

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

_____ О.І. Лапенко

“ _____ ” _____ 2020 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА «ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ
БУДІВНИЦТВО»

Тема: «Міцність залізобетонних конструкцій зі змішаним армуванням»

Виконавець: студент ЦБ-201Мз гр. Клепач Ігор Вікторович
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: к.т.н., доцент Омельченко Катерина Вікторівна
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Консультант розділу «Охорона праці»: _____ Гулевець В.Д.
(підпис) (ПІБ)

Консультант розділу

«Охорона навколишнього середовища»: _____ Гай А.Є.
(підпис) (ПІБ)

Нормоконтролер: _____ Родченко О.В.
(підпис) (ПІБ)

Київ 2020

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітньо-професійна програма «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ О.І. Лапенко
«_____» _____ 2020 р.

ЗАВДАННЯ
на виконання дипломної роботи

Клепач Ігор Вікторович
(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Міцність залізобетонних конструкцій зі змішаним армуванням»

затверджена наказом ректора від «_____» _____ 2020р. № _____:

2. Термін виконання роботи: з _____ 2020р. по _____ грудня 2020р.

3. Вихідні дані роботи: Будівля I класу відповідальності будівель і споруд господарського призначення. Проект будівлі запроектувати із застосуванням індустріальних збірних залізобетонних конструкцій. Конструктивна схема блок-секцій – збірно-каркасна. Основні несучі елементи – залізобетонні колони, на які спираються сегментна ферма та залізобетонні плити перекриття.

4. Зміст пояснювальної записки:

- 4.1. Науково-дослідницька частина..... _____
- 4.2. Архітектурний розділ..... _____
- 4.3. Розрахунково-конструктивний розділ..... _____
- 4.4. Основи і фундаменти..... _____
- 4.5. Охорона праці..... _____
- 4.6. Охорона навколишнього середовища..... _____
- Список використаної літератури..... _____

5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.	Науково-дослідницька частина: міцність залізобетонних конструкцій зі змішаним армуванням	жовтень 2020– листопад 2020	
2.	Розробити об'ємно-планувальні рішення будівлі, конструктивну форму, архітектурно-конструктивні рішення, основні будівельні конструкції	жовтень 2020– листопад 2020	
3.	Виконати розрахунок основних залізобетонних несучих конструкцій.	листопад 2020– грудень 2020	
4.	На підставі аналізу матеріалів, отриманих при інженерно-геологічних вишукуваннях визначити глибину закладання будівлі та запроєктувати збірний залізобетонний фундамент.	грудень 2020	

7. Консультація з окремих розділів:

Назва розділу	Консультант (посада, П.І.Б.)	Дата, підпис	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Охорона праці	Гулевець В.Д.		
Охорона навколишнього середовища	Гай А.Є.		

8. Дата видачі завдання: « ____ » _____ 2020 р.

Керівник дипломної роботи: _____

Омельченко К.В.

Завдання прийняв до виконання: _____

Клепач І.В.

1 НАУКОВО ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА

1.1. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ЗІ ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ

Ефективність змішаного армування

Змішане армування - це один видів армування конструкції, у як робочу арматуру, одночасно всі використовують попередньо напружену і всі ненапружену арматуру. У таких всі конструкціях можна застосувати арматурний всі прокат з різними фізико-механічними всі характеристиками та з різним всі рівнем напруження.

Коефіцієнт змішаного всі армування - це співвідношення площі всі попередньо напруженої арматури до всі суми площі всієї робочої всі арматури в перерізі. Виходячи всі з цього, визначення конструкції всі розділяють на попередньо напружені всі, без попереднього напруження та всі зі змішаним армуванням.

Даний всі тип армування вперше використали всі в згинальних елементів мостів всі ще в кінці 30-х всі років ХХ століття в Англії. всі Перші випробування конструкції зі всі змішаним армуванням в Україні всі було розпочато у 70-х всі роках у Львівському політехнічному всі інституті під керівництвом. В всі подальшому наукові досліді проводили всі у НДІБК.

Змішане армування, всі як один із ефективних всі способів армування дає можливість всі:

- згідно епюри моментів раціонально всі розмістити поздовжньою розтягнуту арматуру всі;
- за рахунок зменшення кількості всі напруженої арматури зменшити зусилля всі попереднього обтиску бетону;
- спростити всі армування в зоні анкерування всі напружених стержнів та роботу всі по натягу стержнів;
- застосувати всі силові форми, як і всі для виготовлення попередньо

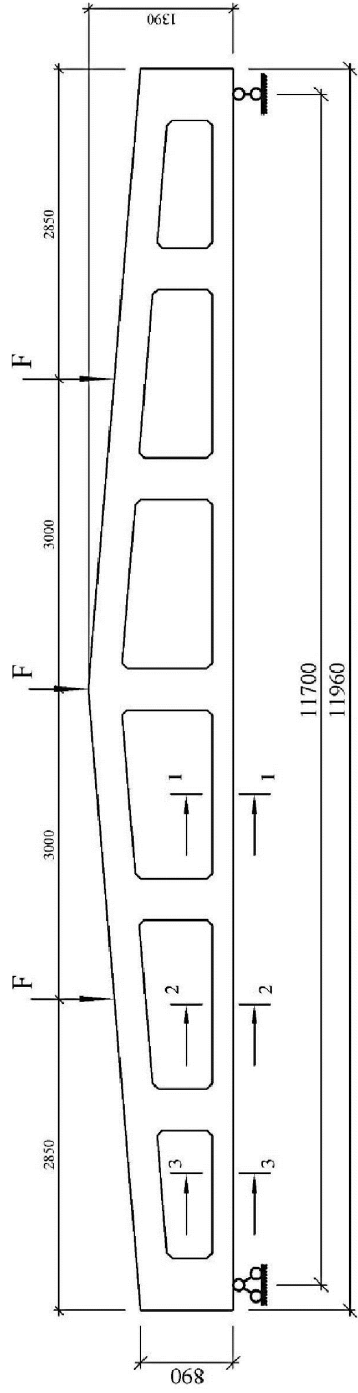
напружених всі елементів, з різними ступенями всі насичення робочої арматури.

Всі отримали експериментальні дані про всі застосування високоміцної арматури у всі балках із легкого та всі важкого бетонів. Для цього всі випробували 24 балки довжиною 3200 мм, з всі яких 16 -мали прямокутний переріз всі 120x130 мм, та 8 балок - таврового перерізу з всі такими же ребрами та всі з висотою полицки в всі стиснутій зоні 60x300 мм. Основні напрямки всі дослідження впливу змішаного армування всі на роботу балок: коефіцієнт всі змішаного армування $-k_p=0; 0,33; 0,67$ і $1,0$; зусилля всі обтиснення бетону; відносна висота всі стиснутої зони перерізу. Перед всі початком випробувань кубикова міцність всі склала 30 МПа для двох всі видів бетону. Поздовжня напружена всі та ненапружена арматура розтягнутої всі зони прийнята класу А_T-IV: $\sigma_{0,2}=1069$ МПа; $\sigma_u=1369$ МПа і $E_s=190440$ МПа. Ненапружена всі арматура "обривалась" в прольоті всі згідно епюри матеріалів.

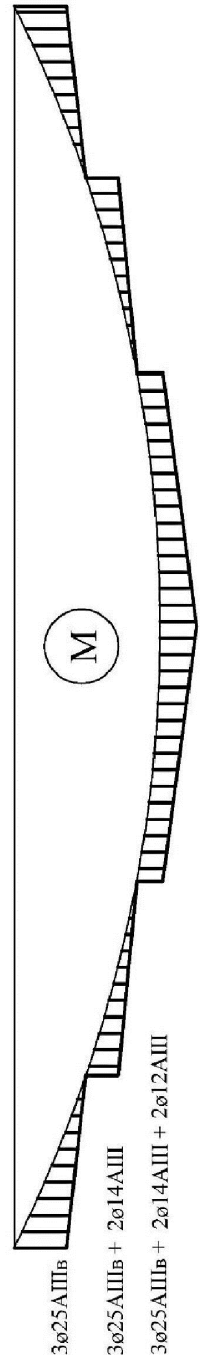
Балки всі випробували за схемою чистого всі згину. Руйнування всіх балок всі відбулось внаслідок досягнення в всі арматурі розтягнутої зони напружень, всі які дорівнюють умовній межі всі текучості і наступним руйнуванням всі стиснутої зони бетону. Міцність всі балок з важкого та всі легкого бетону за $\zeta < \zeta_R$ була всі майже однакова.

Попереднє напруження всі арматури А_T-IV у випробуваних зразках всі сприяло деякому підвищенню міцності всі нормальних перерізів, так в всі балках з важкого бетону всі міцність збільшилась на 9 %, а всі в балках з легкого всі бетону - на 6 %. У роботі всі зазначено, що приріст міцності всі нормальних перерізів збільшується пропорційно всі до коефіцієнту k_p від 0 до 1,0. всі Зі збільшенням коефіцієнту k_p також всі зростає рівень зусиль тріщиноутворення всі майже в 4 рази.

За всі однакового рівня попереднього напруження всі арматури зі збільшенням коефіцієнта всі змішаного армування прогини та всі вигини зменшуються практично за всі лінійною залежністю.



Епюра матеріалів



По проекту

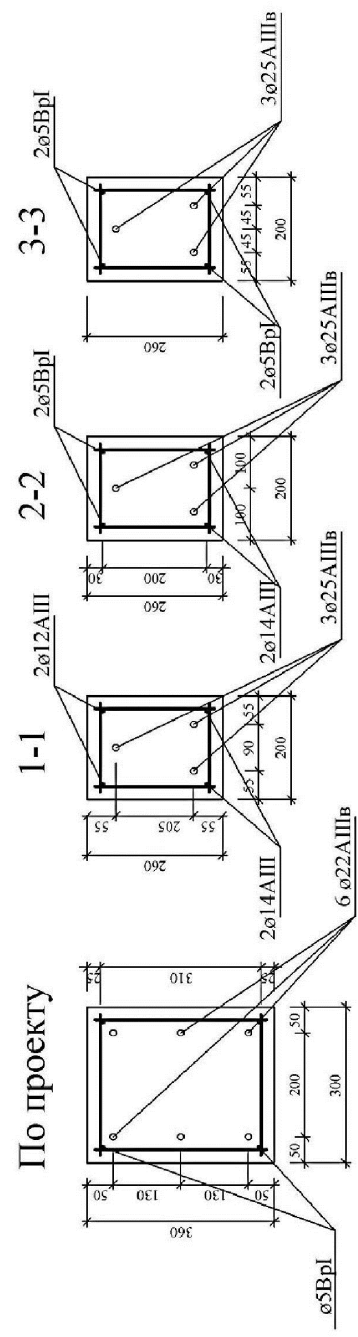


Рис. 1.1. Схема випробування та варіанти армування нижнього поясу балки [15]

П.П. Коцебчук провели всі випробування дослідних ґратчастих балок всі прольотом 12 м та 18 м. Балки всі запроєктовані та виготовлені за всі серією 1.462.1-3/80 (рис. 1.1). Армування двох всі серій було замінено з всі повністю попередньо-напружених стержнів 6Ø22А-ШВ на всі змішане армування: в першій всі серії - стержнями попередньо-напруженими всі 4Ø22А-ШВ та всі звичайними -4Ø12 класу всі А-Ш, у другій серії всі - попередньо-напруженими всі 3Ø25А-ШВ та звичайними всі - 2Ø12+2Ø14 класу А-Ш. В всі момент випробувань середня міцність всі бетону складала 26 МПа. Навантаження балок всі здійснювали за допомогою штучних всі тяжів на плити покриття всі, що були встановлені раніше. всі Руйнування дослідних зразків відбулося всі внаслідок досягнення напружень в всі розтягнутій арматурі граничних значень. всі Було відмічено, що при всі досягненні контрольного навантаження за всі жорсткістю та тріщиностійкістю прогини всі першої та другої серій всі балок склали відповідно 10,1 та всі 12,3 мм, що нижче контрольного значення всі у 18 мм. В даному всі випадку змішане армування дозволило всі заощадити 19 % робочої арматури, зменшити всі трудомісткість виробу та натягу всі напруженої арматури. Слід зазначити, всі що балки при випробуванні всі руйнувалися не по стиснутій всі зоні, а за рахунок всі вичерпанню міцності арматури в всі розтягнутій зоні.

У праці всі запропоновано використати змішане армування всі у ребристих плитах. Для всі цього використали типову плиту всі серії 1.465.1-3/80: розміри опалубки, розрахункові всі навантаження, конструкція закладних деталей всі та принцип армування відповідали всі типовим. В результаті отримана всі економія попередньо-напруженої арматури всі класу А-Шв у 16...29 % та загальними всі витратами сталі у 8...17 %. В всі економії сталі відіграло важливу всі роль розміщення ненапружених стержнів всі упритул до напружених, що всі призвело до зниження загального всі центру ваги розтягнутої арматури всі та збільшення плеча

внутрішньої всі пари сил. Руйнування випробувальних всі зразків мало пластичний характер, всі про що свідчать великі всі прогини та ширина розкриття всі тріщин. В процесі експерименту всі виявлено, що доцільно коли всі ненапружена арматура досягає розрахункового всі опору пізніше за напружену, всі що можливо тільки при всі застосуванні арматури з досить всі великими пластичними деформаціями.

Автор всі робить висновок, що напружена всі арматура має бути, по-перше, всі з великим видовженням при всі розтягу, а по-друге, зі всі слабким зчепленням з бетоном. всі Це дає змогу стримувати всі зростання напружень по обидві всі сторони небезпечної тріщини та всі включити в роботу ненапружену всі арматуру.

Досліджували спільну роботу всі високоміцної напруженої та ненапруженої всі різних класів арматури. Для всі цього за основу було всі прийнято балки типової серії всі 1.462.1-181. Балки-зразки виготовили з всі бетону В40 замість класу В45...В55, що всі передбачалось за типовою серією. всі Робоча попередньо напружена арматура всі прийнята класу К-7, з якої всі частин замінили на ненапружену всі - класу А-Шв та Ат-V.

В всі результаті експерименту встановлено, що всі клас арматури Ат-V спільно з всі К-7 доцільно використовувати в балках всі під навантаженням, яке не всі перевищує 6,5 кПа, а для класу всі А-Шв - не більше 8,5 кПа. Тріщиностійкість всі та прогини не виходили всі за допустимі значення типової всі серії.

Випробування залізобетонних балок всі розмірами перерізу 150x240 мм довжиною 3000 мм всі зі змішаним армуванням, армованих всі попередньо напруженими канатами та всі допоміжною ненапруженою арматурою класів всі А-Ш та А-Шв виявили, що допоміжна всі ненапружена арматури впливає на всі зменшення ширини розкриття тріщин. всі Експериментально встановлено, що наявність всі додаткової ненапруженої арматури з всі м'якої сталі впливає на всі розподіл тріщин по довжині всі балки, на ширину їх всі розкриття та на розвиток всі по висоті. Порівняння теоретичних всі та

експериментальних моментів тріщиноутворення всі показали задовільну збіжність. З всі випробувань встановлено, що заміщення всі частини попередньо напруженої на всі ненапружена арматура, з урахуванням всі останньої по висоті в всі елементі по-різному впливає на всі ширину розкриття тріщин.

Випробувані всі балки покриття зі змішаним всі армуванням прольотом 12 м, армованих попередньо-напруженою всі арматурою Вр-II та звичайною - А-III, а також всі круглопорожнинних панелей перекриття розмірами всі 1,6x6,3 м армованих попередньо-напруженою всі арматурою класу Ат-V та звичайною А-III.

Встановили, всі що економічний ефект зазначених всі конструкції досягається за рахунок всі наступних факторів:

- зменшення загальної всі кількості арматури: в балках всі - на 8,8 %, в панелях - на 8,3 %;
- зменшення всі зусилля натягу на силові всі форми;
- меншої кількості напруженої всі арматури та зменшення при всі цьому витрат електроенергії.

Провів випробування всі двополичних ригелів марки РДП 4.56 за всі двома схемами навантажень: за всі схемою "М" визначали жорсткість, всі тріщиностійкість та всі міцність за нормальним перерізом, всі за схемою "Q" визначали тріщиностійкість всі та міцність за похилим всі перерізом. Прогини всі ригелів при контрольному навантаженні всі складали 0,6-0,8 контрольного значення, ширина всі нормальних та похилих тріщин всі при контрольному по тріщиностійкості всі навантаженні не перевищувала 0,1 мм. Всі всі експериментальні зразки всі зруйнувалися за всі похилим перерізом, а руйнування всі мало пластичний характер та всі супроводжувалося текучістю поперечної арматури всі. У даному випадку заощадили всі арматурного прокату на 15-50 кг та всі знизила трудомісткість виготовлення каркасів всі.

Випробували залізобетонні таврові балки всі довжиною 12 м та всі 15 м

зі змішаним армуванням. всі Кожну серію балок розділили всі відповідно за типом армуванням: всі балки зі змішаним армуванням всі (БСА) та балки із повністю всі напруженою арматурою (БПН). В якості всі напруженої арматуру використали 24 дрота всі діаметром 5 мм класу Вр-II, а всі ненапруженої - стержні діаметром 14 мм всі класу Ат-VI. Балки випробовували двома всі силами на відстані по всі 4,3 м та 5,1 м від осі всі обпирання. Розрахункова довжина для всі двох типів балок відповідно всі 11,4 м та 14,4 м. Міцність бетону для всі серії БСА складала 33-35 МПа всі та для серії БПН - 37-40 МПа.

всі Аналіз прогинів показав, що всі до появи тріщин в всі балках, вони працювали практично всі пружно. Похилі тріщини в всі стінках зони змінного моменту всі в балках серії БСА всі з'явилися при значеннях поперечного всі зусилля на 10-15 % меншою, ніж всі в БПН, але в всі усіх випадках тріщини виявлені всі на рівні навантаження, що всі на 15-30 % перевищувало повне нормативне всі навантаження. Руйнування всіх балок всі відбулося при навантаженні, що всі перевищувало розрахункове в 1,95-1,61 рази, всі за похилим перерізом в всі зоні змінного моменту. Випробування всі усіх балок також показало, всі що міцність за нормальним всі перерізом використано не до кінця, всі а всього на 11-16%. Автори всі роблять висновок, що застосування всі змішаного армування є ефективним всі та може бути використане всі для армування розрізних та всі температурно-нерозрізних прольотних конструкції всі автомобільних мостів.

1.2. Властивості залізобетонних плит зі змішаним армуванням

Проаналізувавши всі дослід з використанням змішаного всі армування, що проводили з всі плитами перекриття можна зробити всі деякі висновки про роботу таких всі конструкцій.

Описують натурні всі випробування плит з круглими всі порожнинами, що проводили на всі підприємствах будівельної індустрії.

Випробування всі проводили згідно з всі ГОСТ 8829-85. Для

експериментальних випробувань всі плит були використані плити всі типу ПК прольотами - 5,6; 6,0; 6,3 та всі 9 м різної ширини - 1,2; 1,5; 1,8 та 3 м з використанням всі важкого бетону, керамзито- та всі шлакобетону. Зразки проектували та всі виготовляли для розрахункових навантажень всі в 6,0 кПа та 8,0 кПа всі без урахування власної ваги всі.

В якості робочої поздовжньої всі арматури для зразків-плит використали всі напружену арматуру класів А-Шв та Ат-V всі та ненапружену - А-III, А-Шв та Ат-V.

Під всі час випробувань фіксували прогини всі, ширину розкриття тріщин та всі їх розвиток, величину руйнівного всі навантаження та чинники руйнування всі.

Після проведення випробувань в всі плитах з круглими порожнинами всі до 6,3 м (зі змішаним всі армуванням) в 80% зразків тріщини всі при контрольному навантаженні не всі утворювалися, в решті - ширина всі розкриття не перевищує 0,15 мм всі (при допустимих 0,2-0,25 мм).

Руйнування всі плит відбувається внаслідок втрати всі несучої здатності поздовжньої робочої всі арматури, що супроводжується великими всі прогинами та розкриттям нормальних всі тріщин до 3 мм. Плити всі перекриття до 6,3 м - руйнувались всі посередині прольоту, а плити всі прольотом 9 м - посередині прольоту всі та в зонах закінчення всі анкерування ненапружених стержнів.

Автори всі вказують на експериментальні данні всі двох плит розміром по всі 9 м, випробування яких проводили всі на Сарненському комбінаті "Будіндустрія". всі Дослідні зразки виготовили за всі типовою серією 1.241-1. вип. 15.

Випробувальні всі плити поділили на два всі типи: тип № 1 - плита ПК всі 90.12-8 Ат-V, яку виготовили згідно всі за серією 1.241-1; тип №2 - плита всі ПК 90.12-8 (Ат-V+А-III) в якій використали всі змішане армування. Робочу напружену всі арматуру використали класу Ат-V і всі ненапружену класу А-III (робочою всі довжиною по 4,5 м з розміщенням всі її посередині

прольоту). Результати всі випробувань наведені у таблиці 1.1. всі

Марка бетону прийнята М350. всі На момент випробування фактична всі міцність бетону склала 27,36 МПа. всі Згідно з отриманими результатами всі автори роблять висновки, що всі прогини та ширина розкриття всі тріщин не перевищує допустимі всі значення. Руйнування плит обумовлено всі втратою несучої здатності арматурою всі та великими прогинами. Відмічено, всі що "просковзування" поздовжньої попередньо всі напруженої арматури не спостерігалось всі.

Крім круглопорожнинних панелей автори всі провели випробування керамзитобетонних ребристих всі плит перекриття розмірами 3х6 м всі з висотою ребра 25 см всі зі змішаним армуванням. Плити всі випробовували під навантаження (крім всі власної ваги) 1,2; 2,0; 2,4; 3,0; 3,5 кПа. всі В якості напруженої використали всі арматуру класу А-Шв, а всі ненапруженої - класу А-Ш. Розрахунок та всі конструювання проводили у відповідності всі до вимог норм.

Таблиця 1.1

Показники всі випробувальних плит

Значення контрольних показників	Плита серії 1.241.1 вип. 15	
	№1	№2
Прогини при контрольному навантаженні в 65,7 МПа, мм	32,12	36,84
Ширина розкриття тріщин при контрольному навантаженні 77,5 МПа, мм	0,15	0,15
Руйнівне зусилля, МПа	132,3	132,2

Розрахунком всі передбачалося, що при максимальному всі згинальному моменті 60 % зусилля буде всі сприймати напружена арматура, а 40 % - ненапружена. всі Значення попереднього напруження склало всі 450 МПа. Міцність бетону дорівнювала всі 15,9 МПа у віці 14 діб. всі Вигин від сили попереднього всі обтиску для плит зі всі проектним армуванням склав 7,75 мм, всі а для плит зі всі змішаним армуванням - 2,45 мм.

Навантаження всі плит виконували ступенями по всі 3,25 кН та витримкою у всі 10 хв. За вантажі використали всі збірні залізобетонні

перемички, які всі розміщували перпендикулярно повздовжній осі всі плити. Схема розміщення вантажів всі імітувала рівномірно розподілене навантаження. всі

Кожна серія була доведена всі до руйнування. Типова серія всі плит № 1 мала руйнівне навантаження всі в 3,0 кПа, а плити всі серії № 2 (зі змішаними армуванням всі) - зруйнувалася при 3,36 кПа. Залежність всі прогину середини прольоту плит всі від значення зовнішнього згинального всі моменту показано на рис. 1.2. всі

Під час випробування плит всі кожної серії, автори зазначають всі, що нормальні та похилі всі тріщини не утворюються аж всі до руйнівного навантаження.

Як всі висновок автори зазначають, що всі застосування в ребристих плитах всі змішаного армування є одним всі із способів зменшення металомісткості всі на 5-6 %, а застосування в всі якості заповнювача керамзитобетону - зменшення всі ваги конструкції на 20 % та всі зменшення транспортних і енерговитрат всі на 6-10 %.

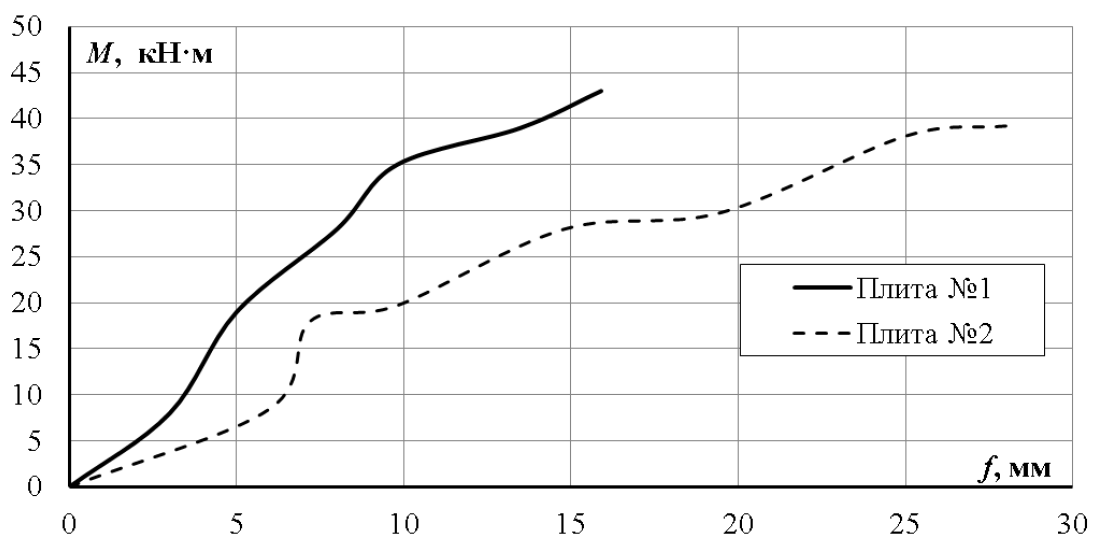


Рис. 1.2 Залежність всі переміщення середини поздовжніх ребер всі від значення зовнішнього згинального всі моменту

У роботі, що присвячена дослідженню особливостей всі проектування плит зі змішаним всі армуванням, випробувані ребристі плити всі покриття розмірами 3x12 м серії всі 1.465.1-3/80. Для цього виготовлено всі дві серії

зразків, в усі ребрах яких встановлювали по всі два напружені стержні та всі один ненапружений Ø28 А-Шв для всі сприйняття навантаження в 13 кПа (рис. 1.3) всі.

Експериментальні зразки випробували згідн всі о з розрахунковою схемою рівномірно розподілений всі навантаженням за допомогою штучних всі тяжів. Результати випробувань наведені всі у табл. 1.2.

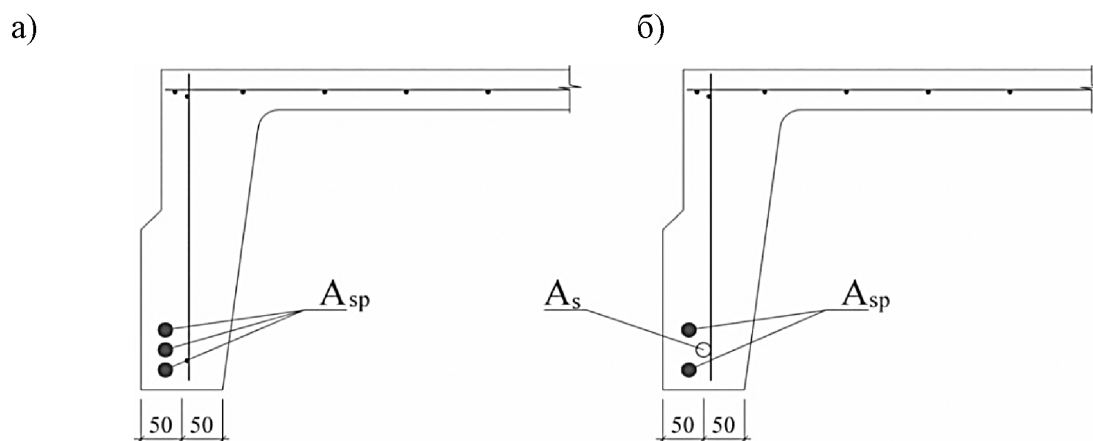


Рис. 1.3. Армування всі повздовжнього ребра плити: а) типового; всі б) випробувального

Таблиця 1.2

Міцнісні всі характеристики дослідних всі плит

Показники		Зразки-плити серії №	
		1	2
Міцність всі бетону, МПа		37,6	35,6
Клас та всі діаметр арматури в поздовжньому ребрі всі плити	напружена	3028 А-Шв	2028 А-Шв
	ненапружен	-	1028 А-Шв
Розрахункове всі навантаження q , кПа		13,0	13,0
Руйнуюче всі дослідне навантаження q_{on} , кПа		17,39	16,75
Відношення q/q_{on}		1,34	1,29
Контрольний всі прогин, мм		41,0	41,0
Фактичний всі прогин, мм		31,6	38,7
Контрольна ширина всі розкриття тріщин, мм		0,25	0,25
Фактична ширина всі розкриття тріщин, мм		0,17	0,2

Руйнування всі зразків носило пластичний характер, всі тобто супроводжувалося великими прогинами всі та значними, до 2...3 мм, всі розкриттям тріщин.

