Національний університет
водного господарства
та природокористування

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО ГОСПОДАРСТВА ТА ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

В.М. Ромашко

ДІАГНОСТИКА ТА ВІДНОВЛЕННЯ БУДИНКІВ І СПОРУД

Практикум

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
як навчальний посібник для студентів будівельних
спеціальностей вищих навчальних закладів

РІВНЕ – 2011

Національний університет водного господарства та природокористування

УДК 69.059 (075)
ББК 38.702 я 7-6
Р 69

Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
(Лист № 1/11-10711 від " 23" листопада 2010 р.)

Рецензенти: *Павліков А.М.* , д.т.н., проф., зав. каф. залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів Полтавського НТУ ім. Юрія Кондратюка;
Клименко Є.В. , д.т.н., проф., зав. каф. будівельних конструкцій Одеської ДАБіА, перший проректор;
Дворкін О.Л. , д.т.н., проф. каф. технології будівельних виробів та матеріалознавства НУВГП

Національний університет водного господарства та природокористування

Ромашко В.М.

Р 69 Діагностика та відновлення будинків і споруд. Практикум. – Рівне: НУВГП, 2011. – 287 с.

ISBN ……

У посібнику викладені основні інженерні задачі, які доводиться вирішувати при обстеженні більшості будівель і споруд та відновленні їх експлуатаційної придатності. Він покликаний допомогти у розв'язуванні практичних задач, пов'язаних з дослідженням реального стану конкретних будівельних об'єктів на стадії їх проектування, зведення і експлуатації, оцінкою якості будівельних матеріалів і виготовлених конструкцій та відновленням їх несучої здатності.

Призначений для студентів вищих навчальних закладів, що навчаються за напрямом 6.060101 «Будівництво», а також для аспірантів, працівників науково-дослідних лабораторій, ВТК і лабораторій заводів та комбінатів будівельної індустрії

УДК 69.059 (075)
ББК 38.702 я 7-6

ISBN……..

© Ромашко В.М., 2011
© НУВГП, 2011

Національний університет
водного господарства
та природокористування

З М І С Т

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ, СИМВОЛІВ, ОДИНИЦЬ СКОРОЧЕНЬ І ТЕРМІНІВ……... 7
ВСТУП ……..... 11
РОЗДІЛ 1. МЕТОДИ ТА ЗАСОБИ ДІАГНОСТИКИ СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ, БУДИНКІВ І СПОРУД……. 14
1.1. Методи та засоби вимірювань в дослідженнях стану будівельних об'єктів……. 14
1.2. Характеристика основних вимірювальних приладів…… 15
РОЗДІЛ 2. ДІАГНОСТИКА СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ, БУДИНКІВ ТА СПОРУД …… 57
2.1. Основи обстежень та проведення інструментальних вимірювань …….. 57
2.2. Визначення рівня фізичного зношення конструкцій, будинків та споруд…… 59
2.3. Дослідження корозії металевих конструкцій…… 61
2.4. Експлуатація та ремонт будівель…… 62
2.5. Дослідження фізико-механічних властивостей матеріалів.. 62
2.6. Приклади розв'язку задач до розділу…… 66
2.7. Вправи до розділу…… 75
РОЗДІЛ 3. ОЦІНКА ВПЛИВУ ДЕФЕКТІВ ТА ПОШКОДЖЕНЬ.. 83
3.1. Оцінка впливу дефектів та пошкоджень на несучу здатність будівельних конструкцій……. 83
3.2. Оцінка корозійних пошкоджень елементів металевих конструкцій з суцільною стінкою……... 87
3.3. Оцінка стійкості елементів металевих ферм зі спарених кутиків з місцевими дефектами…….. 89
3.4. Оцінка стійкості наскрізних стержнів…… 91
3.5. Приклади розв'язку задач до розділу……. 95
3.6. Вправи до розділу……. 110
РОЗДІЛ 4. ПОСИЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇХ ЗАХИСТ ВІД КОРОЗІЇ…… 117
4.1. Розрахунок захисту та посилення будівельних конструкцій тампонажними розчинами……..... 117
4.2. Розрахунок посилення кам'яних та армокам'яних конструкцій……... 117
4.2.1. Основні вимоги……. 117

Національний університет

4.2.2. Розрахунок посилення цегляних стін будинків і споруд…. 120
4.2.3. Розрахунок посилення цегляних колон та стовпів……..... 121
4.2.4. Розрахунок посилення цегляних колон та стовпів попередньо-напруженими обоймами…… 123
4.2.5. Приклади розв'язку задач до підрозділів 4.1. та 4.2 …… 126
4.2.6. Вправи до підрозділів 4.1. та 4.2 ……..... 135
4.3. Посилення залізобетонних елементів і конструкцій ……... 137
4.3.1. Основні вимоги…… 137
4.3.2. Розрахунок центрально стиснутих елементів при посиленні залізобетонними обоймами…….. 140
4.3.3. Розрахунок відцентрово стиснутих елементів при посиленні нарощуванням……..... 141
4.3.4. Розрахунок нормальних перерізів згинальних елементів при посиленні «сорочками» та нарощуванням……..… 144
4.3.5. Розрахунок похилих перерізів згинальних елементів при посиленні «сорочками» та нарощуванням……..... 148
4.3.6. Приклади розв'язку задач до підрозділу……..…….. 155
4.3.7. Вправи до підрозділу ..……...……..... 167
4.4. Розрахунок посилення металевих елементів і конструкцій 169
4.4.1. Основні вимоги…… 169
4.4.2. Розрахунок захисту металевих конструкцій від ґрунтової корозії…… 171
4.4.3. Розрахунок посилених елементів і конструкцій за міцністю та стійкістю..……. 171
4.4.4. Розрахунок приєднання елементів посилення…….. 178
4.4.5. Розрахунок прогинів , що виникають при посиленні та зварюванні……. 182
4.4.6. Приклади розв'язку задач до підрозділу……..……... 184
4.4.7. Вправи до підрозділу ..……...……..... 202
4.5. Посилення елементів і конструкцій з деревини…… 204
4.5.1. Основні вимоги…… 204
4.5.2. Розрахунок посилення елементів і конструкцій з деревини…… 206
4.5.3. Приклади розв'язку задач до підрозділу ..……...……... 207
4.5.4. Вправи до підрозділу ..……...……..... 213
РОЗДІЛ 5. НАТУРНІ ТА ЛАБОРАТОРНІ ВИПРОБУВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ……..... 215
5.1. Силове обладнання та пристрої для створення 215

Національний університет
водного господарства та природокористування

навантажень……..
5.2. Вид, величина та спосіб навантаження……. 217
5.3. Основи моделювання будівельних конструкцій……... 219
5.4. Особливості випробування будівельних конструкцій …… 221
5.4.1. Загальні положення……. 221
5.4.2. Технічне завдання на проведення досліджень…….. 222
5.4.3. Правила відбору конструкцій та особливості виготовлення дослідних зразків…….. 223
5.4.4. Розробка технічної документації та підготовка конструкцій, приладів і обладнання до випробувань ……. 224
5.4.5. Порядок випробування конструкцій……... 226
5.4.6. Обробка результатів випробувань…….. 227
5.4.7. Оцінка стану конструкцій за результатами випробувань…. 228
5.4.8 Підготовка заключних висновків та захист технічного звіту……..... 230
5.4.9. Приклади розв'язку задач до підрозділів 5.1. - 5.4.....…..... 231
5.4.10. Вправи до підрозділів 5.1. - 5.4.....……..... 237
5.5. Лабораторні дослідження……..... 242
5.5.1. Вимірювальні прилади, силове обладнання та пристрої для випробувань……... 242
5.5.2. Відбір конструкцій для випробувань та їх обстеження….. 245
5.5.3. Визначення міцності матеріалів та прихованих дефектів в конструкціях…….. 248
5.5.4. Підготовка будівельних конструкцій до випробувань…… 253
5.5.5. Випробування будівельних конструкцій статичним навантаженням……. 255
5.5.6. Обробка результатів випробувань та оцінка стану конструкцій……... 257
5.5.7. Розробка заключних висновків та захист технічного звіту…… 260
ЛІТЕРАТУРА…… 261
ДОДАТКИ……. 266
Додаток А. Технологічна карта до проведення лабораторних робіт з дисципліни «Діагностика та відновлення будинків і споруд»…….. 267
Додаток Б. Міцність бетону за молотком Кашкарова…….. 268
Додаток В. Виривне зусилля анкера за показами манометра приладу ГПНВ-5……... 269
Додаток Г. Тарувальний графік для визначення міцності бетону 270

