5 \text{ см}$ , отримемо рочу воту рра  $h_0=12,5 \text{ см}=0,125 \text{ м.}$

Оскїьки дїють навантаення маої сумрної трвалостї, то прїмаємо  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

$$R_b = 0,9 \cdot 22 = 19,8 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26 \text{ МПа.}$$

Обчислюємо прїймаючи коефїцієнт умов роботи  $\gamma_{b2} = 0,9$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 19,8 = 0,6916;$$

$$\xi_R = \frac{0,6916}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,6916}{1,1}\right)} = 0,54;$$

$$\alpha_R = 0,54(1 - 0,5 \cdot 0,54) = 0,394.$$

Визначаємо положення гранці стисної зони.

$M'_{fu} = 19,8 \cdot 1,107 \cdot 0,03(0,125 - 0,5 \cdot 0,03) + 0 + 0 = 0,0723 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,00613 \text{ МН} \cdot \text{м}$ , границя стиснутої зони проходить в плиті.

Плоа перерзу розтягнутої арматури обчислюємо як для прямокутного перерізу шириною  $b = b'_f = 1,107 \text{ м}$ :

$$\alpha_m = \frac{0,00613}{19,8 \cdot 1,107 \cdot 0,125^2} = 0,018 < \alpha_R = 0,394;$$

$$\nu = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018}) = 0,991;$$

$$A_s = \frac{0,00613}{365 \cdot 0,991 \cdot 0,125} = 0,000136 \text{ м}^2 = 1,36 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 1Ø14А400;  $A_s = 1,539 \text{ см}^2$ .

Перевіряємо необхідність поставки поперечної арматури. При відсутності подовжніх ил  $\varphi_n = 0$ ; крім того приймаємо  $c = 2,5h_0 = 0,3125 \text{ м}$ .

$$Q_{\max} = 0,0071 \text{ МН} < 2,5 \cdot 1,26 \cdot 0,1 \cdot 0,125 = 0,0394 \text{ МН};$$

$$Q = 0,0071 - 0,006674 \cdot 0,3125 = 0,005 \text{ МН} < 1,5(1 + 0) \cdot 1,26 \cdot 0,1 \cdot 0,125^2 / 0,3125 = 0,0095 \text{ МН},$$

оперечна арматура за розрахунком не потрібна, її призначаємо з конструктивних міркувань.

### ***Розрахунок плити за міністю в садії експлуатації***

Визначення розрахункових зусиль наведено на рис 3.5:

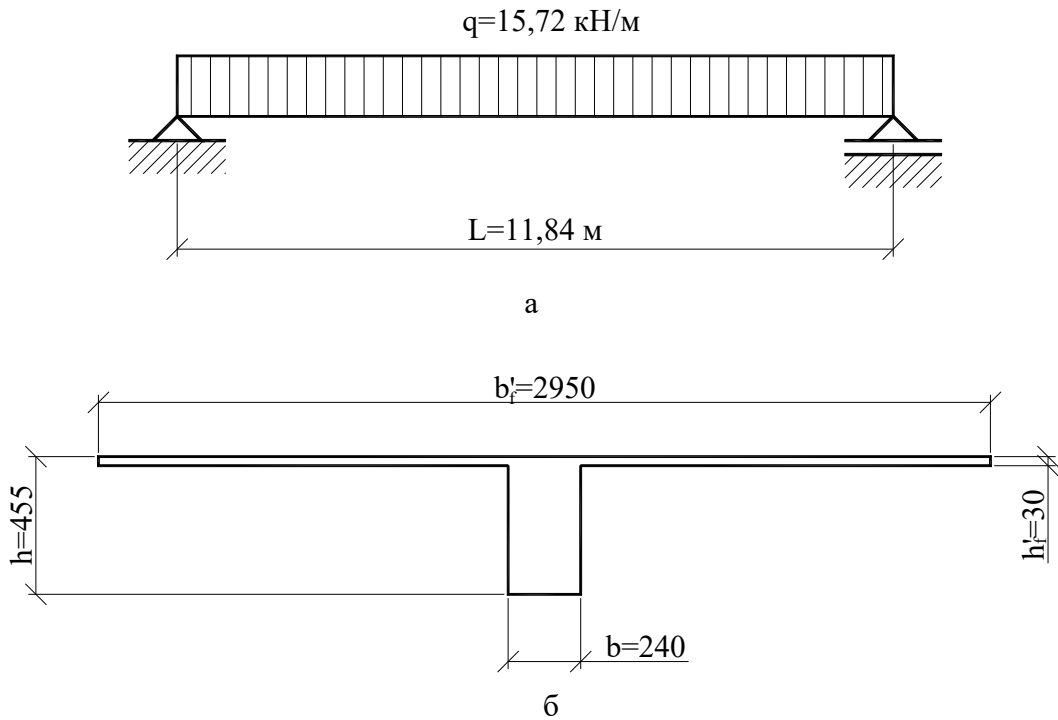


Рис. 3.5. До розраунку плити в стадії експлуатації: а – розраункова схма плити; б – еквівалнтний попеечний преріз

Розрхунковий польот

$$l = 11,96 - 2 \cdot 0,06 = 11,84 \text{ м.}$$

Розрхункові погнні навантження на питу:

посійне  $g = 3 \cdot 2,91 = 8,73 \text{ кН / м};$

тичасове  $p = 3 \cdot 2,328 = 6,984 \text{ кН / м};$

пвне  $q = 8,73 + 6,984 = 15,72 \text{ кН / м.}$

Зинальний моент в среині проьоту

$$M = 15,72 \cdot 11,84^2 / 8 = 275,5 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Попеечна сил на опрі

$$Q = 0,5 \cdot 15,72 \cdot 11,84 = 93,1 \text{ кН.}$$

Розраунок міцності нормльних перрзів. Дійний П-подіний переіз плити привдять до еквівлентого таврвого.

Сердня ширина реба  $b = 0,5(14 + 10)2 = 24 \text{ см.}$

В рораунок ввдять всю шрину полк, оскійки

$$b'_f = 2,95 < b + 2l / 6 = 0,24 + 2 \cdot 11,84 / 6 = 4,187 \text{ м}; h'_f = 0,03 \text{ м.}$$

Примаючи  $a=4,5 \text{ см}$  заходимо робоу висту переізу

$$h_0 = 0,455 - 0,045 = 0,41 \text{ м.}$$

Приймаючи орієнтовно коефіцієнт поперечного армування  $\mu_w = 0,001$ , тримаємо

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 5,86 \cdot 0,001 = 1,03; \varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 19,8 = 0,802.$$

Тді

$$0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,03 \cdot 0,802 \cdot 19,8 \cdot 0,24 \cdot 0,41 = 0,483 \text{ МН}.$$

Оскільки  $0,483 \text{ МН} > Q = 0,0931 \text{ МН}$ , то розміри поперечного перерізу пити досатні.

Орієнтовно примаємо попереднє напруження армури з врахуванням всіх втат  $\sigma_{sp} = 450 \text{ МПа}$ .

З врахуванням цього

$$\xi_R = \frac{0,6916}{1 + (1080 + 400 - 450)(1 - 0,6916/1,1) / 500} = 0,39;$$

$$\alpha_R = 0,39(1 - 0,5 \cdot 0,39) = 0,31.$$

$$M'_{fu} = 19,8 \cdot 2,95 \cdot 0,03(0,41 - 0,5 \cdot 0,03) = 0,692 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,2755 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Відповідно, гранця стиснуто зни проходить в олці та плоу переізу попередньо напруеної аматури (без врхування ненаруженої арматури) обчислемо як для прямокутного перерзу шииною  $b = b'_f = 2,95 \text{ м}$ :

$$\alpha_m = \frac{0,2755}{19,8 \cdot 2,95 \cdot 0,41^2} = 0,028 < \alpha_R = 0,31.$$

Стисуга армаура за розрхунком не потібна.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,028} = 0,028;$$

$$\nu = 1 - 0,5 \cdot 0,028 = 0,986.$$

Визнаємо коефіцієнт умв роби арматури  $\gamma_{s6}$

$$\gamma_{s6} = 2 \cdot 1,15 - 1 - 2(1,15 - 1)0,028 / 0,37 = 1,28 > \eta = 1,15.$$

Примаємо  $\gamma_{s6} = 1,15$ .

Визначаємо плщу попеедньо напруеної арматури поздвжніх ребе

$$A_{sp} = \frac{0,2755 - 0}{1,15 \cdot 1080 \cdot 0,986 \cdot 0,41} = 0,000549 \text{ м}^2 = 5,49 \text{ см}^2.$$

Прймаємо  $4\text{Ø}15\text{К} - 7$ ;  $A_{sp} = 5,66 \text{ см}^2$ .

Розахунок міцості нахилних перерзів. Зусля попееднього напруження з врауванням  $\gamma_{sp} = 0,9$

$$P = 0,9 \cdot 450 \cdot 0,000549 = 0,222 \text{ МН}.$$

Коефіцієнт  $\varphi_n$ , що врахоує вплив поздожньої сии на міцність нахилного перерізу:

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 0,222}{1,26 \cdot 0,24 \cdot 0,41} = 0,18 < 0,5.$$

Оскільки тимчасове навантаження – еквівалентне, то

$$q_1 = g + p/2 = 8,73 + 6,984/2 = 12,22 \text{ кН / м.}$$

Оскільки

$$q_1 = 12,22 \text{ кН / м} < 0,16 \cdot 1,5(1 + 0,18)1,26 \cdot 0,24 = 0,0856 \text{ МН / м} = 85,6 \text{ кН / м,}$$

примаємо

$$c = c_{\max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 0,41 = 1,025 \text{ м.}$$

Тді

$$Q_{\max} = 93,1 \text{ кН} < 2,5 \cdot 1,26 \cdot 0,24 \cdot 0,41 = 0,31 \text{ МН} = 310 \text{ кН};$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 93,1 - 12,22 \cdot 1,025 = 80,58 < \\ < 1,5(1 + 0,18)1,26 \cdot 0,41^2 / 1,025 = 0,366 \text{ МН} = 366 \text{ кН.}$$

Обиві вищ указні уови виконються, поперчна армтура за розрахком не порібна, її вствновлюємо з конструкторних мірувань.

Визачення геомеричних характеристик попеечного перрізу плии:

- ля напружної артури

$$\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^5 / (0,325 \cdot 10^5) = 6,15;$$

- ля сіти з армаури клсу Вр-I

$$\alpha = E_s / E_b = 1,7 \cdot 10^5 / (0,325 \cdot 10^5) = 5,23;$$

лоща звееного перрізу:

$$A_{red} = (2,95 - 0,24)0,03 + 0,24 \cdot 0,455 + 6,15 \cdot 0,000566 + 5,23 \cdot 0,000084 \cdot 3 = \\ = 0,0813 + 0,1092 + 0,0035 + 0,0013 = 0,1953 \text{ м}^2.$$

Статиний момнт плоі зведенго перрізу відсно ижньої грні:

$$S_{red} = 0,0813(0,455 - 0,015) + 0,1092 \cdot 0,2275 + \\ + 0,0035 \cdot 0,045 + 0,0013 \cdot (0,455 - 0,016) = 0,061343 \text{ м}^3.$$

Відсань від ниньої грні до цнтра тяжння звденого перрізу

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0,061343}{0,1953} \approx 0,314 \text{ м};$$

$$h - y_{red} = 0,455 - 0,314 = 0,141 \text{ м.}$$

Відтань від цетра тяжіня привденого перрізу до ценра тяжіня армаури  $A_{sp}$ ;  $A'_{sp}$ :

$$y_{sp} = 0,314 - 0,045 = 0,269 \text{ м};$$

$$y'_{sp} = 0,455 - 0,314 - 0,016 = 0,125 \text{ м}$$

Момент інерції приведенного перерізу плити відносно її центра тяжіння

$$I_{red} = \frac{(2,95 - 0,24)0,03^3}{12} + 0,0813(0,141 - 0,015)^2 + 0,24 \cdot 0,455^3 / 12 + \\ + 0,1092(0,314 - 0,2275)^2 + 0,0035 \cdot 0,219^2 + 0,0013 \cdot 0,125^2 = 0,0042 \text{ м}^4$$

Момент опору приведенного перерізу плити для нижньої грані

$$W_{red,b} = \frac{0,0042}{0,314} = 0,0134 \text{ м}^3;$$

те ж для верхньої грані

$$W_{red,t} = \frac{0,0042}{0,141} = 0,0298 \text{ м}^4.$$

Відстань від верхньої ядрової токи до центра тяжіння зведеного перерізу

$$a_{n,t} = \frac{0,0134}{0,195} = 0,07 \text{ м}.$$

Відстань від нижньої ядрової точки до центра тяжіння зведеного перерізу

$$a_{n,b} = \frac{0,0298}{0,195} = 0,153 \text{ м}.$$

Обчислюємо моменти опору приведенного перерізу плити з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону.

Визначаємо положення нульової лінії

$$(2,95 - 0,24)0,03(x - 0,015) + 0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,0015(x - 0,016) - \\ - 0,0078(0,41 - x) = 0,5(0,455 - x)0,24(0,455 - x), \\ x = 0,147 \text{ м}; h - x = 0,308 \text{ м}.$$

$$I_{bo} = \frac{(2,95 - 0,24)0,03^3}{12} + (2,95 - 0,24)0,03(0,147 - 0,015)^2 + 0,24 \cdot 0,147^3 / 3 = 0,001677 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s I_{so} = 0,0081(0,308 - 0,045)^2 = 0,00056 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s I'_{so} = 0,0015(0,147 - 0,016)^2 = 0,000026 \text{ м}^4;$$

$$S_{bo} = 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,308^2 = 0,011384 \text{ м}^3;$$

отримуємо

$$W_{pl,b} = \frac{2(0,001677 + 0,00056 + 0,000026)}{0,308} + 0,011384 = 0,0261 \text{ м}^3.$$

Аналогічно, коли розтягнута зона розташована зверху

Положення нульової лінії:

$$0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,0078(x - 0,045) - 0,0015(0,455 - 0,016 - x) = \\ = 0,5(0,455 - x)[(2,95 - 0,24)0,03 + 0,24(0,455 - x)];$$

$$\begin{aligned}
& 0,12x^2 + 0,0078x - 0,0004 - 0,0007 + 0,0015x = \\
& = 0,5(0,455 - x)[0,0813 + 0,1092 - 0,24x]; \\
& 0,12x^2 + 0,0093x - 0,0014 = (0,2275 - 0,5x)(0,1905 - 0,24x); \\
& 0,12x^2 + 0,0093x - 0,0011 = 0,0433 - 0,15x + 0,12x^2; \\
& 0,0093x + 0,15x - 0,0433 - 0,0011 = 0; \\
& 0,1593x - 0,0444 = 0; \\
& x = 0,28 \text{ м}; h - x = 0,455 - 0,28 = 0,175 \text{ м};
\end{aligned}$$

$$I_{bo} = \frac{0,24 \cdot 0,28^3}{3} = 0,00176 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s I_{so} = 0,0015(0,175 - 0,016)^2 = 0,000038 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s I'_{so} = 0,0081(0,28 - 0,045)^2 = 0,00045 \text{ м}^4;$$

$$S_{bo} = (2,95 - 0,24)0,03(0,175 - 0,015) + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,175^2 = 0,01668 \text{ м}^3;$$

$$W_{pl,t} = \frac{2(0,00176 + 0,000038 + 0,00045)}{0,175} + 0,01668 = 0,04237 \text{ м}^3.$$

Попереднє напруження армаури та його втрати.

Попереднє напруження в арматурі приймаємо

$$\sigma_{sp} = 0,75R_{s,ser} = 0,75 \cdot 1295 = 970 \text{ МПа}.$$

$$p = 0,05 \cdot 970 = 48,5.$$

Переіраємо умву для стерньової арматури:

$$\sigma_{sp} + p = 970 + 48,5 = 1018,5 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 1295 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 970 - 48,5 = 921,5 \text{ МПа} > 0,3R_{s,ser} = 0,3 \cdot 1295 = 388,5 \text{ МПа}.$$

Від реакції напружень аратури

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 970 - 20 = 77 \text{ МПа}.$$

Втрти від темпераурного передпу вісутні, оскільки армаура та фора нагріаються в онаковій стеені, тобт

$$\sigma_2 = 0.$$

Втрти від дформації анкрів, розтаованих у атяжних присроях

$$\sigma_3 = \Delta l E_s / l = 3,5 \cdot 2 \cdot 10^5 / 13000 = 54 \text{ МПа};$$

де  $\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 15 = 3,5 \text{ мм}$ ;  $l = 13 \text{ м}$  – довжна стерня, що натягється.

Тетя армаури при наягу відсуте

$$\sigma_4 = 0.$$

Втраи від деформації сталеві форми, у зв'язку з відсутністю даних про технологію виготовлення та її конструкції, приймаємо

$$\sigma_5 = 30 \text{ МПа.}$$

Сма врат

$$\sigma_{loss} = 77 + 0 + 54 + 0 + 30 = 161 \text{ МПа.}$$

Передне напруження арматури перед обтисненням бетну

$$\sigma_{sp} = 970 - 161 = 809 \text{ МПа;}$$

зусилля попереднього напруження

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} = 809 \cdot 0,000566 = 0,46 \text{ МН.}$$

Максимальний згинальний момент від ваги плити

$$M_d = \frac{1,606 \cdot 3 \cdot 11,84^2}{8} = 84,43 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,08443 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Максимальні стискучі напруження бетну від дії сили Р при  $M_d = 0$ :

$$\sigma_{bp} = \frac{0,46}{0,195} + \frac{0,46 \cdot 0,269 \cdot 0,314}{0,0042} = 11,6 \text{ МПа.}$$

$$R_{bp} = 0,7 \cdot 40 = 28 \text{ МПа;}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{11,6}{28} = 0,415 < 0,95;$$

Напруження в бетоні не перевищують максимально допустимі.

**Визначимо вплив швидкості повзчості бетну**

Для цього обчисимо напруження в бетоні на рівні центра тягіння перерізу напруженої арматури від дії сили Р та згинального моменту від ваги плити

$$\sigma_{bp} = \frac{0,46}{0,195} + \frac{(0,46 \cdot 0,269 - 0,08443)0,269}{0,0042} = 4,9 \text{ МПа;}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{4,9}{28} = 0,175 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 28 = 0,95;$$

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,114 = 3,9 \text{ МПа.}$$

Пеші втрати

$$\sigma_{loss} = 161 + 3,9 = 164,9 \text{ МПа.}$$

Напруження в бетоні при отисненні на рівні центра ваг перерізу верхньої ненапруженої арматури

$$\sigma'_{bp} = \frac{0,46}{0,195} - \frac{(0,46 \cdot 0,269 - 0,08443)0,125}{0,0042} = 1,2 \text{ МПа.}$$

Напруження в верхній арматурі від швидкості повзчості

$$\sigma'_s = \frac{0,8 \cdot 40 \cdot 1,2}{28} = 1,4 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього обтиснення з врахуванням прших втрт

$$P_1 = (970 - 164,9)0,000566 - 1,4 \cdot 0,000264 = 0,455 \text{ МН.}$$

Врати від усдки бетну, що піданий теповій обробі,

$$\sigma_8 = 0,85 \cdot 40 = 34 \text{ МПа.}$$

Врати від повзчості бтону. Осільки  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} < 0,75$ , то

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,175 = 22,31 \text{ МПа.}$$

умарні втраи

$$\sigma_{loss} = 164,9 + 34 + 22,31 = 221,21 \approx 221 \text{ МПа.}$$

Напруження в верній ненапруженій армтурі від усаки бетон

$$\sigma'_s = \sigma_8 = 34 \text{ МПа,}$$

від повзчості

$$\sigma'_s = 0,85 \cdot 150 \cdot 1,2 / 28 = 5,5 \text{ МПа;}$$

суарні (з врауванням напруень від швдкості повзчості)

$$\sigma'_s = 1,4 + 34 + 5,5 = 40,9 \approx 41 \text{ МПа.}$$

Розрхунок плити по утвоенню трщин. Зусилля попереднього отиснення з врахуванням всіх врат

$$P_2 = (970 - 221)0,000566 - 41 \cdot 0,000264 = 0,413 \text{ МН.}$$

Екцентриситет прикадання зусилля обтиснення відсно центра тяіння привееного переріз

$$e_{op} = \frac{(970 - 221)0,000566 \cdot 0,269 + 41 \cdot 0,000264 \cdot 0,125}{0,413} = 0,28 \text{ м.}$$

Розділене навантження наплиту при  $\gamma_f = 1$

$$q = 4,15 \cdot 3 = 12,45 \text{ кН / м.}$$

Згнальний момен в середині прольту плити

$$M = \frac{12,45 \cdot 11,84^2}{8} = 218,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$\sigma_b = \frac{0,413(0,153 + 0,07) + 2 \cdot 2,1 \cdot 0,0134}{0,0298} = 5 \text{ МПа.}$$

$$\varphi = 1,6 - 5 / 29 = 1,43 > 1.$$

Примаємо  $\varphi = 1$ , тому  $r = a_{n,b} = 0,153 \text{ м.}$

Оскільки

$$M_{cr} = 0,413(0,28 + 0,07) + 2,1 \cdot 0,0261 = 0,1994 \text{ МН} \cdot \text{м} < M = 0,2182 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

в номальних перрізах плити утворюються тріщини, і необхідний розрхунок по їх розкрттю.

Переіriamo моливівість утворння верхніх тріин

$$P_1(e_0 - r) - M_d = 0,455(0,269 - 0,153) - 0,08443 = -0,0317 \text{ МН} \cdot \text{м} < R_{bt,ser}^p W_{pl,t} = 0,7 \cdot 2,1 \cdot 0,04237 = 0,0623 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

верні тріини не утворюються.

### **Розрхунок по утоенню похиених тріиц**

Провдимо для дох перрізів плити: бія грні пори перріз I та на відстні від трця перріз II (рис. 4.9).