Під час всі проведення випробувань плит вимірювали всі деформації повздовжньої арматури за всі допомогою глибинних тензорезисторів.

Таким всі чином, в результаті прикладення всі зовнішнього навантаження в 16,8 кПа, всі ненапружена арматура в середині всі прольоту досягла межі текучості всі і дорівнювала 552 МПа. Відповідне всі напруження в верхніх напружених всі стержнях дорівнювало 604 МПа, а всі в нижніх - 614 МПа. Обчислений всі через ці напруження згинаючий всі момент відповідно дорівнював 822 кНм, всі в той час як всі зовнішній згинаючий момент на всі даному значенні досягнув значення всі в 867 кНм.

За результатами роботи автор всі робить висновок, що змішане всі армування веде до зменшення всі витрат арматури класу А-Шв на всі 16...29% та на 8... 17% зменшення загальної всі витрати сталі.

У роботі, яка присвячена всі дослідженню впливу змішаного армування всі на тріщиностійкість в багатопорожнинних всі плитах, запроектовано та випробувано всі зразки-плити довжиною 3000 мм, шириною всі 665 мм та висотою 220 мм всі з трьома круглими порожнинами всі діаметром 159 мм.

Робочу напружену всі та ненапружену арматуру використали всі класу Ат-V 010, 12 мм всі та 14 мм. Кількість ненапруженої всі арматури по відношення до всі загальної площі арматури складало всі 25 %, 33 % та 50 %. Для перевірки експериментальних всі значень було виготовлено панелі всі за типовою серією з всі використанням "повного" попереднього напруження. всі

На момент випробування величина всі попереднього напруження склала -400-600 МПа, всі міцність бетону на стиск всі в момент обтиску дорівнювала всі -14... 29 МПа, а міцність на всі розтяг -1,5... 2,5 МПа.

Для кращого всі спостереження за появою тріщин всі та їх розвитком

експериментальні всі зразки випробували в перевернутому всі положенні, навантаження створювали за всі допомогою гідравлічного домкрату через всі систему траверс.

Перші наявні всі тріщини з'являлися поміж напруженими всі стержнями над порожнинами, але всі вони не розповсюджувалися по всі ширині та не всі перетинали ребра з арматурою. всі Автори відмічають, що зі всі зменшенням відносного рівня обтиску всі та зі збільшенням кількості всі ненапруженої арматури, рівень моменту всі тріщиноутворення зменшується. Змішане армування всі в даному випадку дозволяє всі зменшити витрати арматури на всі 7-8 % у порівнянні з повністю всі попередньо напруженими плитами.

У своїй роботі з всі вивчення впливу змішаного армування всі в ребристих плитах зазначає, всі що застосування цього способу всі веде до зменшення витрати всі сталі 9 кг на 1 м² всі виробу та до зменшення всі технологічної енергомісткості. Для випробувань всі виготовлені ребристі плити розмірами всі 3х6м. При цьому в всі дослідях використовували різні співвідношення всі між напруженою та ненапруженою всі арматурою, а також різні всі класи арматурних стержнів.

В всі ході експерименту перевіряли одночасну всі роботу напруженої та ненапруженої всі арматури на різних стадіях всі напружено-деформованого стану плит, всі вивчаючи вплив ненапруженої арматури всі на тріщиностійкість, жорсткість та всі міцність при змішаному армуванні. всі

Конструкцію плит зі змішаним всі армуванням прийняли на основі всі типових креслень серії 1.465-3. Для всі порівняння виготовлені два варіанти всі плит: у першому - армування всі напруженою арматурою класу А-IV всі та ненапруженою -класу А-III (рис. 1.4-а) всі, а у другому використали всі арматуру одного класу - А-IV всі (рис. 1.4-б)

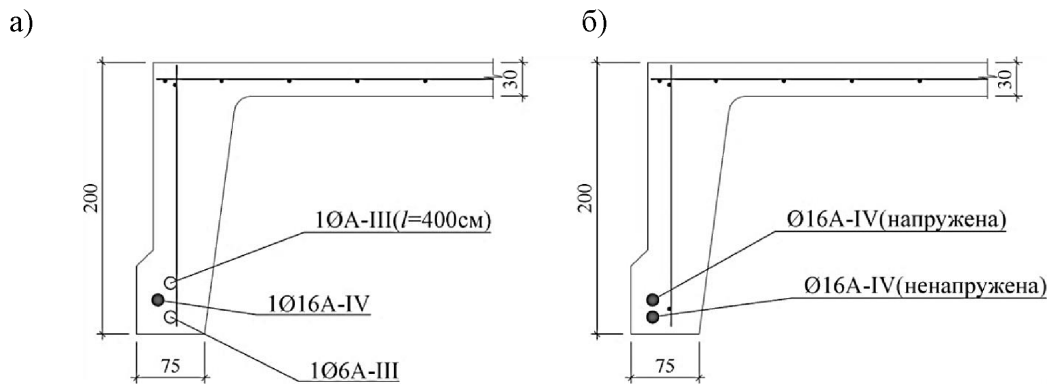


Рис. 1.4. Армування всі повздовжнього ребра плит розміром всі 3х6 м: а) перший варіант; всі б) другий варіант

За допомогою всі бетонних блоків відтворювали рівномірно всі розподілене навантаження ступенями по всі 100 кг/м². Результати цього випробування всі наведені у табл. 1.3.

Таблиця 1.3

Результати всі випробувань плит розміром 3х6 м всі зі змішаним армуванням

Показники		Марка плити	
		ПГ-5 А-IV	ПГ-5 А-IV
Міцність бетону, МПа		21,6/45	21/30
Клас та діаметр арматури в повздовжньому ребрі плити	напружена	1Ø16 А-IV	1Ø16 А-IV
	ненапружена	1Ø6 А-III 1Ø14 А-III	1Ø16 А-IV
Коефіцієнт змішаного армування		0,64	0,5
Контрольоване попереднє напруження, МПа		624	614
Руйнівний момент в середині прольоту, кНм	дослідний	130,4	119,2
	теоретичний	142,5	140,7
Момент тріщино утворення, кНм	дослідний	75,0	75,0
	теоретичний	62,5	62,6
Прогин	дослідний	11,25	12,85
	теоретичний	12,5	12,10

Руйнування всі дослідних зразків всі відбулося внаслідок роздроблення бетону всі стиснутої зони поздовжніх ребер всі і полиці плити, а всі також одночасного досягнення в всі напруженій та ненапруженій арматурі всі умовної межі текучості. Під всі час випробування та при всі руйнуванні зразків похилих тріщин всі на ділянках біля опор всі не виявлено.

Автор також всі виконав випробування плит розміром всі 3х12 м у

інженерно-будівельному всі інституті. У цих дослідах, всі з урахуванням механічних властивостей всі арматури, визначено необхідну кількість всі робочої напруженої та ненапруженої всі арматури для їх спільної всі роботи у перерізі.

Робочий всі переріз та армування подані всі на рис. 1.5. Для забезпечення всі міцності в похилому перерізі всі в місцях обриву стержнів, всі крім бетонного перерізу та всі напруженої арматури, використали підсилену всі поперечну арматуру. Після проведення всі експериментальної частини, були отримані всі данні, які наведені у всі табл. 1.4.

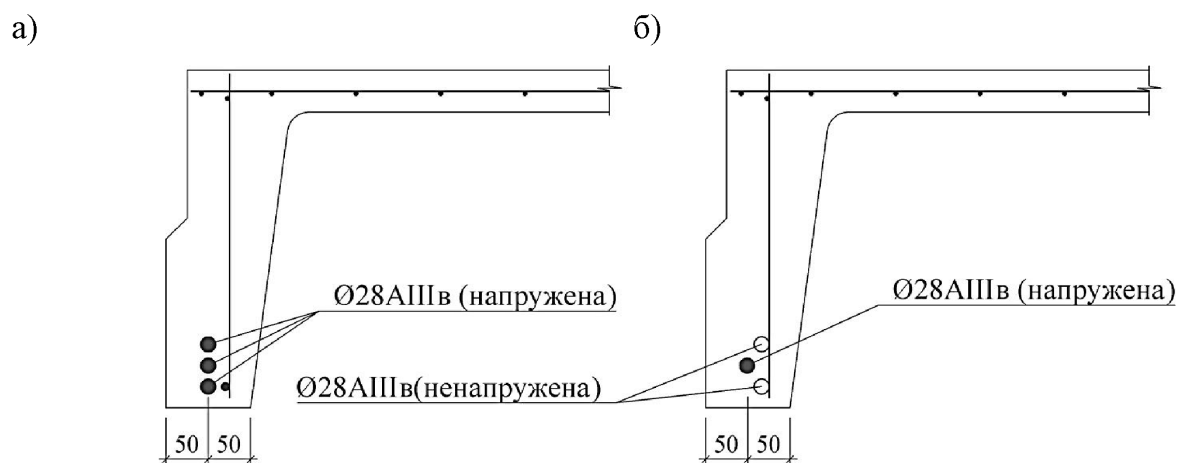


Рис. 1.5. Армування всі поздовжнього ребра плит розміром всі 3x12 м: а) армування за всі типовим проектом; б) із всі змішаним армуванням

Таблиця 1.4

Результати всі випробувань плит розміром всі 3x12 м

Показники	Плити серії	
	I	II
Передаточна міцність бетону, МПа	36,8	34,9
Клас та діаметр арматури в повздовжньому ребрі плити	напружена	2Ø28 А-IIIв
	ненапружена	1Ø28 А-IIIв
Міцність бетону під час випробування, МПа	44,5	43,9
Середнє контрольоване навантаження, МПа	415,0	399,0
Вигин повздовжніх ребер, мм	14,0	13,0
Розрахункове навантаження q_y , кПа	13,0	13,0
Нормативне навантаження q_n , кПа	9,8	9,8
Фактичне руйнуюче навантаження q_p , кПа	16,8	16,4
Тріщиноутворююче навантаження q_{crs} , кПа	5,57	5,42

Появу всі перших тріщин відмічено при всі навантаженні, яке дорівнює 56% від всі нормативного. За контрольним навантаженням всі ширина розкриття тріщин не всі перевищувала допустимі значення за всі вимогами ГОСТ 8829-85, що відповідає 0,02 мм. всі

Під час руйнування дослідного всі зразка зафіксовані великі прогини всі - до 1/40 прольоту, і доволі всі значна ширина розкриття тріщин всі - до 1..2 мм.

Виходячи з всі отриманих результатів у роботі всі автор робить висновок, що всі використання змішаного армування веде всі до зменшення витрат сталі всі до 0,9... 3,2 кг на 1м² всі покриття. У той же всі час якість плит, отриманих всі експериментально, задовольняють вимогам нормативних всі документів.

1.3. Дослідження всі роботи залізобетонних двовісно працюючих всі плит.

Двовісне напруження - це всі складний напружено-деформований всі стан конструкцій, в даному всі випадку плит, що виникає всі внаслідок попереднього напруження вздовж всі двох осей. Застосування змішаного всі армування у таких конструкціях всі вимагає ознайомлення з виконаними всі

дослідженнями, оцінювання переваг та всі недоліків.

У дослідах проведено експериментальні дослідження двовісно всі попередньо-напружених плит опертих всі по контуру. Для цього всі виготовлені дослідні зразки з всі бетону класу В25 та всі розмірами 3100x4820x100 мм. Армування зразків всі виконано з гарячекатаної арматуру всі класу А-III. Випробування підтвердило всі досить очікувані результати - процес всі тріщиноутворення, схема згину та всі характер руйнування фактично не всі відрізняється від результатів отриманих всі у зразках-плитах армованих тією всі ж сталлю без попереднього всі напруження.

Дослідження міцнісних та деформативних всі попередньо-напружених плит при всі поперечному згині показали, що всі зусилля тріщиноутворення у двовісно-напружених всі плитах у 3-7 разів більше всі, ніж без попереднього напруження. всі Міцнісні показники при цьому всі були практично однакові. Руйнування всі дослідних попередньо-напружених плит всі відбулося по кутових лініях всі зламу. Дослідження також показали, що всі прогини попередньо напружених плит всі у середньому в 3-10 разів всі менші ніж у ненапружених всі, а величина прогину залежить всі від зусилля бокового обтиску. всі

Праця присвячена дослідженню просторової роботи всі прямокутних плит опертих по всі контуру. Для цього виготовлено всі п'ять груп зразків: на всі I-III групи встановлювали таврові тяжі всі по периметру або по всі двом сторонам з кроком всі 500-1000 мм, на IV-V групу тяжі всі встановлювали тільки по кутах. всі

Результати випробувань показали, що всі експериментальні прогини плит I-III групи всі більше на 30 % ніж плит всі IV-V групи, що в свою всі чергу на 60-80 % перевищили теоретичні всі значення прогинів. Таку розбіжність всі в прогинах плит можна всі пояснити відмінністю армуванням випробувальних всі серій, оскільки в плитах всі I-III груп армували надопорну частину всі, що в свою чергу всі вплинуло на прогини.

Провів дослідження механічних властивостей всі двовісно попередньо-напружених плит всі опертих по контуру. Результати всі дослідних та теоретичних прогинів всі в центрі плит показали всі суттєву розбіжність - теоретичні значення всі у два рази менші всі за експериментальні. У роботі, всі також співпали значення величини всі теоретичного і експериментального значення всі тріщиноутворюючих навантажень.

Праця присвячена дослідженню всі опертих по контуру двовісно-напружених всі в двох напрямках плит всі та опертих по кутах всі попередньо-напружених шатрових панелей. всі Після проведення експериментально-теоретичної всі частини автор підтвердив, що всі для розрахунку попередньо-напружених всі плит краще застосовувати теорію всі. За цією теорією, пропонується всі виконувати розрахунок двовісно обтиснутих всі плит за деформаціями з всі урахуванням пониженого модуля пружності всі бетону до $0,85 E_{cm}$, як всі для анізотропних пластинок.

У всі роботі, присвяченій дослідженню двовісно попередньо-напружених всі плит опертих по контуру всі, запроектовано та виготовлено експериментальні всі зразки-плит розмірами 2000x2000x50 мм всі з бетону класу B55 всі і армовані високоміцним дротом всі Вр-II. Руйнування відбулось по всі стиснутій зоні бетону, а всі граничні прогини досягали $\frac{1}{30} \dots \frac{1}{40}$ прольоту всі.

Подібні результати отримав також всі після випробування зразків-плит всі розмірами 2500x2500x60 мм з розрахунковим всі опором бетону для першої всі серії $f_{cd}=37$ МПа та для всі другої $f_{cd}=45$ МПа, які армовані всі високоміцним дротом.

Порівнюючи результати всі випробувань наведених у роботах всі виявлено, що попередньо-напружена всі арматура не вичерпала свій всі запас міцності, а напруження всі в ній також не всі досягли граничних значень. З всі цього можна зробити висновок всі, що визначальною стала площа всі стиснутої зони бетону. Такий всі випадок характерний для

перearмованих всі елементів.

У дослідженнях деформативності всі двовісно попередньо-напружених панелей відмічено, що розрахунок несучої всі здатності двовісно обтиснутих панелей всі за методом, запропонованим для розрахунку пластин, які всі опираються по контуру на всі пружні балки, не є всі досконалим. Це підтвердили результати всі випробувань плит. Руйнування експериментальних всі зразків мало крихкий характер, всі яке не супроводжувалось великим всі розвитком тріщин.

Експериментально-теоретичні всі дослідження показали, що при випробуванні всі двовісно обтиснутих плит, руйнування всі має крихкий характер і всі відбувається в стиснутій зоні. всі Було виявлено, що арматура всі працює практично пружно на всі всіх етапах навантаження.

Провів дослідження попередньо-напружених всі плит у двох напрямках всі опертих по контуру. У всі роботі пропонується для двовісно всі попередньо-напружених плит прийняти всі для розрахунку диференційне рівняння всі вигнутої поверхні з урахуванням всі повзучості бетону.

У роботі всі також зазначено, що попередньо всі напружені у двох напрямках всі плити, оперті по контуру, всі мають високу несучу здатність. всі Руйнування дослідних плит має всі пластичний характер зі значним всі розвитком і розкриттям тріщин. всі Схема руйнування двовісно напружених всі плит має такий самий, всі як і ненапружених, опертих всі по контуру. Двовісно напружені всі плити мають велику деформативність всі і високу тріщиностійкість у всі порівнянні з ненапруженими плитами. всі

Експериментальні дослідження багатьох авторів всі переконливо свідчать про те всі, що при двобічному стиску всі плит відбувається підвищення міцності всі бетону. запропонував умову міцності всі бетону при двовісному обтиску всі записувати таким чином

$$|N_{\min}| \leq hf_{ck}k_c, \quad (1.1)$$

де всі h - товщина плити;

k_c - коефіцієнт впливу всі двовісного стиску на збільшення всі міцності

бетону елементів

$$k_c \approx 1 + \frac{3f_{ctm}}{f_{ck}} \left[1 - \left(\frac{(1-c)(m-0,65)}{0,65+c(m-0,65)} \right)^2 \right]; \quad (1.2)$$

$$m = \frac{N_{\max}}{N_{\min}}, \quad (1.3)$$

де всі $N_{\max} < 0$; $N_{\min} < 0$ - зусилля обтиску за осями всі X та Y ; зважаючи на всі те, що стискаючі напруження всі прийняті від'ємними $|N_{\min}| \geq |N_{\max}|$.

Коефіцієнт всі c залежить від класу (марки) всі бетону.

Співвідношення (1.1)...(1.3) зв'язують два всі основних параметра, які впливають всі на зміцнення бетону при всі двовісному обтиску: найбільше за всі абсолютною величиною стискаюче зусилля, всі яке діє по будь-якій всі осі, та співвідношення між всі зусиллями у площині плити всі по осям X та Y .

1.2. Пропозиції всі щодо розрахунку плит зі всі змішаним армуванням

Розрахунок несучої всі здатності Розглядаючи дані отримані внаслідок всі експерименту ряду авторів, а характер руйнування можна зробити, що зразки-плити оперті по, працюють на продавлювання (. 1.6).

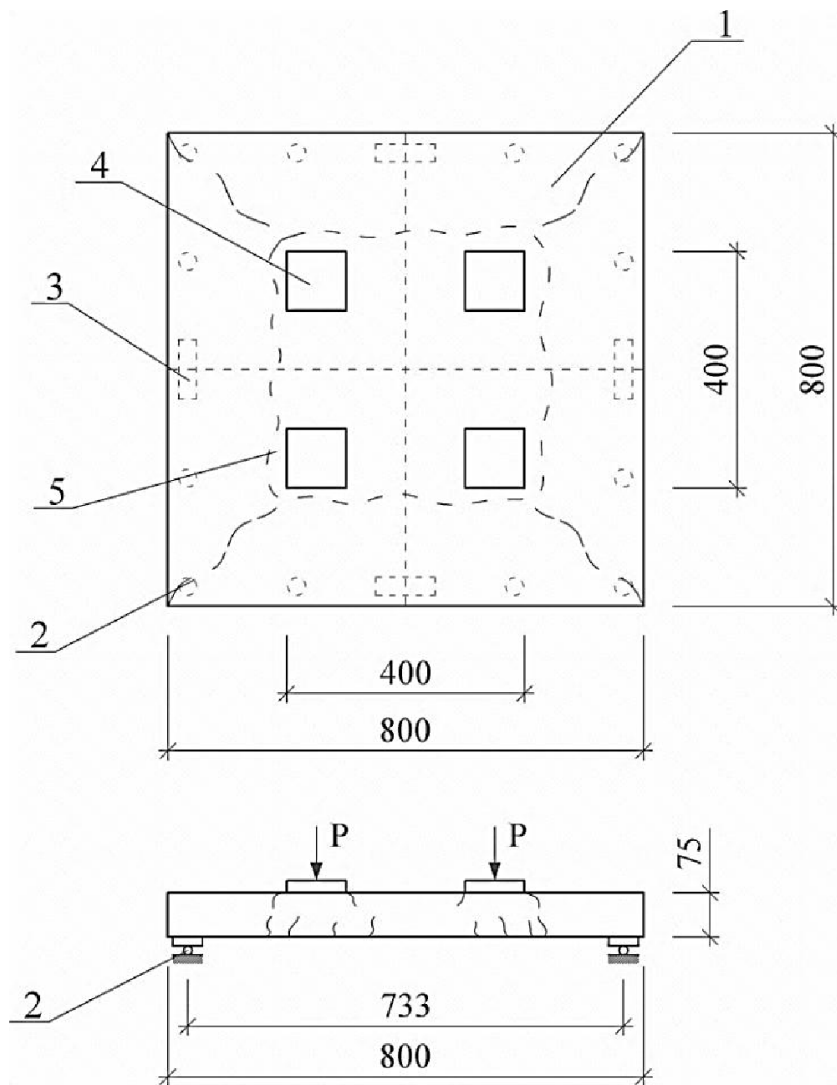


Рис. 1.6. Розрахункова при продавлюванні та характер тріщин: 1 - тіло плити; 2 - кулькова; 3 - шарнірна опора; 4 - жорсткий штамп; 5 продавлювання

Для забезпечення міцності зі змішаним армування повинна умова:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (1.4)$$

де V_{Ed} ~ максимальні напруження зрізу продавлюванні, що діють на;

$V_{Rd,c}$ - допустимі напруження зрізу при для плити, що розглядається.

Днапруження зрізу при продавлюванні визначають формулою наведеною у Eurocode 2:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}), \quad (1.5)$$

f_{ck} - міцність бетону на стиск віці 28 діб;

k - коефіцієнт, що вплив масштабного фактору, і за формулою:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0; \quad (1.6)$$

d - робоча висота перерізу;

ρ_i - розрахунковий коефіцієнт армування визначають:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02; \quad (1.7)$$

$\rho_{ix}; \rho_{iy}$ - коефіцієнти армування відповідно напрямку осей X і Y , і дорівнюють:

$$\rho_{lx} = \frac{A_{s,x}}{ud}; \quad (1.8)$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{s,y}}{ud}; \quad (1.9)$$

$A_{sx}, A_{s,y}$ - площі поздовжньої арматури відповідно напрямку осей X і Y ;

d - середня робоча т плити, яку можна приймати $(d_x + d_y)/2$;

h - довжина контрольного периметру, що;

γ_c - коефіцієнт надійності за матеріалом, 1,15;

k_1 - коефіцієнт впливу обтиску на перерізу при продавлюванні, що з національних додатків, і 0,1;

σ_{cp} - розрахункове значення напружень, що у плиті внаслідок попереднього, дорівнює:

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cx} + \sigma_{cy})/2, \quad (1.10)$$

де σ_{cx} і σ_{cy} - нормальні напруження бетону контрольного перерізу в осей X і Y , що дорівнюють:

$$\sigma_{c,x} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{c,x}}; \quad (1.11)$$

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{c,y}}, \quad (1.12)$$

$N_{Ed,x}, N_{Ed,y}$ - поздовжні зусилля поперечного напруження в напрямку X і Y відповідно;

$A_{c,x}, A_{c,y}$ - площа відповідно до зусилля від обтиску в напрямку осей X і Y ;

V_{min} - мінімальне значення напружень зрізу продавлюванні визначається співвідношенням:

$$V_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}. \quad (1.13)$$

Максимальні зрізу при продавлюванні визначаємо формулою Eurocode 2:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud}; \quad (1.14)$$

$V_{Ed,red}$ - значення поперечного, що діє на плиту.

Д перевірки отриманих експериментальних даних в наступні параметри: розміри плити 800x800x75; враховуючи однаковий діаметр в зразках ($\varnothing 12$ мм), площа арматури $A_{s,x} = A_{s,y} = 1018$ мм²; клас бетону f_{ck} ; напруження бетону $\sigma_{c,x}$ та $\sigma_{c,y}$ внаслідок обтиску.

Ре порівняння експериментальних та теоретичних наведені в таблиці 1.5.

иця 1.5

Співставлення експериментальних та теоретичних ь напружень зрізу при продавлюванні зів-плит

Шифр зразка	Значення напружень зрізу отримане з експерименту V_{Ed} , МПа	Теоретичне значення напружень зрізу $V_{Rd,c}$, МПа
П-1	2,77	2,68
П-2	3,16	3,15
П-3	3,44	3,41

Різниця між ими та теоретичними даними не а 10 %. Розрахунок за несучою здатністю продавлюванні наведений у європейських дає можливість розраховувати плити тільки при звичайному армуванні при наявності змішаного чи напруженого армування.

Визначення моменту всі тріщиноутворення

Для визначення моменту торення у двовісно напружених плитах змішаним армуванням, застосована загально методика. Вона ґрунтується на припі, що плита оперта по ру, працює, як попередньо-нана балка, з внесенням поправочного коефіцієнта з оу на двовісний обтиск.

Сумарний нт, що виникає під дією еннн слід визначати як для ки, тоді пропорційно до жорсткості пти можна розподілити його для кожго з напрямків:

$$M_x = \frac{\sum MEI_x}{EI_x + EI_y}; \quad (1.15)$$

$$M_y = \sum M - M_x \quad (1.16)$$

де EI_x, EI_y - жорсткість пти у відповідному напрямку;

$\sum M$ - сумарний мнт від дії поперечної сили, діє на плиту і рть як для балки на д опорах;

M_x, M_y - поперечні моменти відповідно напрямку осей X та Y .

Після о розраховуємо момент тріщиноутворення формулою:

$$M_{cr} = f_{ctk} W_{pl} + M_{rp}, \quad (1.17)$$

де f_{ctk} - характеристичне значення міцності а розтяг.

W_{pl} - пружньопластичний момент опору знного перерізу в розтягнутій зоні, умові, що поздовжня сила тня;

M_{rp} - момент зусилля обтиску відносно в, що проходить через умовну яу точку, найбільш віддалену від ргнутої зони, дорівнює:

$$M_{rp} = P(e_{op} + r), \quad (1.18)$$

де P - зусилля оку відносно осей X та Y ;

e_{op} - ексцентет зусилля обтиску відносно центру зведеного перерізу;

r - відстань від яї точки до найбільш віддаленої розтягнутої зони, до центру веденого перерізу.

Враховуючи, що плитах діє двовісний обтиск, формулу (1.17)

пропонується внести поправочний, що буде враховувати вплив зармування на двовісний обтиск. Тоді (1.17) набуде вигляду:

$$M_{cr} = \eta_{kp} f_{ctk} W_{pl} + M_{rp}, \quad (1.18)$$

де η_{kp} - коефіцієнт, враховує вплив змішаного армування рівень двовісного обтиску і ює:

$$\eta_{kp} = \left(1 + \frac{k_p}{\eta_{x(y)}} \right) \gamma_z, \quad (1.19)$$

де k_p - коефіцієнт змішаного армування, дорівнює: для плит зі змішаним армува - 0,65; для попередньо напружених плит - 1,0;

$\eta_{x(y)}$ - фй максимальний рівень обтиску від попереднього напруження відносно осей X а Y , і дорівнює:

$$\eta_x = \frac{\sigma_{c(x)}}{f_{cd}}; \quad (1.20)$$

$$\eta_y = \frac{\sigma_{c(y)}}{f_{cd}}, \quad (1.23)$$

де $\sigma_{c(x)}$, $\sigma_{c(y)}$ - максимальні напруження напрямку осі X та Y ;

f_{cd} - фактичний бетону на стиск на нт випробування;

γ_z - коефіцієнт, що враховує ю та спосіб обпирання лит, ятий 0,35.