Національний університет водного господарства та природокористування

приладом ГПНВ-5 за методом пластичних деформацій……..
Додаток Д. Акт обстеження основних несучих конструкцій підвальної частини будівлі ……. 271
Додаток Е. Акт випробування багатопустотних плит перекриття типу ……..... 275
Додаток Ж. Нормативні та розрахункові характеристики важкого бетону, МПа……..... 278
Додаток И. Нормативні і розрахункові характеристики арматури, МПа…… 279
Додаток К. Коефіцієнти для розрахунку згинальних елементів.. 280
Додаток Л. Граничні значення характеристик стиснутої зони бетону…….. 281
Додаток М. Сортамент гарячекатаної стержневої арматури, звичайного та високоміцного арматурного дроту…. 282
Додаток Н. Основні параметри формування арматурних каркасів і сіток за допомогою контактного точкового зварювання…… 284
Додаток П. Коефіцієнти умов роботи арматури……. 285
Додаток Р. Болти та тяжі для конструкцій з деревини…….. 286
Додаток С. Нормативні та розрахункові характеристики нової арматури, МПа…… 287

Національний університет водного господарства та природокористування

Національний університет водного господарства та природокористування

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ, СИМВОЛІВ, ОДИНИЦЬ СКОРОЧЕНЬ І ТЕРМІНІВ

АА	-	алкалайновий акумулятор *(елемент живлення приладу)*
«Автом.»	-	автоматический *(режим роботи приладу або вимірювань)*
АИ	-	автоматический измеритель *(реєструючий прилад для вимірювання деформацій матеріалу)*
АИД-1М (2М, 3М, 4М)	-	автоматический измеритель деформаций малогабаритный *(реєструючий прилад або елемент системи для вимірювання деформацій матеріалу)*
АКБ	-	аккумуляторная батарея *(елемент живлення приладу)*
«Акуст. поиск»	-	акустический поиск *(режим роботи приладу або вимірювань)*
АП	-	автоматичний перемикач *(елемент системи або комплексу для вимірювання деформацій матеріалу)*
БВ	-	блок вимірювань *(реєструючий елемент вимірювальної системи або комплексу)*
БСК-4	-	блок связи с компьютером *(блок передачі результатів вимірювань на комп'ютер)*
БДРП	-	блок дистанційного релейного перемикання *(елемент системи або комплексу для вимірювання деформацій матеріалу)*
БФ-2	-	бакеліто-фенольний клей
ВК1, ВК2, ВК3	-	выключатель *(елемент панелі управління приладу)*
«Вкл.»	-	включение *(запуск роботи приладу або системи)*
«Вывод»		*режим перегляду осередків вибраного файлу та передачі вмісту файлу на комп'ютер*
«Глуб. поиск»	-	глубинный поиск *(режим роботи приладу або вимірювань)*
ГПНВ-5	-	гидравлический прес-насос Вольфа *(прилад для дослідження міцності бетону)*
ГПНС-4	-	гидравлический прес-насос скалывания *(прилад для дослідження міцності бетону)*
«Измер.»	-	измерение *(режим роботи приладу або*

Національний університет
водного господарства
природокористування

вимірювань)

ИЗС-10Н, ИЗС-2	-	измеритель защитного слоя *(прилад для дослідження положення арматури)*
ИПН-7	-	измеритель предварительного натяжения *(прилад для дослідження попереднього напруження арматурних стержнів)*
ИЧ-10М	-	индикатор часовой *(прилад для вимірювання переміщень та невеликих прогинів)*
«Калибр.»	-	калибровка *(режим перевірки та налаштування роботи приладу)*
«Контр. пит.»	-	контроль питания *(режим перевірки роботи приладу)*
1МИГ, 2МИГ	-	многооборотная индикаторная головка *(прилад для вимірювання деформацій та малих переміщень)*
МП	-	машинка печатающая *(елемент вимірювальної системи або вимірювального комплексу)*
МСП	-	малогабаритний скануючий пристрій *(робочий скануючий елемент ультразвукового комплексу)*
«Настр.»	-	настройка *(режим налаштування роботи приладу)*
«Непрерыв.»	-	непрерывно *(вимірювання або робота приладу в автоматичному режимі)*
НВ	-	позначення твердості матеріалу
НИИЖБ	-	научно-исследовательский институт бетона и железобетона *(центральний науково-дослідний інститут РФ з проблем бетону та залізобетону)*
«Однокр.»	-	однократно *(режим роботи приладу або вимірювань)*
ОРГТОСП КМД19…, МД19…	-	позначення стандартних зразків з органічного скла для тарування або перевірки роботи ультразвукових приладів та комплексів
«Очнст.»	-	очистка *(режим очистки екрану або пам'яті приладу)*
«ОНИКС 2.5»	-	*позначення приладу для дослідження міцності будівельних матеріалів*
6ПАО	-	прогибомер Аистова –Овчинникова *(прилад для вимірювання прогинів)*

Національний університет водного господарства та природокористування

ПД-100М - переключатель датчиков *(елемент системи для вимірювання деформацій матеріалу)*

ПЕП - п'єзоелектричні перетворювачі *(елемент вимірювальної системи, вимірювального комплексу)*

«Период.» - периодически *(вимірювання або робота приладу в автоматичному режимі)*

ПЛ - печатающая лента *(елемент вимірювальної системи, вимірювального комплексу)*

«Повтор.» - повторение *(вимірювання або робота приладу в автоматичному режимі)*

«ПОИСК 2.5» - *позначення приладу для дослідження положення арматури в залізобетонних конструкціях*

КМ - *позначення приладу Київского метробуду для дослідження міцності бетону*

«Провер.» - проверка *(режим перевірки роботи приладу)*

«Прогон.» - прогонка *(режим роботи приладу в холостому режимі)*

«Рельеф» - *режим безперервного вимірювання товщини виробу малогабаритним скануючим пристроєм*

РПП-2 - радиационный переносной прибор *(прилад для дослідження щільності та міцності бетону)*

РУП-200-5-1 - радиационный универсальный прибор *(прилад для дослідження щільності та міцності бетону)*

«Ручн. упр.» - ручное управление *(режим керування роботою приладу)*

СП - сброс памяти *(режим очистки пам'яті приладу)*

СИИТ-3 - система измерительная индикационная тензометрическая *(система для вимірювання деформацій матеріалу)*

«Скан.» - сканирование *(режим роботи приладу або вимірювань)*

COM 1, COM 2 - *позначення портів комп'ютера для приєднання блоку передачі результатів вимірювань*

ТА-2, ТА-6 - тензометр Аистова *(прилад для вимірювання деформацій матеріалу)*

«Тест.» - тестирование *(режим перевірки роботи приладу)*

ТМ - толщиномер *(прилад для вимірювання товщини*

Національний університет
водного господарства
та природокористування

металів та сплавів)

УЗК - ультразвуковые колебания *(розповсюдження ультразвукових хвиль в середовищі)*

УК-10П, - ультразвуковой комплекс переносной *(вимірювальний комплекс для виявлення дефектів та дослідження міцності матеріалів)*

УК-14ПМ, - ультразвуковой комплекс переносной малогабаритный *(вимірювальний комплекс для виявлення дефектів та дослідження міцності матеріалів)*

«Упр. блок. ускор.» - управление блоком ускоренно *(режим керування роботою приладу)*

«Упр. блок. однокр.» - управление блоком однократно *(режим керування роботою приладу)*

«Ускор.» - ускоренно *(режим вимірювань, роботи приладу)*

УТ -98 «СКАТ» - ультразвуковой толщиномер *(прилад для вимірювання товщини металів та сплавів)*

«Формат.» - форматирование *(форматування пам'яті приладу)*

ЦДП - цифродрукуючий пристрій *(елемент вимірювальної системи, вимірювального комплексу)*

ЦТМ-5 - цифровой тензометрический мост *(система, комплекс для вимірювання деформацій матеріалу)*

ЦТК-1 - цифровой тензометрический комплекс *(система, комплекс для вимірювання деформацій матеріалу)*

ЭИН-МГ2 - электронный измеритель натяжения малогабаритный *(прилад для дослідження попереднього напруження арматури)*

Національний університет
водного господарства
та природокористування

ВСТУП

Проблема підвищення надійності та довговічності будівель і споруд завжди була та й сьогодні залишається доволі актуальною. Адже більшість будівель і споруд в промисловості та комунальному господарстві зношується значно швидше, ніж виділяються кошти на їх нормальну технічну експлуатацію. Крім того, необхідність реконструкції більшості будівель і споруд вимагає вирішення питань, пов'язаних з надійністю існуючих конструкцій, встановленням резервів можливого нарощування навантажень чи виявленням дефектів, що знижують ймовірність їх безвідмовної роботи.