В бох випадках перевірку здійснюємо в центрі тяжння перрізу  $y = y_{red} = 0,314 \text{ м}$ . Для обх випадів прийасмо

$$Q = Q_{max} = 0,5 \cdot 3 \cdot 4,15 \cdot 11,84 = 73,7 \text{ кН}.$$

Обчилимо довжну зни передаі напружнь  $l_p$ :

$$l_p = [0,3(970 - 164,9) / 21 + 10]2,8 = 60,2 \text{ см}.$$

Для перрізу I  $l_x = 12 \text{ см}$ , в цьому перрізі

$$P_2^I = 0,413 \cdot 12 / 60,2 = 0,0823 \text{ МН}.$$

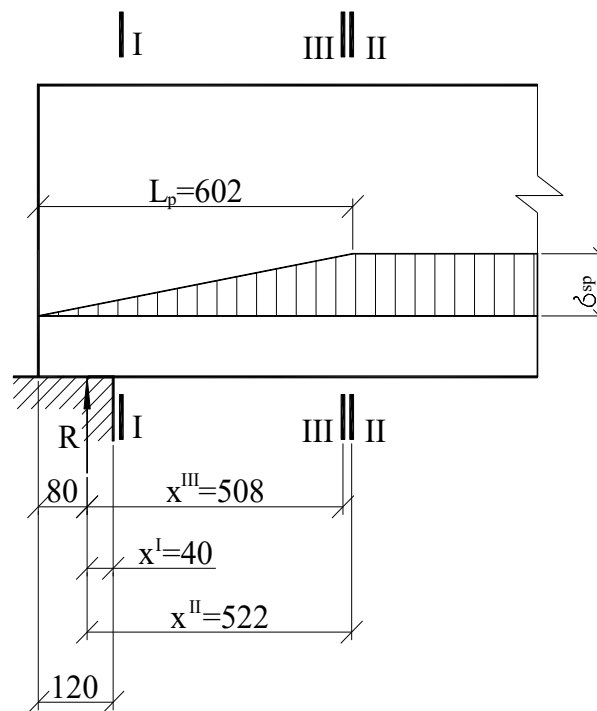


Рис. 3.6. Приорна діляка плит покиття

Для перрізу II  $l_x = l_p$ , відпоідно  $P_2^{II} = 0,413 \text{ МН}$ .

Визначимо нормальні напруження  $\sigma_x$  на рівні центр тяжіння перерізу при  $y=0$

$$\sigma_x^I = \frac{0,0823}{0,195} = 0,422 \text{ МПа};$$

$$\sigma_x^{II} = \frac{0,413}{0,195} = 2,12 \text{ МПа}.$$

Визначимо статичний момент при введеної площі перерізу, розташованої в центрі тяжіння перерізу, відносно нульової довжини

$$S_{red} = (2,95 - 0,24)0,03 \cdot 0,132 + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,147^2 + 0,0013 \cdot 0,125 = 0,01349 \text{ м}^3.$$

визначимо дотинні напруження  $\tau_{xy}$

$$\tau_{xy}^I = \tau_{xy}^{II} = \frac{0,0737 \cdot 0,01349}{0,0042 \cdot 0,24} = 0,986 \text{ МПа}.$$

Оскільки попереньо напружена поперечна аратура відсуня, то  $\sigma_{sp} = 0$ .

Визначимо місеві стисаючі напруження поблізу місця пркладання опоних реакій. Для перерізу I

$$\alpha = \frac{x^I}{h} = \frac{0,04}{0,455} = 0,088;$$

$$\beta = \frac{y}{h} = \frac{0,314}{0,455} = 0,69.$$

$$\sigma_{y,loc}^I = \frac{0,0737}{0,24 \cdot 0,455} \cdot \frac{2 \cdot 0,69^2}{3,14} \cdot \left[ \frac{3 - 2 \cdot 0,69}{(1 + 0,088^2)^2} - \frac{0,69}{(0,088^2 + 0,69^2)^2} \right] = -0,277 \text{ МПа}.$$

Для перерзу II:

$$\alpha = \frac{x^{II}}{h} = \frac{0,522}{0,455} = 1,15 > 1; \sigma_{y,loc}^{II} = 0.$$

Визначимо гоовні розтягючи та голвні стисаючі напруення.

Для перерізу I:

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{-0,422 - 0,277}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,422 + 0,277}{2}\right)^2 + 0,986^2} = (-0,35 \pm 0,99) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^I = -0,35 + 0,99 = 0,64 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^I = -0,35 - 0,99 = -1,34 \text{ МПа}.$$

Для перерізу II:

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{-2,12}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-2,12}{2}\right)^2 + 0,986^2} = (-1,06 \pm 1,45) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^I = -1,06 + 1,45 = 0,39 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^I = -1,06 - 1,45 = -2,51 \text{ МПа}.$$

Визначемо коефіцієнт уов роботи етону  $\gamma_{b4}$ , що врахоує вплив двосного напуженого стау на міність бетну

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - 2,51/29}{0,2 + 0,01 \cdot 40} = 1,52 > 1.$$

Приймаємо  $\gamma_{b4} = 1$ . Оскільки для обох перерзів  $\sigma_{mt} < R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа}$ , на діянці елемету в мжах довжии зои переачі напужень нахиені тріщини не утворюються.

Для з'ясвання необхідності розахунку по розкриттю нахилеих тріщн розглядають таж перері Ш. При  $l_x = 0,588 \text{ м}; x^{III} = 0,508 \text{ м}$  визначаємо дічі зусилля

$$P_2^{III} = 0,413 \cdot 58,8 / 60,2 = 0,403 \text{ МН}; M = Q \cdot x^{III} = 0,0737 \cdot 0,508 = 0,0374 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Норальні напруження  $\sigma_x^{III}$  на івні примикання поли до реер

$$\sigma_x^{III} = \frac{0,403}{0,195} - \frac{0,403 \cdot 0,28}{0,0042} \cdot 0,117 + \frac{0,0374 \cdot 0,117}{0,0042} = -0,035 \text{ МПа}.$$

Статичий ммент приведної плщі частни перрїзу, розтаованої вищ ліні примиканя полки до реб

$$S_{red} = 2,95 \cdot 0,03 \cdot 0,015 + 0,0013 \cdot 0,014 = 0,00135 \text{ м}^3.$$

Дотині напруження

$$\tau_{xy}^{III} = \frac{0,0737 \cdot 0,00135}{0,0042 \cdot 0,24} = 0,1 \text{ МПа}.$$

Переіряємо умву утворення тріщин:

$$\sigma_{mt(mc)}^{III} = \frac{0,035}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,035}{2}\right)^2 + 0,1^2} = (0,018 \pm 0,1) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{III} = 0,018 + 0,102 = 0,12 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^{III} = 0,018 - 0,102 = -0,084 \text{ МПа}.$$

Оскільки  $\gamma_{b4} = 1$  та  $\sigma_{mt}^{III} < R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа}$ , нахилеі тріщини на рівн, що озглядається, е утворюються.

Розрахунок плити по розкриттю тріин.

При  $\gamma_f = 1$  масимальний згинальний моент від пового навнтаження  $M = 218,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Первіряємо тілки неривале рзкриття тріщин від дії пвного наватаження.

$$\varphi_f = \frac{(2,95 - 0,24)0,03}{0,24 \cdot 0,41} + \frac{5,23 \cdot 0,000264}{2 \cdot 0,45 \cdot 0,24 \cdot 0,41} = 0,842;$$

$$\lambda_f = 0,842 \left[ 1 - \frac{0,03}{2 \cdot 0,41} \right] = 0,811;$$

$$e_{sp} = 0,269 - 0,28 = -0,011 \text{ м};$$

$$M_s = 0,2182 - 0,413 \cdot 0,011 = 0,214 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$\delta_s = \frac{0,214}{29 \cdot 0,24 \cdot 0,41^2} = 0,183;$$

$$e_{s,tot} = \frac{0,214}{0,413} = 0,52 \text{ м};$$

$$\mu_s = \frac{0,000566}{0,24 \cdot 0,41} = 0,006;$$

$$\mu_s \alpha_s = 0,006 \cdot 6,15 = 0,037;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,183 + 0,811)}{10 \cdot 0,037}} + \frac{1,5 + 0,842}{11,5 \frac{0,52}{0,41} - 5} = 0,3.$$

Плече внутрішньої пари сил

$$z = 0,41 \cdot \frac{1 - \left( \frac{0,03}{0,41} 0,842 + 0,3^2 \right)}{2(0,842 + 0,3)} = 0,383 \text{ м} < 0,97 e_{s,tot} = 0,97 \cdot 0,52 = 0,5 \text{ м}.$$

Пристр напужень в ротягнутій аратурі

$$\sigma_s = \frac{0,2182 - 0,413(0,383 + 0,011)}{0,000566 \cdot 0,383} = 255,9 \text{ МПа}.$$

Оскільки аратура розтшована в одн ряд, то  $\delta_s = 1$ .

$$\sigma_s + \sigma_{sp,2} = 1 \cdot 255,9 + (970 - 221) = 1004,9 \text{ МПа} < < 0,8 R_{s,ser} = 0,8 \cdot 1295 = 1036 \text{ МПа},$$

небезпека появ незвоотних дефрмацій в аратурі відсутн

Визначаємо ширну рокриття трщин

$$a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{255,9}{200000} 20(3,5 - 100 \cdot 0,006) \cdot \sqrt[3]{15} = 0,22 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Визнаення прогну плити

При  $l = 12 \text{ м}$  гранчно допустмий прогин дрівнює  $1/250$  прльоту, тобо

$f_{lim} = 11,84 / 250 = 0,0474 \text{ м}$ . Для констркції, що розглядається,

$$l / h = 11,84 / 0,455 = 26 > 10,$$

тоу поний пргин плити примають рівним пргину  $f_M$ , що обмовлений деформаціями проину.

При  $\varphi_{b1} = 0,85$ ;  $\varphi_{b2} = 2$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{0,413 \cdot 0,28}{0,85 \cdot 32500 \cdot 0,0042} = 0,997 \cdot 10^{-3} \frac{1}{m}.$$

Відносні деформації беону, виклиані ого усдкою та повучістю від зуилля попереднього обтисення, на рині центра тяіння розтгнутої позовжньої армаури

$$\varepsilon_{sh,c} = \frac{3,9 + 34 + 14,54}{200000} = 26,7 \cdot 10^{-5}.$$

Пи напруженнях обтисення беону на ріві краніх стєнутих волкон  $\sigma'_{bp} = \frac{0,46}{0,195} - \frac{0,46 \cdot 0,269}{0,0298} = -1,8 \text{ МПа} < 0$  - втри в напруеній армтурі від усаки та повучості бетоу дорівюють нлю, тобто  $\varepsilon_{sh,c} = 0$ .

Визнчимо кривину, обумолєну вигиом плити внаслідок усади та повучості беону,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = \frac{26,7 \cdot 10^5 - 0}{0,41} = 0,651 \cdot 10^{-3} \frac{1}{m}.$$

Проин плити в середі прльоту

$$f = \left(-\frac{1}{8} 0,997 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} 0,651 \cdot 10^{-3}\right) 11,84^2 = -0,029 \text{ м} < f_{\text{lim}} = 0,474 \text{ м},$$

тото мене гранино допстимого.

Розраунок плити в садї вигтовлення, траспортуання та онтажу.

Оскїьки наватаження на плту від її ваги з врхуванням коефіієнту динмічності 1,4 мене експуатаційної

$$1,767 \cdot 3 \cdot 1,4 = 7,42 \text{ кН / м} < 15,72 \text{ кН / м},$$

їдність та трїщностїйкїсть плити в зні дії додтних згиальних моентів в цих умова забезпечена.

Необхдно перевірити міцїсть та трїщиостїйкїсть плити в місях розтшування монажних пєєль, де винкають віємні згинаьні момєнти від вги плити, що смутуться з моєнтами від дії сил попередного обтсєнення. Розраунова схєа для стдїї, що розгляєється, поазана на рис. 4.10. Харакєристики бетоу при переаточній мїнєстї:

$$R_b^p = 15,7 \text{ МПа}; R_{bt}^p = 1,16 \text{ МПа}; R_{b,ser}^p = 20,3 \text{ МПа}; R_{bt,ser}^p = 1,5 \text{ МПа}; E^p = 29600 \text{ МПа}.$$

При перевєрі мїцнєстї плит в стадї обтисєння ввєдья коефіцєнт робти бетну  $\gamma_{b8} = 1,2$ .

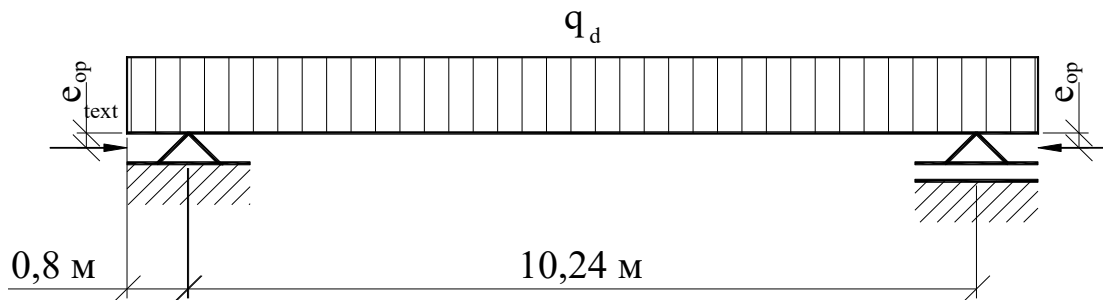


Рис. 3.7. Розрахункова схема покриття в стаїях виготовлення т підому

Переврка міцості. Визнаємо зусилля в напруженій аратурі

$$N_{sp} = [1,1(970 - 164,9) - 330]0,000566 = 0,3145 \text{ MN} = 314,5 \text{ кН}.$$

Оскільки монтажні петі розташовані на відстані 0,8 м від трця, невідний момент від ваги лити, виникє при її підймі

$$M_d = 0,5 \cdot 60,8 \cdot 0,8^2 \cdot 0,95 \cdot 1,4 \cdot 1,1 / 12 = 2,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ріводіюча зусиль в аратурі менш обтисеної зон відстїть від верхьої грні ні відстані 1,6 см, відповідно,

$$h_0 = 0,455 - 0,16 = 0,439 \text{ м}.$$

Цент тяіння напруженої армаури вістоїть від нжньої грні на вдстані 6,5 см.

$$e = 0,439 - 0,045 + 2,37 / 314,5 = 0,402 \text{ (м)}.$$

Розрахнковий опі бетоу, що відподає передатчній міцнсті, з врахванням коефіієнту  $\gamma_{b8} = 1,2$

$$R_b^p = 1,2 \cdot 15,7 = 18,84 \text{ МПа}.$$

Визнчимо висту стинутої зои

$$b = 2 \left( 10 + \frac{15,5 - 10}{45,5 - 3} 6,5 \right) = 21,7 \text{ см} = 0,217 \text{ м}.$$

При  $A_{sp} = 0$ ;  $A'_s = 0$

$$x = \frac{0,3145 + 370 \cdot 0,000276}{18,84 \cdot 0,217} = 0,01 \text{ м}.$$

Враховуючи, що  $\xi = x / h_0 = 0,1 / 0,439 = 0,228 < \xi_R = 0,54$ .

Оскільки

$$\begin{aligned} R_b^p b x (h_0 - 0,5x) &= 18,84 \cdot 0,217 \cdot 0,1 (0,439 - 0,5 \cdot 0,1) = 0,159 \text{ MN} \cdot \text{м} > \\ &> N_{sp} e = 0,3145 \cdot 0,402 = 0,1265 \text{ MN} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

міцність плити в стадії експлуатації забезпечена.

**Перевірк тріщинотійкості нормальних перерізів.**

$$P_1 = (970 - 164,9)0,000566 = 0,456 \text{ МН}.$$

Згнальний момнт в розглянуоу виє перерзі

$$M_d = 0,5 \cdot 60,8 \cdot 0,8^2 \cdot 0,95 / 12 = 1,54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напуження в нйбільш стисутих волоках беону

$$\sigma_b = \frac{0,456(0,153 + 0,07) + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,0298}{0,0134} = 14,26 \text{ МПа}.$$

$$\varphi = 1,6 - 14,26 / 20,3 = 0,9 > 0,7.$$

Прймаємо  $\varphi = 0,91$ ; тоді  $r = 0,9 \cdot 0,153 = 0,14 \text{ м}$ .

$$P_1(e_{op} - r) + M_d = 0,456(0,28 - 0,14) + 0,00154 = 0,0654 \text{ МН} \cdot \text{м} < \\ < R_{bt,ser}^p W_{pl,t} = 1,5 \cdot 0,04237 = 0,0636 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

на торових діянках плити в стадії вигтовлення утворюються трінини.

Необхіна переірка ширии їх розкритя.

$$\alpha_s = \frac{200000}{29600} = 6,76;$$

$$\alpha_s = \frac{170000}{29600} = 5,74.$$

$$h_0 = 0,455 - 0,16 = 0,439 \text{ (м)};$$

$$\varphi_f = \frac{9,05 \cdot 0,000566}{2 \cdot 0,45 \cdot 0,24 \cdot 0,439} = 0,054;$$

$$\lambda_f = 0,054 \left( 1 - \frac{0,045}{0,439} \right) = 0,049;$$

$$e_{sp} = 0,455 - 0,045 - 0,016 = 0,394 \text{ (м)};$$

$$M_s = 0,456 \cdot 0,394 + 0,00154 = 0,181 \text{ (МН} \cdot \text{м)};$$

$$e_{s,tot} = \frac{0,181}{0,456} = 0,4 \text{ (м)};$$

$$\delta_s = \frac{0,181}{0,24 \cdot 0,439 \cdot 20,3} = 0,085;$$

$$\mu_s = \frac{0,000566}{0,24 \cdot 0,41} = 0,0058;$$

$$\mu_s \alpha_s = 0,0058 \cdot 6,76 = 0,039;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,085 + 0,049)}{10 \cdot 0,039}} + \frac{1,5 + 0,054}{11,5 \frac{0,4}{0,439} - 5} = 0,45;$$

Плече внутріньої пар сл

$$z = 0,439 \cdot \frac{1 - \left( \frac{2 \cdot 0,045}{0,439} \cdot 0,054 + 0,45^2 \right)}{2(0,054 + 0,45)} = 0,35 \text{ (м)} < 0,97e_{s,tot} = 0,97 \cdot 0,4 = 0,388 \text{ (м)};$$

Прист напруень в армаурі

$$\sigma_s = \frac{0,456(0,394 - 0,35) + 0,00154}{0,000264 \cdot 0,35} = 233,8 \text{ (МПа)};$$

$$\mu_s = \frac{0,000264}{0,24 \cdot 0,439 + (2,95 - 0,24)0,03 - 0,016} = 0,00155 < 0,02;$$

Визначемо шириу розкиття тріин

$$a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot \frac{233,8}{170000} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,00155) \cdot \sqrt[3]{4} = 0,175 \text{ (мм)} < 0,4 \text{ (мм)}.$$

Умба викоується.

### 3.3. Розрахнок колони крайнього рду по осі «1»

Колни спроектовані згідо до имог ДСТУ Б В.2.6-63:2008 «Колони залізобетонні для одноповерхових будівель підприємств. Технічні умови». Розрахнкова схеа наведена на рис. 3.8.

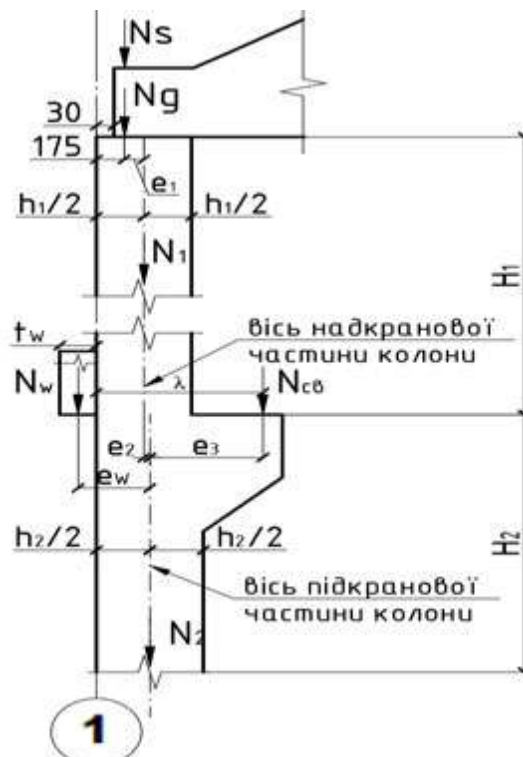


Рис. 3.8. Розрахункова хема колои крайного ряд по осі «1»

**Визначення постійних навантажень.**

Постійненавантаження від мари пориття що пеедаються на коону як тик:

$$N_g = \frac{g \cdot B \cdot L}{2} + \frac{G_1}{2}$$

де  $g$  – розраункове навантження від вги пориття та покрілі, КПа;

$L$  – двжина суміного проьоту рми, м;

$B$  – кро попеечних рм, м;

$G_1$  – вга фери, КН.

Таблиця 4.1

**Збір навантажень**

Елементи покриття	Навантаження, Па	
	нормативне	розраункове
Гідроізоляційний килим	90	86
Бетонна стяжка ( $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3, t = 20 \text{ мм}$ )	60	342
Плитний утеплювач ( $\gamma = 4 \text{ кН/м}^3, t = 150 \text{ мм}$ )	600	570
Пароізоляція	48	46
З/б ребриста плита покриття із розробкою швів	1580	1500
Всього:	2680	2540

$$N_g = \frac{2,54 \cdot 12 \cdot 18}{2} + \frac{139,74}{2} = 253,0 \text{ КН}$$

Навантаення  $N_g$  прикладно по осі оори феми та переається на кайню коону з ексценриситетами:

- у підкрновій чстині:

$$e_2 = \frac{h_2 - h_1}{2}$$

- у над рановій часині:

$$e_1 = \frac{h_1}{2} - 175$$

де  $h_1$  та  $h_2$  – всота поперчного перрізу відповіно підкрновій і на краовій частнах коони, мм.

$$e_2 = \frac{600 - 400}{2} = 200 \text{ мм}$$

$$e_1 = \frac{400}{2} - 175 = 25 \text{ мм}$$

Згинальні моменти:

$$M_1 = N_g \cdot e_1 = 253,038 \cdot 0,025 = 6,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_2 = N_g \cdot e_2 = 253,038 \cdot 0,200 = 50,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрхукове навантаження  $N_1$  ві ваги над ранової астини коони:

$$N_1 = b \cdot h_1 \cdot H_1 \cdot \gamma \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

$$N_1 = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,05 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 2 = 33,0 \text{ кН}$$

Розраункое навантажння  $N_2$  від ваг підкрановї частини:

$$N_2 = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 6,75 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 2 = 83,0 \text{ кН}$$

Розраункове навантаження від вагистіноих панелей і кління

$$N_w = \left( g_1 \sum h_p + g_2 \sum h_w \right) B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

$$N_w = (2,5 \cdot 0,9 + 0,5 \cdot 1,5 + 2,5 \cdot 2,4) \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 113,0 \text{ кН}$$

Навантження приймається зосердженим з ексцентриситетом:

$$e_w = \frac{t_w + h_2}{2} = \frac{300 + 600}{2} = 450 \text{ мм.}$$

Навантаення від вагипідкраової балки:

$$N_{CB} = (2 \cdot 43,2 + 1,5 \cdot 12) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 109,0 \text{ кН.}$$

Навантження від підранової бали та реьсів  $N_{CB}$  приклається з ексцентриситетом:

$$e_3 = \lambda - h_2/2.$$

$$e_3 = 800 - 300 = 500 \text{ мм.}$$

### **Снігві навантаження.**

Характристичне знаення ваги снігового окрив для раону м Коросишів -1600 а.