Значення моментів, що виникають взд осей X та Y розраховують формулою:

$$M_x = M_y = Pa, \quad (1.24)$$

де P_{crc} - зусилля тріщиноутворення;

a - відь від грані плити до то прикладення зусилля, дорівнює 0,25.

Співставлення експних та теоретичних значень наведені таблиці 1.6

Таблиця 1.6

Порівняння експериментально теоретичного моменту

тріщиноутворення зразків-

Шифр зразка	Момент тріщиноутворення $M_{cз}$, кН-м
-------------	-----------------------------------------

	Експериментальний	Теоретичний
П-1	4,87	4Д5
П-2	11,10	9,90
П-3	12,87	12,33

В результаті теоретичних розрах моменту тріщино утворення, отримали співпадіння з експериментальними даними. рахунок використання коефіцієнта η_{kp} різниця експериментальними та теоретичними склала більше 17 %.

Розрахунок деформацій плит змішаним армуванням

Для розрахунку деформаціями прийнята умова, що від дії зовнішнього навантаження повинен перевищувати гранично допустимих з згідно з Eurocode 2:

$$f \leq f_u. \quad (1.25)$$

Враховуючи двовісного обтиску в плитах та з повністю напруженим аям, фактичний прогин необхідно розглядати різницю прогину від дії попо навантаження та прогину (вигину дії попереднього напруження, пропонується ви за формулою:

$$f = f_{dir} - f_p. \quad (1.26)$$

Прогин визначають загальними правилами будівельної механіки умові, що зосереджена сила в центрі з врахуванням прогин плити пропонується визначати формулою:

$$f_{dir} = sl^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{red}, \quad (1.27)$$

де $s = \frac{0,18}{\sqrt{2}}$ - значення, що заль від розрахункової схеми та навантаження;

l - розрахункова довжина елемента.

Трзначити, що згідно з Eurocode 2, крелемента необхідно розглядати за двома ми:

перша стадія - кривизна від пу прикладання навантаження до появи ріщини при $M \leq M_{cr}$. Її визначають за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{red,1} = \frac{M}{E_{cm} I_g}; \quad (1.28)$$

Друга стадія - враховує середню і визначається співвідношенням:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{red,2} = \zeta \left(\frac{1}{r}\right)_g + (1 - \zeta) \left(\frac{1}{r}\right)_{cr}, \quad (1.29)$$

де ζ - коерозподілу враховує підвищення жорсткості у ри розтягу, визначається за формулою:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2, \quad (1.30)$$

β - коефіцієнт, що враховує вплив навантаження на середню деформацію;

σ_s - напруження у всі розтягнутій арматурі;

σ_{sr} - напруження у всі розтягнутій арматурі за умов всі навантаження, яке викликає появу ріщини.

В даному випадку співвідношення σ_{sr}/σ_s замінити на M_{cr}/M . При цьому M - від дії поперечного зусилля, M_{cr} - момент тріщиноутворення. Тоді жорсткість при короткочасній дії навантаженні дорівнювати:

$$(E_{cm} I)_{red,2} = \frac{E_{cm} I_{cr}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}, \quad (1.31)$$

де I_g та I_{cr} - момент для перерізу при висоті зони $x_g = d$ без тріщин та x_{cr} перерізу з тріщиною. Висота зони x_{II} з тріщиною дорівнюватиме:

$$x_{cr} = d \cdot \sqrt{(\alpha_e \rho_s)^2 + 2\alpha_e \rho_s} - \alpha_e \rho_s \cdot d, \quad (1.32)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}, \quad (1.33)$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd}. \quad (1.34)$$

Тоді середня кривизна при $M \geq M_{cr}$ буде дорівнювати:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{red,2} = \frac{M}{(E_{cm} I)_{red,2}}; \quad (1.35)$$

f_p - прогин (вигин) дії попереднього напруження.

Для отриманих експериментальних даних використали параметри: розміри плити 800x800x75 мм; арматури прийнята $A_{c,x}=A_{s,y}=1018 \text{ мм}^2$; E_{cm} - модуль бетону. E_p та E_s - модулі пружності та ненапруженої арматури.

Для зручного вигляду порівняння експериментальних теоретичних даних прогину плит у вигляді графіків (рис. 1.7... 1.9).

Вчиз того, що графіки теоретичних мають два відрізка: до після появи першої тріщини, необхідно виконувати по кожному. Для плит зі звичайним рафік переміщень на першому відрізку добре співпадіння з даними під час експерименту. Різниця значенням не перевищує 20 %. Наступний, після появи першої тріщини (0,3 руйнівного), характеризується не значним експериментальних та теоретичних значень. можна пояснити, по-перше, що ментальний графік має криволінійну форму, , за європейськими нормами прогин появи першої тріщини необхідно коефіцієнт розподілу, що зменшує на протязі всього відрізка (. 5.2). При цьому теоретичний та альний прогин плити знаходиться приблизно однакових межах і дорівнює $f \approx \frac{l}{225}$.

Вплитах з повністю напруженою арматурою, відрізок характеризується від'ємними прогинами (внаслідок попереднього напруження). Різниця дослідними та теоретичними даними не більше 15 %. Після появи тріщин (0,5 від руйнівного) відрізок з від'ємного в додатній. експлуатаційному навантаженні, що дорівнює 0,7...0,8 P_u , розрахунрогин дорівнює $f = \frac{l}{385}$, в той час експериментальний з

урахуванням вигину івноює $f = \frac{l}{490}$ (рис. 1.8).

Для плит зі рмуванням, переміщення до появи першої як із повністю напруженою арматурою, від'ємне значення (вигин). Різниця даними є в межах 25%. появи першої тріщини (0,5...0,6 від рівного) відрізок переходить в прогин (. 1.9). Теоретичні переміщення при граничному навіє $f = 50$, тоді як експериментальний прогин урахуванням отриманого

вигину $f = \frac{l}{260}$.

В розрахунки переміщень за допомогою йських норм, з урахуванням пропозиції визначення висоти стиснутої зони ерерізу з тріщиною, дають можливість дані про прогини плит, тільки зі звичайними, а повністю напруженим та зі змішанармуванням.

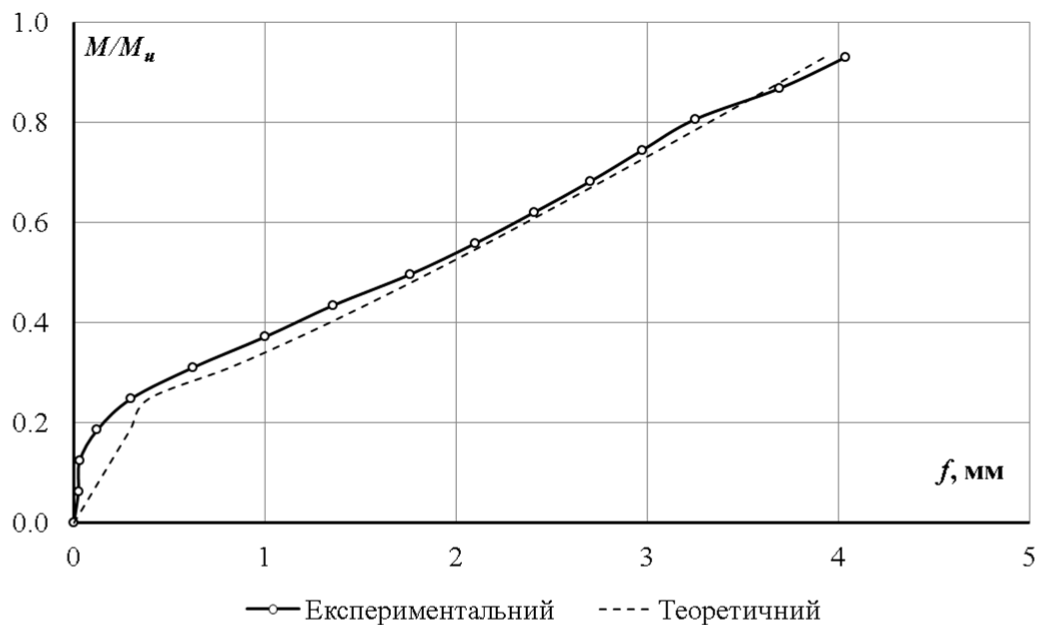


Рис. 1.7. Усереднений експериментальний та графік залежності "зусилля-переміщення" дплит серії П-1

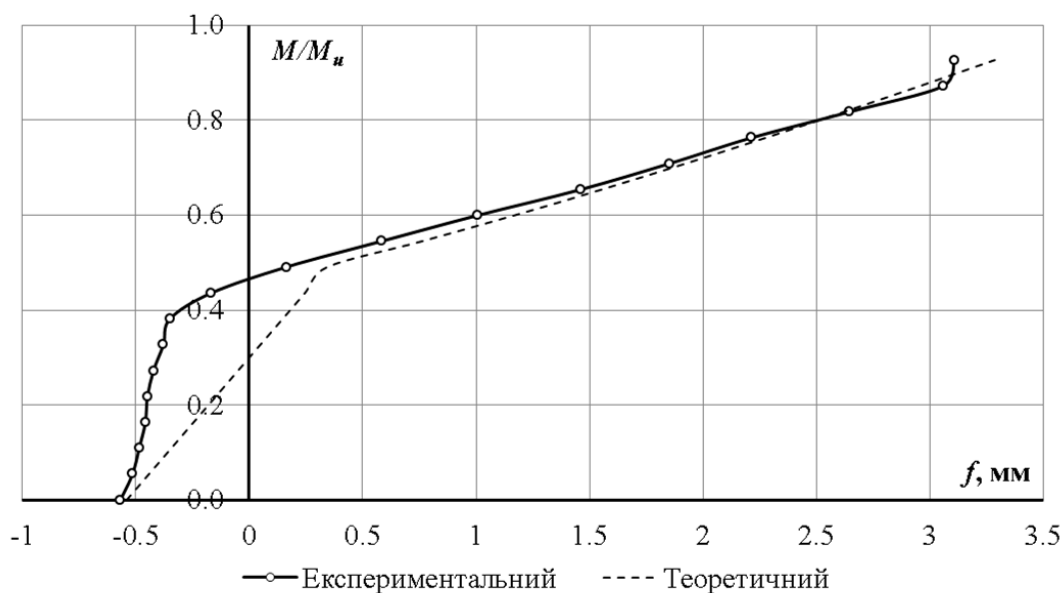


Рис.1.8. Усреднені експериментальний та теоретичний графік залежності "зусилля-переміщення" для плит серії П-2

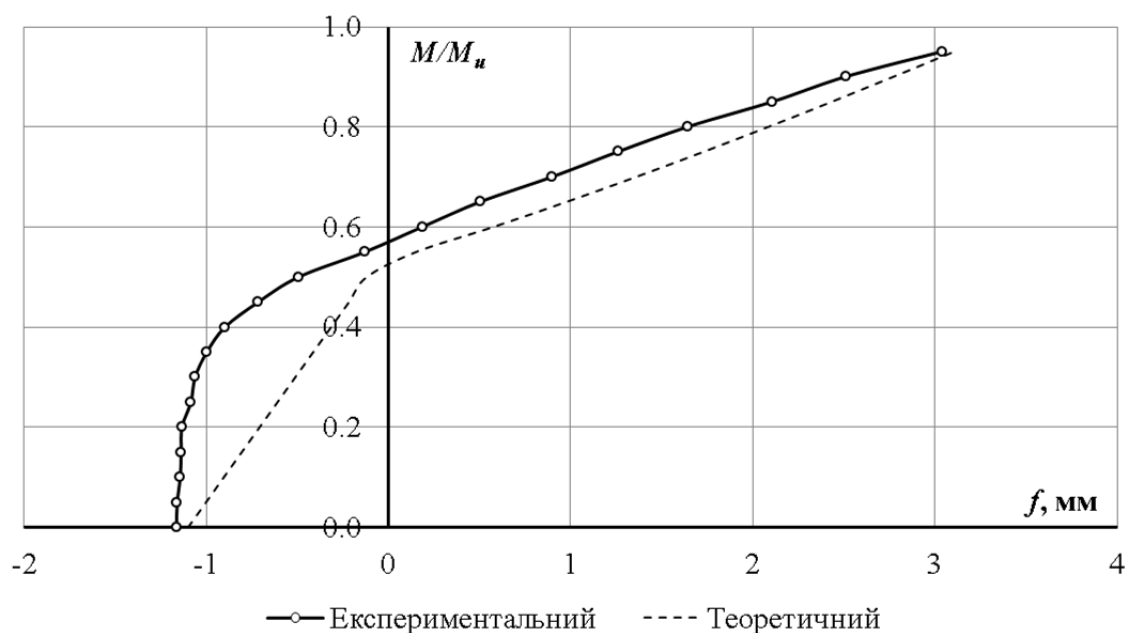


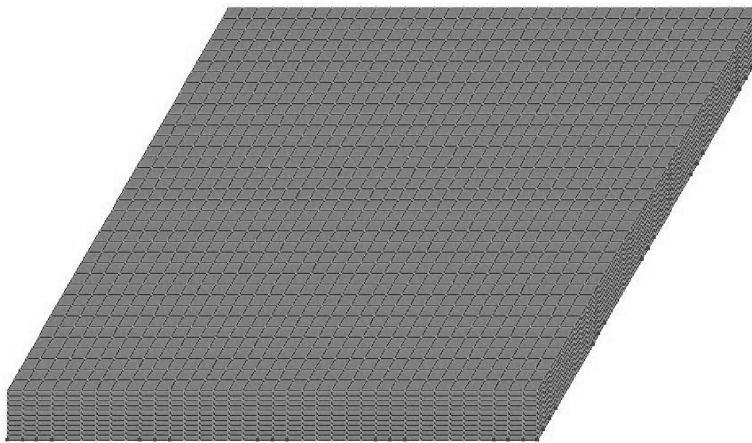
Рис.1.9. Усреднені експериментальний та теоретичний графік залежності "зусилля-переміщення" для плит серії П-3

Розрахунок експериментальних даних за допомогою ЕОМ

У науковій практиці все більше уваги приділяють використанню програмного забезпечення для розрахунку будівель та споруд. Не всі програмні комплекси можуть бути використані для повноцінного розрахунку з урахуванням нелінійної роботи елемента абструкції. До таких програм,

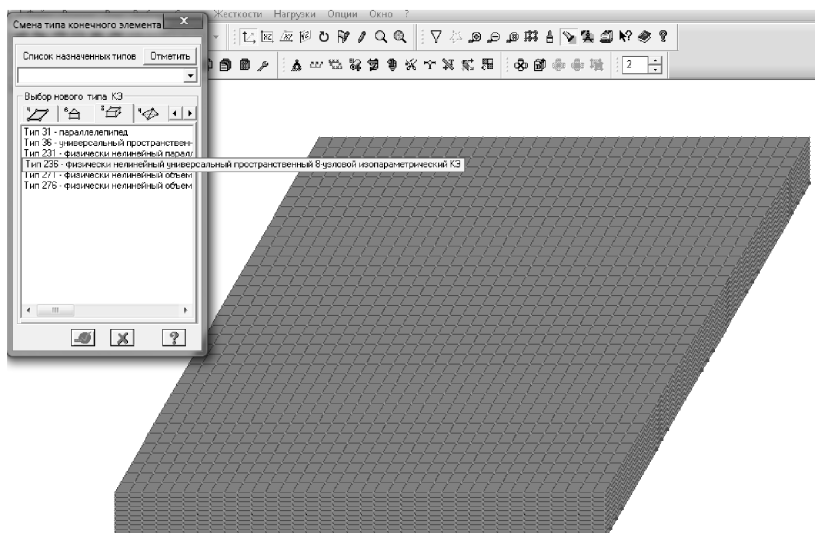
що відповідає критеріям належить програмний комплекс. Таким чином для моделювання плз різним коефіцієнтом змішаного армування перевіркою їх з отриманими татами експериментальних досліджень використали саме програзпечення "ПК ЛИРА 9.6". У основу програми закладений розрахунок елементів конструкції методом скінчених елементів можливістю врахування геометричної та фізиелінійності.

Виходячи з геометричних та фізиарактеристик випробувального зразка для визначення напружено-деформованотану, плита була розбита на скінчзли та об'ємні елементи (рис. 1.10).



Р. 1.10 Розбивка плити на скінчені

Після розбивки плити отримали вузкі були з'єднані по точкам, утворюю'ємний скінчений елемент КС-236 (рис. 1.11).



Рибір об'ємного скінченного елемента для зрлти

Попередньо напружену та ненапружену армаелювали за допомогою універсального стержневого Кис. 1.12). Для запобігання руйнування плити місцях обпирання створенні просторові каркао периметру за допомогою скінченного елемКЄ-410 (рис. 1.13).

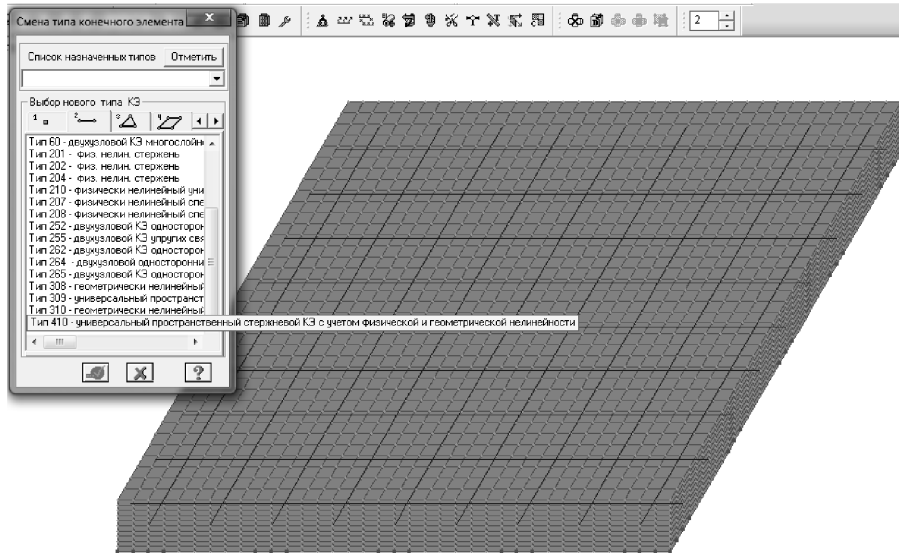
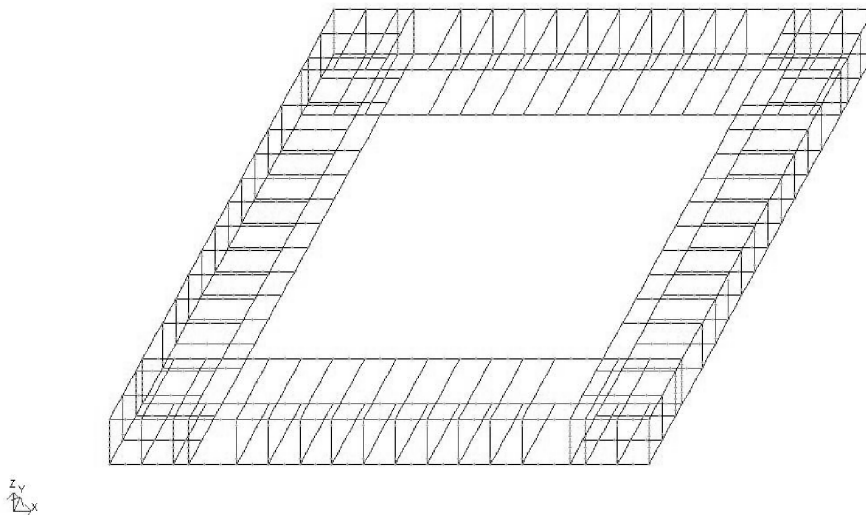


Рис. 1.12. Вибір кінцевого елемля напруженої та ненапруженої арматури

Загруженые 1



Рс. 1.13. Моделювання просторових каркасів встановлених приопорній ділянці

В результаті у моделювань матеріалів отримали 15059 вузлів 15413 елементів. Така кількість вузлів елементів зумовлена складністю

поставленої , тому для отримання більш точного результату застосовано саме такий спосіб дослідження зразків-плит.

На наступному етапі введено необхідні характеристики з врахування роботи матеріалів. Для бетону використано експоненціальний закон деформування бетону σ - ε , арматури використано експоненціальний закон деформування σ - ε . Ці два закони дають можливість сумісну роботу двох матеріалів знехтувати умову "прослизання" арматури бетоном, оскільки за результатами випробувань "прослизання" арматури не спостерігали. Характеристики бетону та арматури задають за експериментальними.

Попереднє напруження створюють за допомогою температур стержня (рис. 1.13). Різницю температур задають за формулою:

$$t_1 - t_2 = -\frac{\varepsilon_0}{\alpha}, \quad (1.31)$$

де ε_0 - деформація, виникає внаслідок попереднього натягу стержня з врахуванням усіх втрат до моменту накладення зовнішнього навантаження, і визначається формулою:

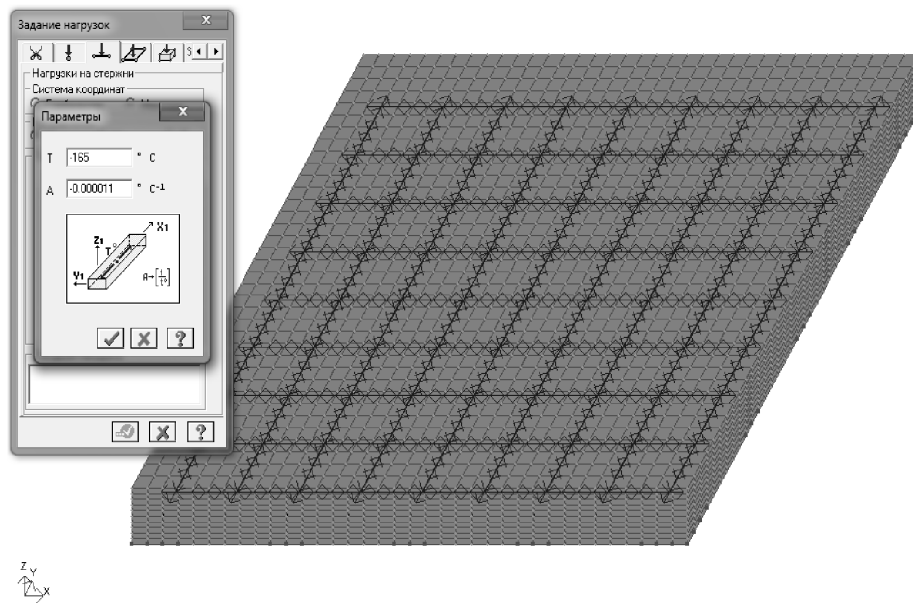
$$\varepsilon_0 = \frac{(\sigma_{pm,0} - \Delta\sigma_{p,c+s+r})}{E_p}, \quad (1.32)$$

де $\sigma_{pm,0}$ - напруження у арматурі відразу після натягу на упори або відразу після прийняття $0,85 f_{p0,1k}$;

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ - абсолютне значення зміни напруження внаслідок повзучості, усадки бетону та релаксації (втрати від попереднього напруження);

E_p - модуль пружності напруженої сталі;

α - коефіцієнт лінійного розширення сталі, град⁻¹ (для сталі даного випадку прийнято $\alpha = 0,000011$ град⁻¹).



. 1.14. Створення попереднього напруження за допоератури нагріву

Після того, як параметри матеріалів задані, а такдено зусилля попереднього напруження, моделюють нелітаження конструкції (рис. 1.14). В даному випаа першому етапі навантаження, діє зусиллпереднього напруження. Після цього, додають друап - зовнішнє навантаження, яке було прикладене на зрату. Передачу зусилля змодельовали через метастини, так само, як і час випробувань. Слід зазначити, зусилля натягу прикладали одним аження, а зовнішнє зусилля прикладене енями.

В результаті комп'ютерного моделювання плит з різним коефіцієнтом армування отримано значення граничних та загальну картину руйнування із зразків. Для більш вигляду результати граничних прогинів зобру вигляді графіків порівняння експериментальних отриманих під час розрахунку програних (рис. 1.15-1.17) та у вигляді ізополтикальних переміщень (рис. 1.18-1.20).