Тому кожний інженер-будівельник повинен вміти розв'язувати певні практичні задачі, пов'язані з дослідженням реального стану різних будівельних об'єктів і їх елементів на стадіях проектування, зведення та експлуатації. У зв'язку з цим особливо важливим є вміння оцінювати якість вихідних будівельних матеріалів і виготовлених конструкцій за допомогою не тільки руйнівних випробувань, але й неруйнівних діагностичних досліджень. Допомогти навчитися цьому покликаний практикум з дисципліни «Діагностика та відновлення будинків і споруд» – однієї з спеціальних, найбільш практичних дисциплін в підготовці інженерів-будівельників.

Даний посібник складається з п'яти розділів. В першому розділі викладені основні методи вимірювань та дана коротка характеристика найважливіших засобів діагностичних досліджень дійсного стану конструкцій, будинків і споруд. Особлива увага приділена не тільки правилам роботи з різноманітними вимірювальними приладами, але й питанням їх підготовки до вимірювань.

Другий розділ практикуму пов'язаний з основами обстеження елементів та конструкцій будинків і споруд, визначенням рівня їх фізичного зношення, дослідженням найважливіших параметрів (фізико-механічних властивостей матеріалів, схем армування, корозії елементів тощо), що характеризують реальний стан будівельних конструкцій.

В третьому розділі розглянуті методи оцінки впливу найвагоміших дефектів і пошкоджень на несучу здатність будівельних конструкцій з різних матеріалів. Особливе місце відведене методам оцінювання корозійних пошкоджень та місцевих (локальних) дефектів.

Четвертий розділ посібника повністю присвячений посиленню основних несучих конструкцій будинків і споруд. Тут наведені

Національний університет
методики розрахунку посилених кам'яних елементів і конструкцій, залізобетонних та металевих конструкцій, елементів та конструкцій з деревини.

В п'ятому розділі викладені основи натурних та лабораторних випробувань будівельних конструкцій. Приведені найпоширеніші способи навантаження конструкцій та силове обладнання для його створення. Розглянуті основи моделювання та загальні положення руйнівних випробувань будівельних конструкцій.

Враховуючи, що розв'язок практичних задач є однією з найбільш активних форм навчання, до кожного із чотирьох останніх розділів включені приклади розв'язку найбільш характерних задач та відповідні вправи. Крім того, за раціонального поєднання з лабораторними роботами рішення задач сприяє інтенсивному направленому засвоєнню теоретичного матеріалу, отриманню практичних навичок щодо його застосування та розвитку творчого мислення. Тому в п'ятому розділі посібника наведені методичні рекомендації до виконання лабораторних робіт з основних розділів дисципліни, передбачених програмою.

Лабораторні роботи побудовані таким чином, що виконання кожної наступної роботи неможливе без виконання всіх попередніх. Тому будь-яке пропущене заняття повинно бути відпрацьоване до початку наступного. Весь курс лабораторних робіт виконується студентами в складі бригад. Вони формуються в кожній академічній групі з 4-5 чоловік ще до початку лабораторних занять. Кожній з бригад видається певне завдання з обстеження та випробування конкретної конструкції. Таке завдання можна видати за технологічною картою, наведеною в додатку А. Подібний підхід дозволяє кожному із студентів виступити в ролі керівника робіт з обстеження та випробування будівельних конструкцій.

Крім підсумкового технічного звіту, який отримують шляхом об'єднання звітів з окремих лабораторних робіт, передбачені два проміжних звіти: акт обстеження та акт випробування будівельних конструкцій. Ці акти, як і підсумковий технічний звіт, повинні бути підписані всіма членами бригади. Після виконання курсу лабораторних робіт проводиться публічний захист технічного звіту.

Так як в даному посібнику наведені практичні задачі щодо оцінки якості виготовлення конструкцій та дослідження стану різних будівельних об'єктів на стадії їх проектування, зведення і експлуатації, то він може бути однаково корисним для працівників ВТК і лабораторій заводів та комбінатів будівельної індустрії, аспірантів та працівників науково-дослідних лабораторій.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Цей посібник укладений відповідно до робочої програми дисципліни «Діагностика та відновлення будинків і споруд» з урахуванням робочих програм дисциплін «Обстеження та випробування будівель і споруд» та «Діагностика та паспортизація будівель і споруд».

Автор глибоко вдячний доктору технічних наук, професору Павлікову Андрію Миколайовичу, доктору технічних наук, професору Клименку Євгену Володимировичу та доктору технічних наук, професору Дворкіну Олегу Леонідовичу за цінні поради, вказівки та рекомендації, висловлені при рецензуванні рукопису посібника.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Національний університет водного господарства та природокористування

РОЗДІЛ 1. МЕТОДИ ТА ЗАСОБИ ДІАГНОСТИКИ СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ, БУДИНКІВ І СПОРУД

1.1. Методи та засоби вимірювань в дослідженнях стану будівельних об'єктів

Вибір методу вимірювань в основному залежить від тієї інформації, яку необхідно отримати в результаті інженерного експерименту з найменшими витратами та в найкоротший строк. В будівельній практиці найбільше поширення отримали наступні методи вимірювань [15, 31, 42]:

- метод безпосередньої оцінки (наприклад, вимірювання довжини та розмірів поперечного перерізу елементів лінійкою, тобто за шкалою вимірювального приладу);
- метод порівняння з мірою (зокрема, визначення міцності бетону приладами механічної неруйнівної дії);
- диференційний метод (наприклад, вимірювання прогинів та переміщень, лінійних та кутових деформацій).

Під засобами вимірювань розуміють вимірювальні прилади, установки та системи, а також допоміжні пристрої для вимірювань. Самі вимірювальні прилади можна розділити за принципом дії на механічні, електромеханічні, електричні, акустичні, оптичні, радіаційні, магнітні тощо. Класифікація вимірювальних приладів за призначенням може бути наступною:

- прилади для вимірювання прогинів та лінійних переміщень (механічні – прогиноміри та індикатори; оптичні – теодоліти, нівеліри тощо);
- прилади для вимірювання лінійних деформацій (індикатори, компаратори, тензометри);
- прилади для вимірювання кутових деформацій і переміщень (клинометри та геодезичні інструменти);
- прилади для визначення фізико-механічних властивостей будівельних матеріалів та дефектів в конструкціях шляхом неруйнівних випробувань (механічні – молоток Кашкарова, прилад типу КМ, прилади ГПНВ-5 і ГПНС-4, пружинний склерометр «ОНИКС-2.5»; акустичні – УК-10П, УК-14ПМ, «Бетон-12», УТ-98 «СКАТ»; радіаційні – РПП-2, РУП-200-5-1; електромагнітні – ИЗС-10Н, ИЗС-2, «ПОИСК-2.5»; частотні – ИПН-7, ЭИН-МГ2) та ін.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

1.2. Характеристика основних вимірювальних приладів

Розглянемо найважливіші метрологічні характеристики, підготовку до роботи та принцип дії основних вимірювальних приладів.

Прогиноміри 6ПАО та Максимова

Призначення: прогиномір Аістова-Овчиннікова 6ПАО та прогиномір Максимова призначені для вимірювання прогинів і значних переміщень конструкцій.

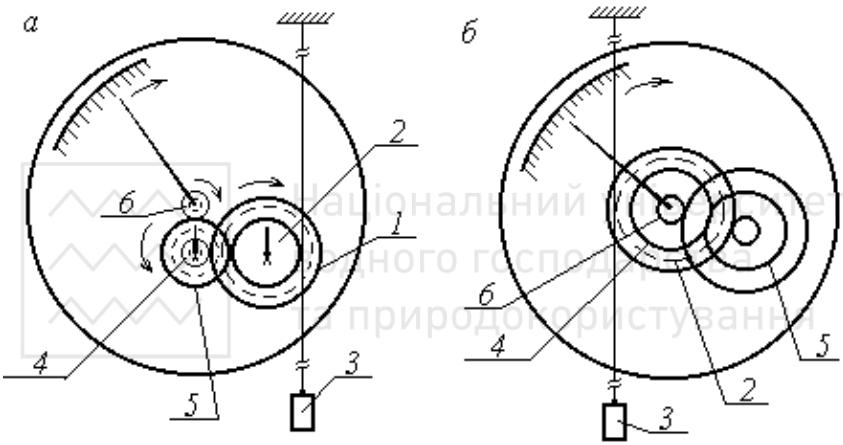


Рис.1.1. Кінематична схема прогиномірів:
а – 6ПАО; *б* – Максимова; 1 – шестерня сантиметрової шкали; 2 - ролик; 3 - вантаж; 4,5 – трибка і шестерня міліметрової шкали; 6– трибка шкали сотих і десятих долей міліметра

Прогиномір 6ПАО має три шкали: шкалу сантиметрових, шкалу міліметрових поділок і шкалу сотих долей міліметра. Ціна поділки 0,01 мм. Границі вимірювань необмежені. Прогиномір Максимова, на відміну від 6ПАО, має лише дві останні із названих шкал.