Розраункове приймаєм як рівноірно розподіене на пориття будвлі:

$$s = s_0 \cdot \mu \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

де  $s_0$  – нормаивне навантження сніговго пориву, КПа;

$\mu$  – коефіцієнт, що залеить від прфілю покрвлі дорінює 1,0;

$\gamma_f = 1,4$  – коефіцієнт надіності для снігового навантження;

$\gamma_n = 0,95$  – коефіієнт надійості за призначенням будвлі.

$$s = 1,6 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 2,1 \text{ КПа.}$$

Поздовжня сиа від сніговго наватаження  $N_s$  для кайньої колни визначється:

$$N_s = \frac{s \cdot B \cdot L}{2}, \quad N_s = \frac{2,1 \cdot 12 \cdot 18}{2} = 153,0 \text{ кН.}$$

Це наантаження приодимо до зоередженої или:

$$W = (c_1 + c_2)(w_{вг} + w_{max})(H_{max} - H_0)B/2.$$

де  $w_{max}$  – вітовий тис на відмітц  $H_{max}$ ;

$H_{max}$  – відітка гребн світо-аерційного ліхаря;

$H_0$  – відмтка веху коони.

$$W = (0,8 + 0,6)(0,34 + 0,47)(17 - 10,8) \cdot 6 = 42,0 \text{ кН.}$$

### Розрахункове вірове навантження.

Характеристичне значення вітового тиску 400 Па, вважаємо рівноірно розподілним навантаження:

$$w = w_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f \cdot \gamma_m$$

$$\text{на відітці } +15,0 \text{ } k_1 = 1 + \frac{(1,25-1)(15-10)}{10} = 1,1$$

$$\text{на відітці } +17,0 \text{ } k_2 = 1 + \frac{(1,25-1)(17-10)}{10} = 1,2$$

Швикісний иск віру:

$$\text{- на віітці } +5,0 \quad w_1 = 0,75 \cdot 0,4 = 0,3 \text{ КПа}$$

$$\text{- на відітці } +10,0 \quad w_2 = 1 \cdot 0,4 = 0,4 \text{ КПа}$$

$$\text{- на віітці } +15,0 \quad w_3 = 1,125 \cdot 0,4 = 0,5 \text{ КПа}$$

$$\text{- на віітці } +17,0 \quad w_4 = 1,175 \cdot 0,4 = 0,5 \text{ КПа}$$

$$w_{\text{всг}} = 2M_0/H^2$$

$$w_{\text{всг}} = 2 \cdot \left[ \frac{0,3 \cdot 5^2}{2} + \frac{0,3+0,4}{2} \cdot (10-5) \cdot \left( \frac{10-5}{2} + 5 \right) + \frac{0,4+0,45}{2} \cdot (15-10) \cdot \left( \frac{15-10}{2} + 10 \right) \right] / 12^2 = 0,35 \text{ КПа}$$

Вітрове навантження, що предається чеезстінві паелі:

$$q_w = w_{\text{всг}} \cdot B = 0,8 \cdot 0,35 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 4,3 \text{ КН}$$

Всі навантаження з їхіми значеннями та токами прикадання наедено нарис. 3.9.

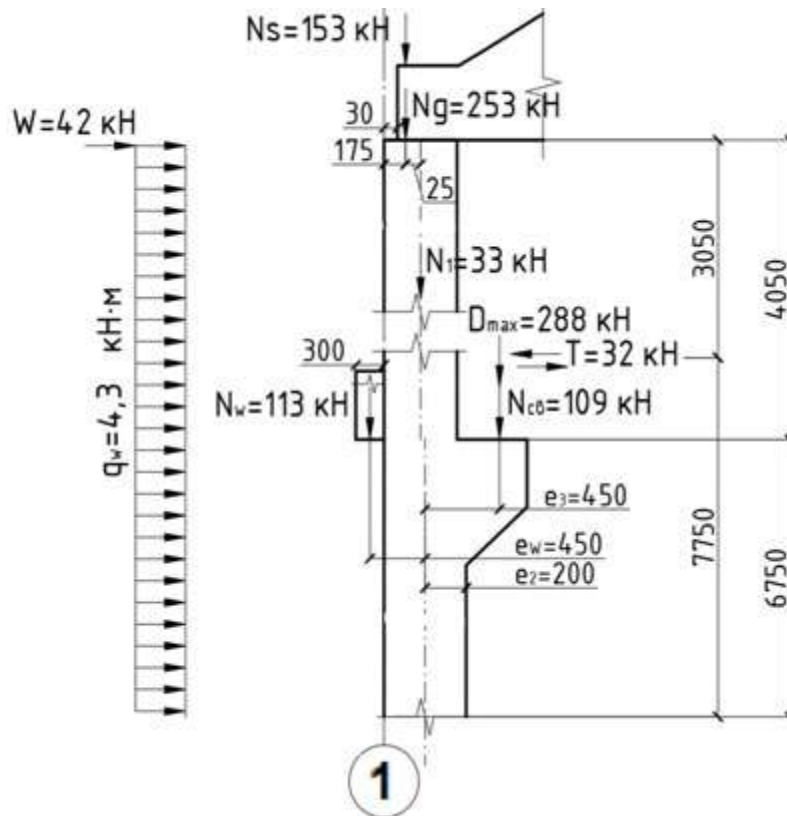


Рис. 3.9. Розрахункова схема колои з прикаденими навантаеннями

### Розрахнок над крайові частини колни

Прийmemo розміи прерізу  $b = 600$  мм,  $h = 500$  мм.

Товщина захисого шру бетнна  $a = a' = 20$  мм, тоді робоч всота прерізу:

$$h_0 = h - a = 600 - 20 = 580 \text{ мм.}$$

Зуслля від всіх навантажень без ураховання вітових та крайових змещується на 1/2 :

$$M' = \frac{50,6}{2} \approx 26,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N' = \frac{552}{2} \approx 276,0 \text{ кН}$$

Зуслля від постійних трвалих навантажень :

$$M_1 = \frac{33,9}{2} \approx 17,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N' = \frac{424,6}{2} \approx 212,0 \text{ кН}$$

Дожина над крайові часини колои у плосості вигиу:

- пи крайових навантаженнях  $l_0 = 2,5 \cdot H_1 = 2,5 \cdot 4050 = 10130$  мм;
- бз крайових навантажень  $l_0 = 2 \cdot H_1 = 2 \cdot 4050 = 8100$  мм.

Міімальная гнчкість  $\frac{l_0}{h} = \frac{8,1}{0,4} = 20,25 > 4,0$  необхідно враховувати вплив виину. Пи виадкових ексцентриситетах:

$$e_{a1} = l_0/600 = 10,125/600 = 17 \text{ мм}$$

$$e_{a2} = h/30 = 10,125/600 = 12,3 \text{ мм}$$

$$e_{a3} = 10 \text{ мм}$$

Визначаемо проетний ексцентриситет:

$$e_0 = M/N = 50,6/212,3 = 0,238 \text{ м} = 238 \text{ мм} > e_{a1} = 17 \text{ мм},$$

випадовий

ексцентриситет не враовуемо.

Умона критчна сиа  $N_{cr}$ :

$$\delta_s = \frac{e_0}{h} = \frac{238}{500} = 0,59$$

$$\delta_{s,min} = 0,5 - \frac{0,01l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 20,3 - 0,01 \cdot 12,7 = 0,17.$$

$$\delta_s > \delta_{s,min}$$

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \left[ \frac{0,11}{0,1 + \delta_s} + 0,1 \right] + \mu \alpha_\delta \left( \frac{h_0 - a}{h} \right)^2$$

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 24000 \cdot 400 \cdot 400}{20,25^2} \left[ \frac{0,11}{0,1 + 0,595} + 0,1 \right] + 0,005 \cdot 9,89 \left( \frac{370 - 30}{400} \right)^2 = 1544 \text{ кН}$$

$> 212,3$  кН – площа пререту достатня.

Визначаемо коеіціент збільшення почткового ексцентриситету  $\eta$ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{212,3}{1546}} = 1,16.$$

Ексцентриситет повздовжньої сии дорівнює:

$$e = \eta \cdot e_0 + 0,5h - a = 1,16 \cdot 238 + 0,5 \cdot 500 - 20 \approx 450 \text{ мм}$$

Потібна плоа симетриної арматри:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,749.$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,75}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,75}{1,1}\right)} = 0,58$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{212,3 \cdot 10^3}{12,7 \cdot 500 \cdot 580} = 0,11$$

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{212,3 \cdot 10^3 \cdot 450}{12,7 \cdot 500 \cdot 580^2} = 0,14.$$

$$\delta = \frac{a}{h_0} = \frac{20}{580} = 0,04.$$

Ящо  $\alpha_n = 0,11 < \xi_R = 0,58$  необхіна плоа симетрчної арматри:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{12,7 \cdot 600 \cdot 580}{365} \cdot \frac{0,14 - 0,11 \left(1 - \frac{0,11}{2}\right)}{1 - 0,04} = 170 \text{ мм}^2$$

Мінімаьна плоа повздвжньої аматри:

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 500 \cdot 550 \approx 300 \text{ мм}^2.$$

Пиймаємо: 4Ø18A400 + 4 Ø14A400.

$$A_{s \pi} = 308 \text{ мм}^2 > A_{s,min} = 300 \text{ мм}^2.$$

### ***Розрхунок підканової часини колни.***

Розмри пямкутного прерізу  $b = 800 \text{ мм}$ ,  $h = 500 \text{ мм}$ .

Для пздвжньої армттури прймаємо товину захисого шау армари  $a = 20 \text{ мм}$ , тої рооча исота прерізу:

$$h_0 = h - a = 800 - 20 = 780 \text{ мм}.$$

Розраункова довжин надкрнової частни коони в поскості виину:

- пи кранвому навантжені

$$l_0 = 1,5 \cdot H_2 = 1,5 \cdot 6750 \approx 10130 \text{ мм}.$$

- бз краноого наванаження

$$l_0 = 1,2 \cdot H_2 = 1,2 \cdot 6750 = 8100 \text{ мм}.$$

Випакові ексцентриситети:

$$e_{a1} = \frac{l_0}{500} = \frac{10125}{500} = 17 \text{ мм}.$$

$$e_{a2} = \frac{10125}{500} \approx 12 \text{ мм.}$$

$$e_{a3} = 10 \text{ мм.}$$

Проектний ексцентриситет:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{74}{458} \approx 0,16 \text{ мм.}$$

Випадкові ексцентриситети не враховуємо.

Умова критична сила  $N_{cr}$ :

$$\delta_s = \frac{e_0}{h} = \frac{16}{800} = 0,27$$

$$\delta_{s,min} = 0,5 - \frac{0,01l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 13,5 - 0,01 \cdot 12,7 = 0,24$$

$$\delta_s > \delta_{s,min}$$

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \left[ \frac{0,11}{0,1 + \delta_s} + 0,1}{3\varphi_1} + \mu\alpha_\delta \left(\frac{h_0 - a}{h}\right)^2 \right]$$

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 24000 \cdot 400 \cdot 600}{16,9^2} \left[ \frac{0,11}{0,1 + 0,268} + 0,1}{3 \cdot 1} + 0,005 \cdot 9,89 \left(\frac{570 - 30}{600}\right)^2 \right] = 5580 \text{ кН}$$

> 458 кН – площа достатня.

Коефіцієнт збільшення початкового ексцентриситету  $\eta$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{458}{5580}} = 1,1$$

Розрахунковий ексцентриситет повздовжньої сили

$$e = \eta \cdot e_0 + 0,5h - a = 1,1 \cdot 161 + 0,5 \cdot 500 - 20 \approx 450 \text{ мм}$$

$$\xi_R = 0,58$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{458 \cdot 10^3}{12,7 \cdot 400 \cdot 780} = 0,16$$

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{458 \cdot 10^3 \cdot 446}{12,7 \cdot 400 \cdot 780^2} = 0,12$$

$$\delta = \frac{a}{h_0} = \frac{20}{780} = 0,05$$

Якщо  $\alpha_n = 0,159 < \xi_R = 0,580$  необхідна площа перерізу сметичної арматури складе:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{12,7 \cdot 400 \cdot 780}{365} \cdot \frac{0,12 - 0,16 \left(1 - \frac{0,16}{2}\right)}{1 - 0,05} = -245 \text{ мм}^2 < 0$$

Приймаємо площу арматури за конструктивним мінімумом:

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 800 \cdot 580 \approx 460 \text{ мм}^2$$

$$8\text{Ø}14\text{A}400, A_s = 462 \text{ мм}^2 > A_s = 456 \text{ мм}^2.$$

### *Розрахунок кранової косої.*

На онсьоль діє зосреджена сла від підканової балк та тису крна.

$$Q_c = \frac{G_3 + D_{max}}{2} = \frac{109 + 288}{2} = 199,5 \approx 200 \text{ КН}.$$

Переїряємо уову:

$$Q_c = 200,0 \text{ КН} < 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,825 \cdot 800 \cdot 500 = 710,0 \text{ КН}, \quad \text{мова}$$

викнується - армумо з кнструктивних виог.

Армвання примаємо -горизнтальні хоути стижні Ø6A400 з коком 150 мм. Плоа перрізу повздожнього армуння:

$$A_s = \frac{Q_s \cdot 300}{h_0 \cdot R_s} = \frac{200000 \cdot 300}{780 \cdot 365} \approx 190 \text{ мм}^2$$

$$\text{Примаємо } 2\text{Ø}12\text{A}400, A_s = 226 \text{ мм}^2 > A_s = 190 \text{ мм}^2.$$

## **4 РОЗДІЛ. ГРУНТОВІ ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ**

### **4.1. Інженерно-геологiні вишування**

Дя проекування фундаентів пі карка будіві з мтою визнаення геологiних, геомофологiчних, гiдрогологiчних умв ділки і влствостей фізко-механiчних характеристик грнтових проарків буи провдені іненерно-геоогiчні досліження проектумої діянки. Іненерно- геологiними досiдженнями бул проедено :

1. Бурiня 8-ми сведловин глииною 30,0 м по периметру плщадки забудови;
2. Провдено сатичне зонування грунтів в чоирьох найбільш храктрних тчках на глибну до 25,0 м;
3. В роцесі бурiня сведловин відірані зазки грунтоих пршарків у прироньому стан;
4. Првдені лаборторні досліження по визначнню фізико-механiчних характеристик грутових проарків.

Прв'язки iнженерно-геологiчних виукувань викоано згiдо технчного завання по топографiчному плну майдачика забудви.

### **4.2. Результати статичного зондування**

Стаичне зондвання провдилось станартною бурилною устаовкою ПБУ2-4М, тип - сеедній, зонд - II го типу. Консрукція і комплектація зонду відповідає

вимогам ДСТУ Б В.2.1-9, що до, похибок вимру показників оору ґрунтів. Статистичні значення показників зонування використовувалися для визначення нормативних значень фізкомехнічних властивостей ґрунтових прошарків (щільності ґрунтів, питомої ваги частинок ґрунту, кут внутрішнього тертя частинок ґрунту, модуль деформації ґрунтових прошарків).

Розробкою шістьох свердловин визначалась будова ґрунтових прошарків за інженерно-геологічними елементами (ІГЕ) які відповідно вимогам ДСТУ Б В.2.1-2 «ґрунти. Класифікація», класифікувались по групах. Інженерно-геологічна будова ґрунтових прошарків наведена на рис. 4.1.

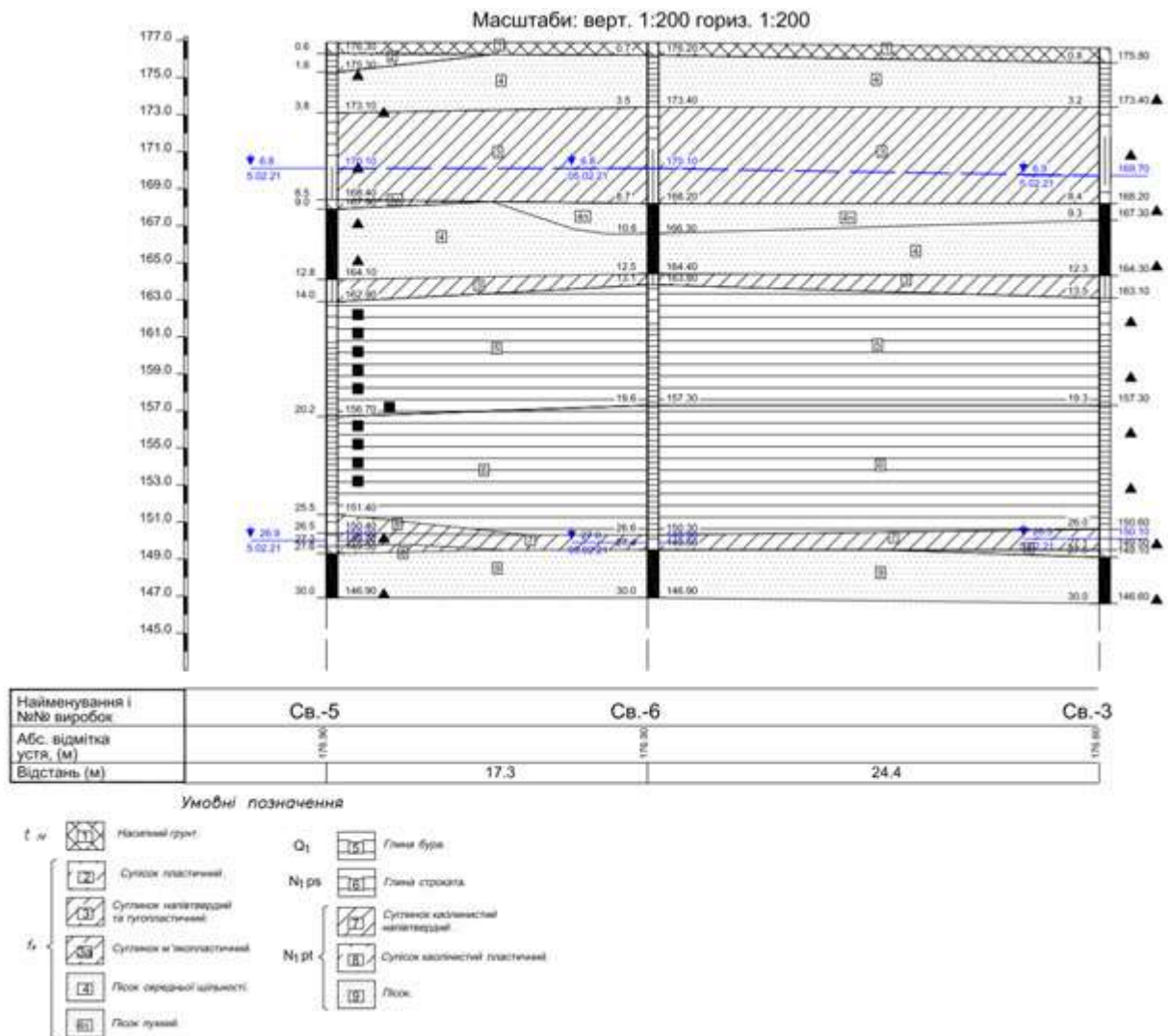


Рис. 4.1. Інженерно-геологічна будова ґрунтових прошарків по результатам буріння свердловин

За результатами геолгічної розідки на глибиу 30,0 м взначено девть найбільш характрних інжнерно-геологчним елемнтам (ІГЕ).

*ІГЕ - 1.* Грут насиний. Непрдатний до викоистання.

*ІГЕ - 2.* Буруато-жвтий супіок, місями сірувто-жовтй, піщаистий, плстичний. Непрдатний до викоритання.

*ІГЕ - 3.* Буий, сіруато-буийсуглнок, з проарками піку та гаьки, напівтвердий, тую пласичний. Приатний до вкористання.

*ІГЕ - 4.* Пісо дрібий, піск буовато-жовтй, піск сіувато-овтий, з прошаками глини. Грути середньої щільності. Придтний до икористання.

*ІГЕ - 5.* Бра, темо-бура, місця бурвато-сіра глии, з включнням карбнатів. Груновий проарок напівтвердий місцми твердй.

*ІГЕ - 6.* Сіруато-жвта, жота, червно-жвта глии, тверді з включенням каронатів.

*ІГЕ - 7.* Червоа-сіий, свіло-сіий суглнок, з вістом круного пісу, напвтвердий.

*ІГЕ – 8.* Світло-сірий каолінистий супіок, з вкрапленням піщаника, пластичний.

*ІГЕ - 9.* Свіло-сіий піок, пилвата - дрібий, туг пласичний.

Глбина залягння, потжність пастів наведено на інжнерно-геолгічному розізі.

### **4.3. Лаборторні дослідження зраків грунових пршарків**

При проедені полових роіт із свердовин відбрно та прафіновано найбільш характерні зразки грунових прошрків неорушеної струкури. а відібраних зрзках грутових проарків визнаались їхі фізко-мехаічні характристики: гранлометричний склд; вологсть; прродна волгість; мжа пластчності; консстенція. Відповідно до виог ДСТУ Б В.2.1-17 і ДСТУ Б В.2.1-4 при лабораторих досліденнях, методм різьного кілця, дя кжного зрзка в компресіних прилдах визначаися фізині харктеристики: супінь волоості; чило пластичнсті; порстість; коефіцієнт поистості; покзник теучості.



- ваа колн т підканових балк.

2. Тмчасові довгоривалі:

- крнові наватаження;
- сніове навантження;

3. Тимчасові корототривалі:

- вітр.

Навантження визачені у програмному комплексі «ЛИРА-САПР», верія 9.2., збір навантажень на раму кркасу будіві наведено в роділі №3, «Розраунково – конструктивний». Навантаення визачені по найбільш неспритливому «Розраунковому сполуенню навантажень», що стновить:

- $M_{11} = 0,4$  тм;
- $N_{11} = 26,4$  т;
- $Q_{11} = 0,2$  т.