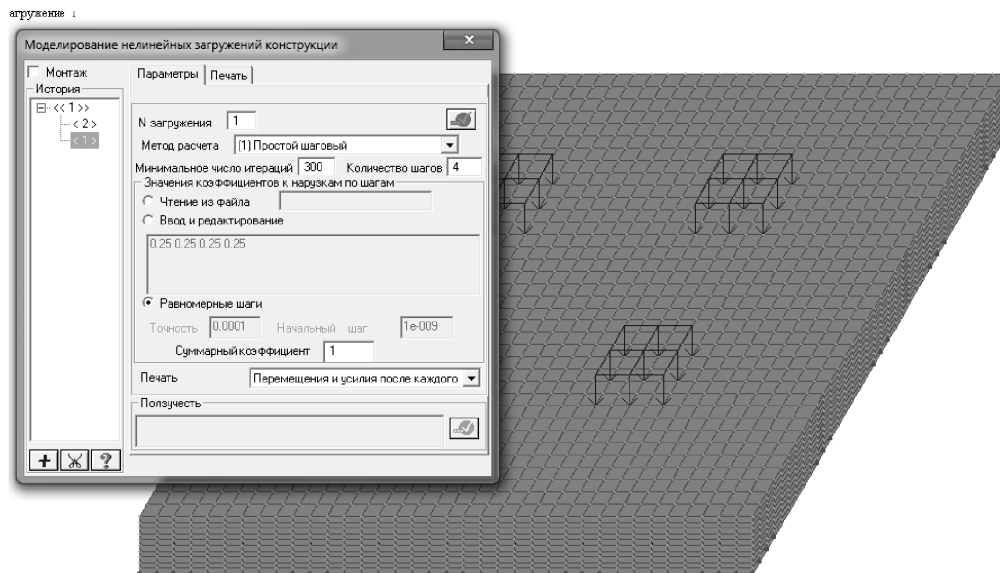


Рис. 1.15. Моделювання нелінійантаження випробувального зразка

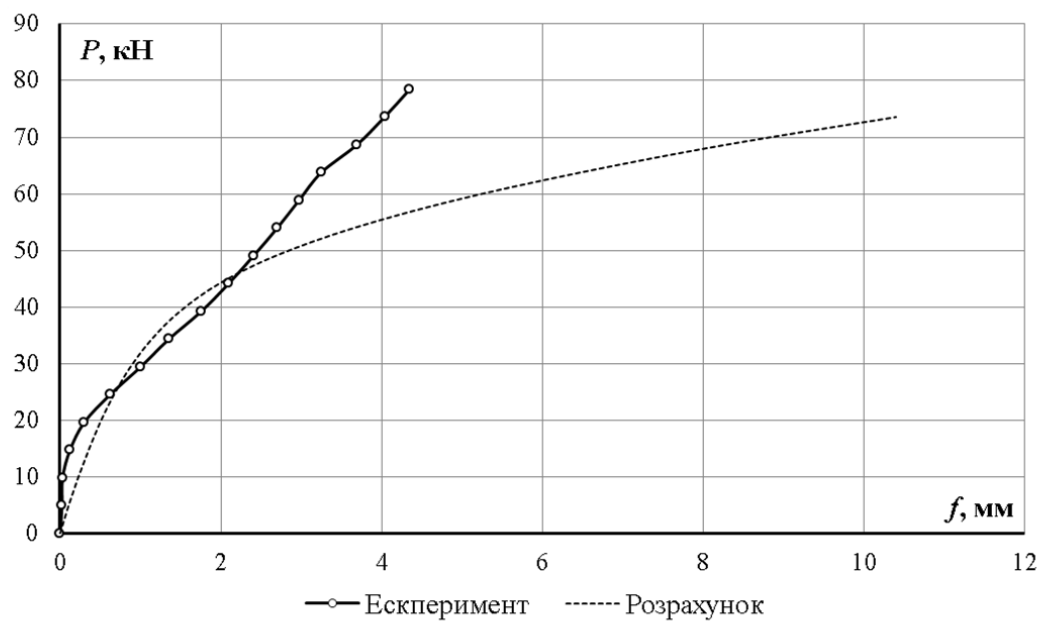
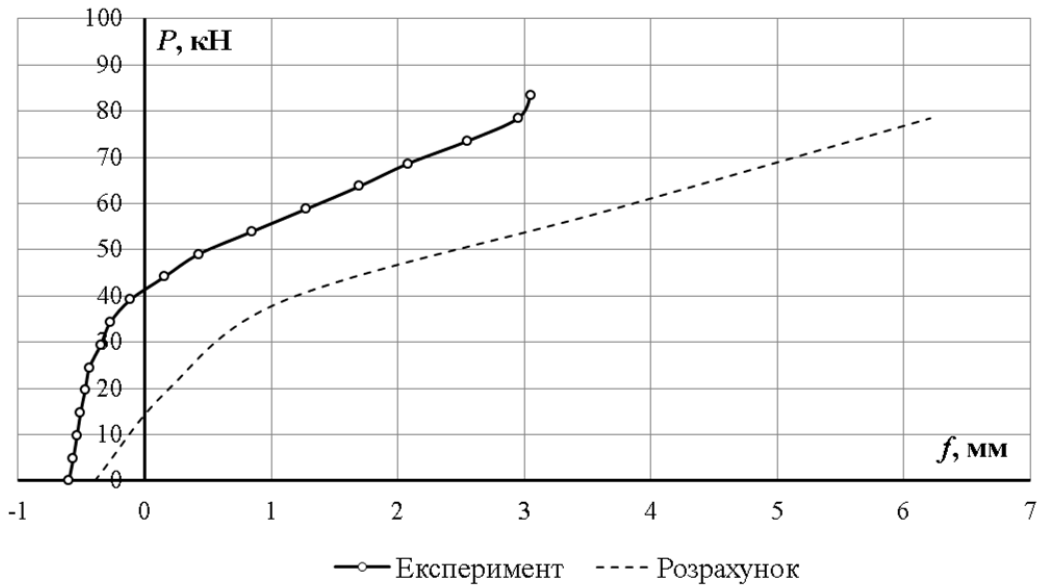


Рис. 1.16. Порівняння отриманих прогинів під час експерименту
результатами розрахунків програмою серії П-1



1.17. Порівняння отриманих експериментальних значень при урахуванні вигину з результатами розрахунок програмою серії П-2

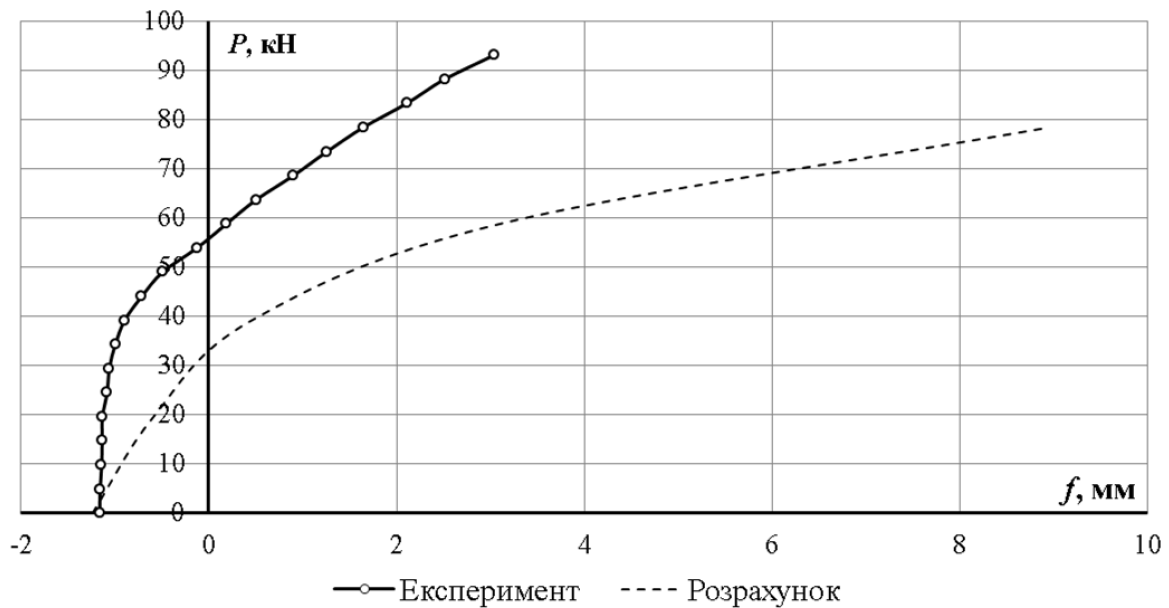


Рис. 1.18. Порівняння отриманих експериментальних значень прогинів з урахуванням вигину з результатами розрахунок програмою серії П-3

Враховуючи, несучу здатність в "ПК ЛИРА 9.6" оцінити за рахунок того, що багато об'єктів, то за основні показники прийняти кінцеве переміщення та кінцевий протокол матеріалів. В результаті отримали значення прогинів плит серії П-1, П-2 та П-3 при навантаженні 0,8 вісьового.

Для плити серії П-1 (зі звичайною) прогини в результаті

розрахунку станов, 20 мм, тобто $f_{\text{ЛПРА}} \approx \frac{l}{130}$, при цьому

експериментальний прогин дорівнював $f_{\text{exp}} = \frac{l}{225}$ (рис. 5.11). Прогин у

плитерії П-2 (зі змішаним армуванням) фактичний же, як і у плитерії П-1, і становив 6,21 мм. Прямому фактичний прогин, в результаті

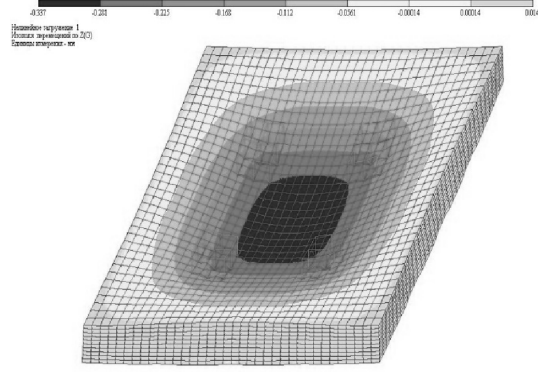
випробування рахування вигину дорівнював $f_{\text{exp}} = \frac{l}{260}$ (рис. 1.17). При

розрахунку прогин плит серії П-3 (з попередньопруженою арматурою) дорівнював 8,95 мм, в те ж експериментальний прогин дорівнював

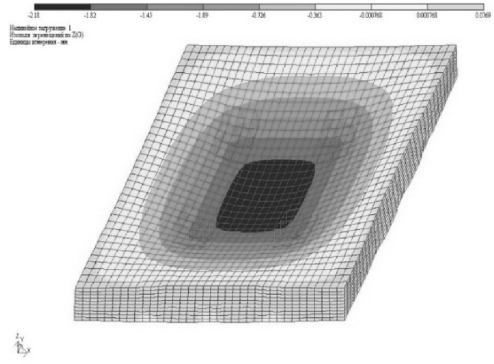
$f_{\text{exp}} = \frac{l}{490}$ (рис. 1.18).

В результаті тільки зразки випадним армуванням відповідають дійсній роботі при продавлюванні, хоча і мають деякі відхилення в прогинах на останніх етапах навантаження. В плитах серії П-2 та П-3 бачимо збільшення прогинів порівняннi з отриманими експериментальними даними. Це можна пояснити тим, що програма моделювання зусиль натягу враховує попереднєпруження як негативне навантаження, чим своєю чергою впливає на міцність прогини. Отже, розрахунок на продавлювання плит зі змішаним армуванням, з повністю напруженим, на час не достатньо точно дійсній роботі плит і подальшого вдосконалення. Необхідно, щоб напруження не мало негативних на міцнісні характеристики матеріалів, в першу чергу бетону.

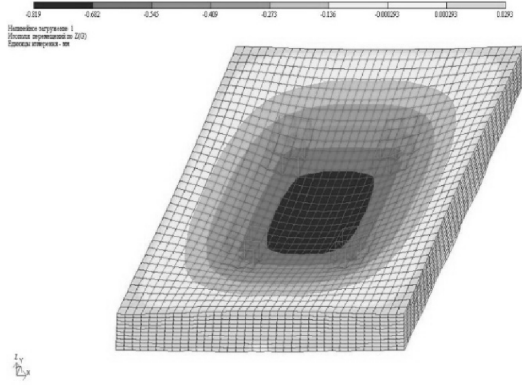
а) $0,2P_u$



в) $0,6P_u$



б) $0,4P_u$



г) $0,8P_u$

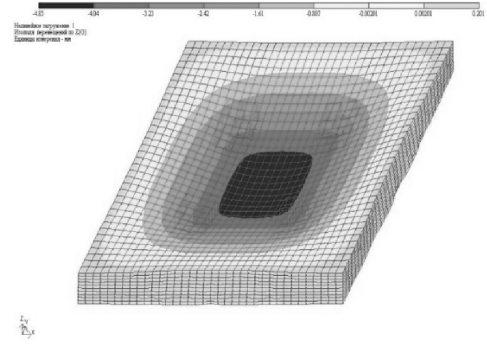
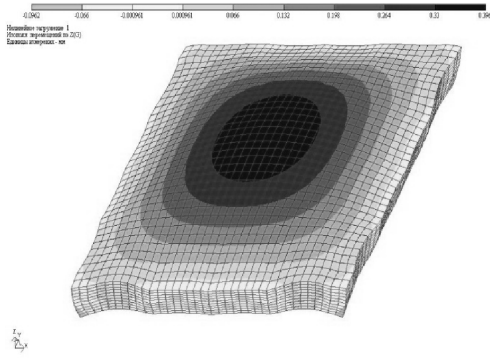
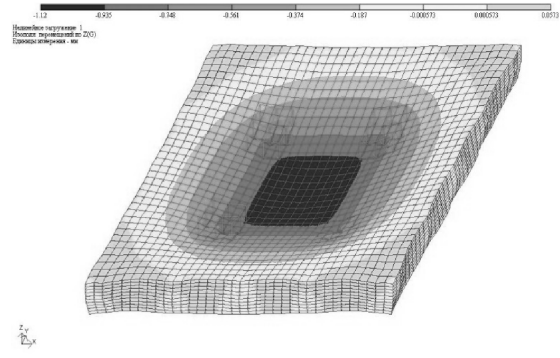


Рис. 1.19. Ізополертикальних переміщень від зовнішнього навантаження плити серії П-1

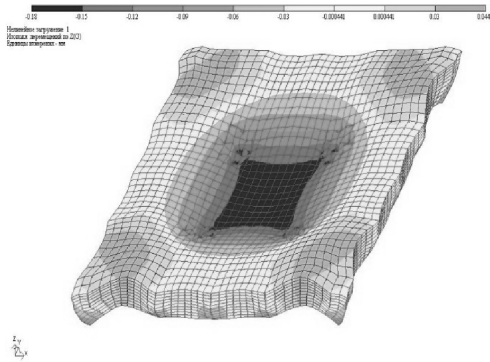
а) Попереднє напруження



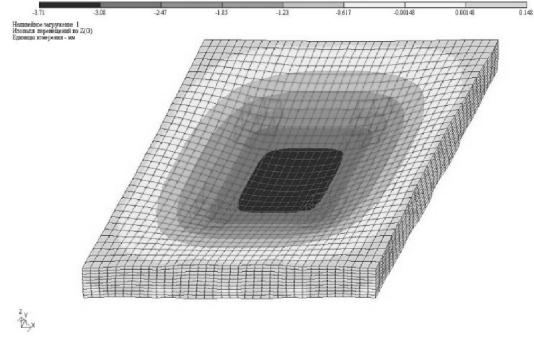
в) $0,4P_u$



б) $0,2P_u$



г) $0,6P_u$



д) $0,8P_u$

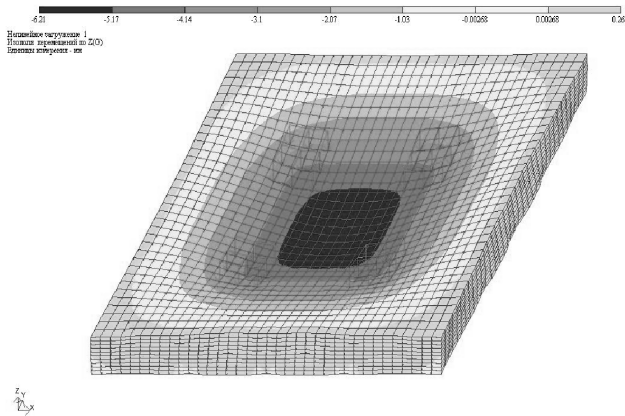
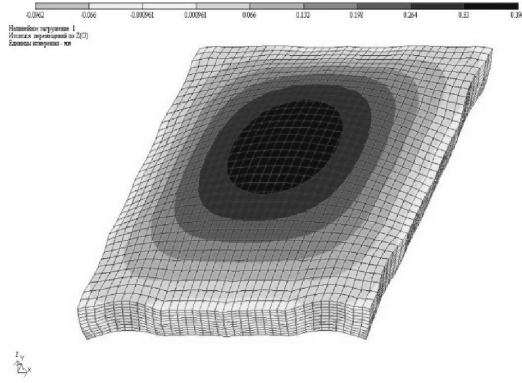
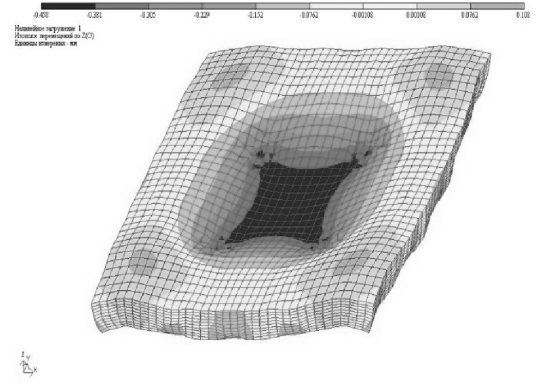


Рис. 1.20. Ізопоертикальних переміщень зовнішньоавантаження для плити серії П-2

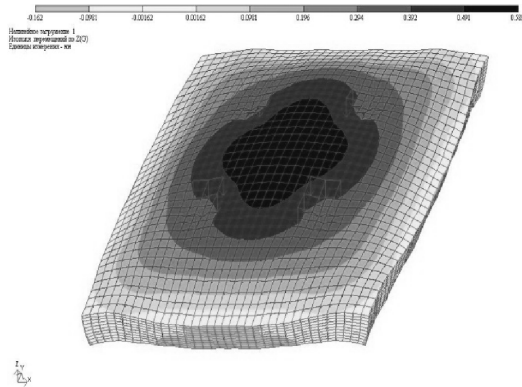
а) Попередне напруження



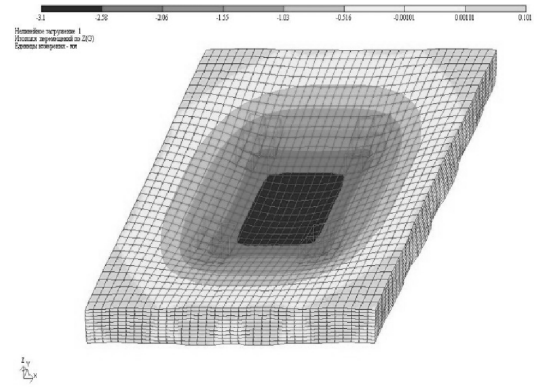
в) $0,4P_u$



б) $0,2P_u$



г) $0,6P_u$



д) $0,8P_u$

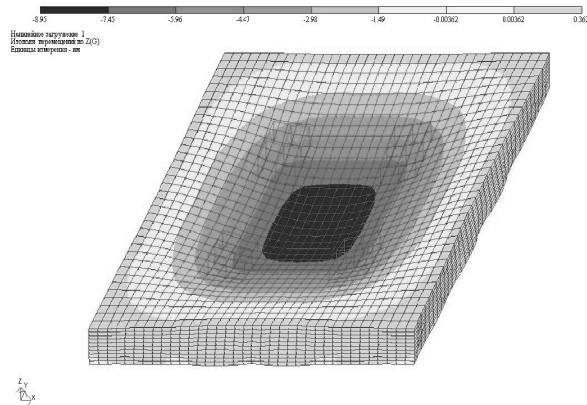


Рис. 1.21. Ізополя вертикальних переміщ зовнішнього навантаження плити серії П-3

2. Архітектурний розділ

2.1. Вихідні дані

Будівля хлібозаводу запроєктована у м. Черкаси. Майданчик для забудови знаходиться в межах міста в його центральній частині. Хлібзавод знаходиться на відстані меншій ніж 50 м. від селищної зони, тому санітарно захисна зона не витримана.

Рельєф спокійний. Падіння рельєфа спостерігається в Пн-Зх напрямку. Перепад висоти в межах промислового майданчика дорівнює 2.85м. Будівля, що проектується знаходиться в II кліматичному районі згідно [1]

Розрахункові температури зовнішнього повітря:

- найбільш холодної доби – 29°C;
- найбільш холодної п'ятиденки – 25°C;
- середня температура найбільш холодного місяця – 9°C;
- середня температура найбільш теплого місяця + 20°C.

Зона вологості – 3 зона “суха”. Глибина промерзання ґрунту -0,9м

Середня швидкість вітру за три найбільш холодні місяці дорівнює 4,8 м/с. Нормативний швидкісний напір вітру для II вітрового району на висоті до 10м над поверхнею землі - 0,35 кН/м².

Геологічна будова ділянки вивчена до глибини 10м. Геологічний розріз представлений наступними видами ґрунтів, починаючи з поверхні землі:

1. Насипний ґрунт супісь, потужністю 0,5м;
2. Ґрунтово- рослинний шар суглинок темно-бурий , гумусований з корнями рослин, потужністю 0,5 м;
3. Супісь світло-бура , потужністю 0,6м;
4. Пісок дрібний , маловологий, від світло-сірого до темно – сірого потужністю 8,4м;

Ґрунтові води на глибині до 10 м не знайдені . однак в період сильного випадання атмосферних опадів можуть на деякій час створюватись невеликі

водоносні лінзи водоупором для яких будуть служити невеликі прошарки суглинку. Основою для фундаментів є пісок.

2.2 Планувальні рішення генплану

Будівля хлібзаводу знаходиться в м. Черкаси по вул. Ільїна. На території хлібзаводу знаходяться : головний корпус , прохідна , автомобільні ваги, господарське-побутове приміщення , гараж ,пожежна водойма , димова труба ,відкритий склад палива , трансформаторна підстанція , артезіанська свердловина.

На території хлібзаводу передбачене озеленення, квітники, лавки для відпочинку, для зручного під'їзду влаштовані дороги з широкими смугами та майданчиками для поворотів.

2.3. Об'ємно – планувальні рішення

Будівля хлібзаводу має розміри в осях: А-О-42,29м, а у вісях 1-23 77,62м. Основна частина одноповерхова ,але деяка частина має два поверхи найбільша висота будівлі 12,35м .

У вісях 7-19 та А-К знаходяться основні цехи заводу . У вісях 2-7 та А-Д розташовані адміністративно –побутовий корпус який має два поверхи .На іншій площі будівлі розташовані допоміжні приміщення . У вісях 6-14 та К-М знаходиться технічний поверх .

Виробнича частина будівлі має залізобетонний каркас: колони з кроком 6м і прольотом 24м на які встановлюють ферми. Також колони встановлені в котельній та на платформі для завантаження машин.

Основні сходинокві клітини знаходяться : в адміністративно –побутовому корпусі у вісях 2-3 та А-В ,а також між вісями 12-14 та М-О –це сходи ,що ведуть на технічний поверх . Крім основних, існують також металеві пожежні сходи ,які розташовані на покрівлі в місцях перепадів висот ,а також по периметру будинку.

Над тістоприготувальним відділенням і пекарською залогою знаходяться світло-аероційний ліхтар з розмірами в плані 6х24м., запроектований згідно [2].

Будівля запроектована в залізобетоні, сітка колон в виробничій частині – 6х24м.

Висота до низу кроквяних конструкцій – 6,0м, в адміністративно - побутовій частині висота поверху – I-5,7 м., II-4.0 м

Об'ємно-планувальні рішення об'єкту розроблені з урахуванням санітарних і протипожежних норм [3], [4], забезпечено можливість евакуації персоналу цеху в надзвичайних ситуаціях.

2.4 Конструктивні рішення

Будівля хлібзаводу запроектована по змішаній конструктивній схемі. Вона складається з поздовжніх та поперечних несучих стін ,а також має каркасну частину. Основним призначенням фундаментів є передача навантажень від будівлі на основу. Під колони каркасу запроектовані монолітні фундаменти стаканного типу, та збірні залізобетонні стрічкові фундаменти, під несучі стіни .

В будівлі, в якості елементів покриття використовуються збірні залізобетонні попередньо напружені сегментні ферми прогоном 24 м та залізобетонні балки, залізобетонні прогони прямокутного перерізу, металеві балки прямокутного та таврового перерізу. Проектуються збірні залізобетонні багатопустотні панелі перекриття,та збірні залізобетонні попередньо напружені плити покриття. В даному проекті передбачено внутрішній водостік у ливньову каналізацію, тому в місцях розміщення зливних воронок, встановлюють плити покриття, які мають спеціальні отвори під зливні труби.

Колони у виробничій частині будівлі прийняті збірні перерізом 400×400, крок колон прийнято 6,0 м.

Кладка зовнішніх і внутрішніх стін та перегородок запроектована з червоної цегли М100 на розчині М50. Міцність і стійкість цегляної кладки

забезпечується встановленням арматурних сіток через кожні 5 рядів кладки. Для захисту цегляних стін від ґрунтової вологи передбачено влаштування оклеювальної гідроізоляції на відмітці -0,300 м. Для перекриття отворів в цегляній кладці встановлюються залізобетонні перемички

Запроектований світлоаераційний ліхтар однарусний.

Так як адміністративно-побутова частини будівлі запроектована двоповерховою, то для доступу працюючих на другий поверх передбачено влаштування сходиноквих маршів із площадками. В даному проекті прийнято збірні залізобетонні сходинокві марші шириною 1200 мм, та сходинокві площадки шириною 1500мм. Для доступу на покрівлю передбачено встановлення вертикальних металевих пожежних драбин шириною 0,6 м.

2.5. Допоміжні приміщення

Для забезпечення у первинному та повсякденному обслуговуванні працюючих був запроектований адміністративно-побутовий корпус .

Двоповерховий адміністративно-побутовий корпус має розміри в плані 19×18,5 м. Корпус запроектована цегляним. Висота поверху у чистоті – 3,2м.

Санітарно – побутове обслуговування

Хлібзавод запроектовано для роботи тривалістю 330 днів на рік при 2-х змінній праці .Тривалість однієї зміни 12 годин . В кожену зміну працює по 33 робітника ,з них 26 жінок та 7 чоловіків. Всього робітників 132 ,з них 104 жінки та 28 чоловіки . Управлінського персоналу налічується 12 чоловік.

По виробничо –санітарному характеру робота на підприємстві відноситься до праці середньої важкості та забрудненості

В адміністративно-побутовій частині будівлі передбачені приміщення для санітарно-побутового обслуговування персоналу. Для цього в проекті запроектовані наступні приміщення:

Розрахунок сантехнічного обладнання

Виробничі процеси даного підприємства відносяться до групи IVа. Розрахунок ведемо для більш чисельної зміни. Виходячи з норми 15 чоловік на 1 унітаз, 10 чоловік на 1 рукомийник та 15 чоловік (для чоловіків) і 12 чоловік (для жінок) на 1 душову сітку згідно [11] ведемо розрахунки, результати яких заносимо до табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Розрахунок сантехнічного обладнання

Робітники за статтю	Кількість в зміні	Кількість унітазів	Кількість рукомийників в	Кількість душових кабін
<i>Чоловіки</i>	<i>7</i>	<i>1</i>	<i>1</i>	<i>1</i>
<i>Жінки</i>	<i>26</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>3</i>

Розрахунок гардеробного обладнання

Розрахунок гардеробного обладнання визначаємо для двох змін на кожного робітника заводу згідно [11] (28 шаф в чоловічому гардеробі та 104 – в жіночому). Вибираємо індивідуальні шафи глибиною 500 мм та шириною 250 мм. Відстань між шафами 2м, між лавами – 1.4м.

На I поверсі

- Чоловічий гардероб на 28 шаф з душовою площею 1.6м²
- Уборна чоловіча
- Жіночий гардероб на 40 шаф з душовою площею 3,8м²
- Уборна жіноча
- Кімната особистої гігієни жінки
- Жіночий гардероб на 10 шаф з душовою площею 2,52м²
- Кімната шоферів
- Приміщення експедитора
- Уборні (5 штук)

На II поверсі

- Жіночий гардероб на 54 шаф з душовою площею 4,35м²

В гардеробах передбачені комори брудного та чистого робочого одягу; для зберігання одягу передбачено встановлення металевих шаф.

Охорона здоров'я

Для надання першої допомоги та для проведення профілактичних заходів працюючого персоналу, проектом передбачено здравпункт площею 11.18м², який розташовується на другому поверсі адміністративно – побутової частини будівлі.

Для попередження виникнення нещасних випадків та травм в процесі виробництва, усі робочі місця мають достатній рівень освітлення та вентиляції.

Для забезпечення працівників питною водою проектом передбачається влаштування фонтанчиків з питною водою, автоматів газованої води. Джерелом водопостачання будівлі є централізована система водопостачання на підприємстві. Вода, яка використовується для пиття, повинна проходити попереднє очищення.

Культурне обслуговування, управління

Для культурного обслуговування та відпочинку в будівлі передбачен червоний куточок площею 15.91 м², який розташовується на другому поверсі адміністративно – побутової частини будівлі, і обладнаний необхідними засобами і призначений для відпочинку в робочий час.

Приміщення управління:

- Приміщення ІТР
- Бухгалтерія
- Лабораторія

Громадське харчування

Для задоволення потреби працюючих в їжі в адміністративно - побутовій частині будівлі передбачено влаштування буфету на 30 посадочних місць.

Для обслуговування потреб буфету передбачено:

- Доготувальня
- Мийка
- Комора

2.6 Спеціальні заходи та роботи. Заходи з вибухо-пожежобезпеки

Згідно діючих норм [3], [4] ступінь вогнестійкості цеху – II.

Категорії приміщень по вибухо-пожежонебезпеці вказані на кресленні плану на відмітці 0.000. Категорії приміщень по вибухо-пожежонебезпеці визначені у відповідності з діючими нормами. Категорія приміщень головного виробництва –“В” та “Г”.

Цегляні стіни та перегородки мають гарний опір дії вогню в умовах пожежі цегляні стіни і перегородки задовільно витримують нагрівання до 900°C, не знижуючи практично при цьому своєї міцності і не руйнуючись.

Залізобетонні конструкції добре чинять опір вогню ,завдяки своїй негорючості та відносно невеликій теплопровідності .Межа вогнетривкості залізобетонних конструкцій до 1години. Межа вогнетривкості металевих конструкцій 0,25 години. Це досить низький показник ,тому металеві конструкції на даному підприємстві повинні бути оштукатурені по сітці “рабіца” , що підвищує їх межу вогнетривкості до 0,83 години.