Всередині механічного корпусу приладів є система шестерень, що обертаються. За допомогою струбцини прилади прикріплюють до штативу або ж до досліджуваної конструкції. Стальний дріт, діаметром 0,4 мм, закріплюють в тій точці конструкції, де необхідно виміряти прогин, або до нерухомого предмету. До вільного кінця

підвішують вантаж (1-3 кг) за допомогою дроту, охоплюючого блочок приладу. Дріт повинен бути закріплений так, щоб кут між його верхньою та нижньою вітками складав 180°, а вантаж разом з дротом опускався строго вертикально вниз. Слід звернути увагу на те, щоб покази приладів при переміщенні вантажу вниз зростали.

Обробку результатів вимірювань здійснюють за формулою

$$\Delta f_i = 0{,}01 \cdot (N_i - N_o), \qquad (1.1)$$

де N_o - початковий відлік за шкалою приладу;

N_i - наступний відлік.

Індикатори ИЧ-10М, 1МИГ, 2МИГ

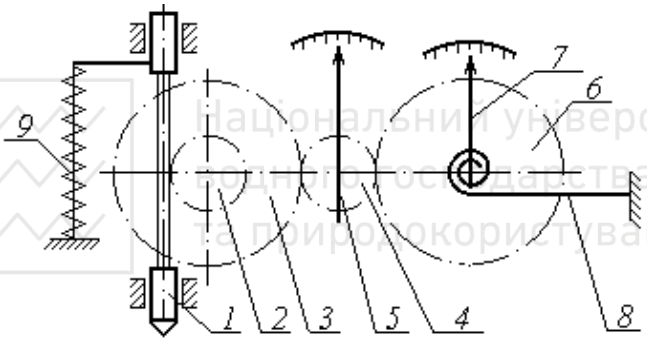


Рис.1.2. Кінематична схема годинникових індикаторів:
1-штифт із зубчатою кремальєрою; 2,4-трибки; 3,6-шестерні;
5,7-стрілки великої та малої шкал; 8-волосина; 9-пружина

Призначення: індикатор годинникового типу ИЧ-10М призначений для вимірювання невеликих переміщень від 0,01 до 10мм, а індикатори 1МИГ, 2МИГ – для визначення деформацій, відповідно, від 0,001 і 0,002 до 1мм і 2мм.

Індикатор ИЧ-10М має дві шкали: шкалу міліметрових поділок і шкалу сотих долей міліметра, а індикатори 1МИГ і 2МИГ мають шкалу десятих і шкалу тисячних долей міліметра.

Індикатори закріплюють на штативі з безпосереднім впиранням штифта в поверхню досліджуваної конструкції або прикріплюють до самої конструкції з впиранням штифта в нерухому точку за межами конструкції.

Національний університет
та природокористування

Обробку результатів вимірювань здійснюють за формулою

$$\Delta f_i = c \cdot (N_i - N_o), \qquad (1.2)$$

де N_o - початковий відлік за шкалою приладу;

N_i - наступний відлік;

c - ціна поділки шкали.

Тензометр Гугенбергера

Призначення: механічний тензометр Гугенбергера застосовують для вимірювання деформацій однорідних матеріалів (переважно сталі та арматури) в лабораторних та польових умовах випробування будівельних конструкцій. Він забезпечує високу точність вимірювань. Ціна поділки шкали 0,001мм, межа вимірювань – 100 мікрон.

В його кінематичній схемі застосована подвійна важільна система, утворена рухомою ніжкою (опорою) та стрілкою з коромислом.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

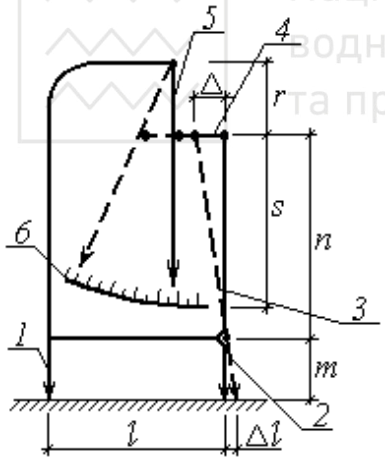


Рис.1.3. Кінематична схема тензометра Гугенбергера: 1 - нерухома опора; 2 - рухома опора; 3 - важіль; 4 – коромисло; 5 - стрілка; 6 – шкала

Підготовка приладу до роботи та порядок вимірювань.

1. Прикріпити прилад за допомогою струбцини до досліджуваної конструкції (стержня арматури).
2. За допомогою гвинта виставити стрілку в початкове (за розтягу) або в кінцеве (за стиску) положення на шкалі приладу.
3. Покази за приладом знімають на кожному ступені завантаження.
4. Відносну деформацію матеріалу визначають за формулою

$$\varepsilon_i = \Delta l / l = 0{,}001 \cdot (N_i - N_o) / l = (N_i - N_o) \cdot 5 \cdot 10^{-5}, \quad (1.3)$$

де l - база тензометра, рівна 20 мм (виключно в рідких випадках може застосовуватися подовжувач бази до 100-250мм).

Тензометр Аістова

Призначення: електромеханічний тензометр Аістова ТА-2 (ТА-6) застосовують для вимірювання деформацій однорідних та неоднорідних матеріалів (зокрема, таких як бетон).

Ціна поділки шкали приладу – 0,001мм. Межі вимірювань становлять 800-1000 мікрон.

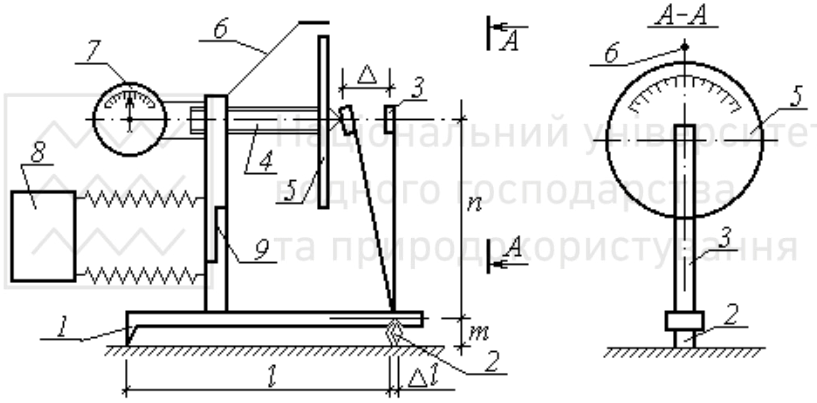


Рис.1.4. Кінематична схема тензометра Аістова:
1 - нерухома призма; 2-рухома призма; 3 - важіль; 4 - мікрометричний гвинт; 5- лімб з поділками; 6 - покажчик для зняття відліків; 7-лічильник обертів; 8 - звуковий (світловий) сигналізатор; 9 - ізолятор

Підготовка до роботи та порядок вимірювань.

1. Тензометр прикріплюють до конструкції за допомогою струбцини.
2. Лімб обертають до того моменту, поки кінець мікрометричного гвинта не торкнеться верхньої частини важеля.
3. В момент дотику, коли вмикається звуковий сигнал, зняти відлік $N_i (\ i = 0 \ldots n\ )$ за шкалою приладу і відвести гвинт від важеля.
4. З початком завантаження конструкції і появою (розвитком)

деформації Δl, верхній кінець важеля зміщується на величину Δ. Співвідношення плечей важеля складає $\Delta l / \Delta = m / n = 1/5$. Крок гвинтової лінії – *0,5мм*. На лімб нанесено *100* поділок і тому $\Delta = 0{,}005(N_i - N_o)$, а $\Delta l = 0{,}001(N_i - N_o)$ мм.

5. Відносну деформацію матеріалу визначають за формулою

$$\varepsilon_i = \Delta l / l = 0{,}001 \cdot (N_i - N_o) / l. \qquad (1.4)$$

База вимірювань l може змінюватися від *20* до *50 мм* завдяки зміщенню опорної призми вздовж станини. В разі необхідності застосовують подовжувач бази на *100, 150* і *200мм*.

Тензодатчики

Призначення: тензоелектродатчики застосовують для вимірювання відносних деформацій матеріалів будівельних конструкцій.

Покази датчиків, що вимірюють відносну деформацію матеріалу при випробуванні, фіксуються автоматичним вимірювачем деформацій АИД-1М (ЦТК-1, ЦТМ-5, СИИТ-3, АИД-4М тощо). Ціна поділки шкали вказаних приладів складає $1 \cdot 10^{-5}$ відносних одиниць.