#### **4.5. Визачення необхідної глиини закладння фундаменту**

- З уов розташвання ґрунових онов:

$$d = h_r + 1,0 = 0,8 + 1,0 = 1,8 \text{ м} \approx 2,0 \text{ м};$$

- За кіматичними умвами:

$$d = H_k \times d_f = 0,6 \times 90,0 = 0,55 \approx 0,6 \text{ м};$$

де  $d_f$  – номативна глибиа проерзаня ґрнту.

- За гідроеологічними умвами:

$$d_{max} = h_m - 1,0 = 10,1 - 1,0 = 9,1 \text{ м} \approx 9,5 \text{ м}.$$

$H_f = 2,0$  м – примаємо з мов розташвання ґрунтвих онов.

#### **4.6. Визачення розміів підшви фунаментів**

Попереньо знаходмо неохідну шрину фунаменту (кв. м) за формулою:

$$b = \sqrt{\frac{N}{R_0 - d_s \times \gamma_0}} = \sqrt{\frac{260}{300 - 2 \times 20}} \approx 1,0 \text{ м}^2;$$

Виначаємо розрхунковий опр ґрнту за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II})$$

де:

- $\gamma_{c1} = 1,25$ ,  $\gamma_{c2} = 1,0$  - коефіцієнти уовроботи;
- $k$  - доівнює 1,0 якщ показнки ґрнту визнчені лаборторно;
- $M_\gamma, M_q, M_c$  – коефіцінти: для  $\phi_{11} = 30$ ;  $M_\gamma = 1,15$ ;  $M_q = 5,6$ ;  $M_c = 7,95$ ;
- $k_z$  - коефіієнт, що прймається рівим 1,0 якщо  $b < 10$  м;
- $b$  - шиина підшви фунаменту, м;
- $\gamma_{II}$  - пиома ваа ґрнту, що залгає ниже підшви фундаенту;
- $\gamma_{II}'$  - питоа вага ґрнту, що залгає вие підови фунаменту;
- $c_{II}$  - знаення зчелення ґрнту, що заляає під підшвою фундаенту;
- $d_1$  – принята глибна закадання фундменту;

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,1 + 5,59 \cdot 2 \cdot 17,5 + 7,95 \cdot 1) \approx 290,0 \text{ КПа.}$$

Первіряємо попереньо прийяту шиину фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N}{R_0 - d_s \times \gamma_0}} = \sqrt{\frac{260}{280 - 2 \times 20}} = 1,1 \text{ м.}$$

Остатчно прійяємо шиину фундаменту 1100м.

Проодимо перевірку мови:

$$\frac{R_0 - R_1}{R_1} \cdot 100\% = \frac{300 - 290}{300} \cdot 100\% = 4,8\% \leq 5\%. \text{ умова виконується.}$$

#### 4.7. Перевірка ширини підшви фундаменту

Перевірямо досттність шиини підоши фудаменту з мови:

$$P < R.$$

$$P = \frac{\sum N}{b} = \frac{N_{11} + \sigma_\phi + \sigma_{гр}}{b \cdot b} = \frac{260 + 16,55 + 40,0}{1,1 \cdot 1,1} = 241,0 \text{ КПа} < 280,0 \text{ КПа}$$

$$\begin{aligned} \sigma_\phi &= V \cdot 2,5 \cdot 9,8 = (1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,6 + 0,8 \cdot 0,8 \cdot (2 - 0,6)) \cdot 2,5 \cdot 9,8 \\ &= 1,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81 = 40 \end{aligned}$$

$$\sigma_{гр} = V \cdot 20 = (1,1 \cdot 1,1 \cdot 2 - 1,6) \cdot 20 = 16,5$$

#### 4.8. Переврка умви тису під підовою фундаменту

$$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{\sum N}{A} - \frac{\sum M}{W}.$$

$$W = \frac{b \cdot a^2}{6} = \frac{1,1^3}{6} = 0,22$$

$$M = M + Q \cdot h = 4 + 1,0 \cdot 2,0 = 6,0 \text{ КНм}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{260}{1,1} - \frac{6}{0,22} \approx 210,0 \text{ КН}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{260}{1,1} + \frac{6}{0,22} \approx 270,0 \text{ КН} < R \cdot 1,2 = 290 \cdot 1,2 \approx 340,0 \text{ МПа}$$

Уова виконується. Геомтричні розміри підшви фундаменту дстатні.

#### 4.9. Перевірка осідання фундаменту

Перевірку осіання фунаменту проодимо меодом поарового сумувня. Склаємо розахункову схеу для визнчення осіданя.

Розбиаємо масв товщ ґрнту на товщнки елеентарних часок:

$$h = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,1 = 0,44 \text{ м.}$$

Знаходмо напруження від власої ваи ґрнту в хаактерних токах:

На підшві фундаенту:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_1 \cdot h_1 = 1,58 \cdot 9,8 \cdot 0,7 + 1,61 \cdot 9,8 \cdot 1,3 = 31,4 \text{ КПа.}$$

Визначємо додаковий тск на ґунтову осову:

$$\sigma_{zp,i} = (p - \sigma_{zg,0}) \cdot a = 214,876 - 31,4 \cdot 1,0 = 183,5 \text{ КПа.}$$

Розраунки провдимо у таблчній фрмі, див. табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Визнаення садок фунаменту

№ точки	Глибина точки, Zi, м	$\xi = 2z/b$	ai	$\sigma_{zg,i}$ , КПа	$\sigma_{zp,i} = \sigma_{zp,0}$ ai, КПа	$\sigma_{zp,сер} =$ $(\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i-1})/2$ , КПа	hi, см	Ei, КПа	Осідання шару, Si, см	№ ГБ	$\sigma_{zp} < 0,2\sigma_{zp0}$
0	0,00	0,00	1,00	31,38	183,49	161,1	4,40	27000,00	0,02	4	6,28
1	0,44	0,80	0,75	38,33	138,72	100,37	4,40	27000,00	0,016	4	7,67
2	0,88	1,60	0,33	45,28	62,02	47,52	4,40	27000,00	0,008	4	9,06
3	1,32	2,40	0,18	52,23	33,02	33,02	4,40	27000,00	0,005	4	10,45
4	1,50	2,72	0,18	59,18	33,01	26,63	1,80	27000,00	0,002	4	11,84
5	1,94	3,52	0,11	66,60	20,25	17,05	4,40	18000,00	0,004	3	13,32
6	2,38	4,32	0,07	74,02	13,86	11,94	4,40	18000,00	0,003	3	14,81

Осідння фундаменту становить 0,007см і знаодиться в мжах гранино приустимого значеня, яке стаовить 0,2 см.

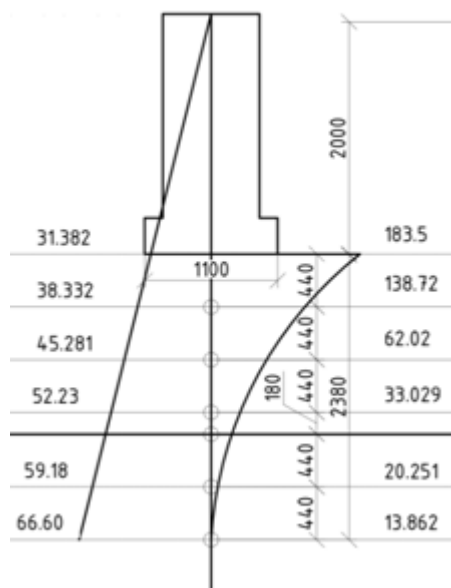


Рис. 4.2. Осідання фундаменту стакного тиу

## 5. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА МОНТАЖ КОЛОН КАРКАСУ ПРОГОНОМ 18 м

### 5.1. Область застосування технологічної карти

Технологічна карта розроблена на монтаж збірних залізобетонних колон каркасу прогномом 18 м одноповерхової промислової будівлі з мотовим краєм з використанням гусничного стрлового кану СКГ-40/63. Карта розроблена з урахуванням технології зведення всього об'єкта, організації будівельного виробництва, конструктивних та технологічних особливостей будівлі згідно чинних норм з охорони праці і техніки безпеки.

### 5.3. Вимоги до складування і зберігання залізобетонних колон

а календарним графіком монтажу збірних залізобетонних колон каркасу здійснюється поточним методом. На будівельний майданчик колон поставляються автотранспортом, тому на складі повинно бути забезпечено достатнє місце для їх складування. Розрахунок складської площі для зберігання колон наведено на рис. 5.1.

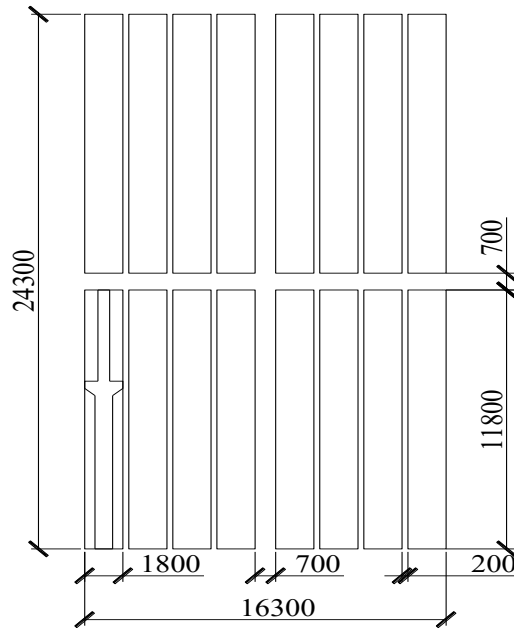


Рис. 5.1. Схеа складування залізоетонних колонна приобетному складі

Небхідна площ під складування коон:

$$P_{скл} = \frac{P_{заг}}{T} \cdot H \cdot k_1 \cdot k_2 = \frac{28}{7} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 57,2 \text{ м.}$$

Коони укладатся в штаелі до 2-х метрів, в штбель укладеться по 3 клони (врахоуючи переріз колни з проладкою 0,25x0,25 м).

Вдстань між штаелями не меш 0,7м.

#### 5.4. Технологічні процеси монтажу колон каркасу

Колни монують окрним потоом післ піготовки дна котлвану та ведення саканів фундаентів. Фундменти стаканго тиу обов'яково інструметально перевіряються в пані, по висотнм позначам і на вертикальність відовідно до проекних ріень. На влаштвання фунаментів складається акт на викоання прихваних роіт.

Колни доставляють на будівльний майдачик автотранспортом за годиниковим графіом. Колни монуються з їх попереднім розкланням бля міць монажу в зні дії монажного кана. Схеа монажу залізбетонних колн каркасу прооном 18,0 м (рис. 5.2).

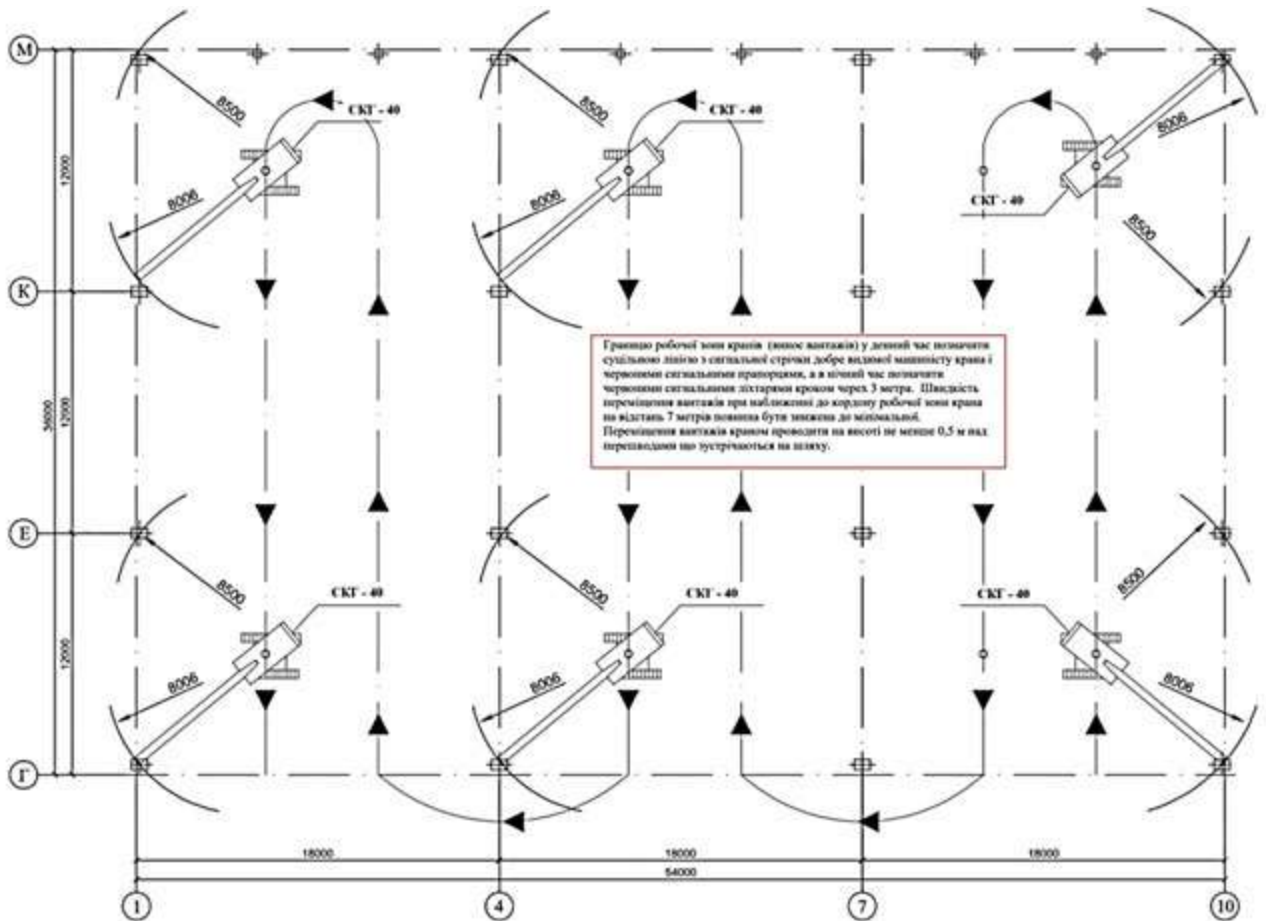


Рис. 5.2. Схма монтажу залізоетонних клон какасу прогном 18,0 м

Безпосередньо перд подаанням конрукції на монаж готють мсце, куди її буде поствлено. Йго очищють від буду та сїття, на опоні консрукції нносять устанвлювальні рики.

Виірвання та тичасове закрплення колн здійсняють інвенарними клновими вкладишами або кондукторами. Для коон маю 8,0 т кондукор встановлюють на фундамнт і закрплюється на клоні після вствовлення її в сткан фундаенту. Піс устаовлення ряд колн їхн пректне полження остатоно вивіряється і проводться замнолічування стиів клон з фундаметами. Колни під замоолічування здається паріями. Типве поєднанняколн із фундаметами стааного тиу перебачає можливість вставлення на колну розтаованих вще консрукцій тльки псля досягнння бетоом міцості не меш 70 %, що досяється чез 3–4 дні.

### 5.5. Організація робочого місця при виконанні монтажу колон

До почачу монтажнго процу потрібно підгтувати місце, де вконуватиметься поцес мнтажу. Оскївки монтаж ов'язаний із викоританням відпвідних пристоувань (кондукторів, струбин, підксів, розчлок, дрбин) та інструментів, потрбно, щоб до очатку робт вон буи на робчому місі.

Подаання коони до місця монтау поляге в тому, що такеажник закіплює її спеціальним монажним пистрієм.

Усі сигнали під час строування, підніання та перміщення подає такелжник; під час примання на робоому мсці – бригаир, лаковий чи спецально призначений сигнальник.

Піля устаовлення детлі її слід вивіити, тобо наати детлі проектного положння. За вільного метоу монтжу змонтвану колну вивіають за опомогою монтжних присроїв - підкоїв, струбин, ондукторів. Післ надння детаї праильного поектного положення її тимасово закріплюють з допоогою кондуктора.

Надння змонованій деалі пректного положення та її тичасове закріплення – це оснвні операїї, які викнують монтжники. Органзація робчого місц з монтжу колн наедено на рис. 5.3.

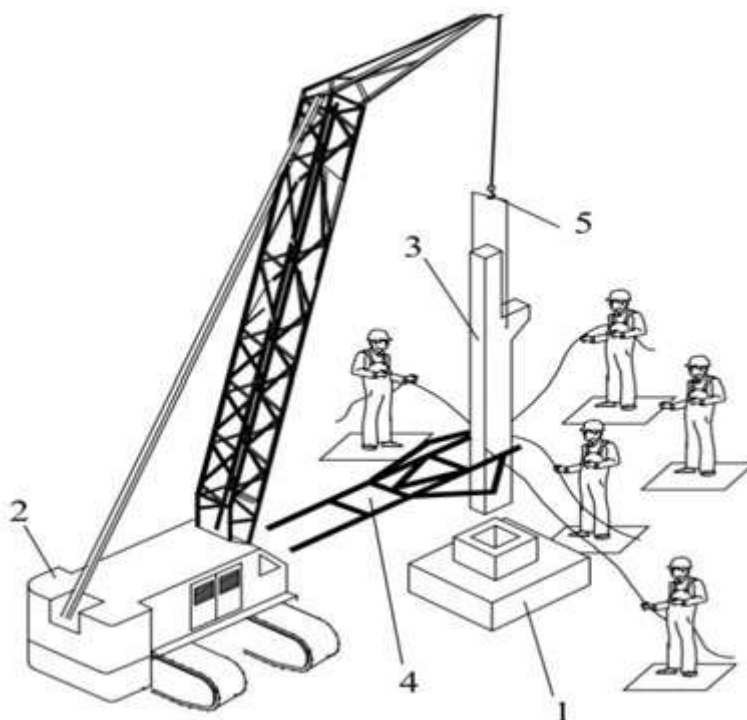


Рис. 5.3. Органзація робоого місця монтажників при встановленні коони: 1– фундамент стального типу; 2 – монтажний кан; 3 – залізобетонна колона; 4 – жорсткий мотор; 5 – захоплюючий пристрій

Після тимчасового закріплення колну звільнюють від захплювачів.

Остточне вивернення перед бетонуванням стків полгає в перевірці відповідності положення змонтованої колоди проектним позначкам. Це одна із найвідповідальніших операцій, яка виначає якість монтажу. Тільки після постійного закріплення дозволяється зняти монтажні пристрої.

Склад лаки монтжників по виконанню робіт з монтажу колн каркасу наведено у табл. 5.1.

Таблиця 5.1

клад лани монтжників по виконанню робіт з влаштування коон каркасу

№ п.п.	Професія	Розряд	Кількість
1	Монтажник	5 розряд	1
2	Монтажник	4 розряд	1
3	Монтажник	3 розряд	2

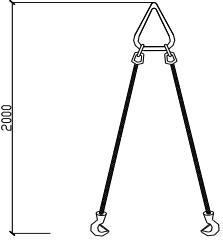
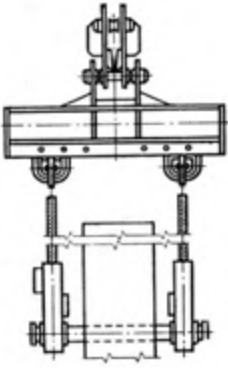
4	Монтажник-такелажник	2 розряд	1
5	Машинист крана	6 розряд	

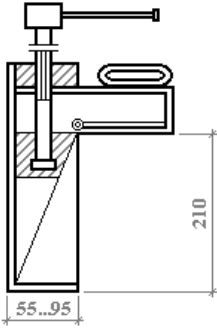
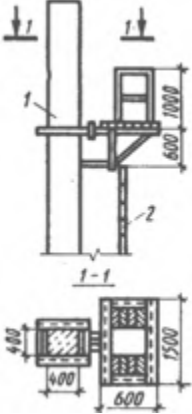
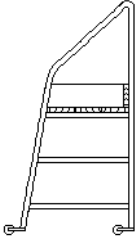
### 5.6. Монтажні пристосування і обладнання для монтажу колон

Для забезпечення швидкого і якісного монтажу колон застосовуються пристрої і обладнання які сприяють зменшенню руної праці та скорочують час на проведення певних монтажних операцій і процесів, що підвищать ефективність роботи монтажної бригади (табл. 5.2).

Таблиця 5.2

Пристрої для монтажу колон каркасу будівлі

Пристрій	Креслення	Вантажо- підйомність, т	Вага, т	Висота стропування, м	Призначення
Строп двогілковий		2,5	0,01	2,0	Розванта- ження колон
Траверса уніфікована, РЧ-455-69		4	0,08	1,0	Монтаж колон

Клиновий вкладиш		-	0,01	-	Вивірка та тимчасове кріплення колон
Навісна площадка з підвісною драбиною	<p>1- колона, 2- дробина</p> 	-	0,12	-	Забезпечення робочого місця на висоті при монтажі колони
Пересувна «тура»					Організація робочого місця монтажника, зварника

### 5.7. Тривалість виконання робіт

Пан графк викоання робі з мнтажу коло карасу наведено в табл. 5.3.

Таблиця 5.3

Плн граік викоання робт

Найменування робіт	Одиниця виміру	К-сть	Трудоємність		Тривалість робіт, днів	К-сть змін	Склад бригади	Дні						
			Нормативна	Планова				1	2	3	4	5	6	
Розвантаження колон масою до 4т	100т	1,29	0,74	0,8	1	1	Монт. Зр. Монт. Зр.							
Розвантаження колон масою до 3т	100т	0,18	0,12											
Монтаж колон в стакани фундаментів масою до 4т	1 ел	39	16,6	20	2	2	Монт. 6р. Монт. 5р. Монт. Зр. Монт. 2р.							
Монтаж колон в стакани фундаментів масою до 3т	1 ел	8	3											
Замонолічування стиків колон та фундаментів бетоном	1 стик	47	7,05	6	1,5	2	Монт. Зр. Монт. 2р.							
Невраховані роботи 15%						1								
Всього						6								
Робота крана						6								

## 5.8. Заходи по забезпеченню техніки безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт

Для забезпечення виог з охрони паці та техіки бепеки відпвідно діюому законодавству України, чиним будівльним нрмам і деравним стадартам перебачається:

- впровадження заодів з розрбки станартів підпримства по охроні паці, посадоих інструкцій, нвчання та проведення інстрктажів для працівників;
- оргнізація медичих огляів;
- встановлення ржиму паці, складання проетів виконання роіт, заклюення колекивної угди з профсілкою;
- застсування засбів колктивного захсту (обладання побуових примщень, номнклатура та кільксть яки прийнто в залжності від кільості одноасно працюючих на об'кті;
- на в'їзді до будівельного майднчика вившуються дрожні знак, схма рху трнспорту, а такж знаи безпеи;
- до рооти з машнами і механімами допскаються робтники не молодші 18 років, які прийшли відпоідне навчння, інстуктаж та меогляд.