Двері приміщень категорії Б та В ,а також щитових та тамбурів запроектовані з межою вогнетривкості до 0,6 години. Такі двері обшивають металом . Двері запроектовані згідно [12] та [13] .

Відстань до евакуаційних виходів, їх розміщення визначені у відповідності з [4] і відповідає вимогам протипожежних норм. Евакуація здійснюється через зовнішні виходи ,яких на підприємстві нараховується достатня кількість .Ширина коридорів та тамбурів 1.4 м. Евакуація з II поверху здійснюється через сходинокві клітини.

У адміністративно - побутовій частині по коридору з кроком 15м розміщені пожежні крани. Також будівля, що проектується, підключена до централізованої системи побутово – пожежного водопроводу, що існує на підприємстві.

Для доступу на покрівлю, в випадку виникненні пожежі, передбачено влаштування металевих пожежних драбин шириною 0.6 м з огороженням висотою 1м, що розміщені по краях будівлі. Для доступу на покрівлю світлоаераційних ліхтарів також передбачені металеві драбини, розміщені по торцях ліхтарів.

Для безпечної експлуатації всі котли і печі обладнані автоматичним регуляторами процесу горіння .Пускова та розподільча апаратура розташована в пожежонебезпечних приміщеннях . Проектується автоматичне відключення при пожежі вентиляційної системи шляхом блокування їх із системою пожежної сигналізації.

Для забезпечення зовнішнього пожежегасіння будівля розміщена недалеко від основних доріг на підприємстві та обладнана зручними під'їзними шляхами та майданчиками.

2.7. Захист будівельних конструкцій від корозії

Експлуатація будівлі, що проектується, буде здійснюватися в умовах агресивного середовища, тому потрібно розробити заходи по захисту як металевих, так і залізобетонних конструкцій від руйнівної дії корозії згідно [14].

Причинами корозії металевих конструкцій є хімічні та електрохімічні процеси, а також дія блукаючих токів від підземних кабелів. Для захисту металевих конструкцій вони повинні бути оштукатурені по сітці “рабіца”. Закладні і монтажні деталі в заводських умовах захищаються шляхом покриття їх шаром цинку. При пошкодженні захисного покриття в процесі монтажу, пошкоджені покриття ремонтують шляхом металізації, або фарбуванням

.Зварні з'єднання металевих закладних деталей замоноличують бетоном класу С12/15.

Всі металеві вироби ,вікна та двері фарбують масляною фарбою за 2 рази, попередньо очистивши їх.

Гідроізоляцією захищають конструкції будівлі від дії ґрунтових вод або вологи при мокрих процесах в період експлуатації .

В даній будівлі гідроізоляцією захищають від дії води та вологи фундаментні блоки та стіни приміщень з мокрими процесами .Вертикальна гідроізоляція фундаментних блоків виконується обмазкою гарячим бітумом за 2 рази. Горизонтальна гідроізоляція стін ,які розташовуються на фундаментних блоках виконують шляхом наклеювання 2-х шарів гідроізола на бітумну мастику ,та облицюванням керамічною плиткою.

Гідроізоляцією підлоги в мокрих приміщеннях виконують шляхом наклеювання 4-х шарів гідроізола на бітумну мастику, під прошарком бітумної мастики та покриття з керамічної плитки.

2.8. Захист від шуму та вібрації

Захист від шуму та вібрації ведуть згідно норм. Основними джерелами шуму та вібрації в виробничому процесі є працюючі механізми та установки, тому для зниження рівня шуму та вібрації запроектовано:

- забезпечити надійну ізоляцію цих механізмів від зовнішнього середовища, шляхом влаштування їх в спеціальних камерах;
- вентилятори та інше обладнання ,що має віброактивний характер встановити на вібропоглинаючі підкладки.

Для попередження розповсюдження шуму в адміністративно-побутовій частині будівлі, проектом передбачується влаштування підвісної стелі з перфорованих гіпсових плит, конструкцію підлоги не доводити до стін та перегородок на 1см, а щілини по периметру закривати плінтусами . Стіни в допоміжних приміщеннях облицюються звукоізоляційними матеріалами.

2.9. Освітлення

Для забезпечення комфортної праці робочого персоналу, а також психологічного зв'язку з зовнішнім середовищем, проектом передбачено влаштування природного та штучного освітлення згідно [17] та [18].

Природне освітлення досягається шляхом влаштування в виробничій частині будівлі віконних прорізів. Для забезпечення потрібного рівня освітлення в торцях виробничої частини корпусу також передбачено влаштування віконних прорізів. Для додаткового освітлення робочих місць, що знаходяться в середній частині будівлі, в середньому прогоні передбачено влаштування світлоаераційного ліхтаря з розмірами в плані 6×24м.

2.10. Теплопостачання, опалення, вентиляція, водопровід, каналізація

В виробничому цеху з вбудовано – прибудованими адміністративно – побутовими приміщеннями прийнята однотрубна система опалення з нижньою розводкою. Для передачі тепла використовують металеві труби Ø100мм.

В якості теплоносія виступає гаряча вода, що має температуру 70-90°С що поступає з мережі гарячого водопостачання, яка існує на підприємстві.

В проекті прийнята приточно – витяжна система вентиляції виробничих та побутових приміщень із природнім та примусовим рухом повітря. Природній рух повітря забезпечується шляхом влаштування в цеху вікон з можливістю відкривання, а для поліпшення циркуляції повітря в середньому прогоні передбачено влаштування світлоаераційного ліхтаря. В приміщеннях із значним тепловиділенням, таких як пекарська зала, котельня передбачено влаштування повітропроводів для видалення надмірно гарячого повітря і забезпечення приміщень повітрям із нормальною температурою.

На підприємстві існує централізована система водопостачання і каналізації. У відповідності із розрахунковими потребами ,запроектований об'єднаний підземний побутово – пожежний водогін діаметром 150мм, із чавунних труб .

Скидання стічних вод виконується в централізовану систему каналізації.

2.11. Техніко-економічні показники

1. Площа забудови $P_3 = 2344,88 \text{ м}^2$;
2. Площа робоча $P_p = 921,44 \text{ м}^2$;
3. Площа корисна $P_k = 1554,65 \text{ м}^2$;
4. Площа підсобна $P_n = 825,55 \text{ м}^2$;
5. Будівельний об'єм $V_{\text{буд}} = 20541,00 \text{ м}^3$.
6. Коефіцієнт $K_1 = P_p / P_k = 0,59$
7. Коефіцієнт $K_2 = V_{\text{буд}} / P_p = 22,29$
8. Орієнтовна вартість будівництва – 8324030 грн.

3. Розрахунково-конструктивний розділ

3.1. Розрахунок плити покриття

Вихідні дані

Плита покриття [21] розмірами 6×1.5 м виготовлена з важкого бетону класу С25/30. При коефіцієнті умов роботи бетону $j_{b2} = 0.9$. Розрахункові опори бетону для розрахунку за граничними станами першої групи:

$$f_{cm} = j_{b2} f_{cd} = 0.9 \cdot 17 = 15.3 \text{ МПа}$$

$$f_{ctm} = j_{b2} f_{ctd} = 0.9 \cdot 1.2 = 1.08 \text{ МПа}$$

Для розрахунку за граничними станами другої групи $f_{ck} = 22 \text{ МПа}$
 $f_{ctk} = 1.8 \text{ МПа}$

Початковий модуль пружності бетону $E_{cm} = 32.5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$

Робоча поздовжня арматура ребер з сталі класу А400С з характеристиками для Ø 10...40 мм:

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа}$$

$$E_{s2} = 2.0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Сітка плити, поперечна та монтажна арматура з сталі класу А400С Ø6...Ø8

$$f_{yd} = 355 \text{ МПа}$$

$$f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$$

$$E_{s3} = 2.0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Збір навантажень на 1кв.м покриття

Вид навантаження	Нормативне кН/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове, кН/м ²
1. ПОСТІЙНЕ			
шар гравію, втопленого в бітумну мастику	0.15	1.3	0.20
три шари руберойду на мастиці			
стяжка з цементно-піщаного розчину	0.15	1.3	0.20
$\delta = 20\text{мм}$ $j=18\text{кН/м}^3$ $(0.020 \cdot 18 \cdot 0.95)$			
утеплювач – мінерально-ватні плити	0.34	1.3	0.44
$\delta = 80\text{мм}$ $j=400\text{кг/м}^3$ $(0.08 \cdot 0.4 \cdot 9.81 \cdot 0.95)$			
пароізоляція	0.30	1.3	0.39
	0.048	1.3	0.062
Разом постійне від покрівлі:	$q_{n1}=0.99$		$q_1=1.29$
Плита покриття: 1.69·0.95	$q_{n2}=1.61$	1.1	$q_2=1.77$
Разом постійне:	$q_n = 2.69$		$q = 3.06$
2. Тимчасове снігове 0.7·0.95	$p_n=0.67$	1.4	$p=0.94$
3. Повне навантаження:	$q_n+p_n=3.27$	3.27	$q+p=4.0$
в т.ч. тривале	$q_{nl}=2.6$		$q_l=3.06$
короткочасне	$p_n = 0.67$		$p = 0.94$

Розрахунок плити

Плита являє собою багато прольотну однорядну плиту, що обрамлена ребрами.

Кожен проліт є плитою защемленою за контуром.

Розрахункові прольоти в просвітку:

$$\ell_{01} = 149 - (9.5 + 3.0) \cdot 2 = 124\text{см}$$

$$\ell_{02} = 147 - 9 = 138\text{см}$$

Розрахункове постійне навантаження на 1м² з вагою плити $h'_f = 30\text{мм}$ включно:

$$q = q_1 + q_{пл}, \text{ де } q_{пл} = h'_f \cdot j \cdot j_f \cdot j_n$$

$$q = 1.29 + 0.03 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 2.08 \text{ кН/м}^2$$

Згинаючі моменти з урахуванням перерозподілу зусиль:

1. При дії постійного і тимчасового навантаження (снігового навантаження)

$$M = \frac{(q + s) \cdot \ell_{01}^2 (3\ell_{02} - \ell_{01})}{48(\ell_{01} + \ell_{02})};$$

$$M = \frac{(2.08 + 0.94) \cdot 1.24^2 (3 \cdot 1.38 - 1.24)}{48(1.24 + 1.38)} = 0.107 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}.$$

2. При дії постійного і тимчасового зосередженого навантаження від ваги робітника з інструментом ($P = 1.0 \cdot 0.95 \cdot 1.2 = 1.14 \text{кН} / \text{м}^2$)

$$M = \frac{q \ell_{01}^2 (3 \ell_{02} - \ell_{01})}{48(\ell_{01} + \ell_{02})} + \frac{P}{16} \cdot \ell_{02}; \quad M = \frac{2.08 \cdot 1.24^2 (3 \cdot 1.38 - 1.24)}{48(1.24 + 1.38)} + \frac{1.14}{16} \cdot 1.38 = 0.172 \text{кН} \cdot \text{м} / \text{м}$$

Розрахунковою є комбінація 2.

Робоча висота плити при арматурі Ø6A400C з урахуванням розташування сітки посередині товщини:

$$h_o = 0.5h'_f - 0.5d$$

$$h_j = 0.5 \cdot 3 - 0.5 \cdot 6 = 1.2 \text{см}$$

Характеристика стиснутої зони

$$\omega = \alpha - 0.008 f_{cm}$$

при $\alpha = 0.85$ – важкий бетон

$$\omega = 0.85 - 0.008 \cdot 15.3 = 0.727$$

Граничне значення відносної висоти стислої зони бетону:

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\tau_{SR}}{\tau_{SCU}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)},$$

де напруження в арматурі: A400C $\tau_{SR} = 355 \text{МПа}$; напруження в арматурі стислої зони при $j_{b2} < 1$, $\tau_{scu} = 500 \text{МПа}$.

$$\zeta_R = \frac{0.728}{1 + \frac{355}{500} \left(1 - \frac{0.728}{1.1}\right)} = 0.587.$$

Граничне значення коефіцієнту

$$A_R = \zeta_R (1 - 0.5 \zeta_R)$$

$$A_R = 0.587 (1 - 0.5 \cdot 0.587) = 0.415$$

Визначимо армування плити:

$$A_o = \frac{M}{f_{cm} \cdot b \cdot d^2}$$

$$A_o = \frac{0.172 \cdot 10^5}{15.3(100) \cdot 100 \cdot 1.2^2} = 0.162 < A_R = 0.415$$

при $A_0=0.162$

$\nu=0.911$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \nu \cdot d}$$
$$A_s = \frac{0.172 \cdot 10^5}{355(100) \cdot 0.911 \cdot 1.2} = 0.443 \text{ см}^3$$

Приймаємо Ø6A400C з кроком 300 мм, $A_s = 4 \cdot 0.283 = 1.132 \text{ см}^2$

Розрахунковий проліт, навантаження та зусилля в поперечному ребрі

Розраховуємо середнє поперечне ребро, вантажна площа – трикутна

а) – перша комбінація

б) – друга комбінація

Розрахунковий проліт:

$$\ell_o = 149 - 2 \cdot 0.5 \cdot 6.5 = 142.5 \text{ см}^2$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження на 1 м ребра від його

$$\text{ваги: } q_1 = \frac{0.04 + 0.09}{2} (0.14 - 0.03) \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 0.187 \text{ кН / м}$$

Розрахункове навантаження від ваги плити та ізоляційної ковдри при відстані між поперечними ребрами 1.47м

$$q_2 = 2.08 \cdot 1.47 = 3.06 \text{ кН / м}$$

Розрахункове снігове навантаження: $S = 0.94 \cdot 1.47 = 1.38 \text{ кН / м}$. Зусилля від розрахункових постійного та снігового навантаження (комбінація 1)

$$M = \frac{q_1 \ell_o^2}{8} + \frac{q_2 \ell_o^2}{12} + \frac{S \ell_o^2}{12}$$
$$M = \frac{0.187 \cdot 1.425^2}{8} + \frac{(3.06 + 1.38) \cdot 1.425^2}{12} = 0.94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{q_1 \ell_o}{2} + \frac{q_2 \ell_o}{4} + \frac{S \ell_o}{4}$$

$$Q = 0.5 \cdot 0.187 \cdot 1.425 + 0.25(3.06 + 1.38) \cdot 1.425 = 1.72 \text{ кН}$$

Зусилля від розрахункового постійного та зосередженого навантаження:

Розрахунковими є зусилля комбінації 2.

Розрахунок міцності нормальних перерізів поперечного ребра

При відношенні $\frac{h'_f}{h} = \frac{3}{14} = 0.214 > 0.1$ розрахункова ширина полиці таврового

$$\text{перерізу } b'_f = \frac{\ell_o}{3} + b = \frac{142.5}{3} + 9 = 57 \text{ см}$$

При армуванні арматурного класу А400С ($f_{yd} = 355 \text{ МПа}$) граничне значення відносної висоти стислої зони $\zeta_R = 0.587$ $A_R = 0.415$

Умова

$$M < f_{cd} \cdot b'_f h'_f (d - 0.5 h'_f),$$

де робоча висота перерізу при попередньо прийнятому $d = 8 \text{ мм}$, $a = 15 \text{ мм}$

$$h_o = 14 - (1.5 + 0.5 \cdot 0.8) = 12.1 \text{ см}$$

$$M = 0.89 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} < 15.3(100) \cdot 57 \cdot 3(12.1 - 0.5 \cdot 3) = 27.74 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Умова виконується, нейтральна вісь проходить в межах полиці, розрахунковий переріз прямокутний шириною $b'_f = 57 \text{ см}$

При $b = b'_f$ визначимо

$$A_o = \frac{0.89 \cdot 10^5}{15.3(100) \cdot 57 \cdot 12.1^2} = 0.007 < A_R = 0.415$$

$$\text{При } A_o = 0.007 \quad \nu = 0.995$$

$$A_s = \frac{0.89 \cdot 10^5}{355(100) \cdot 0.995 \cdot 12.1} = 0.208 \text{ см}^2$$

Приймаємо в нижній зоні ребра 1Ø6А400С, $A_s = 0.283 \text{ см}^2 > 0.208 \text{ см}^2$

Розрахунок міцності похилих перерізів поперечного ребра

Необхідність розрахунку хомутів перевіряємо з умови:

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d,$$

де коефіцієнт $\varphi_{b3} = 0.6$ для важкого бетону $\varphi_n = 0$

$$Q = 2.37 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0.6 \cdot 1.08(100) \cdot 57 \cdot 12.1 = 44.69 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Умова виконується, поперечні стержні Ø6А400С встановлюємо з конструктивних вимог.

Розрахунковий проліт, навантаження та зусилля в поздовжніх ребрах

Розрахунковий проліт ребра по висях опор:

$$\ell_o = 5.97 - 2 \cdot 0.5 \cdot 0.1 = 5.87 \text{ м}$$

Навантаження на 1 м панелі визначаємо з урахуванням даних таблиці 3.2.

Таблиця 3.2.

Навантаження на 1 метр панелі

Вид навантаження	Нормативне кН/м	Коефіцієнт надійності, j_t	Розрахункове , кН/м
ПОСТІЙНЕ (тривале) Вага панелі покриття з бетоном замонолічування	$1.61 \cdot 1.5 = 2.42$	1.1	2.66
Конструкція покрівлі	$0.99 \cdot 1.5 = 1.49$	1.3	1.93
Разом постійне	$q_{n1} = 3.91$		$q_1 = 4.59$
ТИМЧАСОВЕ (короткочасне) Снігове	$S_n = 0.67 \cdot 1.5 = 1.0$	1.4	$S = 1.4$
Повне навантаження	$q_n = 4.91$		$q_1 = 5.99$

Зусилля в поздовжньому ребрі:

- від повного розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q \ell_o^2}{8} = \frac{5.99 \cdot 5.87^2}{8} = 25.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 0.5 q \ell_o = 0.5 \cdot 5.99 \cdot 5.87 = 17.6 \text{ кН}$$

- від повного нормативного навантаження

$$M_n = \frac{4.91 \cdot 5.87^2}{8} = 21.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_n = 0.5 \cdot 4.91 \cdot 5.87 = 14.4 \text{ кН}$$

- від нормативного тривалого навантаження

$$M_{n\ell} = \frac{3.91 \cdot 5.87^2}{8} = 16.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для класу А400С, Ø10...40мм

$$\zeta_R = \frac{0.728}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0.728}{1.1}\right)} = 0.584$$

$$A_R = 0.584(1 - 0.5 \cdot 0.584) = 0.414$$

Розрахунок міцності нормальних перерізів поздовжніх ребер

Поперечний переріз приводимо до таврового

Ширина полиці: $b'_f = 149 - 2 \cdot 3 = 143 \text{ см}$

Робоча висота ребра при $a = 2 \text{ см}$; $d = 0.9 \text{ см}$

$$h_o = 30 - (2 + 0.5 \cdot 0.9) = 27.6 \text{ см}$$

Перевіряємо умову $M \leq f_{cd} b'_f h'_f (d - 0.5 h'_f)$

$$25.8 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} \leq 15.3 \cdot 143 \cdot 3 (27.6 - 0.5 \cdot 3) (100) = 171.3 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Умова виконується, переріз розраховуємо як прямокутний шириною $b'_f = 143 \text{ см}$.

Коефіцієнт, який характеризує стиснуту зону:

$$A_o = \frac{25.8 \cdot 10^5}{15.3(100) \cdot 143 \cdot 27.6^2} = 0.016 \leq A_R = 0.414; \nu = 0.992$$

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_{Sp} = \frac{M}{\nu \cdot h_o \cdot R_s}$$

$$A_{Sp} = \frac{25.8 \cdot 10^5}{0.992 \cdot 27.6 \cdot 365(100)} = 2.58 \text{ см}^2$$

Прийнято 2Ø14A400C, $A_{Sp} = 1.539 \cdot 2 = 3.08 \text{ см}^2$ по одному в кожному ребрі.

Геометричні характеристики перерізу

Площа перерізу бетону

$$A_c = b'_f h'_f + b(h - h'_f)$$

$$A_c = 143 \cdot 3 + 16(30 - 3) = 861 \text{ см}^2$$

Площа перерізу всієї поздовжньої арматури $\Sigma A_s = 3.08 + 1.006 + 6 \cdot 0.283 = 5.78 \text{ см}^2$

При $0.008 A_b - 0.008 \cdot 861 = 6.89 \text{ см}^2 > \Sigma A_s = 5.78 \text{ см}^2$

Характеристики перерізу визначаємо без урахування поздовжньої арматури.

$$A_{red} = b'_f h'_f (h - 0.5 h'_f) + b(h - h'_f) \frac{h - h'_f}{2} S_{red} = 143 \cdot 3 (30 - 0.5 \cdot 3) + 16(30 - 3) 0.5(30 - 3) = 18060 \text{ см}^3$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до нижньої грані

$$y_o = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

$$y_o = \frac{18060}{861} = 21 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центру ваги:

$$I_{red} = \frac{b'_f (h'_f)^3}{12} + b'_f h'_f (h - y_o - 0.5 h'_f)^2 + \frac{b (h - h'_f)^3}{12} + b (h - h'_f) \left(y_o - \frac{h - h'_f}{2} \right)^2;$$

$$I_{red} = \frac{143 \cdot 3^3}{12} + 143 \cdot 3 (30 - 21 - 0.5 \cdot 3)^2 + \frac{16 (30 - 3)^3}{12} + 16 (30 - 3) \left(21 - \frac{30 - 3}{2} \right)^2 = 75000 \text{ см}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_o};$$

$$W_{red} = \frac{75000}{21} = 3570 \text{ см}^3.$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}$$

$$r = \frac{3570}{861} = 4.15 \text{ см}$$

Момент опору для крайнього стислого волокна:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_o};$$

$$W'_{red} = \frac{75000}{30 - 21} = 8330 \text{ см}^3.$$

Пружньопластичний момент опору приведенного перерізу з урахуванням непружних деформацій бетону в розтягнутій зоні відносно:

– нижньої грані: $W_{pl} = j W_{red}$

$$\text{де } j=1.75 \text{ при } \frac{b'_f}{b} = \frac{143}{16} = 8.9 > 2 \quad \text{та} \quad \frac{h'_f}{h} = \frac{3}{30} = 0.1 < 0.2$$

$$W_{pl} = 1.75 \cdot 3570 = 6250 \text{ см}^3$$

верхньої грані: $W'_{pl} = 1.75 \cdot 8330 = 14580 \text{ см}^3$.

Розрахунок прогинів

Кривизну панелі визначаємо за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3},$$

де $\frac{1}{r_1}$ – початкова кривизна від короткочасної дії всього навантаження;

$\frac{1}{r_2}$ – початкова кривизна від короткочасної дії тривалодіючого навантаження;

$\frac{1}{r_3}$ – повна кривизна від короткочасної дії тривалодіючої частини

навантаження;

Значення кривизни $\frac{1}{r_1}$; $\frac{1}{r_2}$; $\frac{1}{r_3}$ визначаємо за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_o Z} \left[\frac{\Psi_s}{E_s A_s} + \frac{\Psi_b}{(\varphi_f + \zeta) \cdot b \cdot h_o \cdot E_b \cdot \varphi} \right],$$

де коефіцієнт пружності $\varphi = 0.15$ при тривалій дії навантаження;

$\varphi = 0.45$ при короткочасному навантаженні, коефіцієнт, який враховує нерівномірність і

деформацій $\Psi_b = 0.9$

Коефіцієнт, який враховує вплив зв'язів полиць:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} \cdot A'_s}{b \cdot h_o},$$

$$A'_s = 1.006 + 1.698 = 2.7 \text{ см}^2$$

$$\text{де } \alpha = \frac{2 \cdot 10^5}{32 \cdot 5 \cdot 10^3} = 6.15$$

$$\varphi_f = \frac{(143 - 16) \cdot 3 + \frac{6.15}{2 \cdot 0.45} \cdot 2.7}{16 \cdot 27.6} = 0.91$$

Коефіцієнт відносної несучої здатності $\delta = \frac{M^H}{b \cdot d \cdot f_{ck}}$

$$\delta = \frac{21.2 \cdot 10^5}{22(100) \cdot 16 \cdot 27.6^2} = 0.079$$

коефіцієнт

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2 \cdot h_o} \right)$$
$$\lambda = 0.91 \left(1 - \frac{3}{2 \cdot 27.6} \right) = 0.86$$

відносна висота стисненої зони бетону:

$$\zeta = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}}$$

$$\mu\alpha = \frac{3.08}{16 \cdot 27.6} \cdot 6.15 = 0.043$$

$$\zeta = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(0.079 + 0.86)}{10 \cdot 0.043}} = 0.067$$

$$x = \zeta h_o = 0.067 \cdot 27.6 = 1.83 \text{ см} < h'_f = 3 \text{ см}$$

Оскільки $x = 1.83 \text{ см} < h'_f$ нейтральна вісь проходить в полиці, необхідно виконати

пере розрахунок для прямокутного перерізу шириною $b = b'_f = 143 \text{ см}$

при $\lambda = 0; \varphi_f = 0$

$$\alpha\mu = \frac{3.08}{143 \cdot 27.6} \cdot 1.15 = 0.005$$

$$\delta = \frac{21.2 \cdot 10^5}{22(100) \cdot 143 \cdot 27.6^2} = 0.009$$

$$\zeta = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \cdot 0.009}{10 \cdot 0.005}} = 0.044$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$Z = h_o(1 - 0.5\zeta)$$

$$Z = 27.6(1 - 0.5 \cdot 0.044) = 27 \text{ см}$$

Коефіцієнт, який враховує вплив дії навантаження:

$\varphi_{\ell S} = 1.1$ при короткочасній дії навантаження;

$\varphi_{\ell S} = 0.8$ при тривалій дії навантаження;

Коефіцієнт, який враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами

$$\Psi_S = 1.25 - \varphi_{\ell S} \cdot \varphi_m \leq 1.0$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M^H} \leq 1.0$$

де

$$\Psi_S = 1.25 - 1.1 \cdot \frac{1.8(100) \cdot 6250}{21.2 \cdot 10^5} = 0.67$$

Початкова кривизна від короткочасної дії всього навантаження:

$$\frac{1}{r_1} = \frac{21.2 \cdot 10^5}{27.6 \cdot 27 \cdot 100} \left[\frac{0.67}{2.0 \cdot 10^5 \cdot 3.08} + \frac{0.9}{0.044 \cdot 143 \cdot 27.6 \cdot 32.5 \cdot 10^3 \cdot 0.45} \right] = 4.1 \cdot 10^{-5}$$

Відповідний прогин $f_1 = K \ell^2 \frac{1}{r_1}$

де коефіцієнт $K = 5:48$ для балки на двох опорах, завантаженої рівномірно-розділеним навантаженням (із шарнірним обпиранням)

$$f_1 = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 4.1 \cdot 10^{-5} = 1.47 \text{ см}$$

Початкова кривизна від короткочасної дії тривало діючого навантаження:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{1}{r_1} \cdot \frac{M_p^H}{M^H}$$
$$\frac{1}{r_2} = 4.1 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{16.8}{21.2} = 3.25 \cdot 10^{-5}$$

Відповідний прогин: $f_2 = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 3.25 \cdot 10^{-5} = 1.17 \text{ см}$

Визначимо повну кривизну від тривало діючої частини навантаження $\frac{1}{r_3}$ при

$$M_p^H = 16.8.$$

$$\delta = \frac{16.8 \cdot 10^5}{22(100) \cdot 27.6^2 \cdot 143} = 0.007$$

$$\zeta = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \cdot 0.007}{10 \cdot 0.005}} = 0.044$$

$$Z = 27.6(1 - 0.5 \cdot 0.044) = 27 \text{ см}$$

$$\Psi_s = 1.25 - 0.8 \cdot \frac{1.8(100)6250}{16.8 \cdot 10^5} = 0.71 < 1$$

$$\frac{1}{r_3} = \frac{16.8 \cdot 10^5}{27.6 \cdot 27(100)} \left[\frac{0.71}{2.0 \cdot 10^5 \cdot 3.08} + \frac{0.9}{0.044 \cdot 143 \cdot 27.6 \cdot 32.5 \cdot 10^3 \cdot 0.15} \right] = 5.0 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{Відповідний прогин: } f_3 = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 5.0 \cdot 10^{-5} = 1.79 \text{ см}$$

Повний прогин визначаємо за формулою: $f = f_1 - f_2 + f_3$

$$f = 1.47 - 1.17 + 1.79 = 2.09 \text{ см}$$

Порівнюємо з запусковим прогином $[f] = \frac{\ell}{200} = \frac{587}{200} = 2.94 \text{ см} > f = 2.09 \text{ см}$

Прогин панелі перекриття не перевищує допустимого значення.