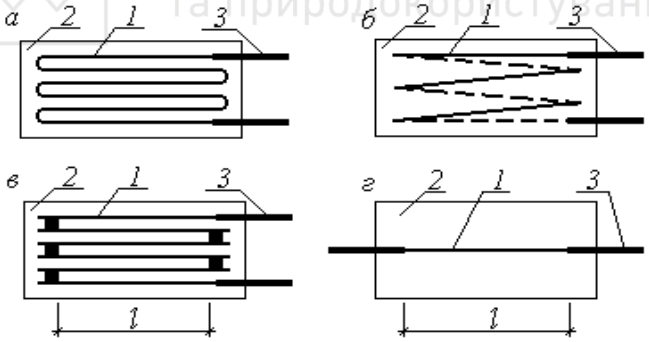


Рис.1.5. Дротові тензорезистори:
а – з плоскою петлевою решіткою; *б* – з двохшаровою гострокінцевою решіткою; *в* – з плоскою безпетлевою багато дротяною решіткою; *г* – безпетлеві однопровідникові; 1-дротяна решітка; 2-паперова основа; 3-вивідні провідники з фольги або мідного дроту

Підготовка до роботи та порядок вимірювань.

1. Зачистити шліфувальним папером поверхню досліджуваної конструкції в місці, де буде приклеюватися тензодатчик.

2. Місце наклеювання промити ацетоном або спиртом і покрити тонким шаром клею типу БФ-2.
3. За допомогою щіточки промити ацетоном паперову основу датчика і покрити шаром клею типу БФ-2. Дати йому підсохнути протягом 10-15 хвилин.
4. Місце на конструкції та датчик покрити другим шаром клею і через 2-3 хвилини датчик акуратно притиснути до конструкції гумовим валиком (або пальцями) так, щоб він був щільно, без складок, приклеєний по всій своїй основі.

СИИТ-3

Призначення: система вимірювальна індукційна тензометрична «СИИТ-3» призначена для вимірювання вихідних сигналів тензорезисторів і подання відліків в цифровій формі як на світловий індикатор, так і на жорсткі носії.

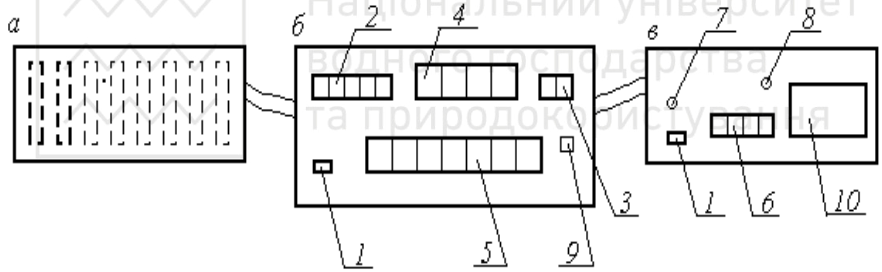


Рис.1.6. Схема приладу СИИТ-3:
а - блок дистанційного релейного примикання (комутації); *б* – блок вимірювань; *в* – цифродрукуючий пристрій; 1-вимикач електромережі; 2-електронне табло (світловий індикатор); 3- індикатор каналів; 4-клавіатура управління блоком вимірювань; 5-клавіатура управління блоком комутації і зоною вимірювань; 6- клавіатура управління друкуючим пристроєм; 7-індикатор наявності електроживлення; 8-індикатор готовності друкуючого пристрою; 9-кнопка пуску вимірювань; 10-барабан з паперовою стрічкою

Принцип дії ґрунтується на використанні мостової вимірювальної схеми. При дослідженнях будівельних конструкцій використовується схема підключення тензорезисторів з зовнішнім напівмостом і одним компенсаційним датчиком на групу активних датчиків. Під час вимірювань мостова схема не зрівноважена і напруга дисбалансу є

Національний університет
водного господарства та природокористування

сигналом, який в подальшому оброблюється і перетворюється в цифрову форму.

Підготовка до роботи.

1. Розпаяти тензорезистори і підключити їх до блоку дистанційного релейного перемикання (БДРП) за допомогою з'єднувальних проводів. До одного кабеля під'єднують 10 активних тензорезисторів та 1 компенсаційний на всю групу. Всього можна під'єднати 10 кабелів (100 активних датчиків). Нумерація датчиків в системі така: першому датчику на першому кабелі відповідає номер 00 в системі, другому – 01; першому датчику на другому кабелі – номер 10 в системі, другому –11 тощо.
2. Натиснути кнопки "Сеть" на блоці вимірювань (БВ) і на цифродрукуючому пристрої (ЦДП). Дати системі прогрітися протягом 10-15 хвилин.

Порядок роботи.

1. Натиснути кнопку "Сброс", потім – кнопки "1/4М" та "ручн" на блоці вимірювань (БВ).
2. За допомогою кнопок "Однокр." і "Ускор." виставити початковий номер каналу вимірювань (номер першого активного датчика).
3. Натиснути кнопку "Начало". Якщо початкове значення рівне нулю, потрібно натиснути "Сброс", а потім – "Начало".
4. Аналогічно виставити кінцевий номер каналу за допомогою кнопок "Однокр." і "Ускор.", після чого натиснути кнопку "Конец".
5. Натиснути кнопку "Автом" на БВ і кнопку "Внутр" на цифродрукуючому пристрої (ЦДП).
6. За допомогою кнопки "Пуск" на БВ здійснити автоматичну реєстрацію показів даного масиву датчиків. Для просування паперової стрічки в проміжку між вимірюваннями потрібно натискувати кнопку "Прогон." на ЦДП.
7. При реєстрації показів тільки одного датчика номери початкового і кінцевого каналів співпадають. Результат вимірювань фіксується на світловому індикаторі.
8. Результати вимірювань обробляють за формулою

$$\varepsilon_i = m \cdot (N_i - N_o) \cdot 10^{-5}, \qquad (1.5)$$

де N_o і N_i - відповідно, покази приладу для незавантаженого об'єкту та за дії певного ступеню навантаження;

m - коефіцієнт тензочутливості.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

ЦТМ-5

Призначення: цифровий тензометричний міст призначений для вимірювання статичних деформацій будівельних матеріалів в конструкціях за допомогою тензорезисторів.

Прилад ЦТМ-5 працює в таких режимах: автоматичний, ручне управління і повторювання циклу.

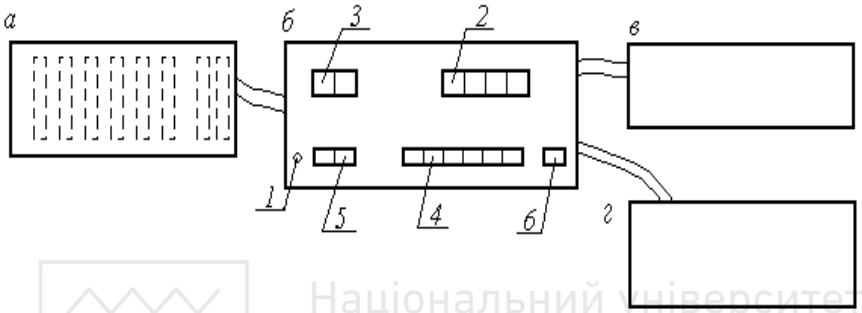


Рис.1.7. Схема приладу ЦТМ-5:
а – блок комутації; *б* – блок вимірювань; *в* – друкуюча машинка; *г* – перфоратор; 1- вимикач електромережі; 2 - електронне табло; 3 - індикатор каналів; 4 - клавіатура управління блоком комутації і блоком вимірювань (S_1); 5 - клавіатура управління друкуючою машинкою і перфоратором; 6 - кнопка пуску вимірювань

Підготовка приладу до роботи.

1. З'єднати блок вимірювання, блок комутації, друкуючу машинку та перфоратор за допомогою спеціальних кабелів.
2. Зовнішні напівмости тензорезисторів підключити до роз'ємів X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, X_6.
3. Звернути увагу на правильність підключення кабелів та заземлення приладу.
4. Ввімкнути прилад в мережу. Ввімкнути тумблер "Сеть".
5. Натиснути кнопку "Сброс". Поставити тумблер "Период. – непрерыв." в положення "Период.".
6. Натиснути кнопку "Упр. блок. ускор." перемикача виду робіт S_1 і, натиснувши кнопку "Пуск", проконтролювати послідовність перемикання каналів.
7. Перевірити роботу приладу в режимі однократного керування блоком комутації, натиснувши кнопку "Упр. блок. однокр.".