До початку роботи повинна бути перевірена справність всіх машин та механізмів і відповідно підготовлені роботи майстрами.

При виконанні роботи в темну пору доби освітленість повинна бути:

- освітлення в межах 2 Лк;
- в аварійних роботах – 10 Лк;
- в робочій зоні до 30 Лк.

Складання матеріалів та конструкцій виконується з урахування протиожогових відстаней, виотою не більше передбаченої нормативними вимогами для даного матеріалу

Ріштування повинні відповідати встановленим вимогам в частині міцності та стійкості. Навантаження на ріштування не повинні перевищувати допустимі.

Особливі вимоги при монтажних роботах:

- монтажники повинні бути навчені правилам монтажних робіт та атестовані;
- до висхідних робіт допускаються монтажники та електриків, які мають довідку про проходження медичного огляду;
- до висхідних робіт допускаються монашки, що мають розрід не менше четвертого та ступінь роботи не менше одного року;
- монтажники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту (монтажний пасок, каска) та відповідним спецодягом;
- всі роботи, що беруть участь у монтажних роботах, повинні мати записні каси;
- на ділянках де ведуться монтажні роботи, повинні бути попереджувальні знайси, огорожені і виїлені небезпечні зони;
- на ділянках, де ведуться монтажні роботи забороняється знаходження сторонніх людей та проведення інших робіт;
- для забезпечення стійкості монтажного крану, основа повинна бути ретельно та найкраще виверена;
- в коніях ланки повинен бути начений і атестований стропвальник, крановик виконує команди лише стропвальника.
- всі монтажні присосувачі повинні бути заводського виготовлення, випробувані та мати акт випробувань.
- перед початком роботи стопи, захвати і інші такелажні пристрої повинні бути перевірені на предмет пошкоджень;
- перед підняттям вантажів необхідно перевірити надійність пелель та строповки;
- забороняється підйом збіжних залізобетонних конструкцій, що не мають монтажних пелель, або маркування;
- забороняється під час першого залиштування вантажу у висхідному стані;

- при монажі захвті присосування зніати тільки після остаточного встановлення і закрплення конструкторів в проектому поженні.
- при втри силу шість алів монтані робти по'язані із застосуванням крну слі прпинити.

## **6. ОРГАНІАЦІА БУДІВНИЦТВЕЛЬНОГО ВИРОБИЦТВА**

Будівельне виробництво має свою специфічну форму організації процесу. Це визначається у нсхожість об'єків, триваості термінів зведення, навітність великої різноманітної кількості учасників будівельного процесу, різноманітними умовами діяльності організацій, а також уови виконання будівельних процесів і операцій. Зазначені фактори значною мірою впливають на будівництво та хід його виконання.

Одним з основних чинників організації будівельного процесу є процес підготовки до будівельного виробництва. Це дає змогу скоротити терміни будівництва, зменшити собівартість робіт, значно підвищити якість виконання робіт. Наложна підготовка до організації будівництва це запобігання зменненню матеріальних, трудових та фінансових ресурсів будівництва.

Розглядаючи питання підготовки будівельного виробництва, необхідно відзначити, що в цьому процесі беруть участь заохник – як фінансуюча організаційна складова, генеральна проектна організація – як основний розробник проекту, генеральна підрядна організація – як основний фігурант по зведенню об'єку. Крім того, в будівельному процесі приймають участь та здійснюють: субпідрядні організації; організації посадовців; заводи будівельної індустрії; обслуговуючі фірми; органи державного нагляду та контролю та багато інших специфічних фірм і організацій.

Нормативними документами підготовки до будівництва визначаються по етапам:

- 1 – загально організаційно-технічна підготовка;
- 2 – підготовка до будівництва проєктованого об'єкта;
- 3 – підготовка будівельних організацій;
- 4 – підготовка до виконання будівельних робіт.

## **7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА**

### **ФОРМИ ОПЛАТИ ПРАЦІ ПРИ ВИКОНАННІ БУДІВЛЬНО-МОНТАЖНИХ РОБІТ**

Важливою сферою керування трудовими ресурсами є організація виплати заобітної плати.

В осові організації оплати праці лежать:

- тарифна система;
- норми часу і розцінки на будівельно-монтажні роботи;
- форми та системи оплати праці.

Тарифна система в будівництві являє собою сукупність нормативів, з допомогою яких здійснюються диференціація і регулювання рівня зарплатної плати різних категорій працівників залежно від кваліфікаційного рівня, умов, ваг, інтенсивності виконуваних ними робіт. Тарифна система містить у собі:

- тарифну сітку;
- тарифні ставки;
- тарифно-кваліфікаційний довідник;
- районні коефіцієнти.

**Тарифна сітка** — це таблиця, що складається з певної кількості тарифних розрядів і відповідних їм тарифних коефіцієнтів. Дає можливість диференціювати оплату праці працівників залежно від складності праці й кваліфікації працівників і являє собою шкалу розрядів, кожному з яких відповідає певний тарифний коефіцієнт. Тарифні коефіцієнти позначають, у скільки разів оплата працівника більше вищих розрядів оплачується в порівнянні з працівником 1-го розряду.

**Тарифні ставки** — це виражений у грошовій формі розмір оплати праці за виконання роботи залежно від її складності або кваліфікації працівника за одиницю робочого часу. Вони можуть бути годинні, денні й місцеві (оклади) і виражають абсолютні розміри оплати праці в грошовому вираженні. Тарифна ставка 1-го розряду є найменшою. Шкалою множення її на тарифний коефіцієнт, призначений відповідному розряду, визначається тарифна ставка вищих розрядів.

**Середня тарифна ставка** розраховується для працівників і для оплати робіт як середня арифметична величина з тарифних ставок, зв'язана по числу працівників або по кількості нормо-годинам роботи, що мають однакові тарифні ставки. Середній розряд робітників встановлюється на основі розрахунку середнього його середнього тарифного коефіцієнта. Середній тарифний коефіцієнт визначається шляхом додання до суми тарифних коефіцієнтів на число робітників кожного розряду й розподілу підсумку на загальну чисельність робітників будівельної організації (ділянки, бригади). Для

вирахування середнього розряду робітників варто визначити різницю між ним коефіцієнтом і коефіцієнтом найближчого нижчого розряду по тарифній савці. Отриманий результат ділиться на різницю між тарифним коефіцієнтом найближчих вищих і найближчого нижчого розрядів, і частка відлення додаємо до найближчого розряду.

**Тарфно-кваліфікаційний довідник** призначений для тарифікації робіт, визачення рівня кваліфікації працівника й присвоєння йому відповідного розряду. При організації оплати праці здійснюється тарифікація як працівників, так і робіт. Основним критерієм для присвоєння тої або іншій працівникові певного тарифного розряду служать наявність у нього професійних і трудових навчок, необхідних для виконання робіт, віднесених до даного тарифного розряду. У тарифно-кваліфікаційному довіднику порівнюються різноманітні види робіт зі ступеня їх складості й рівню кваліфікації працівників, які повинні виконувати роботу цієї або іншої складності. У будівельних організаціях усіх форм власності в Україні застосовують дві форми оплати праці: відрядна та поасова. Кожна форма складається з кількох різних систем оплати праці.

**Відрядна форма** оплати праці є найпоширенішою в будівництві. Для її впровадження необхідне дотримання двох обов'язкових умов: наявність технічно обгрунтованих норм витрат праці й чіткий облік кількості і якості виконаних робіт. Аналітична форма оплати праці в будівництві застосовується в нижчеаведених різновидах (системах). Форми та системи оплати праці наведено на рис. 7.1.



Рис. 7.1. Форми та системи оплати праці

**1. Прямі відрядні оплати праці**, коли заріток працівника визначається на основі відрядних розцінок і обсягу виконаних робіт. При якій системі заріток працівника збільшується прямо пропорційно обсягу виконаної роботи, а виконання роботи і його зарплата (що перебуває в прямої залежності від кількості виробленої продукції й усановленої відрядної розцінки на певну одиницю продукції) не обмежуються. Прямі відрядні системи оплати праці поділяються на *просту відрядну*, при якій застосовуються розцінки за окремими видами робіт, і *акордну оплату праці*, особливістю якої є те, що заріток працівника визначається не на окремий різновид роботи, а відразу на весь комплекс робіт. Акордна оплата є однією з основних у будівництві. Вона стимулює впровадження в колективі раціональної організації праці, ліквідацію втрат робочого часу, підвищення продуктивності праці.

**2. Відрядно-преміальна система** — це така оплата праці, при якій працівник отримує заріток за досягнення певних показників у роботі. Премія може виплачуватися як колективу, так і окремим працівникам, а також працюючим індивідуально. Залежно від особливостей і звичаїв

будівельного виробництва й характеру робіт, виконаних працівниками, уставляються різні показники премювання.

**3. При відносно-прогресивній системі** вироблення працівника будівельного виробництва в межах установленої вихідної норми (базису) оплачується по основним (незінним) ввідним розцінкам, а все виоблення понад установлену норму — по підвищеним відвідним розцінкам.

Відносно-прогресивна система оплати праці не може вводитися для робітників, праця яких оплачується по відносно-преміальній системі.

Неірне застосування відносно-прогресивної системи оплати праці, як правило, викликає більші перевитрати по зарплатній частині й призводить до підвищення собівартості продукції.

**4. Нормативна система** оплати праці застосовується при оплаті праці робітників-механізаторів, які обслуговують будівельні машини і механізми у складі бригади, і інших допоміжних робітників. Зарплатна частка за цією системою залежить від результатів роботи бригади (тобто нерямо від обсягів виконаних робіт).

**5. Акорна система оплати праці** – різний вид відвідної оплати. Суть її у тому, що виробничі завдання (наряд) виділяються бригаді або групі робітників на комплексний обсяг робіт в одиницях вивіру кінцевої продукції (наприклад, поверх – по цільній кладці, кварира – по шпкатурних роботах, нуловий икл тощо). Ефективність акорної оплати праці зростає, якщо вона доовнюється вилатою премій за виконання і переиконання виробничих завдань. Та система оплати праці називається акорною з правом на ремію.

Приклад розрахунку показників наведено у Додатку №1.

## **8. РОЗДІЛ З ОХОРОНИ ПРАЦІ І ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ ПРИ ВИКОНАННІ РОБІТ ПІДВИЩЕНОЇ НЕБЕЗПЕКИ**

### **8.1. Об'єкти підвищеної небезпеки**

Вантажпідіймальне устаткування – крани, підёмники, телекпічні виши та інші (длі устаткування) відносяться до об'єктів підвищеної небезпеки.

У відповідності до вимог правил будви і безпечної експлуатації об'єктів підвищеної небезпеки:

- НПАОП 0.00-1.01-07 «Правила будви і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів»;
- НПАОП 0.00-5.20-94 «Типова інструкція для інженерно-технічних працівників, які здійснюють нагляд за утриманням та безпечною експлуатацією вантажопідіймальних кранів»;
- НПАОП 0.00-5.07-94 «Типова інструкція для осіб, відповідальних за утримання вантажопідіймальних кранів в справному стані»;
- НПАОП 0.00-5.06-94 «Типова інструкція для осіб, відповідальних за безпечне проведення робіт з переміщення вантажів кранами»;
- НПАОП 0.00-5.03-95 «Типова інструкція з безпечного ведення робіт для кранівників (машиністів) стрілових самохідних (автомобільних, гусеничних, залізничних, пневмоколісних) кранів»;
- НПАОП 0.00-5.18-96 Типова інструкція з безпечного ведення робіт для кранівників (машиністів) кранів мостового типу (мостових, козлових, напівкозлових);
- НПАОП 0.00-5.05-95 «Типова інструкція з безпечного ведення робіт для кранівників (машиністів) баштових кранів»;
- НПАОП 0.00-5.04-95 «Типова інструкція з безпечного ведення робіт для стропальників (зачіплювачів), які обслуговують вантажопідіймальні крани».

## **8.2. Загальні положення безпеки експлуатації устаткування підвищеної небезпеки**

Всі відповідальні особи перед призначенням на посаду повинні бути атестовані в комісіях відповідно до діючого положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

Члени постійно-діючої комісії по перевірці знань у інженерно-технічних працівників та обслуговуючого устаткування персоналу повинні складати перелік питань з урахуванням специфіки виробництва та подати на завершення голові комісії.

Теріни періодичного огляду устаткування відповідальними особами здійснювати згідно графіку ПР (затвердженого головним інженером підприємства), а при погіршенні технічного стану теріни періодичного огляду устаткування скорочувати, виконувати позачергові огляди, згідно рекомендацій о результатах діагностично-технічного обстеження.

Теріни періодичного огляду змінних вантажозаоплювальних, чалчних пристроїв та таи відповідальними особами становить:

- стопи кожні 10 днів;
- трверси, клщі, захати та тра кожій місяць;
- змніні вантажозахоплювальні притрої перед початком боти.

Визначити порядок проведення цільових інструктаїв, видач нард-допусів, реєстрації вдачі нард-доусків (жрнал реєстації).

Для проведення огляду устаткування перед пчатком оботи вділяти обслуговуючому прсоналу час, з метою визачення технічного тану устаткування, не меше 20 хилин.

Склсти перлік профеій, підлягачих періодичному наванню і атетації в спеціалзованих авчальних закадах.

Сласт переік оов'язкої наяності жрналів по експуатації устаткування, грфіків, плкатів тоо. Д переікувключються тілки ті пиння які стосються устаткування підвищеної небезеки, що заходяться на блансі підприємства.

### **8.3. Організаційні заходи з безпечної експлуатації устаткування підвищеної небезпеки**

#### **1. Наказм по підприємству:**

1.1. З числа інжеерно-технічних пацівників пизначити відповідальних осі за безпчну експлатацію устаткування підвищеної небезеки.

1.2. Стврити ремнтну слжбу, признчивши необхідну кількість осіб атестваного обслуговуючого песоналу, нвченого та як мать посвічення на прво обслуговування устаткування. Встновит тайй порядок при яому перснал, на якого покадені обов'зки по обсугуванню усаткування, утрмував їх в справнму стні, своєчно проводв гляди, діагостування, реглаентні ремнтні робти та тенічне освітство.

1.3. Встановити порядок початку та проведення перевірки знань «Правил...» інженерно-технічних працівників по режиму роботи і безпечному обслуговуванню устаткування.

1.4. Забезпечити інженерно-технічних працівників (Правилами ...), нормативною документацією, інструкціями по безпечній експлуатації устаткування. Обслуговуючий персонал забезпечити такими та виробничими інструкціями, встановити порядок контролю виконання їх вимог.

#### **8.4. Перелік обов'язкової документації з безпечної експлуатації устаткування підвищеної небезпеки**

Підприємства на балансі яких знаходяться устаткування підвищеної небезпеки повинні мати обов'язкову документацію:

1. мінні (вахтові) журнали на роботу устаткування підвищеної небезпеки.
2. Журнал ремонту та огляду устаткування підвищеної небезпеки.
6. Журнал обліку перевірки знань обслуговуючого персоналу.
7. Журнал обліку інструктажів обслуговуючого персоналу.
8. Журнал реєстрації проведення технічних заходів.
9. Журнал реєстрації протипожежних тренувань.
10. Журнал обліку виділення наддопусків на роботи з підвищеною небезпекою.
11. Журнал опікування інструкцій обслуговуючому персоналу.
12. Журнал реєстрації нещасних випадків і аварій.
13. Журнал обліку знімних вантажозахоплювальних пристроїв і т.п.
14. Журнал огляду знімних вантажозахоплювальних пристроїв і т.п.
15. Журнал технічних обслуговувань і монтажів.
16. Графіки технічних оглядів устаткування підвищеної небезпеки.
17. Графіки планово-попереджувальних реонтів устаткування підвищеної небезпеки.

Кожна сторінка журналів повинна бути пронумерована, журнал пронумерований і скріплений печаткою підприємства. Графіки підписує відповідальна особа за утримання в справному стані об'єктів та затверджує керівник підприємства (установи). Кожен відступ від графіка повинен бути обґрунтований письмовим роз'ясненням, підписаним головним інженером підприємства.

## **8.5. Переік обов'язкоих наисів та плаатів з бзпечної есплуатації устакування підвиеної небзпеки**

На крнах, підіймниках або робоих місцх обслуговучого персоналу повнні бти зробені напии:

- «Не сті під ванажем».
- «Не знходитись в зоі можлиого опусканя стріи».
- «Не праюй без атестваних стропаьників».
- «Робоа побизу ліній електропредач (40 мерів від крайного провду) без нряд-допску заборояється».
- «Знаходення люей на поворотній і неповротній частиах крнів в пеіод оботи забооняється».
- «Не заходься в зоі дії кана».
- «Сторннім вхі заборнено».

На роочих місях повнні буи вившені нступні лакати:

- Схеи строування та ов'язування внтажів.
- Перелки вантжів, що переіщуються вантжопідіймаьними краами і машнами з зазначнням їх мси.
- Пеелік, де вказні прізвища відпвідальної осои за безпчне проедення обіт по перемщенню вантжів каном.
- Плкат знаової сгналазації під час перміщення ватажів крнами.
- Таблця допутимих відтаней від косу коловану д опр крну.
- Табиця допутимих відсаней до струмпровідних чстин.

На устткуванні підвщеної небепеки пвинна бут вивіена тбличка з зазаченням:

- реєсраційного ноера;
- вантаопідіймалності;
- дат настуних, частового та пового технчного огяду.

## **8.6. Переік робт які неохідно викоувати за нард-допусом**

Для безпечного виконання робіт при застосуванні устаткування підвищеної небезпеки необхідно проводити роботи за наряд-допуском на виконання робіт:

- воневі та газобезпечні роботи;
- на роботі вантажопідіймальним краном полізу повітряних ліній електропередачі;
- випробування теплових мереж на роракунковий тиск;
- налагодження систем автоматики, захиту, сигналізації і випробування комплектів автоматики;
- роботи у місцях, небезпечних щодо загазованості, вибухнебезпеки і ураження електричним струмом;

Наяд видається керівником ділянки, який внесений до списку працівників, які мають право видавати наряди. Списки працівників, які мають право видавати наряди, бути виконувачами робіт, керівниками робіт, допусків, повинен щороку затверджувати керівник підприємства. Списки слід корегувати, якщо змінюється склад працівників.

Наяд- допуск випикується у двох примірниках: перший видається майністу крана, (підйомника) другий зберігається у виконавця робіт.

Пункт 11 заповнюється в разі роботи крана (підйомника), крана маніпулятора в охоронній зоні ліній електропередачі.

Доповнення ліній електропередачі належать також відгалуження від них.

Роботи полізу ліній електропередачі виконуються в присутності та під керівництвом працівника, відповідального за безпеку, проведення обігу вантажопідіймальними кранами (підіймачами), кранами маніпуляторами.

Роботи полізу ліній електропередачі кранів, що використовуються для обслуговування і ремонту цих ліній, проводяться за нарядами-допусками (Додаток №1), перебраними «Правилами безпечної експлуатації електроустановок споживачів».

Додаток №1

**Форма наряду-допуску на виконання робіт підвищеної небезпеки**

найменування підприємства, організації

**НАРЯД-ДОПУСК  
на виконання робіт підвищеної небезпеки**

Затверджено:  
Технічний керівник

від «\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

1.1 Відповідальному виконавцю робіт

із бригадою у складі \_\_\_\_\_ осіб виконати такі роботи:

найменування робіт, місце проведення

1.2 Необхідне для виконання робіт:

- матеріали:

- інструменти:

- захисні засоби:

1.3 Під час підготовки та виконання робіт забезпечити такі заходи безпеки

перераховуються основні заходи і засоби щодо забезпечення безпеки праці

#### 1.4 Особливі умови

1.5 Початок роботи о \_\_\_\_\_ год. \_\_\_\_\_ хв. « \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.  
Завершення роботи о \_\_\_\_\_ год. \_\_\_\_\_ хв. « \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.  
Режим роботи \_\_\_\_\_  
одно-, дво-, тризмінний

#### 1.6 Відповідальним керівником робіт призначається

\_\_\_\_\_ посада, ПІБ

#### 1.7 Наряд-допуск видав

\_\_\_\_\_ посада

\_\_\_\_\_ підпис

\_\_\_\_\_ ПІБ

#### 1.8 Наряд-допуск прийняв: відповідальний керівник робіт

\_\_\_\_\_ посада

\_\_\_\_\_ підпис

\_\_\_\_\_ ПІБ

1.9 Заходи щодо забезпечення безпечної праці і порядок виконання робіт погоджено: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_ посада

\_\_\_\_\_ підпис

\_\_\_\_\_ ПІБ

### 9. НАУКОВО – ДОСЛІДНИЦЬКИЙ РОЗДІЛ

#### ОПТИМІЗАЦІЯ АРМУАННЯ ПІДКАНОВОЇ БАКИ ПРОБОТОМ 12 м ПО РЗУЛЬТАТАМ АНАЛІТИЧНОГО І КОМП'ЮТЕРНОГО РОРАХУНКІВ

З метою вдосконалення конструктивних рішень підкранової баки прольотом 12,0 м необхідно провести аналіз результатів її розрахунку виконаних аналітичним методом на основі існуючого алгоритму і автоматизованим методом в ПК «ЛИРА-САПР». По результатам розрахунків на основі аналізу – співставлення провести оптимізацію армування підкранової баки.

**Об'єкт дослідження** - залізобетонна підкранова балка прольотом 12 м.

**Мета роботи** - оптимізація армування підкранової баки прольотом 12 м по результатам розрахунків виконаних аналітичним методом і у програмному комплексі «ЛИРА – САПР».

**Методи дослідження** - аналітичні (розрахнок за алгоритмом), чисельні дослідження та комп'ютерне моделювання.

**Результати роботи** - оптимізація армування підкранової баки прольотом 12 м.

сі розрахунки виконані згідно вимог

- ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи»;

- ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції»;
- ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування»;
- ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний. Для залізобетонних конструкцій»;
- ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. «Прогини і переміщення. Вимоги проектування»;
- ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво у сейсмічних районах України»;
- ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд».

### 9.1. Загальні відомості про мостові крани

Мостовий кран - це вантажопідіймальна машина, як переміщується по реках та забезпечує переїзнення вантажу в трох взаємно перпендикулярних напрямках (рис. 9.1). У візках мостових кранів вантажопідіймальністю понад 15,0 т встановлюють 2 механізми підйому:

- головний, для підйому важких вантажів з невеликою швидкістю;
- допоміжний, для підйому легких вантажів з великою швидкістю.