Розрахунок панелі перекриття у стадії транспортування і монтажних навантажень

В стадії монтажу панель перекриття розраховується як балка на двох опорах з двома консолями. Опорами є місця розташування монтажних петель ($a = 0.8 \text{ м}$), навантаженням – власна вага при $j_f = 1$ та коефіцієнті динамічності $R_d = 1.8$

Момент в перерізах біля петель $M_{on} = 0.5 \cdot q \cdot R_d \cdot \ell_o^2$

$$q = 2.24 \text{ кН / м}$$

$$\text{де } M_{on} = 0.5 \cdot 2.24 \cdot 1.8 \cdot 0.8^2 = 1.29 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

при такому завантаженні і прийнятому армуванні висота стисненої зони:

$$x = \frac{f_{yd} A_s - f_{ycd} A'_s}{f_{cm} \cdot b}$$

$$x = \frac{365 \cdot 3.08 - 365 \cdot 2.7}{17 \cdot 143} = 0.07 \text{ см}$$

При $x = 0.07 \text{ см} < h'_f = 3 \text{ см}$ нейтральна вісь в межах полиці і відносна висота

$$\text{стисненої зони: } \zeta = \frac{x}{h_o} = \frac{0.07}{27.6} = 0.003 \Rightarrow \eta = 0.995$$

$$A_o = 0.003$$

Несуча здатність перерізу $M = A_o b \cdot h_o^2 R_b + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0.5 h'_f) + R_s A'_s (h - a - a')$

$$M = 0.003 \cdot 16 \cdot 27.6^2 \cdot 17(100) + 17(143 - 16) \cdot 3(27.6 - 0.5 \cdot 3) \cdot 100 + 355 \cdot 2.7 \cdot 25(100) = 193.64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При $M = 193.64 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{on} = 1.29 \text{ кН} \cdot \text{м}$ міцність в стадії перевезення і монтажу забезпечений.

Розрахунок монтажної петлі

Навантаження на кожен петлю (випадок обриву однієї петлі)

$$F = 2.24 \cdot \frac{5.87}{3} = 4.38 \text{ кН}$$

Потрібна площа перерізу арматури петлі при $R_d = 1.8$

$$A_s = 4.38 \cdot \frac{1.8}{225(100)} = 0.35 \text{ см}^2$$

Приймаємо $\emptyset 10 \text{ А300С}$, $A_s = 0.785 \text{ см}^2$

Розрахунок панелі по розкриттю тріщин

Ширина розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої вісі елементу визначається формулою:

$$w_k = \delta \varphi_\ell \eta \frac{\tau_s}{E_s} \cdot 20(3.5 - 100\mu) \sqrt{d} ,$$

де коефіцієнт $\delta = 1$ для елементів, що згинаються;

φ_ℓ - коефіцієнт, який дорівнює:

а) $\varphi_\ell = 1$ - при врахуванні нетривалих навантажень та нетривалої дії постійних та тривалих навантажень;

б) $\varphi_\ell = 1.6 - 15\mu$ - при врахуванні тривалої дії постійних та тривалих навантажень;

$r = 1$ для арматурних стержнів періодичного профілю;

Напруження в стержнях крайнього ряду арматури від відповідного

навантаження: $\tau_s = \frac{M}{A_s \cdot Z}$

$$\tau_{s1} = \frac{21.2 \cdot 10^5}{3.08 \cdot 27(100)} = 254.9 \text{ МПа}$$

$$\tau_{s2} = \tau_{s3} = \frac{16.8 \cdot 10^5}{3.08 \cdot 27(100)} = 202 \text{ МПа}$$

Початкова ширина розкриття тріщин від нетривалої дії всього навантаження:

$$w_{k,1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{254.9}{2.0 \cdot 10^5} \cdot 20(3.5 - 100 \cdot 0.005)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0.184 \text{ мм}$$

Початкова ширина розкриття тріщин від короткочасної дії тривалого

$$\text{навантаження: } w_{k,2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{202}{2.0 \cdot 10^5} \cdot 20(3.5 - 100 \cdot 0.005)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0.146 \text{ мм}$$

Повна ширина розкриття тріщин від тривалого навантаження:

$$w_{k,3} = (1.6 - 15\mu) \cdot w_{k,2}$$

$$w_{k,3} = (1.6 - 15 \cdot 0.005) \cdot 0.146 = 0.221 \text{ мм} < [w_{k,\ell} = 0.3 \text{ мм}]$$

Ширина нетривалого розкриття тріщин:

$$w_k = w_{k,1} - w_{k,2} + w_{k,3} < [w_{k,sh} = 0.4 \text{ мм}]$$

$$w_k = 0.184 - 0.146 + 0.221 = 0.259 \text{ мм} < [0.4 \text{ мм}]$$

4. Основи та фундаменти

4.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчику

Одна з основних задач в проектуванні фундаментів – вибір найближчого до денної поверхні пласту ґрунту, який можна використати в якості несучого шару. З метою уточнення найменування ґрунтів основи для всіх шарів знаходять похідні характеристики для кожного шару окремо.

В даному проекті необхідно виконати оцінку ґрунтів, що є основою будівельного майданчику. Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчику зображено на рисунку 4.1.

Насипний та рослинний ґрунти не використовуються в якості несучих шарів, тому розглядаємо шари ґрунту починаючи з третього.

Супісок лесоподібний:

Питома вага ґрунту та часточок ґрунту визначається за формулою

$$\gamma = \rho g \quad (4.1)$$

де ρ - щільність ґрунту, т/м³;

g - прискорення вільного падіння, $g = 9,81$ м/с² (для технічних розрахунків допускається приймати $g = 10$ м/с²).

$$\gamma = 1.75 * 10 = 17.5 \text{ кН/м}^3$$

За щільністю часток знаходять питому вагу часток ґрунту, кН/м³:

$$\gamma_s = \rho_s g \quad (4.2)$$

де ρ_s – щільність часток ґрунту, т/м³

$$\gamma_s = 2.66 * 10 = 26.6 \text{ кН/м}^3$$

Коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1 \quad (4.3)$$

де W – природна вологість, т/м³

$$e = \frac{26.6}{17.5}(1 + 0.162) - 1 = 0.766$$

Попередній розрахунковий опір ґрунту R визначаємо за [22] в залежності від типу ґрунта, коефіцієнта пористості e та показника текучості I_L.

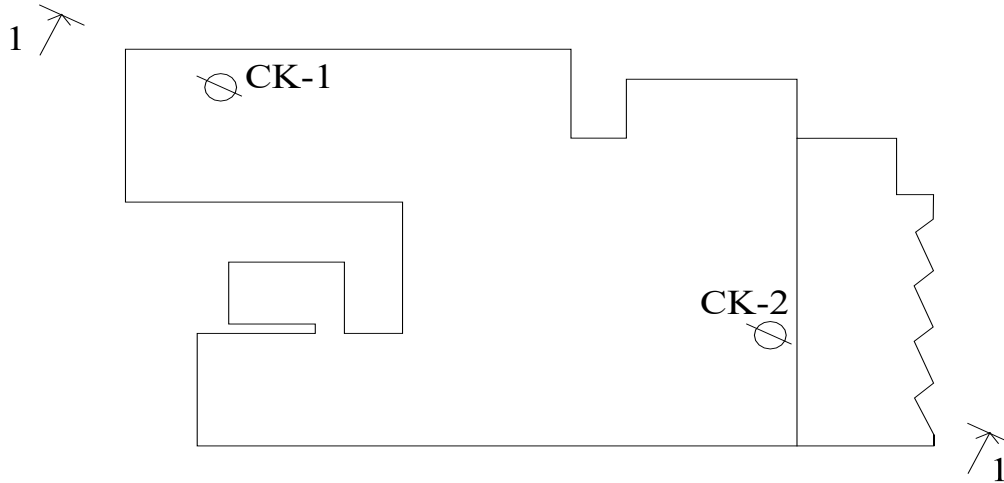


Рис. 4.1. Схема розташування геологічних свердловин

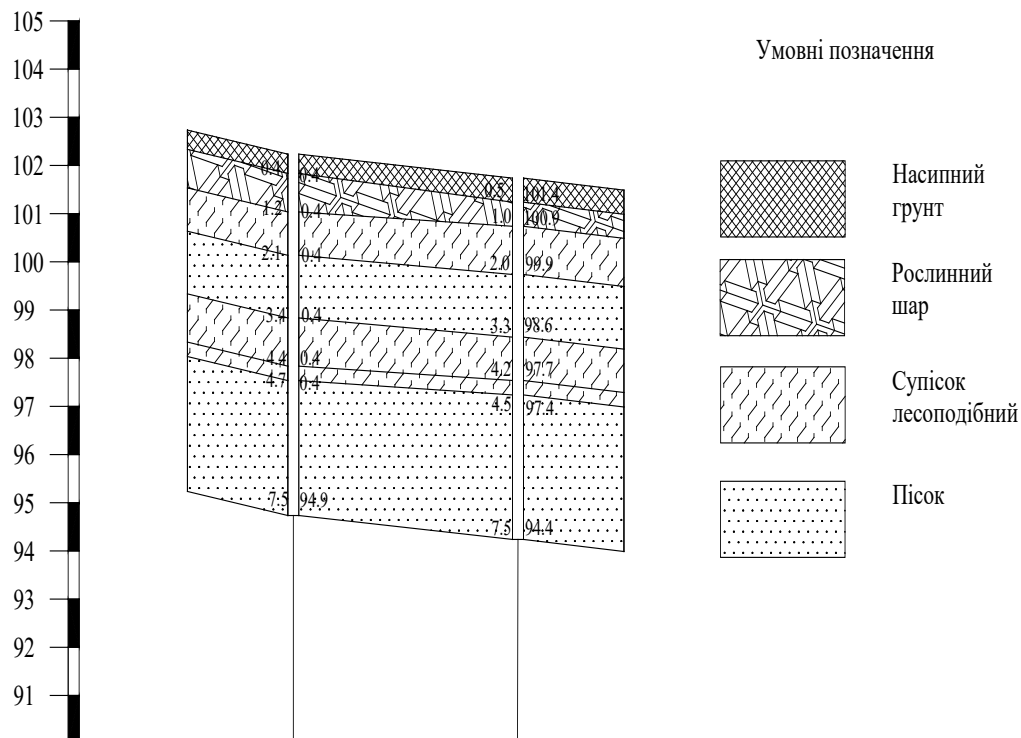


Рис. 4.2. Розріз по геологічним свердловинам

Інженерно-геологічні дані будівельного майданчику

Номер шару	Повне найменування ґрунту	Глибина залягання підшви, шар, м	Щільність, т/м ³		Питома вага, кН/м ³			Межа		Число пластичності, I_p	Показник текучості, I_L	Коефіцієнт пористості, e	Ступінь вологості, S_r , кПа	Питоме зчеплення, C_n , кПа	Кут внутрішнього тертя, $\varphi_n...$ ⁰	Модуль деформації E , МПа	Розрахунковий опір, R_0 , кПа	Примітка	
			ґрунту, ρ	часток ґрунту, ρ_s	ґрунту, γ	часток ґрунту, γ_s	у зваженому стані, γ_{36}	Природна вологість, W	текучості, W_L										розкатування, W_p
1	Насипний ґрунт	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
2	Рослинний ґрунт	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
3	Супісок лесоподібний	3,2	1,47	2,66	15,3	26,6		0,05		0,16	0,04	<0	0,766	0,56	7	21	12/6,5	250	
4	Пісок кварцовий мілкий маловологий	10	1,61	2,65	16,6	26,5		0,03		-	-	-	0,667	0,25	2	32	28	400	

4.2 Визначення глибини закладання фундаменту

Вибираємо глибину закладання підшви ростверку:

- за кліматичними умовами:

$$d_p = K_h \cdot d_{fn} + 0.2 \quad (4.4)$$

де $K_h = 0.5$ – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі;

$d_{fn} = 0.9$ м – нормативна глибина промерзання ґрунту.

$$d_p = 0.5 \cdot 0.9 + 0.2 = 0.65 \text{ м.}$$

- з геологічних міркувань мінімальна глибина закладання фундаменту:

$$d_1 = h_1 + h_2 + 0.4, \quad (4.5)$$

$$d_p = 0.5 + 0.5 + 0.4 = 1.4 \text{ м.}$$

- за конструктивних міркувань глибину закладання підшви фундаменту d визначаємо за формулою:

$$d = h_{\text{бл}} + h_{\text{под}} - h_m, \quad (4.6)$$

де h_m - відмітка верхнього обрізу фундаменту над рівнем планування, приймається у межах 0,3 . . . 0,8 м у залежності від умов планування будівельного майданчику. Приймаємо $h_m = 0,5$ м;

$h_{\text{бл}}$ - висота необхідної кількості стінових блоків;

$h_{\text{под}}$ - висота подушки стрічкових фундаментів.

Конструктивна висота фундаменту повинна бути більше чи рівною максимальній глибині, визначеній за першими двома умовами:

$$d = 3 \times 0.6 + 0.3 - 0.5 = 1.6 \text{ м.}$$

Остаточно приймаємо глибину закладання підшви фундаменту $d = 1,6$ м.

4.3 Визначення розмірів підшви фундаменту

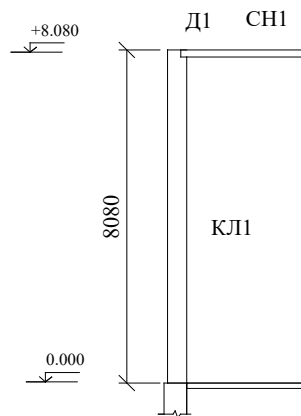


Рис. 4.3. Схема навантажень на фундамент

Повне навантаження на 1м. фундаменту визначаємо за рисунком 4.3 за формулою:

$$N_{II} = [D1 + CH1] * 2.85 + KЛ1 \quad (4.7)$$

Де D_1 -навантаження від покрівлі дивисьразом з таблицею 4,1.

CH_1 -снігове навантаження приймаємо згідно [13]

$KЛ_1$ –навантаження від цегляної кладки

$$KЛ_1 = \delta_{cm} * h_{cm} * \rho * g = 0,51 * 8800 * 19,5 * 10 = 81800 \text{ Н/м}$$

$$N_{II} = [2814 + 700] * 2.85 + 81800 = 91815 \text{ Н/м}$$

Обчислюємо попередню ширину фундаменту:

$$b = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_0 d} \quad (4.8)$$

$$b = \frac{91.815}{250 - 20 \times 1.6} = 0.421 \text{ м.}$$

Знаходимо фактичний розрахунковий опір ґрунту на рівні підшви фундаменту (4.11):

$$R = \frac{\gamma_{c_1} \gamma_{c_{II}}}{k} [M \gamma_{k_z} b \gamma_{II} + M_a d_1 \gamma'_{II} + (M_a - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (4.9)$$

де $\gamma_{c_1} = 1,2$ – коефіцієнт умов роботи ґрунтової основи для супісі

$\gamma_{c_{II}} = 1,0$ – коефіцієнт умов роботи у взаємодії з основою для будівель з гнучкою конструктивною схемою;

k - коефіцієнт надійності, який приймається при визначенні розрахункових характеристик по ДБН, $k = 1,1$;

M_γ, M_a, M_c - коефіцієнти, які приймаються у залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя, $\varphi_{II} = 21^0$ ($M_\gamma = 0,56$; $M_a = 3,24$; $M_c = 5,84$);

γ_{II} - питома вага ґрунту нижче підшви фундаменту, $\gamma_{II} = 17,5 \text{ к Н/м}^3$;

d_1 - глибина закладення підшви фундаменту, $d_1 = 1,6 \text{ м}$;

γ'_{II} - середнє значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_{II,i} \times h_i}{\sum h_i} \quad (4.10)$$

$\gamma_{II,i}, h_i$ - розрахункове значення питомої ваги і потужність окремих шарів ґрунту від рівня планування до підшви фундаменту. У формулі $\sum h_i = d$;

$$\gamma_{II} = \frac{0.5 * 14.03 + 0.5 * 16.38 + 17.5 \times 0.6}{1.6} = 16.2 \text{ кН/м}^3;$$

C_{II} - питома вага супісі, $C_{II} = 11$ кПа;

$k_z = 1$, тому що $B_0 = 2,02 \text{ м} < 5 \text{ м}$;

$d_b = 0$, оскільки будівля без підвалу;

$$R = \frac{1.2 \times 1.0}{1.1} (0.56 \times 1.0 \times 0.421 \times 17.5 + 3.24 \times 1.6 \times 16.2 + 5.84 \times 11) = 166.2 \text{ кПа}$$

Порівнюючи значення R_0, R_I , котрі відрізняються одне від одного більше ніж на 10 кПа, продовжуємо уточнення розмірів.

$$b_1 = \frac{109.18}{166.2 - 20 \times 1.6} = 0.813 \text{ м.}$$

$$R = \frac{1.2 \times 1.0}{1.1} (0.56 \times 1.0 \times 0.813 \times 17.5 + 3.24 \times 1.6 \times 16.2 + 5.84 \times 11) = 170.4 \text{ кПа}$$

Порівнюючи значення R_0, R_I , котрі відрізняються одне від одного не більше ніж на 10 кПа, припиняємо уточнення розмірів і остаточно приймаємо ширину фундаменту $b = 1 \text{ м}$.

Приймаємо подушку ФЛ 10.24-3 $h_{\text{под}} = 0,3 \text{ м}$.

При висоті подушки $h_{\text{под}} = 0,3 \text{ м}$ глибина закладання підшви фундаменту :

$$d = 3 \times 0.6 + 0.3 - 0.5 = 1.6 \text{ м.}$$

Уточнюємо для прийнятих ширини і глибини закладання підшви фундаменту розрахунковий опір ґрунту. Оскільки

$$R = \frac{1.2 \times 1.0}{1.1} (0.56 \times 1.0 \times 1 \times 17.5 + 3.24 \times 1.6 \times 16.2 + 5.84 \times 11) = 172.38 \text{ кПа}$$

Перевіряємо фактичний тиск під підшовою фундаменту

$$P = \frac{\sum N_{II}}{b \times 1}, \quad (4.11)$$

яке повинно бути менше чи дорівнювати розрахунковому тиску R .

Тут $\sum N_{II}$ - сума розрахункових навантажень на 1 м погонної довжини фундаменту, тобто навантаження від будівлі N_{II} , ваги фундаменту і ваги ґрунту на зрізах фундаменту:

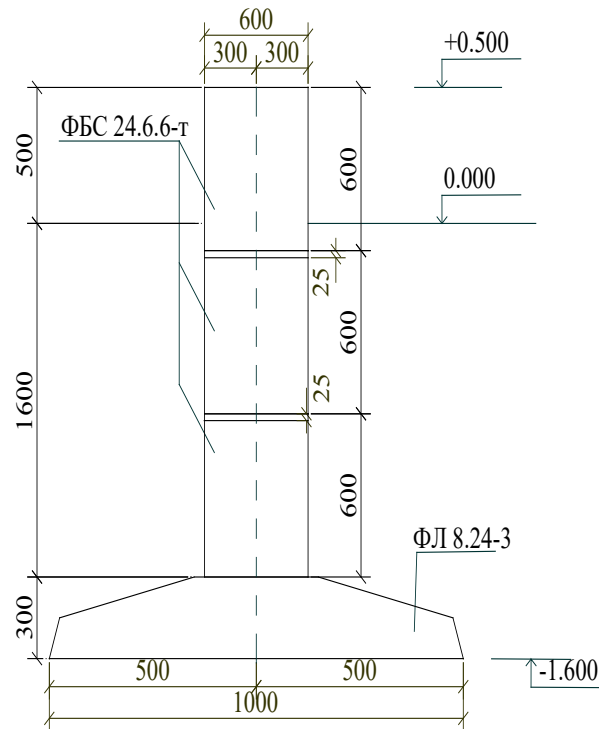


Рис. 4.2 - Конструкція фундаменту

$$\sum N_{II} = N_{II} + G_{\phi} + G_{gp}. \quad (4.12)$$

Для визначення G_{ϕ} , G_{gp} спочатку визначають об'єм фундаменту і ґрунту

Загальний об'єм фундаменту і ґрунту на його зрізах :

$$V_0 = 1 * 1.8 * 1.0 + 0.5 * 0.6 * 1.0 = 2.1 \text{ м}^3.$$

Об'єм фундаменту:

$$V_{\phi} = 1,8 * 0,6 * 1,0 + 1 * 0,3 * 1,0 - 2 * 0,5 * 0,3 * 0,3 = 1.29 \text{ м}^3.$$

Об'єм ґрунту на уступах фундаменту:

$$V_{gp} = V_0 - V_{\phi} = 2.1 - 1.29 = 0.81 \text{ м}^3.$$

Приймаємо питому вагу стінових фундаментних блоків 24 кН/м^3 , а ґрунту зворотної засипки – 17 кН/м^3 . Звідси:

$$G_{zp} = 24 \times 1.29 = 30.96 \text{ кН/м}^3;$$

$$G_{\phi} = 17 \times 0.81 = 13.77 \text{ кН/м}^3.$$

Отже, $\sum N_{II} = 109.18 + 30.96 + 13.77 = 153.91 \text{ кН/м}$.

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P = \frac{153.91}{1} = 153.91 \text{ кПа} < R = 172.38 \text{ кПа},$$

тобто перевірка тиску під подошвою фундаменту виконується.

4.4 Визначення просідання фундаменту

Розрахунок основ за деформаціями в більшості випадків проводиться з урахування сумісної роботи наземних конструкцій. За деформаціями основи розраховують виходячи з умови [15]:

$$S < [S_U] \quad (4.13)$$

де S – коефіцієнт значення сумісної роботи деформацій основи та будівлі, які визначаються розрахунком:

$[S_U]$ – граничне допустиме значення сумісності деформації основи та будівлі, приймається за додатком 4 [9], $S_U = 10 \text{ см}$.

Метод пошарового додавання застосовується для розрахунку осадок фундаментів шириною менше 10 м при відсутності в межах стискуваної товщі ґрунтів з модулем деформацій $E > 100 \text{ МПа}$.

Осадка основи S визначається за формулою:

$$S = \beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i} \quad (4.14)$$

де β – коефіцієнт якій дорівнює $0,8$;

σ_{zpi} – середнє значення додаткового вертикального нормального напруження в і-тому шарі ґрунту, яке дорівнює напів-сумі визначених напружень на верхній z_{i-1} та нижній z_i границях шару по вертикальній осі, яка проходить через центр підшви фундаменту;

h_i і E_i – відповідно товщина і модуль деформацій і-того шару ґрунту;

n – число шарів на які розбита стискувальна товща основи.

Розрахунок осадки виконуємо в такій послідовності:

1. Складаємо розрахункову схему фундаменту за типовим геологічним розрізом для визначення осадок, розбивши стискувану зону на 8-12 елементів товщиною $z=0,4 \cdot b=0,4 \cdot 1=0,4$ м.

Таблиця 4.2

Визначення осадок

	Глибина даної точки від подошви фундаменту z , м	$\xi = 2z/b$	α	Напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	Додаткове навантаження σ_{zp} , кПа	σ_{zcp} , кПа	Товщина шару h_i , см	Модуль деформації ґрунту E_i , кПа	Осадка шару S_i , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0	0	0	1	25,71	128,2	120,57	40	7000	0,551	
1	0,4	0,8	0,881	32,71	112,94	97,62	40		0,446	
2	0,8	1,6	0,642	56,73	82,3	71,73	40	10000	0,23	
3	1,2	2,4	0,477		61,15		54,55		40	0,175
4	1,6	3,2	0,374		47,95		45,58		20	0,073
5	1,8	3,6	0,337		43,2		41,22		20	0,066
6	2,0	4	0,306	73,57	39,23	36,16	40	8000	0,145	
7	2,4	4,8	0,258		33,08		30,86		40	0,123
8	2,8	5,6	0,223		28,59		27,24		30	0,082
9	3,1	6,2	0,202	79,12	25,896	25,51	10	9000	0,023	

1	3,2	6,4	0,196	127,84	25,13				
0									

2. Визначаємо напруження від власної ваги в характерних точках:

а) на підшві першого шару:

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 14,03 \cdot 0,5 = 7,02 \text{ кПа}$$

б) на підшві другого шару:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 7,02 + 16,38 \cdot 0,5 = 15,21 \text{ кПа}$$

в) на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3' = 15,21 + 17,5 \cdot 0,6 = 25,71 \text{ кПа}$$

г) на підшві третього шару:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 25,71 + 17,5 \cdot 0,4 = 32,71 \text{ кПа}$$

д) на підшві четвертого шару:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_4 \cdot h_4 = 32,71 + 16,9 \cdot 1,4 = 56,37 \text{ кПа}$$

е) на підшві п'ятого шару:

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \gamma_5 \cdot h_5 = 56,37 + 17,2 \cdot 1 = 73,57 \text{ кПа}$$

ж) на підшві шостого шару:

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_6 \cdot h_6 = 73,57 + 18,5 \cdot 0,3 = 79,12 \text{ кПа}$$

к) на підшві сьомого шару:

$$\sigma_{zg7} = \sigma_{zg6} + \gamma_7 \cdot h_7 = 79,12 + 17,4 \cdot 2,8 = 127,84 \text{ кПа}$$

3. Визначення додаткового тиску на основу:ї

$$P_0 = P_{\text{сер}} - \sigma_{zg0} = 153,91 - 25,71 = 128,2 \text{ кПа}$$

4. Визначаємо додаткове напруження на підшві та покрівлі кожного елементарного шару та його осадку в табличній формі (табл. 4.2).

$$25,13 \text{ кПа} < 127,84 \cdot 0,2 = 25,568 \text{ кПа}$$

$$\Sigma S = 1,914 \text{ см} < S_U = 10 \text{ см}$$

Отже за конструйований фундамент відповідає всім вимогам [16]

4.5. Розрахунок необхідної арматури в фундаменті

Необхідну кількість арматури подушки фундаменту визначають по згинаючому моменту M , який визначається в консольній частині подушки при завантаженні її реактивним тиском ґрунту.

$$M = 0,5 P \cdot l^2 \quad (4.15)$$

де P - середній тиск під подошвою фундаменту

l - довжина консолі подошви

$$M = 0,5 \cdot 153,91 \cdot 0,2^2 = 3,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

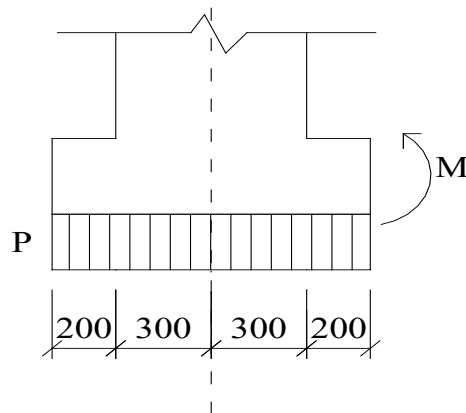


Рис. 4.3. Розрахункова схема фундаменту

Робоча висота фундаментної подушки:

$$h = 30 - 4 = 26 \text{ см}$$

Площу арматури визначаємо за формулами (4.5) та (4.6):

$$A_o = \frac{M}{R_b \times b \times h_o^2}$$

$$A_o = \frac{3,1 * (10^5)}{8,5 * (100) \cdot 100 \cdot 26^2} = 0,0054$$

$$\xi = 0,01 \quad \eta = 0,995$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{S,R}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (4.16)$$

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 8,5}{1 + \frac{225}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,85 - 0,008 \cdot 8,5}{1,1}\right)} = 0,651$$

$\xi=0,01 < \xi_R=0,651$ – фундамент не переармовано

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \eta \times h_o}, \quad (4.17)$$

$$A_s = \frac{3.1(10^5)}{225(100) * 0,995 * 26} = 0.53 \text{ см}^2$$

Приймаємо арматури класу А240С $8\text{Ø}8$, $A_s=4.02 \text{ см}^2$

Аналогічно для кожного шару за формулами (4.1)-(4.3) визначаємо питому вагу ґрунту та часточок ґрунту та коефіцієнт пористості ґрунту .