8. Натиснути кнопки “Ручн. упр.”, “МП”, “Пуск”, перевіривши таким чином, чи працює прилад в режимі ручного керування.
9. Перевірити роботу приладу в автоматичному режимі: натиснути кнопки “Автом.” перемикача S_1 і кнопку “Пуск”. Прилад повинен провести вимірювання в 100 каналах і зупинитися.
10. Натиснути кнопку “Повтор.” перемикача S_1. При неодноразовому натискуванні кнопки “Пуск” на табло повинно з’являтися одне й теж число.
11. Після закінчення перевірок натиснути кнопку “Сброс”.

Порядок роботи.

А. При роботі в режимі ручного керування.

1. Натиснути кнопки “Ручн. упр.” перемикача S_1 і “МП”, “ПЛ” (або одну з двох останніх).
2. Натиснути кнопку “Пуск”, провівши вимірювання для ненавантаженого об’єкту.
3. Натиснути кнопку “Сброс” і завантажити об’єкт.
4. Провести вимірювання при певному ступені навантаження.

В. При роботі в автоматичному режимі.

1. Натиснути кнопки “Автом.” і “Сброс”.
2. Натиснути кнопку “Пуск”. Прилад повинен зупинитися на сотому каналі.

С. При необхідності багатократного автоматичного вимірювання деформацій в одному вимірювальному каналі.

1. Натиснути одночасно кнопки “Автом.” і “Повтор.” перемикача S_1.
2. Натиснути кнопку “Пуск”.

Обробку результатів вимірювань здійснюють за формулою (1.5).

ЦТК-1

Призначення: цифровий тензометричний комплекс апаратури для вимірювання статичних деформацій призначений для послідовного в часі вимірювання відносних деформацій в 198 точках досліджуваної конструкції за допомогою дротяних тензорезисторів опору.

ЦТК-1 складається із автоматичного електронного вимірювача деформацій АИ, двох 100-позиційних автоматичних перемикачів АП типу ПД-100М, пульту керування та живлення, кнопкового пульту та з'єднувальних кабелів.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

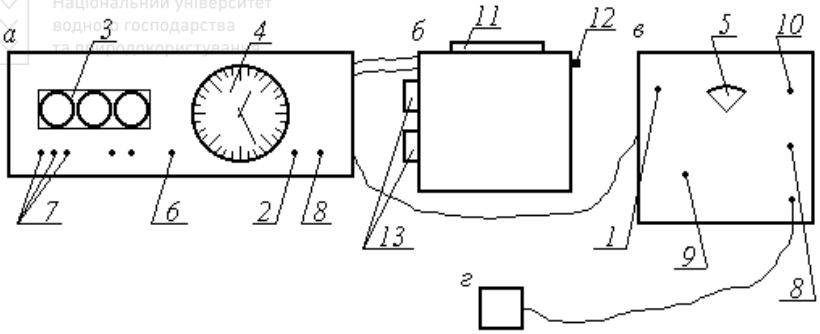


Рис.1.8. Схема приладу ЦТК-1:
а – автоматичний електронний вимірювач деформацій; *б* – автоматичний перемикач; *в* – пульт управління та живлення; *г* – кнопковий пульт управління; 1- вимикач електромережі; 2 - вимикач блоку вимірювань; 3 - електронне табло; 4 - цифрове табло; 5 - перемикач режиму роботи; 6 - перемикач типу вимірювань; 7- клеми повірки та наладки приладу; 8 - заземлення; 9 - індикатор живлення; 10 - запобіжник; 11 - диск перемикача; 12 - кнопковий пульт перемикача; 13 - роз'єми для підключення тензорезисторів

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Підготовка до роботи та порядок вимірювань.

1. Після з'єднання окремих блоків за допомогою кабелів в один комплект, його заземлення та підключення датчиків через спеціальні кабелі, виставити перемикач ВК-1 в положення "ЦТК-1".
2. Ручкою перемикача "Режим" виставити вибраний режим:
- 1 - напівавтоматичний;
- 2-3 - автоматичний.
3. Ввімкнути вимикач ВК-3 "сеть" на автоматичному блоці керування та живлення.
4. Перемикач АП виставити в початкове положення. Якщо використані обидва перемикачі, то перший виставляється в положення "0", а другий – в положення "Х". При роботі з одним перемикачем, вихідним його положенням є позиція "0". Для того, щоб виставити перемикач необхідно: подати живлення загальним вимикачем ВК-3, а потім натиснути на кнопку перемикача 12 і поворотом диску 11 за годинниковою стрілкою виставити перемикач на найближчу позицію. Точне виставлення на необхідну позицію здійснюється окремими послідовними натисками на кнопку.

5. Ввімкнути вимикач “~” на АИ та дати прогрітися підсилювачу протягом 5 хвилин.
6. Здійснити балансування фази приладу ручкою “фазировка” на АИ.
7. Користуючись викруткою, через отвір в задній панелі АИ виставити коефіцієнт посилення підсилювача так, щоб після початкового відхилення при перемиканні тензорезисторів стрілка ставала на місце після 1-2 коливань.
8. Викликати відхилення стрілки з положення рівноваги, підключаючи по черзі до клем “А-0” та “0-К” опір в 2-5 МОм. При поверненні стрілки в положення рівноваги її відхилення від початкового положення не повинно перевищувати ±(0,2-0,5) поділки шкали приладу.
9. Перевірити якість монтажу плечей зовнішніх напівмостів. Для цього кнопкою перемикача АП послідовно перемикати робочі канали. Правильно зібраний напівміст (для ненавантаженої конструкції) відзначається стійкою зупинкою стрілки в області 400…600 поділок шкали приладу. Вихід стрілки за межі цієї області вказує на велику різницю початкових опорів активного та компенсаційного тензорезисторів.
10. Виставити перемикачі АП у вихідне положення для робочих вимірювань.
11. Обробку результатів вимірювань здійснюють за формулою (1.5).

Молоток Кашкарова

Призначення: еталонний молоток Кашкарова використовується для визначення міцності бетону за методом пластичних деформацій шляхом нанесення удару.

Підготовка до роботи.

1. Підготувати круглий стержень діаметром 12 чи 10мм довжиною 100-150мм із сталі класу ВСт3сп2 або ВСт3пс2.
2. Вставити стержень в отвір молотка.

Порядок вимірювань.

1. Удар наносять перпендикулярно до поверхні бетону з таким зусиллям, щоб діаметр відбитку на бетоні d_b складав 0,3-0,7 діаметра кульки, а діаметр відбитку на еталоні d_s був не менший 2,5мм. Удар наносять звичайним молотком по оголовку еталонного молотка, встановленого в точці випробування. Відстань між

лунками відбитків на поверхні бетону повинна бути не меншою 30мм, а на поверхні еталону – не меншою 10мм.

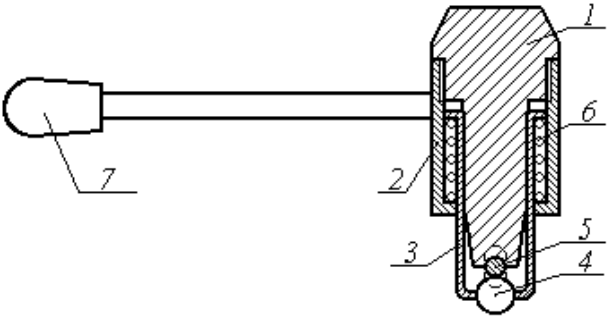


Рис.1.9. Схема еталонного молотка Кашкарова:
1- головка; 2 - корпус; 3 - стакан; 4 - кулька; 5 - еталонний стержень; 6 - пружина; 7 - ручка

2. Виконують не менше 5 ударів, вимірюючи кожен раз діаметр лунки на бетоні і на еталонному стержні.
3. Аномальні результати досліджень вибраковують за методикою [4]. Досить ефективним є вибраковування аномальних результатів через визначення необхідного числа відбитків в дослідженнях

$$n = 400 \cdot K^2 \cdot (R_{i,\max} - R_{i,\min})^2 / R^2, \qquad (1.6)$$

де K - коефіцієнт, який вибирається за табл. 1.1 в залежності від кількості відбитків;

R - середнє арифметичне значення міцності бетону за результатами окремих відбитків;

$R_{i,\max}, R_{i,\min}$ - відповідно максимальне та мінімальне значення міцності бетону серед окремих відбитків, визначені за тарувальним графіком чи додатком Б.