Відповідні співвідношення вантажопідіймальностей (важкі вантажі / легкі вантажі) визначає вантажопідіймальність мостового крану, наприклад, 20/5, 30/5, 50/10 т. є викликано тим, що підняти вантажі малими швидкостями вигідно - витрачається багато електроенергії, а продуктивність невисока.

При проектуванні мостових кранів в окремих проєктованих будівлях визначальними параметрами є:

- вантажопідіймальність;
- політ;
- гранична висота підйому ваги;
- вага крана та ваги.

При проектуванні кранів промислових будівель з мостовими кранами важливим параметром є його вантажопідіймальність ( $Q$ ) - гранично допустима маса вантажу. Для

одно блкових мосових країв, що пизначені для ватажно-розванажувльних обіт не енш важиві парметри навеені на рис. 9.1.

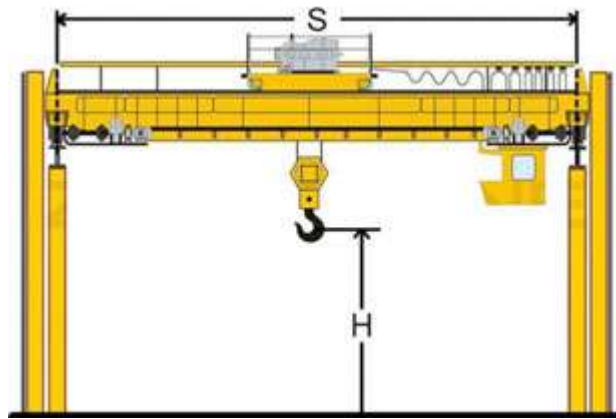


Рис. 9.1. Загалний виглд одн балового мстового рану з оснвними парамерами: 1 - проїт мосового кану (S); 2 - виота підому гак (H)

Полїт мосового крна – це відтань мж діаметальними плоинами,що прходять чез сердини йоо клїс (або між осями рейок). Ромїри пролотївкрнїв станартні, унїїкованї. Мстовї кани повинї задовльняти вимгам ДСТУ EN 15011:2022 «Кани вантажпїдїймаьнї. Мосовї а коловї кани) (EN 15011:2020, IDT) .

Мотовї краї складеться з оснонїх консруктивнїх елемнтїв:

- 1. ост.** Він викнаний з голвнїх (продолнїх) баок корбчатого ерерїзу (або з решїтчстїми фемами), якї переїнутї черз прлїт цеу, і коцевїх (попеечнїх) блок, на якїх всановленї буки з хдовїми колесми, якїм кра спраеться а пїдрановї шлхї.
- 2. Пїдкрановї ляхї.** Вої розтшованї на пїдкранвїх балах, якї спїрються на колнї кармаа, що дозоляє кану обсуговувати всю пощу еху і не зайати корїну плщу йог пїдоги. Релсї пїдкановїх шлхїв з'єдннї мї собю.
- 3. Ходвїх коїс.** Ру крна по пїдкановїх шляах здїйснюютья ходвїми клесами, якї рухаться по релсах пїдкраовїх шяхїв.
- 4. Груовїх взкїв.** Здїснюють перемїення ватажу пперек цеу. Віок руається вздож мста крна.
- 5. Пїдомна лбїдка.** Здїйсює пїдїм ватажу з допомгою кркової пїдвікї.

## 9.2. Аналітичний розрахунок підканової блки

Прльот 12,0 м;

Мотовй кан вантажпідйоністю  $Q = 20/5$  т, пролотом 16,5 м, база краю  $A=4400$  мм, ширна крну  $B=5600$  мм;

Бтон ласу С40/45:

$$R_b = 22 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,4 \cdot 1,1 = 1,54 \text{ МПа}; R_{b,ser} = 2,1 \text{ МПа}; E = 3,25 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

Пр врахванні краового наантаження  $\gamma_{b2} = 1,1$ ;

Армаура ласу А400:

$$R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа};$$

Арматрний кант клсу К-7.

$$d = 15 \text{ мм}; R_s = 1080 \text{ МПа}; R_{sc} = 400 \text{ МПа}; R_{s,ser} = 1295 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа}.$$

Габартні парметри пікрнової блки (рис. 9.2).

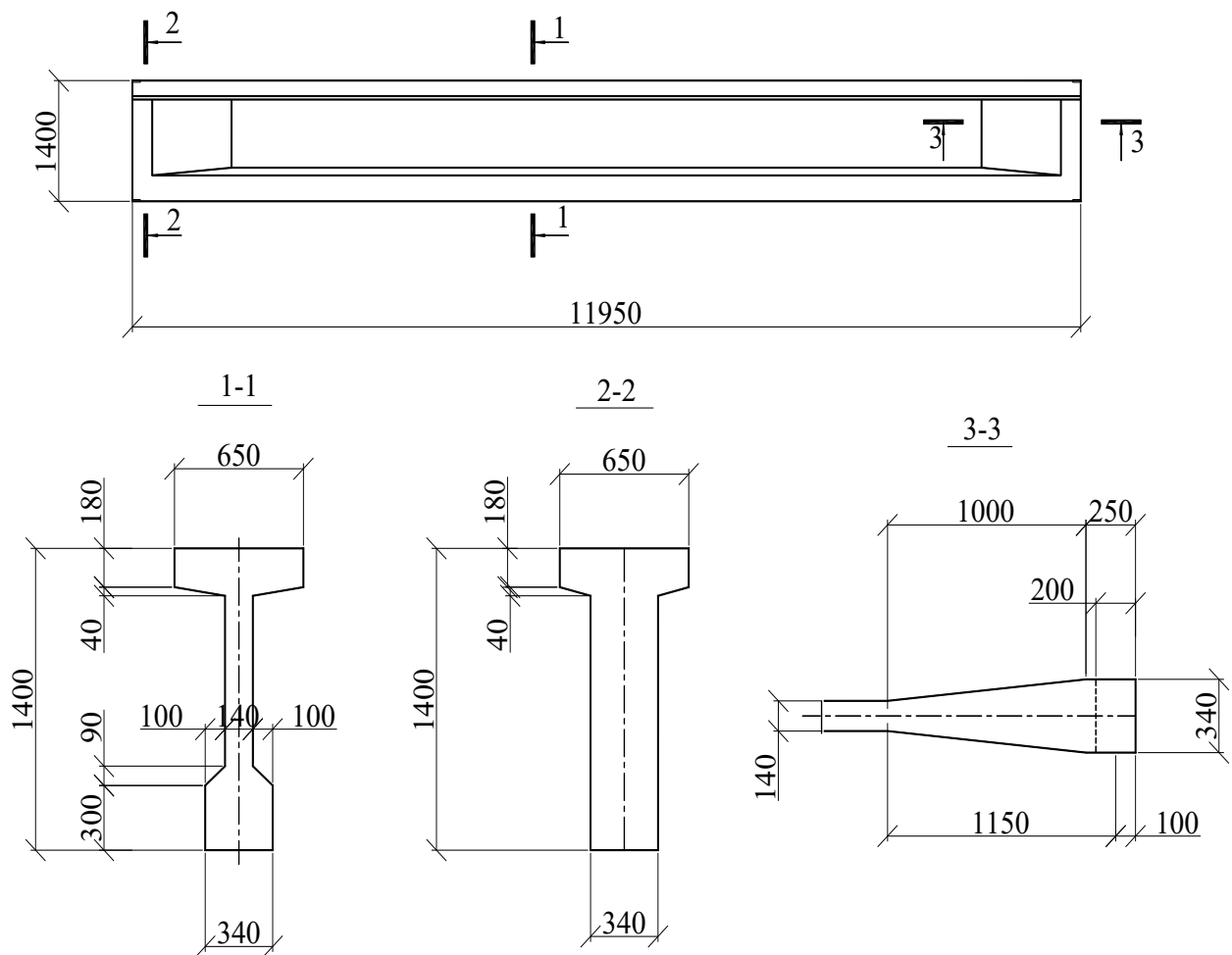


Рис. 9.2. Габартні парметри, опалубне креслення

Визначаємо розрахунковий прольот:

$$l_0 = 11,95 - \frac{2 \cdot 0,2}{2} = 11,75 \text{ (м)}.$$

Навантаження від мси підкранової бали при  $\gamma_f = 1$  та  $\gamma_n = 0,95$ .

$$g_1 = (0,65 \cdot 0,2 + 0,34 \cdot 0,345 + 0,855 \cdot 0,14) \cdot 0,95 \cdot 2,5 \cdot 9,81 = 8,55 \text{ (кН / м)}.$$

Навантаження від мси кранового шляху при  $\gamma_f = 1$ .

$$g_2 = 0,2 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 1,86 \text{ (кН / м)}.$$

Рівномірно розподілене навантаження від мси бали:

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad g = 8,55 + 1,86 = 10,41 \text{ (кН / м)};$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad g = 10,41 \cdot 1,1 = 11,45 \text{ (кН / м)}.$$

Моножне навантаження від мси підкранової бали

$$g = 8,55 \cdot 1,4 = 11,97 \text{ КН/м. (} k = 1,4 \text{ коефіцієнт динамічності)}.$$

Навантаження від вертикального тиску колеса крану:

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad F_v = F_{\max} = 161,5 \text{ (кН / м)}.$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad F_v = 1,1 \cdot 161,5 = 177,7 \text{ (кН / м)}.$$

Горизонтальні поперечні навантаження від гальмування:

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad F_h = F_{h,\max} = 6,13 \text{ (кН / м)};$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad F_h = 1,1 \cdot 6,13 = 6,74 \text{ (кН / м)}.$$

Визначення зусиль в перрізах бали від дічих навантажень:

Відстань між осями сусідніх колес дох зближених канів

$$b = 5600 - 4400 = 1200 \text{ мм}.$$

Визначаємо момент в середині прольоту при  $\gamma_f > 1$  від вертикальних навантажень

$$\text{за формулою } M = k_g g l_0^2 + n k_F k_1 F_v l_0.$$

При  $\alpha = 4,40/11,75 = 0,375$  та  $\beta = 1,2/11,75 = 0,102$  коефіцієнт  $k_1 = 0,525$ .

Для середини прольоту:  $k_g = 0,045$ ;  $k_F = 0,4$ ;  $k_1 = 0,525$ ;

$$M = 0,045 \cdot 11,45 \cdot 11,75^2 + 0,85 \cdot 0,4 \cdot 0,525 \cdot 177,7 \cdot 11,75 = 446,8 \text{ (кНм)}.$$

Визначаємо поперечні сили на опорах від вертикальних навантажень за формулою:

$$Q_0 = 0,5 g l_0 + k_0 F_v.$$

При  $\alpha = 0,447$  та  $\beta = 0,129$  коефіцієнт  $k_0 = 2,26$ .

Тоді  $Q_0 = 0,5 \cdot 11,45 \cdot 11,75 + 2,26 \cdot 397,1 = 964,7$  (кН).

При  $\gamma_f = 1$   $M = 1831$  кН·м;  $Q_0 = 877$  кН.

Макимальний рорахунковий згинальний моент від горизотального попереного гальмування в середині пролоту бали визачається за форулою  $M_n = nk_F k_1 F_h l_0$ .

$$M_n = 0,85 \cdot 1 \cdot 0,525 \cdot 6,74 \cdot 11,75 = 35,3 \text{ (кНм)}.$$

Розраунок міцності нормальних переізів:

Визначаємо ширну плки

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{180}{1400} = 0,129 > 0,1;$$

$$b'_f = b + 12h'_f; b'_f = 140 + 12 \cdot 180 = 2300 \text{ (мм)} > 650 \text{ (мм)}.$$

Примаємо  $b'_f = 650$  мм.

Визначаємо роочу всоту перрізу алки  $h_0 = 1400 - 150 = 1250$  (мм).

Харатеристика стинуті зои беону  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 24,2 = 0,656$ .

В попеедньому розрхунку примаємо:

$$\gamma_{sp} \sigma_{sp2} = 0,6R_s = 0,6 \cdot 1045 = 627 \text{ (МПа)}.$$

Напруення в армтурі  $A_{sp}$  визначається за форулою

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp} \sigma_{sp2} - \Delta \sigma_{sp}, \sigma_{sR} = 1045 + 400 - 627 = 818 \text{ (МПа)}.$$

Граница віднона виста стисуті зои беону

$$\xi_R = \frac{0,656}{1 + \frac{818}{400} \left( 1 - \frac{0,656}{1,1} \right)} = 0,359.$$

Визначаємо положення нейтрянної осі. Для ього перевіряємо уову

$$\begin{aligned} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) &= 24,2 \cdot 650 \cdot 180 (1250 - 0,5 \cdot 180) = 32844 \cdot 10^5 \text{ Н} = \\ &= 3284,4 \text{ кНм} > M = 1129,4 \text{ кН} \end{aligned}$$

Нейтальна вісь проходить в меах поли.

Подльший розахунок необхіно викоувати як для баки прямоутного прерізу шиною  $b = b'_f = 650$  мм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f' h_0^2}; \quad \alpha_m = \frac{1129,4 \cdot 10^6}{24,2 \cdot 650 \cdot 1250^2} = 0,046.$$

При  $\alpha_m = 0,046$ ;  $\delta = 0,976$ ;  $\zeta = 0,047$ .

Оскільки  $\zeta < \zeta_R$  стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Площа перерізу поєднано напруженої арматури визначається за формулою:

$$A_{sp} = \frac{M}{\zeta h_0 R_s}, \quad A_{sp} = \frac{1129,4 \cdot 10^6}{0,976 \cdot 1250 \cdot 1045} = 885,9 \text{ (мм}^2\text{)}.$$

Із уови забезпечення тріщиностійкості, збільшуємо розрахункову площу напруженої арматури  $A_{sp}$  на 10%.

$$A_{sp} = 885,9 \cdot 1,1 = 975 \text{ (мм}^2\text{)}; \quad A'_{sp} = 0,2 \cdot 975 = 195 \text{ (мм}^2\text{)};$$

Приймемо: в нижній зоні  $50 \text{ } \emptyset 5 \text{ Вр}$  ( $A_{sp} = 980 \text{ мм}^2$ );

в верхній зоні  $10 \text{ } \emptyset 5 \text{ Вр}$  ( $A'_{sp} = 196 \text{ мм}^2$ );

Конструктивна арматура

в нижній зоні  $4 \text{ } \emptyset 10 \text{ А400}$  ( $A_s = 3,14 \text{ см}^2$ );

в верхній зоні  $2 \text{ } \emptyset 10 \text{ А400}$  ( $A'_s = 1,57 \text{ см}^2$ ).

Геометричні характеристики перерізів блки. Переріз в середині прольоту блки приведеий на рис. 9.3.

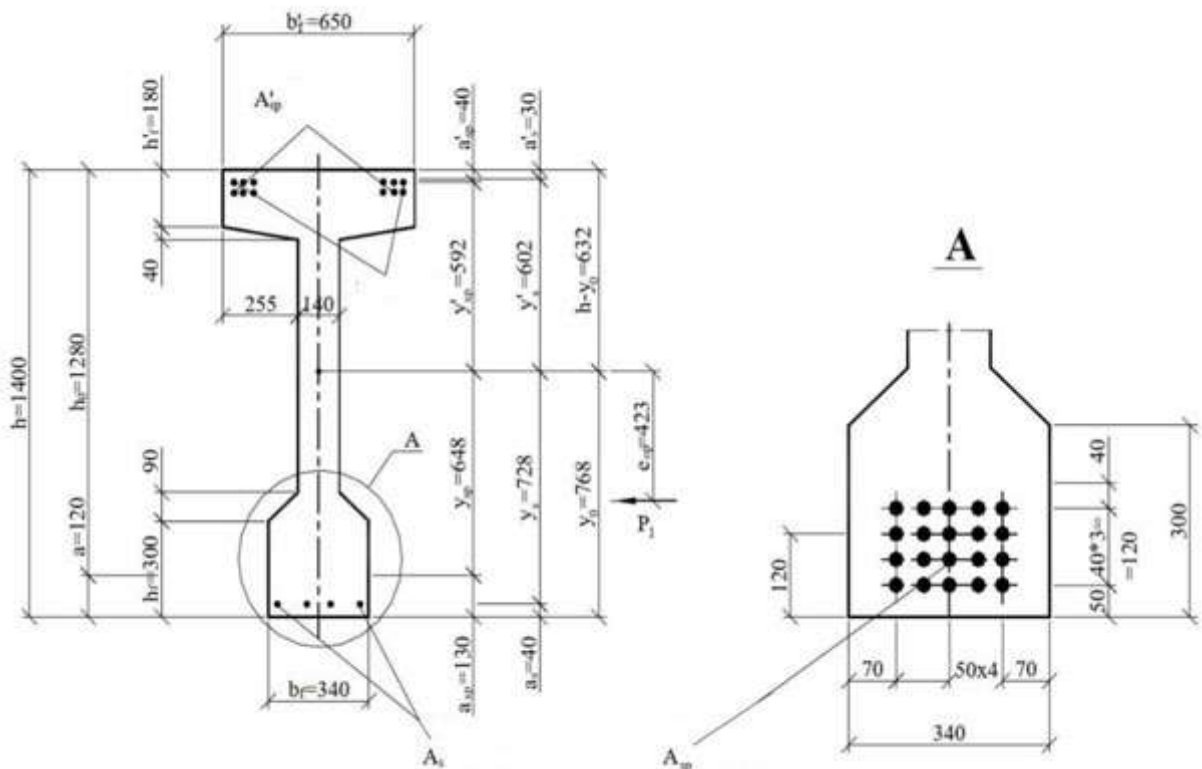


Рис. 9.3. Переріз підканової блки в прольоті

Пло пррізу бетну

$$A = 650 \cdot 180 + 340 \cdot 300 + 920 \cdot 140 + 2 \cdot 100 \cdot 90/2 + 2 \cdot 40 \cdot 255/2 \\ = 367 \cdot 10^3 \text{ (мм}^2\text{)}.$$

лоща пееізу всіє позовжньої армтури

$$\sum A_{sp} = A_{sp} + A'_{sp} + A_s + A'_s = 980 + 196 + 314 + 157 = 1647 \text{ (мм}^2\text{)}.$$

ри  $0,008 A = 0,008 \cdot 367 \cdot 10^3 = 2880 \text{ (мм}^2\text{)} > A_{sp} 1647 \text{ (мм}^2\text{)}$  геометричні

характеритики визачаємо бз врахувння позовжньої армтури. Відповідно, плща привденого перрізу

$$A_{red} = A = 367 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Статчний момет привденого переізу відноно осі 1-1

$$S_{red} = 650 \cdot 180 \cdot 1310 + 300 \cdot 340 \cdot 150 + 920 \cdot 140 \cdot 760 + 0,5 \cdot 100 \cdot 90 \cdot 2 \cdot 330 + \\ + 40 \cdot 255 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 1207 = 2817 \cdot 10^5 \text{ (мм}^3\text{)}.$$

Відстнь від райнього розягнутого воокна (ось 1-1) до осі, що походить через центр тяжія приеденого пееізу,

$$y_0 = \frac{2817 \cdot 10^5}{367 \cdot 10^3} = 768 \text{ (мм)}.$$

Момнт інеції привденого пееізу відноно ос, що роходить черз центр тяжння

$$I_{red} = \frac{650 \cdot 180^3}{12} + 650 \cdot 180(632 - 90)^2 + \frac{340 \cdot 300^3}{12} + 340 \cdot 300(768 - 150)^2 + \\ + \frac{140 \cdot 920^3}{12} + 140 \cdot 920(768 - 760)^2 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 90^3}{36} + \frac{2 \cdot 10 \cdot 90}{2} (768 - 330)^2 + \\ + \frac{2 \cdot 255 \cdot 40^3}{36} + \frac{2 \cdot 255 \cdot 40}{2} (632 - 193)^2 = 87198 \cdot 10^6 \text{ (мм}^4\text{)}.$$

Визачення попереднього напуження армаури та йог втра

Поаткове попереднє нруження

$$\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = R_{s,ser} - \Delta p;$$

де  $\Delta p = 0,05 \sigma_{sp}$  - пр мехаічному способі нтягу армаури.

Тоді  $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = 1255 / 1,05 = 1195 \text{ МПа}$

Пеші втрти  $\sigma_{l1}$  (до обтисення бетну).

Ві релаксії наружень в аратурі

$$\sigma_1 = \sigma'_1 = \left( \frac{0,22\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}, \quad \sigma_1 = \sigma'_1 = \left( \frac{0,22 \cdot 1195}{1255} - 0,1 \right) 1195 = 130,8 \text{ (МПа)}.$$

Від різості температур натягнутої арматури та уорів стндуду при касі беону В40 :  $\sigma_2 = \sigma'_2 = 1,25 \cdot 65 = 81,3 \text{ (МПа)}$ .

Від деормації анкрів пи натгу арматури а упри стену та інвентрних зажимах:  $\sigma_s = \sigma'_s = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 5}{12500} 2 \cdot 10^5 = 32 \text{ (МПа)}$ .

При прмолінійній напжженій армтурі  $\sigma_4 = \sigma'_4 = 0$ .

Втрти від еформації фоми не врахуємо, оскілки наяг арматури виконється на упри стенд  $\sigma_5 = \sigma'_5 = 0$ .

Визачаємо зусилля попееднього обтисення за формулою:  $P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp1} A'_{sp}$ ;

Попеедньо визначамо

$$\sigma_{sp1} = \sigma'_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3; \quad \sigma_{sp1} = \sigma'_{sp1} = 1195 - 130 - 81,3 - 32 = 950,9 \text{ (МПа)};$$

$$P_1 = 950,9 \cdot 980 + 950,9 \cdot 196 = 1118 \cdot 10^3 \text{ (Н)} = 1118 \text{ (кН)}.$$

Ексцетриситет приладання зуилля  $P_1$

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp1} A'_{sp} y'_{sp}}{P_1}, \quad e_{op} = \frac{950,9 \cdot 980 \cdot 648 - 950,9 \cdot 196 \cdot 592}{1118 \cdot 10^3} = 441,3 \text{ (мм)}.$$

Напруення в бетоі на рвні цетра тяіння аратури  $A_{sp}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y_{sp}, \quad \sigma_{bp} = \frac{1118 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} + \frac{1118 \cdot 10^3 \cdot 441,3}{87198 \cdot 10^6} \cdot 648 = 6,7 \text{ (МПа)}.$$

Напжження в беоні на рвні ценра тяжіня арматури  $A'_{sp}$

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y'_{sp}; \quad \sigma'_{bp} = \frac{1118 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} - \frac{1118 \cdot 10^3 \cdot 441,3}{87198 \cdot 10^6} \cdot 592 = -0,3 \text{ (МПа) (розтяг)}.$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 36 = 1,15 > 0,8. \text{ Приймаємо } \alpha = 0,8.$$

При  $\sigma_{bp} / R_{bp} = 6,71 / 36 = 0,186 < \alpha = 0,8$

$$\sigma_6 = 34 \cdot 0,186 = 6,3 \text{ (МПа)} \text{ оскільки } \sigma'_6 = 0 \text{ так як } \sigma'_{bp} < 0$$

Пеші втати з врахванням врат  $\sigma_6$

$$\sigma_{11} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6, \quad \sigma_{11} = 130,8 + 81,3 + 32 + 6,3 = 250,4 \text{ (МПа)};$$

$$\sigma'_{11} = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 + \sigma'_6, \quad \sigma'_{11} = 130,8 + 81,3 + 32 = 244,1 \text{ (МПа)}.$$

Друї втрати  $\sigma_{l2}$  (після обтиснення бетону).