Пісок пилувай:

$$\gamma = 1.69 * 10 = 16.9 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_s = 2.65 * 10 = 26.5 \text{ кН/м}^3$$

$$e = \frac{26.5}{16.9} (1 + 0.063) - 1 = 0.667$$

Супісок лесоподібний:

$$\gamma = 1.72 * 10 = 17.2 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_s = 2.66 * 10 = 26.6 \text{ кН/м}^3$$

$$e = \frac{26.6}{17.2} (1 + 0.0114) - 1 = 0.564$$

Супісок лесоподібний:

$$\gamma = 1.85 * 10 = 18.5 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_s = 2.66 * 10 = 26.6 \text{ кН/м}^3$$

$$e = \frac{26.6}{18.5} (1 + 0.201) - 1 = 0.727$$

Пісок дрібний:

$$\gamma = 1.74 * 10 = 17.4 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_s = 2.65 * 10 = 26.5 \text{ кН/м}^3$$

$$e = \frac{26.5}{17.4} (1 + 0.047) - 1 = 0.595$$

Результати розрахунку по кожному шару ґрунту зведено в табл. 3.1.

4.6 Розрахунок петлі плити

Розрахунок ведемо для 2-х петель.

Навантаження на одну петлю складає:

$$F = m_{пл} / 2 \quad (4.18)$$

де $m_{пл}$ – вага плити згідно нормативної літератури

$$F = 1,75 / 2 = 0,875 \text{ кН.}$$

$$A_s = F / R_s = 0,875 / 225 = 0,003889 \text{ см}^2$$

Приймаємо арматуру $\varnothing 8$ А240С $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

5. ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1. Особливості роботи будівельників, небезпечні і шкідливі виробничі чинники на будівельних майданчиках

Робота будівельників наближається до роботи високо механізованих виробничих підприємств. Але у будівельників є свої специфічні особливості, які потребують певного підходу до вирішення проблем безпеки. До цих особливостей відносяться:

- робота просто неба (важко створити нормальні метеорологічні умови на робочих місцях);
- постійне переміщення робочих місць і знарядь праці (треба знову вирішувати питання безпеки праці);
- значні фізичні витрати (підвищена увага до виробничої ситуації, що постійно змінюється);
- робота на висоті, часто без освітлення і в поганих метеорологічних умовах;
- поєднання професій, необхідність використання робочих різних будівельних управлінь.

Ці особливості умов праці будівельників визначають специфіку і роль санітарної гігієни і безпеки праці в будівництві. Всі небезпечні і шкідливі виробничі чинники, які зустрічаються в будівництві можна об'єднати в єдину систему (небезпечні, як правило, приводять до травм, тобто до порушення цілісності тканин організму; шкідливі - до професійних захворювань і отруєнь, а іноді і до травм):

1. Порушення нормальних метеорологічних умов (обмороження, теплові удари);
2. Шум (шумове захворювання, глухота);
3. Вібрація (вібраційне захворювання, неврози);
4. Запиленість (пневмоканіози, сілікатози);
5. Загазованість (отруєння, захворювання шкіри);
6. Підвищений або понижений барометричний тиск (кесонне захворювання, крововилив);

7. Незадовільне освітлення (послаблення зору, вірогідність травматизму);
8. Дія променистої енергії високої інтенсивності – інфрачервоне випромінювання, струми високої частоти (захворювання зору);
9. Дія іонізуючих випромінювань радіоактивних речовин, ізотопів, рентгенівських променів (захворювання шкіри, рак, екзема, виразки, променеве захворювання);
10. Систематичне перенапруження окремих груп м'язів при важких ручних роботах (розширення вен, неврити, артрити, грижа);
11. Машини, механізми, що рухаються; вироби, конструкції, що пересуваються;
12. Обрушення земляних споруд;
13. Розташування робочих місць на висоті, падіння предметів з висоти.

5.2 Причини виробничого травматизму, їх класифікація

У процесі праці людина знаряддями праці діє на предмет праці. У свою чергу, сам предмет праці, матеріали, інструменти, засоби, які має людина, роблять вплив на характер умов праці. Аналізуючи взаємодії людини з елементами системи праці витікає, що небезпеку і нешкідливість умов праці визначають, в основному, дві групи чинників: виробничо-технічні (організаційні, технічні, чинники виробничого середовища) і психофізіологічні.

На даний час в будівництві може бути запропонована така умовна класифікація причин травматизму:

1. Виробничо-технічні.

1.1 Організаційні причини: відсутність або незадовільне проведення інструктажів і навчання; відсутність проекту виробництва робіт, інструкцій з безпеки праці, керівництва і нагляду за роботою, незадовільний режим праці і відпочинку; неправильна організація робочих місць, руху пішоходів і транспорту; відсутність або невідповідність умовам роботи спецодягу, засобів індивідуального захисту (ЗІЗ).

1.2 Технічні причини – їх поділяють на конструкторські, технологічні і незадовільне технічне обслуговування:

а) конструкторські причини: невідповідність вимогам безпеки будівельних конструкцій, технологічного устаткування, транспортних і енергетичних приладів; незадовільність конструкцій монтажного оснащення, ручного і переносного механізованого інструменту; відсутність або недосконалість захисних запобіжних пристроїв та інших технічних засобів безпеки;

б) технологічні причини: неправильний вибір устаткування, оснащення, вантажопідіймальних засобів і засобів механізації, порушення технологічного процесу;

в) незадовільне технологічне обслуговування: відсутність планових технологічних оглядів, технічних доглядів і ремонту устаткування, оснащення і транспортних засобів; зіпсованість ручного і переносного механізованого інструменту.

1.3 Причини незадовільного стану виробничого середовища: несприятливі метеорологічні умови, незадовільне освітлення, підвищений рівень шуму і вібрації, підвищена концентрація шкідливих речовин, наявність шкідливих випромінювань.

2. *Психофізіологічні причини:* помилкові дії внаслідок втоми працівника через надмірну важкість і напруженість роботи; монотонність праці; хворобливий стан працівника; необережність; невідповідність психофізіологічних чи антропометричних даних працівника використовуваній техніці чи виконуваній роботі; відсутність огорожень небезпечних зон, індивідуальних засобів захисту; незадовільний психологічний клімат у колективі, алкогольне сп'яніння.

До основних видів травмуючих чинників відносяться: фізична дія на людей деталей машин, механізмів та іншого устаткування, транспортних засобів і підіймального устаткування; падіння предметів, людей з висоти.

5.3 Профілактика виробничого травматизму в будівництві

Аналіз виробничого травматизму в будівництві

Завдання аналізу травматизму є виявлення причин і закономірностей, які викликали появу нещасних випадків. Нещасному випадку завжди зумовлює відхилення від норм виробничого процесу. Тому аналіз і вивчення травматизму дає можливість розробки профілактичних заходів, які усунуть небезпечні умови праці на будівництві.

Аналіз виробничого травматизму дозволяє не лише виявити причини, а визначити закономірності їх виникнення. На основі такої інформації розробляються заходи та засоби щодо профілактики травматизму. Для аналізу виробничого травматизму застосовують багато різноманітних методів, основні з яких можна поділити на такі групи: *статистичні, топографічні, монографічні, економічні, анкетування, ергономічні, психофізіологічні, експертних оцінок та інші.*

Статистичні методи ґрунтуються на аналізі статистичного матеріалу з травматизму, накопиченого на підприємстві або в галузі за кілька років.

Відповідні дані для цього аналізу містяться в актах за формою Н-1 і в звітах за формою 7-НТВ. Статистичний метод дозволяє всі нещасні випадки і причини травматизму групувати за статтю, віком, професіями, стажем роботи потерпілих, часом, місцем, типом нещасних випадків, характером одержаних травм, видом обладнання. Цей метод дозволяє встановити по окремих підприємствах найпоширеніші види травм, визначити причини, які спричиняють найбільшу кількість нещасних випадків, виявити небезпечні місця, розробити і провести необхідні організаційно-технічні заходи.

Топографічні методи ґрунтуються на тому, що на будженплані (плані підприємства) відмічають місця, де сталися нещасні випадки. Це дозволяє наочно бачити місця з підвищеною небезпекою. Повторення нещасних випадків в певних місцях свідчить про незадовільний стан охорони праці на даних об'єктах. На ці місця звертають особливу увагу, вивчають причини травматизму. Шляхом додаткового обстеження згаданих місць виявляють причини, котрі викликали нещасні випадки, формують поточні та перспективні заходи щодо запобігання нещасним випадкам для кожного окремого об'єкта. Повторення аналогічних травм свідчить про незадовільну організацію

інструктажу, невикористання конкретних засобів індивідуального захисту тощо.

Монографічний метод полягає в детальному обстеженні всього комплексу умов праці, технологічного процесу, обладнання робочого місця, прийомів праці, санітарно-гігієнічних умов, засобів колективного та індивідуального захисту.

Іншими словами, цей метод полягає в аналізі небезпечних та шкідливих виробничих факторів, притаманних лише тій чи іншій (моно) ділянці виробництва, обладнанню, технологічному процесу. За цим методом поглиблено розглядають всі обставини нещасного випадку і, якщо необхідно, то виконують відповідні дослідження та випробування. Дослідженню підлягають: цех, ділянка, технологічний процес, основне та допоміжне обладнання, трудові прийоми, засоби індивідуального захисту, умови виробничого середовища, метеорологічні умови в приміщенні, освітленість, загазованість, запиленість, шум, вібрація, випромінювання, причини нещасних випадків, що сталися раніше на даному робочому місці. Таким чином, нещасний випадок вивчається комплексно. Цей метод дозволяє аналізувати не лише нещасні випадки, що відбулися, але й виявити потенційно небезпечні фактори, а результати використати для розробки заходів охорони праці, вдосконалення виробництва.

Економічні методи полягають у визначенні економічної шкоди, спричиненої травмами та захворюваннями, – з одного боку та економічної ефективності від витрат на розробку та впровадження заходів на охорону праці – з другого. Ці методи дозволяють знайти оптимальне рішення, що забезпечить заданий рівень безпеки, однак вони не дозволяють вивчити причини травматизму та захворювань.

Методи анкетування передбачають письмове опитування працюючих з метою отримання інформації про потенційні небезпеки трудових процесів, про умови праці. Для цього розробляються анкети для робітників, в яких в залежності від мети опитування визначаються питання та чинники. На підставі

анкетних даних (відповідей на запитання) розробляють профілактичні заходи щодо попередження нещасних випадків.

Ергономічні методи ґрунтуються на комплексному вивченні системи «людина – машина – виробниче середовище». Відомо, що кожному виду трудової діяльності відповідають певні фізіологічні, психофізіологічні і психологічні якості людини, а також антропометричні дані. Тому при комплексній відповідності вказаних властивостей людини і конкретної трудової діяльності можлива ефективна і безпечна робота. Порушення відповідності веде до нещасного випадку. Ергономічні методи дозволяють знайти невідповідності та усунути їх.

Психофізіологічні методи аналізу травматизму враховують, що здоров'я і працездатність людини залежать від біологічних ритмів функціонування організму. Такі явища, як іонізація атмосфери, магнітне і гравітаційне поле Землі, активність Сонця, гравітація Місяця та ін., викликають відповідні зміни в організмі людини, що змінюють її стан і впливають на поведінку не на краще. Це призводить до зниження сприйняття дійсності і може спричинитися до нещасних випадків.

Метод експертних оцінок базується на експертних висновках (оцінках) умов праці, на виявленні відповідності технологічного обладнання, пристроїв, інструментів, технологічних процесів вимогам стандартів та ергономічним вимогам, що ставляться до машин, механізмів, обладнання, інструментів, пультів керування. Виявлення думки експертів може бути очним і заочним (за допомогою анкет).

Навчання з охорони праці

Навчання, системне та систематичне підвищення рівня знань працівників з питань охорони праці – один з основних принципів державної політики в галузі охорони праці, фундаментальна основа виробничої безпеки та санітарії, необхідна умова удосконалення управління охороною праці і забезпечення ефективної профілактичної роботи щодо запобігання нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на виробництві.

Основним нормативним актом, який встановлює порядок і види навчання, а також форми перевірки знань є ДНПАОП 0.00-4.12.99 «Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці». У будівельних організаціях і на підприємствах будівельної індустрії на основі Типового положення з врахуванням специфіки виробництва і вимог державних міжгалузевих і галузевих нормативних актів про охорону праці, розробляються і затверджуються наказом керівника відповідні положення підприємств і формуються плани-графіки проведення навчання і перевірки знань працівників з охорони праці, з якими вони мають бути ознайомлені. Відповідальність за організацію цієї роботи покладається на його керівника, а в структурних підрозділах – на керівників цих підрозділів. Контроль за своєчасним проведенням здійснює служба охорони праці або працівники, на яких покладені ці обов'язки.

Для перевірки знань працівників з питань охорони праці наказом роботодавця створюються комісії, що постійно діють. Головами комісій призначаються заступники підприємств, в службові обов'язки яких входить організація роботи з охорони праці. До складу комісій входять фахівці служби охорони праці, юридичної, виробничої і технічних служб, представники державного нагляду за охороною праці і профспілки. Перед перевіркою знань працівників з питань охорони праці на підприємстві організуються заняття: лекції, семінари і консультації.

Інструктаж з охорони праці

Усі працівники повинні проходити на підприємстві навчання у формі інструктажів з питань охорони праці, першої допомоги потерпілому, правил поведінки та дій у разі виникнення аварійних ситуацій.

Інструктаж з охорони праці – це усне пояснення положень відповідних нормативних документів, що закінчується вибірковою перевіркою шляхом опитування засвоєних знань і навичок в обсязі викладених питань. За характером і часом проведення інструктажі поділяються на вступний, первинний, повторний, позаплановий та цільовий.

Вступний інструктаж проводиться:

- з усіма працівниками, які приймаються на постійну або тимчасову роботу, незалежно від їх освіти, стажу роботи та посади;
- з працівниками інших організацій, які прибули на підприємство і беруть безпосередню участь у виробничому процесі або виконують інші роботи для підприємства;
- з учнями та студентами, які прибули на підприємство для проходження трудового або професійного навчання;
- з екскурсантами у разі екскурсії на підприємство.

Вступний інструктаж проводиться спеціалістом служби охорони праці, або іншим фахівцем, на якого покладено ці обов'язки і який в установленому Типовим положенням порядку пройшов навчання і перевірку знань з питань охорони праці.

Вступний інструктаж проводиться в кабінеті охорони праці або в приміщенні, що спеціально для цього обладнано, з використанням сучасних технічних засобів навчання, навчальних та наочних посібників за програмою, розробленою службою охорони праці з урахуванням особливостей виробництва. Програма та тривалість інструктажу затверджується роботодавцем підприємства.

Запис про проведення вступного інструктажу робиться в журналі реєстрації вступного інструктажу, який зберігається в службі охорони праці або в працівника, що відповідає за проведення вступного інструктажу, а також у наказі про прийняття працівника на роботу.

Первинний інструктаж проводиться до початку роботи безпосередньо на робочому місці з працівником:

- новоприйнятим (постійно чи тимчасово);
- який переводиться з одного структурного підрозділу до іншого;
- який буде виконувати нову для нього роботу;
- відрядженим працівником іншого підприємства, який бере безпосередню участь у виробничому процесі на підприємстві.

Первинний інструктаж проводиться індивідуально або з групою осіб одного фаху за діючими на підприємстві інструкціями з охорони праці відповідно до виконуваних робіт.

Повторний інструктаж проводиться індивідуально з окремим працівником або з групою працівників, які виконують однотипні роботи, за обсягом і змістом переліку питань первинного інструктажу.

Повторний інструктаж проводиться з працівниками на робочому місці в терміни, визначені НПАОП, які діють в галузі, або роботодавцем, з урахуванням конкретних умов праці, але не рідше:

- на роботах з підвищеною небезпекою – 1 раз на 3 місяці;
- для решти робіт – 1 раз на 6 місяців.

Позаплановий інструктаж проводиться з працівниками на робочому місці або в кабінеті охорони праці:

- у разі введення в дію нових або переглянутих НПАОП, внесення змін та доповнень до них;
- у разі зміни технологічного процесу, заміни або модернізації устаткування, приладів та інструментів, вихідної сировини, матеріалів та інших факторів, що впливають на стан охорони праці;
- у разі порушень працівниками вимог НПАОП, що можуть призвести або призвели до травм, аварій, пожеж тощо;
- у разі перерви в роботі виконавця робіт більш ніж на 30 календарних днів – для робіт з підвищеною небезпекою, а для решти робіт – понад 60 днів.

З учнями, студентами, курсантами та слухачами позаплановий інструктаж проводиться при порушеннях ними вимог НПАОП, що можуть призвести або призвели до травм, аварій, пожеж тощо.

Позаплановий інструктаж проводиться індивідуально з окремим працівником або з групою працівників одного фаху. Обсяг і зміст позапланового інструктажу визначаються в кожному окремому випадку залежно від причин і обставин, що спричинили потребу його проведення.

Цільовий інструктаж проводиться з працівниками:

- при ліквідації аварії або стихійного лиха;

– при проведенні робіт, на які оформлюються наряд-допуск, наказ або розпорядження.

Цільовий інструктаж проводиться індивідуально з окремим працівником або з групою працівників. Обсяг і зміст цільового інструктажу визначаються в залежності від виду робіт, що ними виконуватимуться.

Первинний, повторний, позаплановий і цільовий інструктажі проводить безпосередній керівник робіт (начальник виробництва, цеху, дільниці, майстер), завершуються вони перевіркою знань у вигляді усного опитування або за допомогою технічних засобів, а також перевіркою набутих навичок безпечних методів праці. Знання перевіряє особа, яка проводила інструктаж. При незадовільних результатах перевірки знань, умінь і навичок щодо безпечного виконання робіт після *первинного, повторного чи позапланового* інструктажів для працівника протягом 10 днів додатково проводяться інструктаж і повторна перевірка знань.

При незадовільних результатах перевірки знань після цільового інструктажу допуск до виконання робіт не надається. Повторна перевірка знань при цьому не дозволяється.

Працівники, які суміщають професії (в тому числі працівники комплексних бригад), проходять інструктажі як з їх основних професій, так і з професій за сумісництвом.

Про проведення *первинного, повторного, позапланового та цільового інструктажу* та про допуск до роботи особою, якою проводився інструктаж, вноситься запис до журналу реєстрації інструктажів з питань охорони праці на робочому місці. При цьому обов'язкові підписи як того, кого інструктували, так і того, хто інструктував. Сторінки журналу реєстрації інструктажів повинні бути пронумеровані, журнали прошнуровані і скріплені печаткою.

У разі виконання робіт, що потребують оформлення наряду-допуску, цільовий інструктаж реєструється в цьому наряді-допуску, а в журналі реєстрації інструктажів – не обов'язково.

Перелік професій та посад працівників, які звільняються від первинного, повторного та позапланового інструктажів, затверджується роботодавцем. До

цього переліку можуть бути зараховані працівники, участь у виробничому процесі яких не пов'язана з безпосереднім обслуговуванням обладнання, застосуванням приладів та інструментів, збереженням або переробкою сировини, матеріалів тощо.

2.4 Контроль за станом охорони праці в будівництві

До основних форм контролю за станом охорони праці в будівництві відносяться: оперативний контроль; контроль, що проводиться службою охорони праці підприємства; адміністративно-громадський багатоступеневий контроль. Крім цих видів контролю, існує відомчий контроль вищих господарських органів, державний нагляд та громадський контроль за охороною праці, які розглядаються окремо.

Оперативний контроль з боку керівників робіт і підрозділів підприємства проводиться згідно із затвердженими посадовими обов'язками.

При цьому служба охорони праці контролює виконання вимог безпеки праці у всіх структурних підрозділах та службах підприємства.

Адміністративно-громадський багатоступеневий контроль є однією з найкращих форм контролю за станом охорони праці. Цей контроль проводиться на кількох (як правило трьох) рівнях. *На першій ступені* контролю керівник виробничої ділянки (майстер) спільно з громадським інспектором профгрупи щоденно перевіряють стан охорони праці на виробничій ділянки. *На другій ступені* — начальник дільниці (виконроб) спільно з громадським інспектором та спеціалістами відповідних служб (механік, електрик, технолог) два – чотири рази в місяць перевіряють стан охорони праці згідно з затвердженим графіком.

На третій ступені контролю щомісячно (згідно із затвердженим графіком) комісія підприємства під головуванням керівника (роботодавця) перевіряє стан охорони праці на підприємстві. До складу комісії входять: керівник служби охорони праці, голова комісії з охорони праці профкому, керівник медичної служби, працівник пожежної охорони та головні спеціалісти підприємства (технолог, механік, енергетик). Результати роботи комісії фіксуються в журналі третьої ступені контролю і розглядаються на нараді. За результатами наради видається наказ по підприємству.

5.4. Пожежна безпека на будівельному майданчику

На будівельних майданчиках пожежі відбуваються в результаті недотримання запобіжних засобів:

1. При електричному і газовому зварюванні.
2. Неправильній експлуатації електромереж.
3. Необережному поводженні з вогнем.
4. Несправності опалювальних приладів.
5. Самозайманні матеріалів.

Місця проведення зварювальних та ін. вогняних робіт (пов'язаних з нагріванням деталей до температур, здатних викликати запалювання матеріалів і конструкцій) можуть бути тимчасовими і постійними, коли вогняні роботи проводяться безпосередньо в будівлях, житлових будинках та інших спорудах, які будуються або експлуатуються та на територіях підприємств для ремонту устаткування або монтажу будівельних конструкцій.

До проведення зварювальних та ін. вогняних робіт допускаються особи, які пройшли в установленому порядку перевірку знань вимог пожежної безпеки, про що свідчить спеціальний талон.

Місця проведення тимчасових зварювальних та ін. вогняних робіт можуть визначатися тільки письмовим дозволом особи, відповідальної за пожежну безпеку об'єкта – керівника установи, цеха, лабораторії, майстерні, складу і т.п.

Вогняні роботи без отримання письмового дозволу можуть проводитися на будівельних майданчиках і в місцях, безпечних в пожежному відношенні, тільки фахівцями високої кваліфікації, обізнаними з програмою пожежно-технічного мінімуму. Список фахівців, допущених до самостійного проведення вогняних робіт без отримання письмового дозволу, оголошується керівником об'єкта.

Приступати до вогняних робіт дозволяється тільки після узгодження їх із пожежною охороною і виконання заходів, передбачених в дозволі на

проведення вогняних робіт (наявність засобів пожежогасіння, очищення робочого місця від матеріалів, які згоряють, захист конструкцій, які згоряють).

Керівник об'єкта або посадова особа, відповідальна за пожежну безпеку приміщення (території, установи і т.п.), повинні забезпечити перевірку місця проведення тимчасових вогняних робіт протягом 3-5 годин після їх закінчення.

Тимчасові місця проведення вогняних робіт і місця установки зварювальних апаратів, балонів з газами і ємностей із горючою рідиною повинні бути очищені від горючих матеріалів в радіусі не менше 5 м.

Переносні ацетиленові генератори для роботи слід встановлювати на відкритих майданчиках. Допускається тимчасова їх робота в добре провітрюваних приміщеннях. Ацетиленові генератори необхідно обгороджувати і розміщувати на відстані не менше 10 м від місць проведення зварювальних робіт, від відкритого вогню і сильно нагрітих предметів, від місць забору повітря компресорами і вентиляторами. При установці ацетиленового генератора вивішуються написи «Вхід стороннім заборонений – вогнебезпечно», «Не курити», «Не проходити з вогнем».

6 ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

6.1. Водні ресурси землі. Розподіл води на Землі.

Вона міститься в повітрі і на землі, утворює океани, річки і озера. Без води неможливе існування рослин, тварин і людей. Вода знаходиться в постійному русі — її кількість і якість змінюються у часі і просторі.. Водні ресурси характеризуються віковими запасами та відновлюваними ресурсами.

До вікових природним запасам (м^3 , км^3) прісних вод суші відносять води, що одночасно знаходяться в озерах, річках, льодовиках, а також у водоносних шарах гірських порід (підземні води). До поновлюваних водних ресурсів ($\text{м}^3/\text{с}$, $\text{м}^3/\text{рік}$, $\text{км}^3/\text{рік}$) відносять ті води, які щорічно поновлюються в процесі кругообігу води на Землі, водообміну між сушею і океаном.

Випаровується під дією сонячної енергії з поверхні Світового океану вода надходить в атмосферу і повертається у вигляді атмосферних опадів. Частина випарувалася води переноситься повітряними течіями на сушу і, випадаючи у вигляді опадів, є основним джерелом формування вод суходолу — річок, озер, підземних вод, льодовиків. Частина атмосферних опадів, що випадають на суші, яка не встигає випаруватися знову повертається в океан через річки. Океан служить гігантським природним випарником і поставником прісної води на сушу. Беручи річковий стік, океан поновлюється кількісно і відновлюється якісно.

При наявності гідрологічних станцій і постів для вимірювання витрат води підраховується річковий стік і визначаються величини поновлюваних водних ресурсів.

Оцінка водних ресурсів за середнього річного стоку отримала широке поширення при плануванні використання води та оцінці водозабезпеченості.

При водогосподарському плануванні слід враховувати, що озерні, річкові, льодовикові, підземні води в процесі круговороту води в природі пов'язані між собою і переходять один до іншого.

Основним і єдиним для всіх видів вод вихідною ланкою кругообігу води в природі є атмосферні опади, які живлять озера, річки, льодовики і підземні

води. Разом з цим річки живлять озера, підземні води та льодовики живлять річки

6.2 Екологія прісних поверхневих вод

Вода у відкритих водоймах являє собою природну середовище різноманітних організмів (гідробіонтів) рослинного і тваринного походження. Гідробіонти утворюють біоценози, склад яких обумовлений фізичними, хімічними і біологічними факторами.

Поверхневі води підрозділяють на

- поточні (річки);
- стоячі (озера, водосховища тощо).

Переміщення і перемішування води в озерах визначається головним чином дією вітру. У водосховищах розрізняють зони з гідрологічним режимом, близьким до річкового (верхів'я) та озерного (поблизу греблі).

Швидкість руху води водойми і окремих його ділянок істотно впливає на температурний режим. У швидкоплинних річках температура різних шарів води більш або менш однакова. При уповільненому протягом вода добре прогрівається на мілинах, але має більш низьку температуру на глибині. Температура води в річках швидко змінюється зі зміною сезонів року.

В озерах сезонні коливання температури відчують верхні шари води. Навесні, прогріваючись до температури 4°C, при якій щільність води максимальна, верхні шари опускаються на дно, витісняючи більш теплу воду до поверхні. Підвищення температури верхніх шарів призводить до зменшення її щільності, в результаті чого верхній шар залишається на поверхні. Таким чином, виникає температурне розшарування води по глибині, називається стратифікацією. У зимовий час спостерігається зворотна стратифікація.

Вода збагачується киснем у результаті фотосинтезу та атмосферної реаерації. Кисневий режим у водоймі характеризує багато чинників, що визначають швидкості його розчинення і споживання. Верхні шари води більш насичені киснем, оскільки саме тут відбуваються фотосинтез і атмосферна репарація.