4. Знаходять суму діаметрів відбитків на бетонній поверхні $\sum d_b$ і суму діаметрів відбитків на еталонному стержні $\sum d_s$.
5. За співвідношенням $\sum d_b / \sum d_s$ при допомозі тарувального графіку чи додатку Б визначають міцність бетону на стиск в зоні R_i. В разі необхідності вносять поправку на вік та вологість бетону за формулою

Національний університет
водного господарства
та природокористування

$$R_{i,\tau} = R_i \cdot \alpha_\tau \cdot \alpha_\omega, \qquad (1.7)$$

де α_τ - поправочний коефіцієнт на вік бетону, приймається за табл. 1.2;

α_ω - поправочний коефіцієнт на вологість бетону, приймають за табл. 1.3.

Таблиця 1.1

Значення коефіцієнту К

Кількість відбитків, n	5	6	7	8	9	10	20
Коефіцієнт К	0,430	0,395	0,370	0,350	0,337	0,325	0,292

Таблиця 1.2

Значення поправочного коефіцієнта α_τ

Вік бетону, діб	3	7	28	56	120	365	730	1095
Коефіцієнт α_τ	1,40	1,20	1,06	1,00	0,9	0,8	0,7	0,65

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 1.3

Значення поправочного коефіцієнта α_ω

Вологість бетону W, %	1	6	8	12	>12
Коефіцієнт α_ω	0,96	1,00	1,10	1,20	1,40

ГПНВ-5

Призначення: гідравлічний прес-насос Вольфа (ГПНВ-5) призначений для визначення міцності бетону методом місцевих руйнувань шляхом висмикування розтискного конуса або анкерного стержня, заведеного в тіло бетону.

Підготовка до роботи.

1. В опалубці (перед бетонуванням конструкції) закріплюють анкерні стержні, які закінчуються різьбою. Ці стержні залишаються в конструкції і після бетонування. Якщо ж під час бетонування анкерні стержні не були передбачені, то в бетоні за допомогою шлямбура пробивають отвір, в який потім вставляють розтискний конус. Глибину защемлення анкера приймають за табл. 1. 4.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

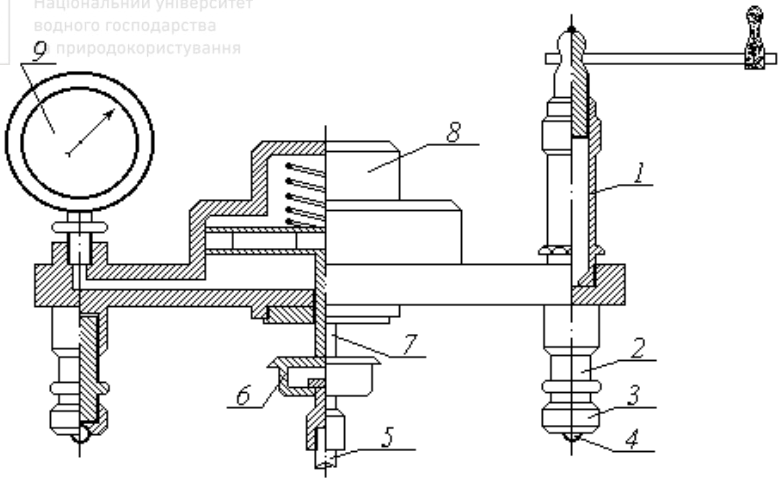


Рис.1.10. Схема приладу ГПНВ-5:
1 - насос; 2 - висувна ніжка; 3 - наконечник; 4 - кулька; 5 - розтискний конус; 6 - муфта; 7 - шток; 8 - робочий циліндр; 9 - манометр

Підготовка до роботи.

2. В опалубці (перед бетонуванням конструкції) закріплюють анкерні стержні, які закінчуються різьбою. Ці стержні залишаються в конструкції і після бетонування. Якщо ж під час бетонування анкерні стержні не були передбачені, то в бетоні за допомогою шлямбура пробивають отвір, в який потім вставляють розтискний конус. Глибину защемлення анкера приймають за табл. 1. 4.
3. На анкерний стержень (розтискний конус) нагвинчують захват.
4. Ставлять прес-насос на поверхню досліджуваної конструкції так, щоб захват зайшов у муфту приладу.
5. Під опорні кульки підкладають аркуші звичайного білого та копіювального паперу.

Порядок роботи.

1. Вперти прилад ГПНВ-5 ніжками в поверхню бетонної конструкції.
2. Подати навантаження на анкерний стержень або розтискний конус шляхом загвинчування поршня насоса.
3. Коли навантаження на кожну ніжку досягне 5 кН, скинути його до нуля і вийняти аркуші паперу.
4. Продовжувати безперервне завантаження конструкції до висмикування анкерного стержня (конуса).

5. Записати покази манометра на момент висмикування анкера.
6. Користуючись додатком В, визначити величину виривного зусилля анкера.
7. У залежності від виривного зусилля міцність бетону в зоні R_i знаходять за формулою

$$R_i = \alpha \cdot m \cdot P, \qquad (1.8)$$

де P - виривне зусилля, кН;

m - коефіцієнт, що залежить від розмірів заповнювача бетону і приймається рівним: 1- для заповнювачів до 50мм; 1,1- для заповнювачів розмірами більше 50мм;

α - параметр, що залежить від виду бетону і встановлюється за діючими стандартами [4] чи за табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Значення коефіцієнту пропорційності α

Умови твердіння бетону	Тип анкерного пристрою	Ймовірна міцність бетону, МПа	Глибина защемлення анкерного пристрою h, мм	Значення параметру $\alpha \cdot 10^{-3}$ для бетону, $м^{-2}$	
				важкого	на пористих заповнювачах
Звичайні	Стержень з анкерною головкою	≤ 50,0 > 50,0	48 35	1,0 2,3	1,1 -
	Стержень з розтискним конусом	≤ 50,0 > 50,0	48 30	0,85 2,4	0,95 -
Теплова обробка	Стержень з анкерною головкою	≤ 50,0 ≥ 50,0	48 35	1,2 2,5	1,1 -
	Стержень з розтискним конусом	≤ 50,0 > 50,0	48 30	1,0 2,6	0,95 -

8. Міцність бетону також можна визначити за тарувальним графіком в залежності від середнього діаметру відбитків опорних кульок на поверхні бетону чи папері. Вказаний тарувальний графік наведений в додатку Г.

Національний університет
та природокористування

Прилад А.Х.Пєвцова

Призначення: прилад використовують для визначення міцності деревини через ударну твердість [27] за методом пластичних деформацій. Відповідно до цього способу, спочатку визначають ударну твердість деревини, а потім за емпіричними формулами – границю її міцності.

Прилад складається із столика, штативу і підвішеного на ньому електромагніта. Відстань від поверхні деревини до низу кульки складає 500мм. Стальна кулька, щільністю 7,85 г/см^3, повинна мати діаметр 25 (±0,05)мм.

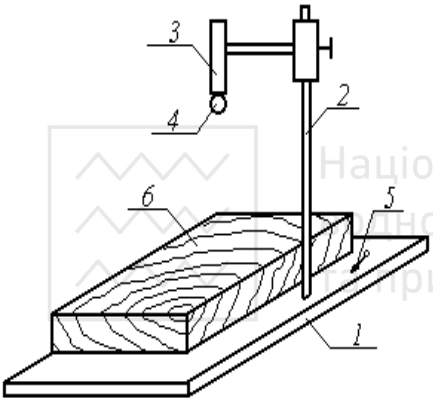


Рис.1.11. Схема приладу Пєвцова: 1 - основа; 2 - штатив; 3 - електромагніт; 4 - кулька; 5 - тумблер; 6 - зразок деревини

Підготовка до роботи та порядок вимірювань.

Перед проведенням випробувань на зразок кладуть копіювальний папір. Кулька, вільно падаючи з висоти, залишить певний слід (відбиток) на поверхні досліджуваної деревини. Внаслідок анізотропії деревини відбиток буде мати еліптичну форму. На поверхні зразка повинно бути не менше 5 відбитків, діаметри яких вимірюють з точністю до 0,1мм у двох напрямках: d_1 - менший діаметр здовж волокон; d_2 - більший діаметр поперек волокон. Потім для кожного відбитку з точністю до 0,001 мм обчислюють середній геометричний діаметр відбитку

$$d = \sqrt{d_1 \cdot d_2}. \qquad (1.9)$$

Для кожного відбитку обчислюють середнє значення ударної

твердості H_w^y за природної вологості, яку потім приводять до ударної твердості деревини за стандартної вологості в 12% - H_{12}^y. Границю міцності деревини на стиск здовж волокон $R_{c,u}$ визначають за емпіричними формулами через твердість H_{12}^y.

Твердомір Брінелля

Призначення: прилад використовують для визначення твердості матеріалів шляхом вдавлювання металевої кульки (з певним зусиллям через систему важелів) в тіло досліджуваного матеріалу [26].