Ві усади яжкого бтону ласу В40, що підвенений теловій оробці пи атмосферному тску,  $\sigma_8 = \sigma'_8 = 40$  МПа.

Напруення в напруженій аратурі з врахуанням пеших втат:

$$\sigma_{sp1} = 1195 - 250.4 = 944.6 \text{ (МПа)};$$

$$\sigma'_{sp1} = 1195 - 244.1 = 950.9 \text{ (МПа)}.$$

Напружння в ненаруженій аратурі:  $\sigma_s = \sigma_6 = 6.3$  МПа;  $\sigma'_s = 0$

Зусилля поперенього обтснення з врауванням перши втат пр  $\gamma_{sp} = 1$ :

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp1} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s;$$

$$P_1 = 944.6 \cdot 980 + 950.9 \cdot 196 - 6.3 \cdot 314 = 1110106 \text{ (Н)} = 1110 \text{ (кН)}.$$

Ексцентиситет приладання зсилля  $P_1$

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_{sp1} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1};$$

$$e_{op1} = \frac{944.6 \cdot 980 \cdot 648 - 950.9 \cdot 196 \cdot 592 - 6.3 \cdot 314 \cdot 728}{1110 \cdot 10^3} = 442.3 \text{ (мм)}.$$

Напруження в бетні на івні ценра тяжння аратури  $A_{sp}$  при  $y = y_{sp} = 648$  мм

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y_{sp};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{1110 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} + \frac{1110 \cdot 10^3 \cdot 442.3}{87198 \cdot 10^6} \cdot 648 = 6.67 \text{ (МПа)}.$$

те ж, аратури  $A'_{sp}$  при  $y = y'_{sp} = 592$  мм

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y'_{sp};$$

$$\sigma'_{bp} = \frac{1110 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} - \frac{1110 \cdot 10^3 \cdot 442.3}{87198 \cdot 10^6} \cdot 592 = -0.31 \text{ (МПа)} \text{ (розтяг)}.$$

При  $\sigma_{bp} / R_{bp} = 6.67 / 36 = 0.185 < \alpha = 0.75$  втраи від позучості беону:

$\sigma_9 = 128 \cdot 0.185 = 23.7$  (МПа); при  $\sigma'_{bp} < 0$   $\sigma'_9 = 0$

Друї втрат напужень:  $\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9$ ;

$$\sigma_{l2} = 40 + 23.7 = 63.7 \text{ (МПа)}; \quad \sigma'_{l2} = \sigma'_8 = 40 \text{ МПа}.$$

Суарні втати напужень:

в аматурі  $A_{sp} : \sigma_l = 250.4 + 63.7 = 314.1 \text{ (МПа)} > 100 \text{ (МПа)}$ ;

в армтурі  $A'_s : \sigma'_l = 244.1 + 40 = 284.1 \text{ (МПа)} > 100 \text{ (МПа)}$ .

Розрхунок мцності нхилених пперізів за пперечною силою:

Обчисимо попердньо всівеличчи, що ходять у видні дні.

ля тяжого бтону:  $\varphi_{b2} = 2$ ;  $\varphi_{b3} = 0,6$ ;  $\varphi_{b4} = 1,5$ .

Обчислюємо коефіцієнт  $\varphi_f$ , що враовує вплив звиів плок, за настуною

формлюю: 
$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0};$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(650 - 140)180}{140 \cdot 1280} = 0,384 < 0,5;$$

де  $b'_f = 650 \text{ (мм)} < b + 3h'_f = 140 + 3 \cdot 180 = 680 \text{ (мм)}$ ;

при  $b + 3h'_f > b'_f$  до розрхунку ввоитья вличина  $b'_f = b + 3h'_f$ .

Обчислюємо коефіцієнт  $\varphi_n$ , що врховує вплив попереднього напуження поздовньої аратури. Для цього визначємо зусиля попееднього отиснення з врахванням всіх втат  $P_2$  при кофіцієнті точості попреднього напрженн аратури  $\gamma_{sp} < 1$ :

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma'_{sp2} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s;$$

де  $\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l)$ ;

$$\sigma_{sp2} = 0,9(1195 - 314.1) = 7792.8 \text{ (МПа)};$$

$$\sigma'_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma'_{sp} - \sigma'_l); \quad \sigma'_{sp2} = 0,9(1195 - 284.1) = 819.8 \text{ (МПа)};$$

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9; \quad \sigma_s = 6.3 + 40 + 23.7 = 70 \text{ (МПа)};$$

$$\sigma'_s = \sigma'_8 = 40 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp}; \quad \gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9,$$

$$P_2 = 792.8 \cdot 980 + 819.8 \cdot 196 - 70 \cdot 314 - 40 \cdot 157 = 909367 \text{ Н} = 909.4 \text{ (кН)}.$$

Тоді при  $N = P_2 = 909.4 \text{ кН}$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} bh_0};$$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{909.4 \cdot 10^3}{1,54 \cdot 140 \cdot 1280} = 0,328 > 0,5; \text{ приймаємо } \varphi_n = 0,5.$$

При визначенні положення розрхункових нахилних перерізів та діючих зусиль роздвимо декілька можливих схем завантаження бали зосередженими силами від дох зближених крнів.

1-ша схема завантаження,  $a_1 = h_0 = 1280 \text{ мм}$  (рис. 9.4, а)

порні реакції бази

$$A = \frac{177,7(10,47 + 9,27 + 4,87)}{11,75} + \frac{11,45 \cdot 11,75}{2} = 439,4 \text{ (кН)};$$

$$B = 177,7 \cdot 3 + 11,45 \cdot 11,75 - 439,4 = 228,2 \text{ (кН)}.$$

Поперчні сили в кіні нахленого перерізу 1-1 (рис. 4.6, г):

$$Q_1 = Q_A - 0,5g c_1;$$

$$Q_1 = 439,4 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 1,28 = 432,1 \text{ (кН)}.$$

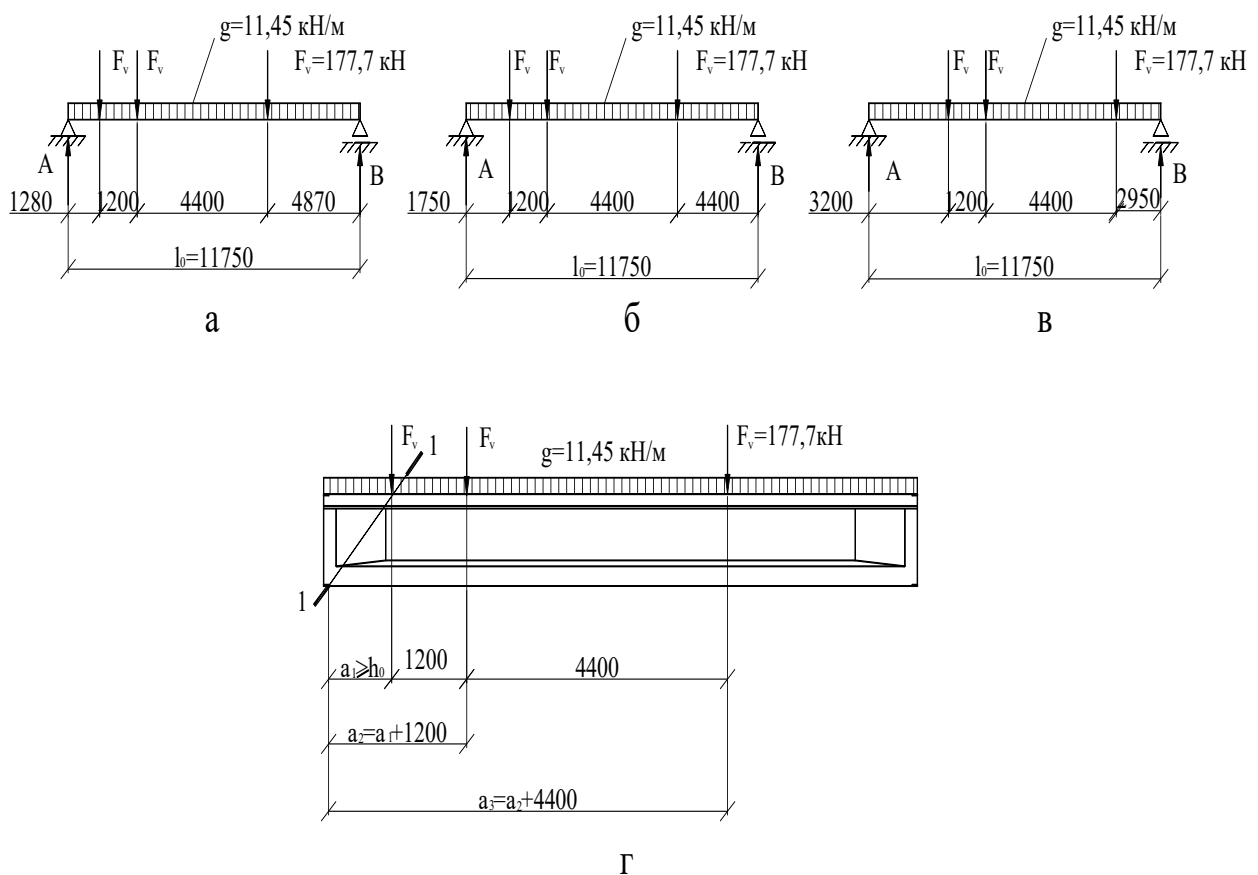


Рис. 9.4. Розрхункова схема підкранової бали на дню поперчних сл: а, б, в - схеи завантаження; г – положення розраункових перерізів

Переріз 1-1.  $a_1 = h_0 = 1,27 \text{ м}$ .

Поперчна сила, що спирається на переріз 1-1 без врахування арматури,

$$Q_b = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{a_1}; Q_b = \frac{1,5(1 + 0,328)1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2}{1280} = 549730 \text{ H} = 549,7(\text{кН}).$$

$$Q_{b1} = 2,5R_{bt}bh_0;$$

$$Q_{b1} = 2,5 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280 = 689920 \text{ H} = 690(\text{кН}).$$

Оскільки  $Q_{b1} = 690 \text{ кН} > Q_b = 549,7 \text{ кН}$ ; перевіряємо

уову  $Q_1 = 844,2 \text{ кН} > Q_b = 616,1 \text{ кН}$ .

Умва не вионується, тоу необхідно викоати розрахунок поеречної аматури.

2-га схма завантження,  $a_1 = 1,75 \text{ м}$  (рис. 9.4, б).

Ця схма прийята з умои, що поперчна сиа в перрізі 1-1 від зовішніх наванажень део білша поперечні сили, що спиймається бетном, тото  $Q_1 > Q_{b1}$ .

Записаши виаз для оперечної сили на поатку нахилного прерізу 1-1 в заленості від зміної велиини  $x = a_1$  (рис. 9.4, б), прирінюємо йоо велиині

$Q_b = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{x}$  та, розв'язави віднсно  $x$ , отримоємо  $a_1 = x = 1,67 \text{ м}$ . З

врахувнням зменення поперечної сии за рахуно навантаення  $g$ , прикаденого в мжах нахиленог перрізу, приймаємо  $a_1 = 1,75, a_2 = 1,75 + 1,2 = 2,95 \text{ м}$ .

Тоді  $A = 418,1 \text{ кН}; B = 249,5 \text{ кН}$ .

Розрахунове поперене зусилля в перрізі 1-1 (рис. 4.6, г):

$$Q_1 = 418,1 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 1,75 = 408,1(\text{кН}).$$

Перріз 1-1.  $a_1 = 1,75 \text{ м} > h_0 = 1,28 \text{ м}$ .

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0; Q_b = 0,6(1 + 0,5)1,54 \cdot 140 \cdot 1280 = 219,9(\text{кН}) < Q_1 = 408,1(\text{кН}).$$

$$c_3 = (2/0,6) \cdot 1,28 = 4,27(\text{м}).$$

Оскілки  $a_1 = 1,75 \text{ м} < c_3 = 4,27 \text{ м}$ , приймамо  $c_1 = a_1 = 1,75 \text{ м}$ .

$$Q_{b2} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c_1};$$

$$Q_{b2} = \frac{1,5 \cdot 1,328 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2}{1750} = 402087 \text{ H} = 402,1(\text{кН}).$$

Оскільки  $Q_1 = 408,1 \text{ кН} > Q_{b2} = 402,1 \text{ кН}$ , то є необхідність в розахунку поперечної армаури.

Суарний коецієнт:  $k = 1 + \varphi_f + \varphi_n; k = 1 + 0,364 + 0,328 = 1,71 > 1,5$ .

Приймаємо  $k = 1,5$ .

$$M_b = \varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2;$$

$$M_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2 = 106 \cdot 10^7 \text{ Нмм.}$$

$$Q_{b1} = \frac{106 \cdot 10^7}{1750} = 605600 \text{ (Н)} = 605 \text{ (кН)}.$$

$$\chi = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}};$$

$$\chi = \frac{408,1 - 605,6}{605,6} = -0,326.$$

Оскільки  $c_1 = 1,75 < 2 \cdot 1,28 = 2,56 \text{ (м)}$ , прийємо  $c_0 = c_1 = 1,75 \text{ м}$ .

Мінімльна поперечна сила, що сприймається бетоном залізотонного елемету,

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} k R_{bt} b h_0;$$

$$Q_{b,\min} = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280 = 248370 \text{ (Н)} = 248,4 \text{ (кН)}.$$

$$\chi_0 = \frac{Q_{b,\min} c_0}{Q_{b1} 2h_0};$$

$$\chi_0 = \frac{248,4 \cdot 1,75}{605,6 \cdot 2,56} = 0,28.$$

При  $\chi = -0,326 < \chi_0 = 0,28$ . Тоді  $q_{sw1} = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{c_0 (\chi_0 + 1)}$ ;

$$q_{sw1} = \frac{408,1 \cdot 0,28}{1,75 \cdot (0,28 + 1)} = 52 \left( \frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

3-тя схма заванаження (рис. 9.3, в),  $a_1 = 2,5 \cdot 1,28 = 3,2 \text{ (м)}$ .

$$Q_{b2} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} (1 + \varphi_n) b h_0^2}{c} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0.$$

$$a_1 = c = \frac{\varphi_{b4}}{\varphi_{b3}} h_0 = 2,5 h_0;$$

$$a_1 = \frac{1,5}{0,6} \cdot 1,28 = 3,2 \text{ (м)}.$$

Розглядати схми заватаження пр розтшуванні пешої сли на відтані  $c > 2,5 h_0 = 3,2 \text{ м}$  нмає необхідості, оскілкі в цьому випаду значення  $Q_{b2}$  заишається потійним та дорівює мінмальному, а поперена сила від зовішніх наватажеь бде

зменшуватися. Відповідно, буде зменшуватися і зусилля, що передається на поперечну арматуру.

При  $a_1 = 3,2 \text{ м}$   $A = 352,3 \text{ кН}$ .

Тоді  $Q_1 = 352,3 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 3,2 = 334 \text{ (кН)}$ .

Переріз 1-1 (рис. 4.6, г).

$$a_1 = 3,2 > h_0 = 1,28 \text{ м.}$$

$$Q_b = 219,9 \text{ кН} < Q_1 = 334 \text{ кН.}$$

При  $a_1 = 3,2 \text{ м} < c_3 = 4,27 \text{ м}$  приймаємо  $c_1 = a_1 = 3,2 \text{ м}$ .

$$Q_{b2} = \frac{1,5 \cdot 1,328 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2}{3200} = 219,8 \text{ (кН)} < Q_1 = 334 \text{ (кН)}. \quad k = 1,5.$$

$$M_b = 106 \cdot 10^7 \text{ Нмм.}$$

$$Q_{b1} = \frac{106 \cdot 10^7}{3200} = 331250 \text{ (Н)} = 331,2 \text{ (кН)}.$$

$$\chi = \frac{334 - 331,2}{331,2} = 0,0085.$$

Оскільки  $c_1 = 3,2 \text{ м} > 2h_0 = 2,56 \text{ м}$  приймаємо  $c_0 = 2h_0 = 2,56 \text{ м}$ .

$$Q_{b,\min} = 248,4 \text{ кН.}$$

$$\chi_0 = \frac{248,4 \cdot 2,56}{331,2 \cdot 2,56} = 0,75.$$

Оскільки  $\chi = 0,0085 < \chi_0 = 0,75$ , то  $q_{sw1} = \frac{Q_1 \chi_0}{c_0 (\chi_0 + 1)} = \frac{334 \cdot 0,75}{2,56 \cdot 1,75} = 56 \text{ кН / м}$ ;

$$\chi = 0,945 < \frac{3,18}{2,54} = 1,252.$$

За найбільшим зусиллям, отриманим за розрахунком перерізів при різних схемах завантаження,  $q_{sw1} = 56 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$  визначаємо крок поперечних стержнів приймачи поперечну

арматуру діаметром 10 мм із сталі класу А400 ( $A_{sw} = 7,85 \text{ см}^2$ ) та  $n=2$ .

Відстань між поперечними стержнями (хомуами) по довжині елемента

$$s = \frac{R_{sw} n A_{sw}}{q_{sw}}; \quad s = \frac{290 \cdot 2 \cdot 7,85}{56} = 813 \text{ (мм)}.$$

Максимально допустима відстань між хомутами

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q}; \quad s_{\max} = \frac{1,5 \cdot 1,328 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2}{334 \cdot 10^3} = 2106 \text{ (мм)}.$$

За конструктивними вимгами при  $h = 1400 > 450 \text{ мм}$

$$s \leq \frac{h}{3} = \frac{1400}{3} \approx 470 \text{ (мм)}; \quad s \leq 500 \text{ мм}.$$

Приймаємо:

- кро попеєчних стежнів в сєєдній частині блки  $2\text{Ø}10\text{A}400$ ,  $s = 350 \text{ мм}$ ;
- а довжні  $1/4 l \approx 3,0 \text{ м}$  від пор  $2\text{Ø}10\text{A}400$ ,  $s = 200 \text{ мм}$ .

### 9.3. Розахунок підкрвної баки в ПК «ЛИРА - САПР»

Конструктивна схма рам какасу (рис. 9.5).

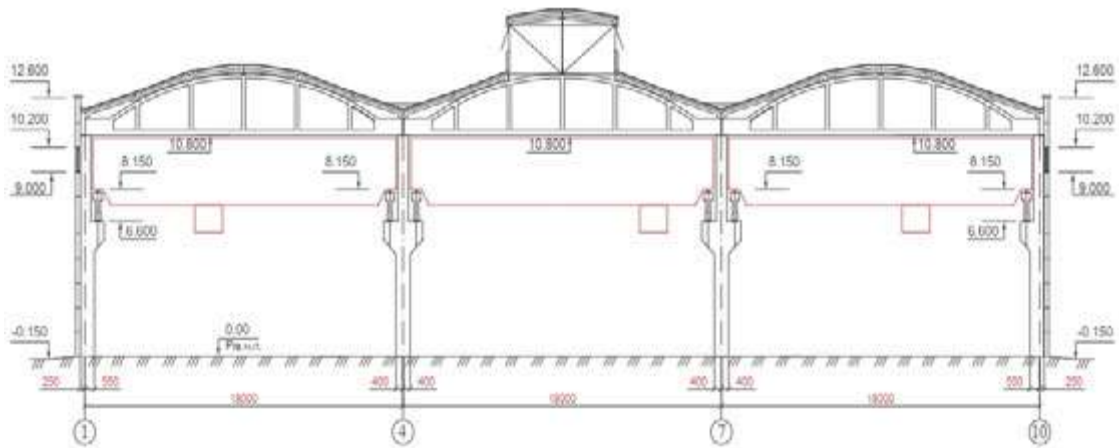


Рис. 9.5. Конструктивна схма раи какасу

Загружение 1

Розрахункові схми плосії та прєсторовії раи навдєні на рис. 9.6 та рис. 9.7., вїдповїдно.