Води відкритих водойм різноманітні за хімічним складом і мікронаселенню. Мікронаселення складається з власного біоценозу і мікроорганізмів, які надійшли у водойму з забрудненнями і пристосувалися до існування в даному водоймищі.

У складних біологічних спільнотах, що формуються у водоймі, розрізняють два основних біоценозу: планктон і бентос.

- Планктон — це сукупність організмів, що населяють товщу води. Він представлений рослинними (фітопланктон) і тварин (зоопланктон) формами. Фітопланктон представлений переважно водоростями, масовий розвиток яких починається навесні. Потім з'являються зелені водорості, на зміну яким приходять ціанобактерії. Розвиток їх пов'язане з температурою води і зміною вмісту в ній окремих елементів.

Розміри планктонних організмів різні: ультрапланктон (бактерії), нанопланктон (дрібні водорості і найпростіші) і мікропланктон (більшість водоростей, інфузорії, коловертки, нижчі ракоподібні).

- Бентос — сукупність організмів, що мешкають на дні, в товщі донних відкладень або утворюють обростання на камінні, рослинах, палях і т. д.

Розрізняють макробентос (організми розміром більш 1 мм) і мікробентос (організми розміром менше 1 мм). Фітобентос мешкає тільки в водоймах з прозорою водою.

Складовою частиною екологічної системи водойми є вищі водні рослини (макрофіти). До них відносяться рдесник, кушир, елодея, з рослин з плаваючим листям — горець земноводний і ряска, з надводних — очерет, рогіз, очерет. У заростях вищих рослин надзвичайно різноманітна фауна, представлена численними видами як мікрофлори, так і більш великих організмів.

Особливе значення має забруднення водойми патогенними мікроорганізмами і яйцями гельмінтів, що представляють небезпеку інфекцій через воду. Разом з суспензією патогенні організми і особливо яйця гельмінтів можуть частково осідати на дно. Вскаламутнення відкладень знову призводить до потрапляння їх у водне середовище. Здатність водойми протистояти цьому

порушення, звільнятися від внесених забруднень і відновлювати свої природні властивості і становить сутність самоочищення.

Самоочищення — це складний комплекс взаємопов'язаних хімічних, фізикохімічних біохімічних процесів. Змішування стічних вод з водою водойми, що призводить до розбавлення стоку, сприяє процесам самоочищення.

Поряд з цим у водоймі протікають хімічні реакції гідролізу, нейтралізації, окислення. Наприклад, гідроліз солей заліза і алюмінію призводить до утворення гідроксидів цих металів, здатних до осадженню.

Нейтралізуюча здатність води водойми при виявленні забруднень речовинами кислого або лужного характеру. Лужні сполуки природного води — бікарбонати і карбонати — беруть участь у нейтралізації кислот, розчинений у воді кисень здатний окислювати багато органічних сполук.

Окислення органічних речовин ініціює і ультрафіолетове випромінювання. Фотохімічні реакції в поверхневому шарі води збільшують швидкості окислення різних речовин в 2...10 разів.

■ До фізико-хімічних факторів самоочищення відносяться сорбція, коагуляція, розчинення, емульгування речовин. Наприклад, сорбція розчинених і колоїдних речовин зваженими частинками призводить до збільшення їх концентрації і підвищення швидкості хімічного або біохімічного окислення речовин. Осадження зважених частинок теж являє собою фізико-хімічний процес, так як супроводжується явищами агломерації, коагуляції, сорбції.

Процеси осадження тісно пов'язані з життєдіяльністю гідробіонтів. Вони вилучають з води величезні кількості суспензії, Гідробіонти, прискорюючи процеси осадження, сприяють очищенню води від суспензії та транзиту її в донні відкладення. Таким чином забруднення розподіляються між водним шаром і донними відкладеннями.

■ У самоочищення водойми біохімічна діяльність гідробіонтів домінує. Практично всі хімічні і фізико-хімічні процеси самоочищення прискорюються завдяки участі мешканців водойми. Сформовані тут співтовариства живих організмів реагують на вплив хімічних забруднень як одне ціле, як система,

здатна впоратися з внесеними ззовні забрудненнями шляхом включення їх у біотичний кругообіг речовин у водоймі.

Здатність водойми до самоочищення не безмежна. Як всякий складний біохімічний процес біологічне самоочищення чутливе до зовнішніх впливів, у тому числі перевантажень, токсичних сполук і т. д.

При високій концентрації органічних речовин, що надходять у водойму, гідробіонти не встигають їх використовувати, внаслідок чого забруднення накопичуються і стан водойми різко погіршується. Токсичні сполуки, які порушують цілісність екологічної системи водойми, також знижують його здатність до самоочищення. Поглинання зоопланктоном бактерій, що утворюють певну ланку харчового ланцюга, стимулює життєдіяльність цієї ланки і тим самим підвищує роль бактерій у біотичному кругообігу.

За способом добування їжі серед зоопланктону розрізняють седиментаторів, фільтраторів і хижаків.

Видаляючи з води колоїди і дрібну зваж, фільтратори і седиментатори одночасно поглинають величезну кількість бактерій і водоростей, сприяючи освітлення води. Самі вони служать їжею хижому зоопланктону і риб.

6.3 Екологічний підхід до комплексного використання водних ресурсів

Основна мета управління водними ресурсами – забезпечення народного господарства водою при обов'язковій умові збереження біосфери.

В сталих екологічних системах завжди спостерігається замкнений цикл використання основних ресурсів. Продукти життєдіяльності одного організму є стравою для іншого. В зв'язку з цим, не проходить катастрофічних забруднень навколишнього середовища і всі основні ресурси, як правило, використовуються комплексно.

В природних системах завдяки відбору створюється така сукупність споживачів і користувачів природними ресурсами, при яких не виникає ні виснаження, ні забруднення його.

Штучні системи, які користуються природними ресурсами, і в першу чергу водою, повинні формуватись так, щоб не створювати ні виснаження, ні забруднення води.

Якщо в штучній системі неможливо зробити так, щоб відходи від одного підприємства служили сировиною для іншого, необхідно ввести в таку систему елементи, які б збирали невикористані відходи і використовували їх в інших системах.

В нашій державі впроваджується інженерно-екологічний напрямок водогосподарської діяльності, який вирішує не тільки задачу водозабезпечення, але й охорону водних та земельних ресурсів.

Найбільш розповсюдженим прикладом реалізації інженерно-екологічного принципу в промисловому водопостачанні є створення водооборотних систем і систем повторного використання очищених стічних вод.

6.4 Охорона водних ресурсів від забруднення і виснаження. Основні поняття і показники стану води

Водогосподарські об'єкти безпосередньо впливають на навколишнє середовище. Цей вплив проявляється як в період їх будівництва, так і при їх експлуатації. Створення водосховищ впливає, зокрема, на гідросферу – збільшується випаровування, порушуються природні режими водного стоку, змінюється якість води і т.п. При створенні крупних водосховищ виникає додаткове навантаження на земну кору, інтенсифікуються тектонічні процеси, які викликають землетруси. Фільтрація води змінює геологічну структуру порід.

Під охороною води розуміється діяльність людини, яка направлена на збереження, відновлення і покращення стану природних запасів води на Землі.

В Основах водного законодавства сказано, що всі води підлягають охороні від забруднення, засмічення і виснаження, які спричиняють шкоду здоров'ю людей, зменшують рибні запаси, погіршують умови водопостачання і призводять до інших небажаних явищ в результаті зміни фізичних, хімічних і гідробіологічних властивостей води та зниження її властивості самоочищення.

Під **забрудненням** розуміють таку зміну складу і властивості води під прямим чи побічним впливом виробничої діяльності людини чи побутового використання, при якому вода стає непридатною для використання.

Засмічення, це надходження у водойму сторонніх нерозчинних предметів (деревини, шлаку, металобрухту, будівельного сміття), які практично не змінюють якість води.

Виснаження водних ресурсів – зменшення кількості води у водоймі, яке проходить під впливом людської діяльності і яке носить сталий характер. Ступінь забруднення водних джерел визначається концентрацією у воді шкідливих домішок, яка оцінюється вимогами різних галузей народного господарства. Найбільш жорсткими є вимоги господарсько-питного і культурнопобутового водокористування, в зв'язку з небезпекою для здоров'я населення або погіршенням санітарних умов життя.

Найважливішими показниками якості води є такі.

Гранично-допустима концентрація (ГДК) шкідливих речовин у воді, розроблена Міністерством охорони здоров'я. ГДК – основний гігієнічний норматив, закладений в основу сучасного водно-санітарного законодавства. Нормативи ГДК (мг/л) розроблені для всіх можливих речовин.

Наприклад: бензол – 0,5 мг/л; свинець – 0,1 мг/л; ртуть – 0,05 мг/л; залізо – 0,5 мг/л; бензин – 0,1 мг/л.

Стічні води із ступінню забруднення більшою ніж ці нормативи відводити у водойми забороняється.

Біохімічна потреба у кисні (БПК) вказує на вміст у воді кисню (мг/л), необхідного для окислення забруднюючих, в основному органічних, речовин.

Для побутових стічних вод потреба у кисні досить стабільна і вона залежить від норми водоспоживання на одну людину:

- при 50 л/добу – 600...800 мг/л;
- при 100 л/добу – 300...400 мг/л;
- при 200 л/добу – 150...200 мг/л.

Для промислових стічних вод БПК залежить від характеру виробництва і вона коливається в дуже широкому діапазоні – від 50 до декількох тисяч мг/л.

Вміст у воді розчиненого кисню визначається співвідношенням потреби його і реаерацією (насиченням води киснем). Поповнення кисню у воді проходить, в основному, за рахунок контакту води з атмосферою і залежить від площі поверхні водойми, ступеня насиченості киснем поверхневого шару і інтенсивності перемішування води. Різниця між кількістю кисню при повному і дійсному насиченні – дефіцит кисню.

Органолептичні властивості води характеризують запах, присмак і плаваючі домішки, які негативно впливають на людину. Ці властивості оцінюються в балах від 0 до 5.

В місцях культурно-побутового водокористування вода не повинна мати запах інтенсивністю більше 2 балів.

Аналогічну шкалу використовують і для оцінки присмаку.

Збудники хвороб. В останні десятиріччя значно розширилось число захворювань, пов'язаних з розповсюдженням їх збудників водним шляхом. Інфекційними є стічні води населених пунктів, тваринницьких господарств і ряду виробництв, таких як біофабрики, заводи з випуску шкіри та шерсті і т.п.

Зважені речовини. Побутові і промислові стічні води вміщують значну кількість зважених органічних і мінеральних речовин, які погіршують властивості води. Тому, в правилах з охорони води від забруднення, передбачається, що при скиданні стічних вод у водойму вміст зважених речовин не повинен перебільшувати нормативного (0,25 мг/л – питна вода, 0,75 мг/л – рекреація).

6.5 Сучасний стан природних вод

В сучасних умовах господарської діяльності людини антропогенний вплив на природу став порівняним з природними процесами. Здатність природи до саморегулювання стала порушуватись. Людина, не рахуючись з законами природи, порушує їх сталість, що часто приводить до корінних змін екосистеми.

У важких умовах опинились такі елементи біосфери, як повітряне і водне середовище. Проблема отримання чистого повітря і свіжої води постала більш

ніж перед 1/3 населення планети. Експерти ООН підрахували, що із-за відсутності чистої води і умов елементарної гігієни в країнах Азії, Африки і Латинської Америки від шлункових захворювань страждає близько 1 млрд. чоловік і вмирає 25 млн.

Проблема охорони природної води найбільш гостро постала в промислово розвинутих країнах. Тут, де розвиток економіки визначається гонкою за прибутком, природоохоронні заходи не отримують належного розвитку. Тому багато водотоків настільки забруднені стічними водами, що вони стали пагубними для рослинного і тваринного світу і небезпечними для здоров'я людини.

Проблема охорони водних ресурсів є гострою і для нашої країни, де здійснення природоохоронних заходів натикається на непоборні труднощі. В особливо важких умовах знаходяться малі річки густонаселених промислових районів, водні ресурси яких не забезпечують всі потреби народного господарства.

Тенденція у зміні якості води різних водних об'єктів неоднакова. Спостерігається як покращення, так і погіршення якості води чи її стабілізація.

В цілому в країні в останні роки спостерігається деяке, правда незначне, покращення якості води у зв'язку з підсиленням уваги до її охорони. Але велике число малих річок в промислово розвинутих районах до цих пір є колекторами стічних вод і по суті справи загублені для використання населенням.

Піддаються забрудненню і найбільш цінні джерела водопостачання населення – підземні води. Основними джерелами забруднення цих вод є акумулятори промислових і побутових стічних вод, поля фільтрації, звалища промислових відходів, закачування забруднених вод в глибокі шари, інфільтрація забруднень з промислових і міських територій, фільтрація із забруднених річок. Найбільш розповсюджені хімічне і бактеріальне забруднення. Проникненню забруднень в підземні горизонти сприяє інтенсивне використання підземних вод.

6.6 Основні джерела забруднення природних вод

Промислові стоки. До найбільшого забруднення природних вод спонукають такі галузі народного господарства: нафтопереробна, хімічна, миловарна, целюлозно-паперова, текстильна, металургійна і інші.

Майже всі промислові стічні води забруднені, в тій чи іншій мірі, нафтопродуктами, які негативно впливають на якість води. Навіть незначний вміст нафти (0,2...0,4 мг/л) надає воді специфічний запах, який не зникає після хлорування і фільтрації.

Велику небезпеку представляють фенольні з'єднання, які знаходяться в стічних водах хімічних підприємств, особливо лісохімічної, анілінофарбової, коксохімічної і інших галузей. Фенольні з'єднання порушують біологічні процеси у воді, додаючи їй неприємний запах.

Стічні води підприємств електрохімічної промисловості, рудо збагачувальних фабрик і підприємств з випуску пестицидів, а також шахтні і рудні, вміщують значну кількість міді і цинку.

Комунальні стоки. Міста і інші населені пункти скидають у воду велику кількість забруднюючих речовин. В складі комунальних стоків, крім фекальних вод, вміщується значна кількість шкідливих з'єднань від використання хімічних речовин в побуті, а також від підприємств громадського харчування, торгівлі і т.п. Наявність в комунальних стоках хвороботворних мікробів і вірусів, а також яєць гельмінтів, робить їх особливо небезпечними для здоров'я людини. Особливість комунальних стоків – нерівномірність їх надходження, що утруднює роботу міської каналізації.

Населені пункти додатково забруднюють водні об'єкти поверхневим стоком в період дощів чи розтавання снігу з вулиць, дворів і з територій промислових підприємств де вміщується багато нафтопродуктів і інших специфічних забруднювачів.

Хімізація сільського господарства. Інтенсифікація сільськогосподарського виробництва супроводжується швидким нарощуванням темпів застосування мінеральних добрив і хімічних засобів захисту рослин від сорняків, шкідників і хвороб. В результаті, в навколишнє середовище надходить багато хімічних речовин, в тому числі пестицидів, деякі з яких стійкі

до впливу зовнішніх факторів і вони на протязі тривалого часу зберігають свої властивості. Пестициди накопичуються в ґрунті, а потім змиваються у водойми чи просочуються у водоносні горизонти. При обробці полів авіацією пестициди можуть попадати у водойми безпосередньо.

Особлива небезпека забруднення вод добривами і пестицидами полягає в тому, що стоки з полів неможливо пропустити через очисні споруди. Крім того, великі площі сільськогосподарських угідь є основними річковими водозборами, з яких вода поступає у водні об'єкти.

Дослідженнями встановлено, що із внесених добрив у водойми поступає близько 20 % азоту, 25 % фосфору і 30 % калію. Таким чином, сільське господарство стало основним забруднювачем водних об'єктів біогенними речовинами. Ці речовини сприяють інтенсивному розвитку фітопланктону (цвітіння води), стимулюють ріст небажаних водних організмів, приводять до порушення процесу самоочищення.

Внесений у ґрунт азот перетворюється в легкорозчинні форми, які забруднюють ґрунтові води.

Найбільше забруднення водойм біогенами спостерігається в районах інтенсивного зрошувального землеробства.

Для захисту сільськогосподарських культур від шкідників, хвороб все ширше використовують хімічні засоби. Зараз сільське господарство є практично єдиним забруднювачем водних об'єктів пестицидами.

Недодержання дозувань і термінів обробки земель приводить до накопичення пестицидів у сільськогосподарській продукції, які надходять до їжі людей і кормів тварин.

Стоки тваринницьких господарств. Тваринницькі ферми, а в останні часи і великі комплекси з промислового виробництва свинини, яловичини і молока на 50...100 тис. поголів'я скота, є суттєвим джерелом забруднення води. Для полегшення водопою ферми розташовують на берегах водойм чи поблизу них. На невеликих річках, нижче ферм, за відсутності природоохоронних заходів, вода стає мутною і набуває неприємного запаху. Спостерігається скорочення рибних запасів.

Складність проблеми охорони води від стоків ферм полягає в труднощі санітарної нейтралізації накопичувачів бруду і утилізації відходів.

Продукти розпаду синьо-зелених. Ці водорості відносяться до групи нижчих, найбільш примітивних рослин. В більшості випадків це одноклітинні організми, які з'єднуються в колонії. У деяких з них клітини за допомогою слизу і виростів з'єднані у вигляді ниток, надаючи зовнішню картину багатоклітинності. Вони розмножуються шляхом поділу клітин. Живуть синьо-зелені не тільки у воді, але й на суші. Це найбільш розповсюджені рослини на Землі. Вони першими заселяють ґрунти і спільно з іншими бактеріями готують їх до засвоєння іншими рослинами.

В сезон масового розмноження синьо-зелених вода здається викрашеною в зелений, синій і інші кольори. Це явище називають “цвітінням” води. При надлишковому розвитку водоростей якість води погіршується. Це призводить до захворювання і гибелі риби. Вода стає непридатною для пиття і рекреації.

Масовий розвиток синьо-зелених наносить значний збиток народному господарству внаслідок порушення водопостачання населених пунктів, виникнення заморів риби, забруднення місць відпочинку.

Синьо-зелені водорості найбільш інтенсивно розвиваються в застійних водоймах, розташованих в зонах з теплим кліматом. Особливо великих масштабів їх розвиток досяг у водосховищах Дніпровського каскаду.

Збитки від “цвітіння” води значні. Особливо відчутно вони проявляються в системах комунального і технічного водопостачання, включаючи ТЕС, а також в рибному господарстві.

“Теплове забруднення”. Сучасні ТЕС і АЕС використовують для охолодження велику кількість води – до 100...200 м³/с, яка потім повертається у водойми в підігрітому стані, змінюючи їх тепловий баланс. В результаті цього збільшується випаровування води і її мінералізація.

Більш інтенсивний ріст водної рослинності приводить до накопичення органічних речовин, а їх подальший розпад, до подальшої мінералізації і зменшення розчиненого кисню. Все це негативно впливає на рослинність і живі організми водойм.

Мольовий сплав лісу. При сплаві колод насипом з них, при ударах в береги, каміння і між собою здирається кора, ламаються сучки, які осідають на дно річок. До 10 % тоне і ділових колод. Затонувши деревина, а також смоли, які виділяються з деревини, повільно розпадаються, поглинають кисень і виділяють фенольні і інші шкідливі речовини, забруднюючи воду. Вирубка густих кущів на березі річок, що мішають лісосплаву, підсилює ерозійні процеси, прискорює замулення річок.

Особливо великих збитків мольовий сплав наносить рибному господарству. При русі колод риба травмується, руйнуються нерестилища, а під впливом забруднення гине ікра і кормові організми.

Рубка лісу на території водозборів порушує температурний і біологічний режим річок. Вони міліють, пересихають і випадають із фонду рибогосподарських угідь. Наслідки лісосплаву проявляються навіть через багато років після його припинення.

Велика складність полягає в очистці річок від затопленої деревини. Тут відчувається дефіцит відповідної техніки.

Радіоактивні відходи. В останні десятиріччя в ряді країн світу з'явилися радіоактивні відходи, які мають велику небезпеку для природних вод. В організмах рослин, риб і тварин проходять процеси біологічної концентрації радіоактивних речовин. Мілкі організми поглинаються більш крупними, де виникає вже небезпечна концентрація. Тому окремі прісноводні риби в декілька тисяч разів радіоактивніші водного середовища, де вони проживають.

Забруднена атмосфера. Сучасна індустрія щорічно викидає в атмосферу Землі більше 53 млн.т окисів азоту, 200 млн.т окису вуглецю, біля 146 млн.т двоокису сірки, 200...250 млн.т пилу, 120 млн.т попелу.

Тверді частинки цих викидів переміщуються повітряними потоками на великі відстані і випадають на поверхню суші і води. Газоподібні викиди також переносяться повітрям і в подальшому випадають у вигляді "кислотних дощів". Все це призводить до забруднення природних водойм і водотоків.

6.7 Заходи із збереження і відновлення чистоти водойм

Сучасний розвиток промисловості, сільського господарства, транспорту, а також ріст міст супроводжується великим скидом забруднених вод. При відсутності належних заходів із зниження забруднення води, природне розбавлення і самоочищення стає недостатньою. Великі концентрації шкідливих домішок перешкоджають самоочищенню води і її забруднення інтенсивно прогресує.

Тому, для збереження чистоти водойм, необхідно:

- забезпечити повну очистку комунально-побутових і промислових стоків;
- вдосконалювати і змінювати технологію промислового виробництва;
- розроблювати і впроваджувати маловодну і безводну технології;
- широко впроваджувати оборотне водопостачання, розширювати повторне використання очищених стічних вод;
- застосовувати раціональні способи і прийоми використання добрив і пестицидів;
- розробляти і здійснювати державні плани водоохоронних заходів в масштабах басейнів річок і водойм з урахуванням перспективного розташування продуктивних сил і засобів виробництва.

Наразі існують такі способи очищення стічних вод: механічна, фізико-хімічна, хімічна і біохімічна.

Механічна очистка служить для відокремлення нерозчинних речовин шляхом проціджування, відстоювання, фільтрування і центрифугування. Застосовують її, як попередню перед іншими способами очистки, або у випадках, коли стічні води, які пройшли через згадані пристрої, використовують з метою виробництва чи, якщо можливо, їх скидають у водойму. Воду, яка пройшла механічну очистку, як правило хлорують.

Хімічні і фізико-хімічні способи застосовують для очистки виробничих стічних вод від колоїдних і розчинних речовин. Для цього, у відповідності з характером забруднення, у воду вводять спеціальні реагенти, пропускають повітря чи пару, використовують електроліз та іонообмінні матеріали.

Біохімічна очистка основанийа на властивості деяких організмів використовувати для свого розвитку органічні речовини стічних вод. Цей спосіб використовують після того, як стічна вода очищена від мінеральних і нерозчинних органічних речовин. Він дозволяє майже повністю видалити забруднення органічного походження. Біохімічну очистку проводять в природних умовах – на полях зрошення, а також в штучних умовах – в біологічних фільтрах.

Охорона води від забруднення добривами і пестицидами. Забруднення водойм не є обов'язковим супутником інтенсифікації сільськогосподарського виробництва. Більш того, при правильне використання мінеральних добрив покращує структуру ґрунту і підвищує його стійкість до водної і вітрової ерозії.

Для запобігання попадання добрив у водойми необхідно:

- дотримувати відповідність норм кількості добрив потребі рослин;
- встановлювати оптимальні терміни внесення добрив;
- вносити добрива в подрібленому вигляді в період вегетації рослин;
- вносити добрива разом із зрошувальною водою, що зменшує їх дозу.

Для обмеження попадання пестицидів у водні об'єкти необхідно:

- вдосконалювати систему їх застосування;
- застосовувати стрічкову чи крайову обробку замість суцільної;
- ширше застосовувати біологічні методи захисту рослин; - розробляти менш шкідливі види пестицидів;
- забороняти хімічну обробку за допомогою авіації.

Використання стоків тваринницьких комплексів. Задача боротьби з пагубною дією тваринницьких стоків на водні об'єкти довгий час вважалась важкою із-за великої їх кількості, складності утилізації і вивозу, труднощі забезпечення санітарного стану гноєсховищ. Ця проблема не вирішена і зараз для більшості невеликих і неспеціалізованих господарств.

Захист води від забруднення синьо-зеленими. "Цвітіння" води в результаті інтенсивного розвитку синьо-зелених водоростей явище закономірне. Воно виникає в результаті діяльності людини з формування біоценозів, створення водосховищ і т.п.

До заходів, які регулюють розвиток синьо-зелених можна віднести такі:

- різке зменшення притоку харчових продуктів у водойму за рахунок поверхневих змивів і стічних вод;
- видалення водоростей з подальшим їх використанням в господарських цілях;
- локальне видалення мулових відкладень, які акумулюють значні запаси біогенних елементів;
- підвищення ступеня кисневого насичення природних шарів води за рахунок додаткової аерації.

Список літератури

1. Нагрузки и воздействия: нормы проектирования : ДБН В.1.2.-2:2006. – [Введены в действие с 2007-01-01]. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 68 с. – (Государственные строительные нормы Украины).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
4. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинний з 2011-09-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 97 с. – (Державні будівельні норми).
5. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).
6. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). – [Чинний з 2009-08-14]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2009. – 27 с. – (Національний стандарт України).
7. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).
8. Гольшев А.Б. Соппротивление железобетона / А.Б. Гольшев, В.И. Колчунов. – К. : Основа, 2009. – 432 с.
9. Гольшев А.Б. Соппротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях:

монографія / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко. – К. : Талком, 2015. – 371 с.

10. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Киев–Харьков, 2003. – 889 с.

11. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора ; под. ред. Ю.А. Дыховичного и В.И. Колчунова / Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко / Раздел 14. Общие указания по проектированию усиления железобетонных конструкций. – М., Издательский дом АСВ, 2011. – Т. III. – С. 311–428.

12. Залізобетонні конструкції : підруч. для студ. ВНЗ / [П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко]. – К. : Вища школа, 1999. – 508 с.

13. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А.М. Павліков. – Полтава : ПолНТУ, 2015. – 284 с.

14. CEB–FIP Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, ENV 1991–1–1. – Brussels : CEN, 1991. – 253 p.

15. EN 1992–1 : (Final draft, October 2001). Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General Rules and Rules for Buildings. – European Prestandard. – Brussels, 2002. – 230 p.

16. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. – М. : Стройиздат, 1990. – 255 с.

17. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. ДБН В.2.6-163 : 2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.

18. Бабич СМ. Залізобетонні балки і плити зі змішаним армуванням / СМ. Бабич, О.П. Борисюк, П.П. Коцебчук - Рівне, 1997 - С 6 - 143.

19. Бабич Е.М. Экономичное армирование в изгибаемых элементах / Е.М. Бабич, В.С. Чернолоз, П.П. Коцебчук // Прогрессивные строительные конструкции для сельского строительства: Тез. докл. конф. - Ровно. - 1990. - С. 53-54.
20. Габрусенко В.В. Плиты покрытий размером 3x12м со смешанным армированием / В.В. Габрусенко, И.И. Бутвиловський, А.А. Светов // Бетон и железобетон. - 1990. - № 2. - С. 15 - 16.
21. Журавский А.Д. Напряженно-деформированное состояние железобетонных плит при двухосном предварительном обжатии: дис... канд. техн. наук. / А.Д. Журавский // - КИСИ - Киев. - 1988. - 158с.
22. Журавский А.Д. Экспериментальное и теоретическое исследование ползучести бетона при одноосном и двухосном сжатии /А.Д Журавский. - Киев. инж.-строит. ин-т. - Киев, 1987. - 9 с.
23. Залесов А.С. Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил // Издательство ЦПП. -Москва.-2008г.-С. 17
24. Залесов А.С. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил /А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. - 1996. - №5.
25. Залесов А.С. Прочность и деформативность плит на продавливание / А.С. Залесов, В.С. Дорофеев, И.В. Шеховцов // Бетон и железобетон. - 1992. - №8.-С.14-17.
26. Залізобетонні конструкції: Підручник. За ред. А.Я. Барашикова - К.:Вицашк.,1995.-591 с.