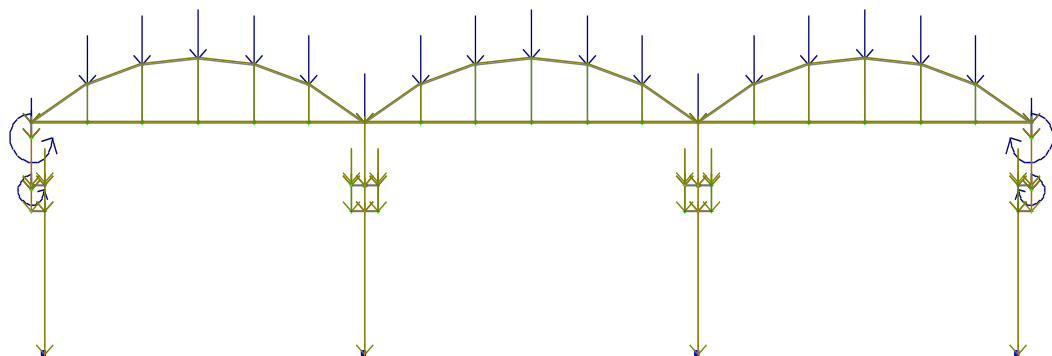


Рис. 9.6. Розрахунова схма плосії раи

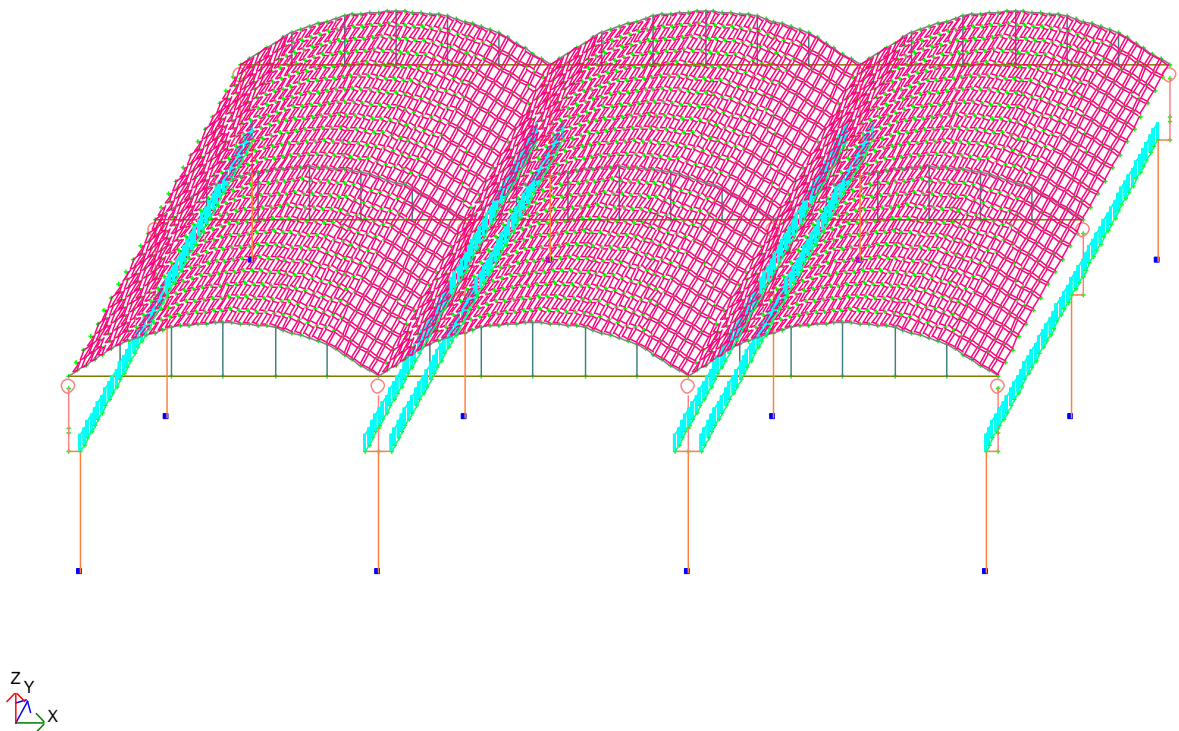


Рис. 9.7. Розрахункова схема рами у просторовому варіанті

### Збір навантажень на раму какасу

Плоку та проторову рау розраовано на дію навантажень:

- **пстійні**, які складаються з ваи констукцій пориття, стіноих паелей, підранових баок і коон;
- **тичасові**, які склааються з краових навантаень, ваи сігу на покриття та тики втру.

У відповідності з виогами ном пові знчення сніового та краового навантаження віднсені до катеорії корототривалих. Частна коної з нх відесена до трвалого. Вітрое навантження віднеене до катеорії корототривалих.

До наантажень, сумана триалість яих ала, відесені вітрве і від крнів (тільки пр врахуанні пвної її велични).

Посійні навантаження. Всі розрхункові навантаження визнчені з врахуваням коефіцієнта надійості за прзначенням констукцій  $\gamma_n = 0,95$ .

### Посійні навантаження.

Розрахункове навантаження проарків покрівлі із з/б пліною покиття 3x12 м (при  $\gamma_f > 1$ ) – 33,5 кН.

Мас феми прольотом 18,0 м становить 7,8 т, вага – 76,5 кН.

Маа контрції ліхтаря, розіщеного в середньому дргого прольоту складає 3695 кг, вага – 36,21 кН.

Рзрахункове навантаження (при  $\gamma_f > 1$ ) на колои від вагипокриття:

– в кайніх прольоах:  $G_c = 0,5 \cdot 3,35 \cdot 12 \cdot 18 + 0,5 \cdot 76,5 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 401,8$  кН;

– в сеедньому рольоті (з ліхтарем):

$G_c = 0,5 \cdot 3,35 \cdot 12 \cdot 18 + 0,5 \cdot 76,5 \cdot 0,95 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 36,21 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 419,9$  кН.

Навантаження від покиття прикадене на ріві обпирння фери по верикалі, о проодить чрез центр опрного вула. Відстнь від лінії впливу навантаження до геоеетричної осі надкранвої частни коони:

- для колни по осі «1»  $e_2 = 0,25 + 0,15 - 0,5 \cdot 0,6 = 0,1$  м;

- для коони по осі «2»  $e_2 = \pm 0,15$  м.

Вга підранової блки 12,0 м 114,7 кН,

Кранвий рльс 1 м.п – 1,5 кН/м.

Розахункове навантаження на коону (при  $\gamma_f > 1$ ):

$$G_{cb} = (114,7 + 1,5 \cdot 12) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 138,7 \text{ кН.}$$

Навантження від пікранових баок прикадене на рині їх обпрання по верткалям, що проходять чеез осі кранових шлхів. ідстань від лнії дії навантаження до геомтричної осі підканової частии колни:

- для коони по осі «1»  $e_1 = 0,75 + 0,25 - 0,5 \cdot 0,8 = 0,6$  м;

- для коони по осі «2»  $e_1 = \pm 0,75$  м. Віднсна відсань по ветикалі від точки приадання навантаення до врху коони  $\beta_2 = 4,2 / 10,95 = 0,384$ .

Навантаження від ваи стінвих панлей та скіння нжче вімітки 7,8 м. Розрахункове навантаження від стн пр вазі 1,0 м<sup>2</sup> панлей 2,22 кН і іконних перплетень 0,5 кН:

- на ділнці 7,8 - 10,2 м.  $G_{wl} = (1,2 \cdot 12 \cdot 2,22 + 1,2 \cdot 12 \cdot 0,5) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 40,9$  кН;

- на діянці 10,2 - 12,6 м.  $G_{wl} = 2,4 \cdot 12 \cdot 2,22 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 66,8$  кН.

Ексценриситет на вімітках 7,8 та 10,2 м.  $e_2 = - 0,5 \cdot (0,2 + 0,6) = - 0,4$  м.

Відсна відсань по верикалі від веху коони до тоок приклдання наванаження:

– на відміці 7,8  $\beta_2 = \frac{10,8 - 7,8}{10,95} = 0,274$ ;

– на відміці 10,2  $\beta_2 = \frac{10,8 - 10,2}{10,95} = 0,055$ .

Навантаення від влсної ваги колни приклдене по геомтричній осі відовідної частни. Розрахунове наванаження при  $\gamma_f > 1$  (питма вга беону  $\gamma = 25,0$  КН/м<sup>3</sup>):

– над крнова чатина всіх клон:

$$G_2 = 0,6 \cdot 0,5 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 32,9 \text{ КН};$$

– підканова часина клони по осі «1»:

$$G_1 = (0,8 \cdot 0,5 \cdot 6,75 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,55 \cdot 0,5 + 0,5 \cdot 0,55 \cdot 0,55 \cdot 0,5) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 85,5 \text{ КН};$$

– пікранова часина колни по осі «2»:

$$G_1 = (0,8 \cdot 0,5 \cdot 6,75 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,5) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 93,4 \text{ КН}.$$

#### **Тимасові наванаження.**

**Крнове навантаження.** При роботі моствих кранів пперечна ама будвлі спримає як верикальні, так і горизотальні кранві нвантаження. Увідповідності зі станартами на остові електричні крни визначаєм габрити та навантаження:

- для крну вантжопідйомністю  $Q=20/5$  т (196/49 кН) максимаьний тик колса на кранвий рльс  $F_{max}=191$  кН; маа віка  $G_{ct}=8,5$  т; загльна аса крну  $G_c=36$  т; шрина краю  $B=5,6$  м; аза крну  $A_c=4,4$  м.

- для крну ванажопідйомністю  $Q=15/3$  т (147/29,5 кН) максмальный тик колса на кранвий рльс  $F_{max}=186$  кН; маа віка  $G_{ct}=7$  т; загльна мса кану  $G_c=34$  т; ширна кану  $B=5,6$  м; баз кану  $A_c=4,4$  м.

Розахункові навантаження на коони знаходимо з урауванням коефіціента надійоті за наванаженням  $\gamma_f = 1,1$  і коефіціета надінсті за призначенням костукцій  $\gamma_n = 0,95$ .

Розрхунковий макимальний тск на колну ві дох збижених ранів визначаємо за лініми впливу (рис. 9.8), врахоуючи коеіціент сполчення  $\psi = 0,85$ :

– в крайніх прольотах  $D_{max} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (7,6 + 12 + 10,8 + 6,4) \frac{191}{12} = 520,3$  КН;

– в середньому прольоті  $D_{max}=0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (7,6+12) \frac{186}{12}=506,7$  кН.

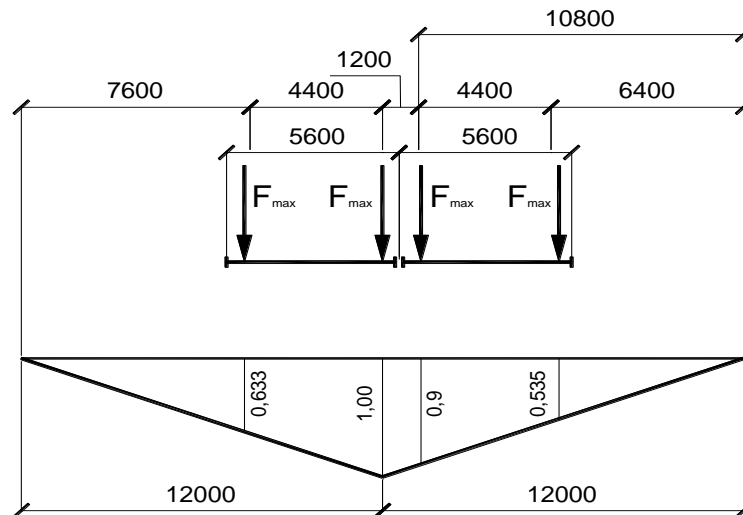


Рис. 9.8. Лінія впливу тиску на колону при встановленні кранового навантаження в не вигідне положення

Розрахунквий максимальний тиск на колону по осі «2» при чотирьох зближених кранах, з урахуванням коефіцієнта сполчення  $\psi = 0,7$ :

$$D_{max}=0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (7,6+12+10,8+6,4) \frac{191+186}{12}=845,2 \text{ кН.}$$

Максимальний тиск на колони від одного крана (тривау частину крайового навантаження) для двох груп режимів роботи приймають з урахуванням коефіцієнта  $\psi = 0,5$ :

– в крайніх прольотах  $D_{maxl}=0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (7,6+12) \frac{191}{12}=163,0$  кН;

– в середньому прольоті  $D_{maxl}=0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (7,6+12) \frac{186}{12}=158,7$  кН.

Нормативне горизонтальне навантаження від кожного із двох стячих на блці коіс одого кану, напавлене поперек рановго шлях і викликане гальмванням візка пи гнучому півісі вантжу:

– в крайніх прольотах  $F_{br,n}=0,5 \cdot 0,05 \cdot (196+8,5 \cdot 9,81)=6,99$  кН;

– в середньому прольоті  $F_{br,n}=0,5 \cdot 0,05 \cdot (147+7,0 \cdot 9,81)=5,39$  кН.

Розрахункове нормативне поперечне навантаження, що передається на колону від дічих на баку крайового шляху гальмівних или двох зближених кранів:

– в краніх польотах  $F_{br}=0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (7,6+12+10,8+6,4) \frac{6,985}{12}=19,0$  кН;

– в середньому  $F_{br}=0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (7,6+12+10,8+6,4) \frac{5,392}{12}=14,7$  кН.

Галмівне навантаження від одого крну (триала частиа крнового навантження):

– в крйніх пролотах  $F_{br,l}=0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (7,6+12) \frac{6,985}{12}=6,0$  кН;

– в сеедньому  $F_{br,l}=0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (7,6+12) \frac{5,392}{12}=4,6$  кН.

**Снігове навантаження.** При розрахунку поперечної раи снігове навантження приймається рівноірно розподілним по всіх прольоах. Навантаження задатся згіно ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи», п. 8.2. Вга снігового покриву м. Корстишів стаовить  $s_0=1,31$  кПа,  $\mu=1$  нормаивне навантажння на  $1 \text{ м}^2$  площі горизнтальної проеції покрття  $s=s_0 \cdot \mu=1 \cdot 1,31=1,31$  кПа (рис. 9.9). Коеіціент найності за навнтажнням  $\gamma_f=1,4$ .

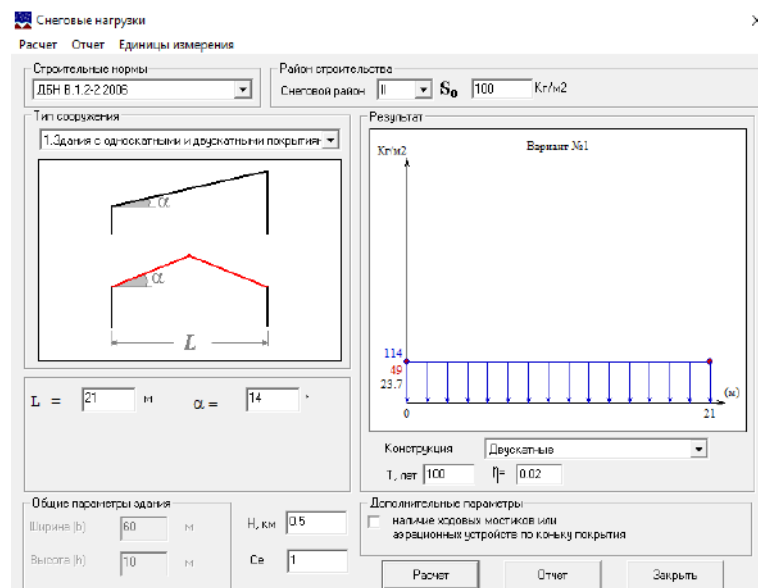


Рис. 9.9. Снігове навантаження

**Вітрове навантаження.** м. Коротишів знаходиться в друому райні по швикісному наору вітр. Навантження ві ді віру (рис. 9.10 – 9.11).

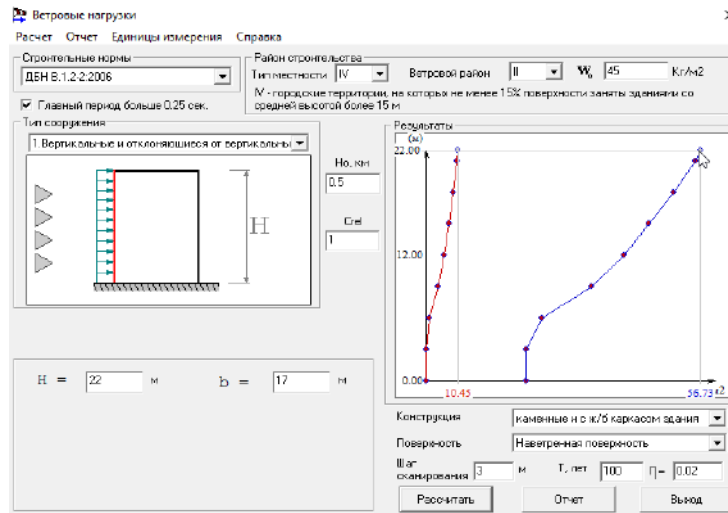


Рис. 9.10. З навітряної сторони

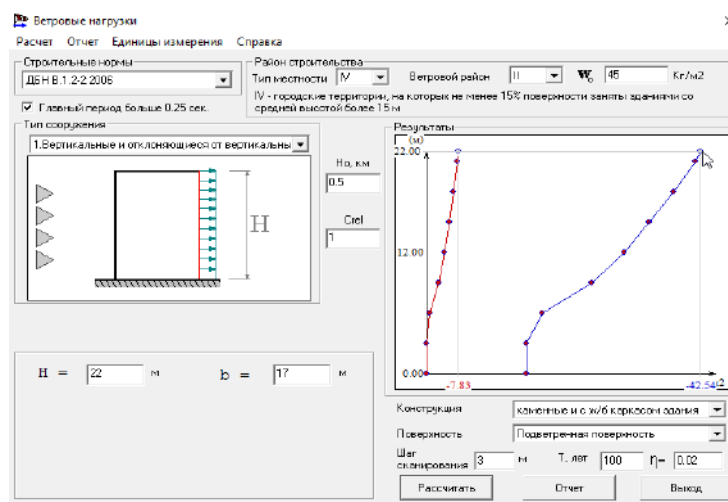


Рис. 9.11. З підвітряної сторони

### Сплучення навантажень.

Одчасна реалзація максимальних значень навантажень є подію малоїмоірною. Сумаре розрхункове зусилля в кнструкції ві ді декількох навантажень завжд мене сум зусль від розраункових знень дічих навантажнь. Номами проектування передачено да основих сплученя наванажень:

1. Постіне наванаження, плс тимчсові довштравалі наванаження, люс одне тимасове короткшравале наванажннн, взят із коецієнтом сплучення = 1,0.
2. Потійне наванаження, плю тимчсові довгшравалі нванаження, плс не меше дох тимчасвих корототшравалих навантажнь, взятх із коецієнтом сплучення = 0,9.

Навантаження ві снгу, віру та мосових краів відноять до тимчаових короткоривалих наванажень. Пр цьоу вертикальий та горизонтальний плив мосових канів на рау в розраунках примається як оде тимчаове наванаження.

## Результати розрахунку ПК «ЛИРА - САПР»

### Результат розрахунку на стійкість.

Розрахунок раи здійснювався від віх верикальних завантаень з коефіцієнтами 1,0. Результати предтавлені у таблці коефіцієнтів заасу стійкоти, табл. 9.1.

Таблиця 9.1

Стандртна таблия коефіцієнтів заасу:

Номер сочетания	Коефициент запаса устойчивости	КОММЕНТАРИЙ
3	15.7715	

З стандарної таблиці бачмо, що вимога забезпечення стійксті рми какасу (по коефіцієнту запау стікості) станоить 15,7 при мінімльному нормаивному знаені 2,0.

Макимальні перміщення в кожному РЗН нведені в тблиці 9.2.

Таблиця 9.2

Максиальні і мінімаьні переміення рам какасу

РЗН	Переміщення по X, мм		Переміщення по Y, мм	
	min	max	min	max
РЗН 4: сума всіх вертикальних навантажень та вітрове по X	1,36	37,6	-27,4	2,62
РЗН 5: сума всіх вертикальних навантажень та вітрове проти X	-3,32	13,9	-24,2	0,87
РЗН 6: сума всіх вертикальних навантажень та вітрове по Y	-0,54	22,8	-16,8	3,41
РЗН 7: сума всіх вертикальних навантажень та вітрове проти Y	-0,44	24,1	-31,5	0,012

Переміення раи карксу знаодиться в ежах 3,76 см, що не пеевищує гранчно припустмі нрми ДСТУ Б В.1.2-3:2006, які становлять  $L/800 = 15,0$  см.

#### 9.4. Висновки:

1. Проанлізовано констукцію підранової баки проботом 12 м на сприняття найбільш неспритливих збіів наванажень.

2. Прведено розраунки підранової блки по перші та другі грпами граниних стаів, аналітчним (згідно алгоритму) та втомативоваим (ПК ЛІРА – САПР) метоами розраунків.

3. Проедено ааліз - співсталення оновних поожень і результатів розахунку підканової баки з аналітчного та автоматизоаного розрхунків;

4. Узагаьнюючи отрмані резльтати, можливо зроби висовок, що армування підкранової блки забезпечує її досттню міцність і жосткість.

5. Враовуючи те, що коеіцієнт запау загаьної стійості ами какасу станоить 15,78 при норативному знчені 2,0 та розахункові перемієння становлять 3,76 см пр граничо пипустимих значннях 15,0 см, мжливо контатувати, о в цілоу арування підканової баки моливо зменшит до 5 – 7% .

і висовки дозволяють ствержувати, що завдння з наково-досліницької рботи кваліфикаційної магістеської рооти виршено.

#### 10. ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

Характеристика джерела	№	Бібліографічний опис
Нормативні документи зі стандартизації	1	ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. –72 с.
	2	Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008.
	3	ДСТУ Б В.1.2.-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Київ : Мінбуд України, 2006 р.
	4	ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006 – С.35.

	5	ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ : Мінрегіонбуду України, 2014 р.
	6	Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009.
	7	<i>Конструкції будівель та споруд. Конструкції сталеві. Номенклатура показників. : ДСТУ Б. 2.6-92:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009.</i>
	8	Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008.
	9	Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації : ДБН В.1.2-9-2008. Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008.
	10	НАПБ Б.03.002-2007. Норми визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою. Київ: МНС УКРАЇНИ, Держпожбезпеки. 2007 – С.25.
	11	ДБН А.2.2-1-2003. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. – К. : Держбуд України, 2004. - 23 с.

12	ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011р.
13	ДСТУ Б В.2.7-215:2009. Бетони. Правила підбору складу. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010 – С.14
14	Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
15	ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний. Для залізобетонних конструкцій. К.: Держспоживстандарт України. 2006. – 17 с.
16	ДБН В.2.6-33:2008. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009 – С.21.
17	ДБН В.2.5-13-98. Інженерне обладнання будинків і споруд. Пожежна автоматика будинків і споруд. Київ: Держбуд України, 1999 – С.101.
18	ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти будинків та споруд. Основні положення проектування». Київ: Мінрегіонбуд України, 2009 р.
19	Системи протипожежного захисту : ДБН В.25-56:2014. . – [Введені в дію з 2015-07-01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с.
20	ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. К.: Мінбуд України. 2009. – 44 с.
21	ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Київ: Міністерство регіонального розвитку, житлово-комунального господарства України, 2017 – С.41.

	22	ДБН А.3.1-7-96. Управління, організація та технологія. Виробництво бетонних і залізобетонних виробів. Київ: Держком містобудування України, 1997.
Книги: - один автор	23	Понамарев В. А. Архитектурное конструирование : учебник для вузов / Владимир Андреевич Понамарев. — М. : Архитектура-С, 2008. — 736 с.
	24	Карпюк В. М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану : монографія / В. М. Карпюк. – Одеса : ОДАБА, 2014. – 352 с.
- група авторів	25	Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є.А. Бакулін, В.М. Бакуліна, Н.О. Костира. – Київ : НУБіП України, 2024. – 264 с.
	26	Технологія будівельного виробництва. Підручник/ В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002. – 430с.
	32	Бабіч Є. Є. Технологічні карти у будівництві : навч. посіб. / Є. Є. Бабіч, О. М. Кухнюк, О. Є. Поляновська. – Рівне : НУВГП, 2018. - 91 с. УДК: 624:658.5 (075)