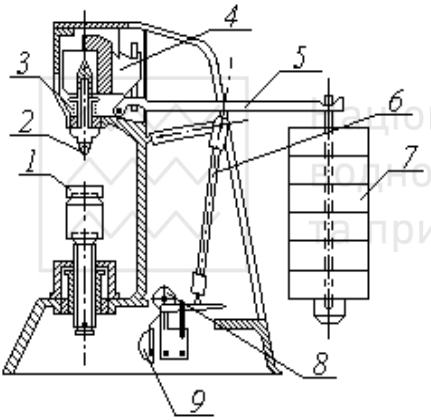


Рис.1.12. Схема твердоміру Брінелля: 1 - столик; 2 - кулька; 3 – пружина, яка створює навантаження на зразок; 4, 5, 6 - важелі; 7 - вантаж; 8 - ексцентрик; 9 - дзвоник

Підготовка до роботи та порядок вимірювань.

Для проведення досліджень підготовлюють металеві чи пластмасові зразки у вигляді пластин з розмірами, які дозволяють проводити дослідження в трьох точках, розміщених на відстані не менше *7мм* одна від одної та від грані зразка. Для металевих зразків, товщиною: до *3мм*, використовують стальні кульки діаметром *2,5мм*; від *3 до 6мм* – діаметром *5мм*; більше *6мм* – діаметром *10мм*. Для зразків пластмас використовують кульку діаметром *5мм*. Поверхні металевих зразків шліфують.

Досліджуваний зразок ставлять на столик твердоміра і піднімають до кульки. Потім запускають електродвигун і через систему важелів та шпиндель прикладають навантаження на кульку, яка вдавлюється в

металевий зразок.

Величина навантаження складає: для чорних металів – $P=300\times D^2$, H; для міді, бронзи, латуні – $P=100\times D^2$, H (D – діаметр кульки, мм); для пластмас з твердістю до *200МПа – 500Н*, більше *200МПа – 2500Н*. Навантаження прикладають плавно від нуля до вибраної величини протягом *30с*.

Досліджувані зразки витримують під навантаженням від *10 до 60с* (чорні метали – *10с*, кольорові метали з твердістю більше *350МПа – 30с*, з твердістю до *350МПа – 60с*, пластмаси – *60с*). Після закінчення досліджень і зняття навантаження на зразку за допомогою мікроскопа вимірюють діаметри відбитків в двох взаємно-перпендикулярних напрямках з похибкою не більше 0,05мм.

Діаметри відбитків повинні бути в межах $0,25D < d < 0,6D$. Якщо умова не виконується, то необхідно повторити випробування. Дослідження проводять не менше як на трьох зразках і не менше як в трьох точках на поверхні кожного.

Міцність матеріалу знаходять за емпіричною формулою в залежності від твердості самого матеріалу *НВ*.

УК-14ПМ

Призначення: прилад ультразвуковий УК-14ПМ призначений для вимірювання часу поширення поздовжніх ультразвукових коливань та тривалості першого вступу (фронту) прийнятого сигналу на частотах 0,06 і 0,1МГц тіньовим методом.

Прилад реалізує ультразвуковий імпульсний метод вимірювань з роздільним входженням в матеріал і наступним прийняттям УЗК, що пройшли через нього [5, 35]. При двосторонньому доступі до виробу здійснюють наскрізне прозвучування за допомогою випромінюючого та приймаючого ультразвукових перетворювачів; за одностороннього доступу виконується поверхневе прозвучування пристроєм, виставленим лише з однієї сторони.

Підготовка приладу до роботи.

1. Вставити в блок живлення три гальванічних елементи А 343 типу “Прима” або акумулятори типу АА.
2. Підключити приймальний та випромінюючий перетворювачі до роз’ємів →) і (→ приладу.
3. Ввімкнути прилад перемикачем “Вкл.” та провести корекцію

систематичної похибки приладу за допомогою стандартних зразків КМД19-0 (органічне скло ОРГТОСП МД19-0-1, МД19-0-2).

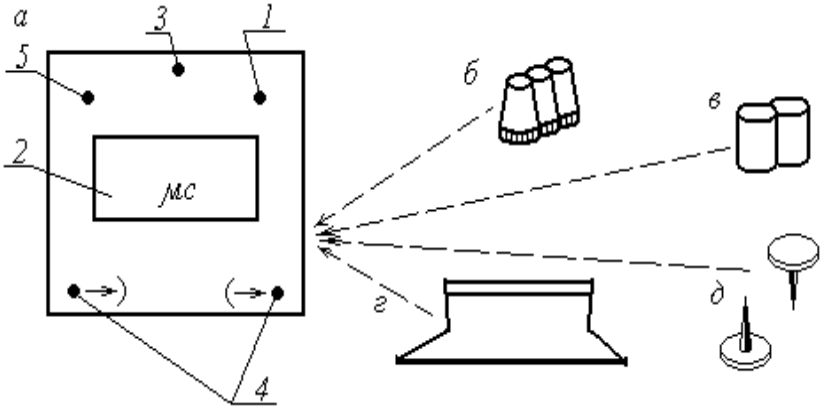


Рис.1.13. Схема приладу УК-14ПМ:
а – електронний блок вимірювань; *б* – п'єзоелектричні перетворювачі; *в* – стандартні зразки з органічного скла; *г* – пристрій прозвучування; *д* – конуси-наконечники; 1 - вимикач приладу; 2 - електронне цифрове табло; 3 - перемикач режиму роботи; 4 - роз'єми для підключення перетворювачів; 5 - гвинт корекції приладу

Порядок роботи.

1. Для вимірювання часу поширення ультразвукових коливань (УЗК) при наскрізному прозвучуванні слід виставити випромінюючий та приймальний перетворювачі на зразок матеріалу і за наявності стійких показів зафіксувати результат по цифровому індикатору "Время".
2. Для вимірювання тривалості першого вступу (фронту) прийнятого сигналу переключити режим роботи натиском кнопки "t/r". При наявності стійких показів зафіксувати результат по цифровому індикатору "Время".
3. Для вимірювання поширення УЗК при поверхневому прозвучуванні виставити пристрій прозвучування вершинами конусів на виріб і при наявності стійких показів зафіксувати їх по цифровому індикатору.
4. Уточнити час поширення УЗК (в μs) з виразу t = t`-10 (t` - результат вимірювань за цифровим індикатором).

Національний університет
господарства
та природокористування

ИЗС-10Н

Призначення: вимірювач захисного шару ИЗС-10Н призначений для вимірювання товщини захисного шару бетону і знаходження положення арматури в залізобетонних виробах [20].

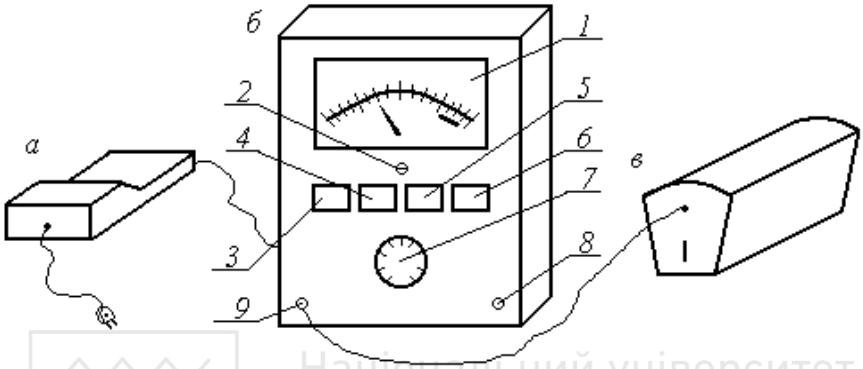


Рис.1.14. Схема приладу ИЗС-10Н:
а – блок живлення; *б* – електронний блок вимірювань; *в* - електромагнітний датчик-перетворювач; 1 - шкала; 2 - механічний аретир; 3, 4, 5, 6 - клавіатура наладки і управління роботою приладу; 7 - перемикач діаметрів; 8 - резистор чутливості; 9 - роз'єм для підключення перетворювача

Підготовка приладу до роботи.

1. Підключити перетворювач до роз'єму X_2 електронного блоку.
2. За допомогою механічного аретиру мікроамперметра виставити стрілку на нульову позначку нижньої шкали.
3. Ввімкнути живлення приладу (кнопка "Вкл.").
4. Проконтролювати напругу живлення приладу, натиснувши кнопку "Контр. пит". Стрілка індикатора повинна знаходитися в полі нижнього чорного сектору шкали.
5. Виконати калібрування чутливості приладу. Натиснувши кнопку "Калибр.", виставити стрілку індикатора на позначку "50" шкали.

Порядок роботи.

1. Виставити перемикач "Диаметр, мм" в положення, що відповідає діаметру арматури в контрольованому об'єкті.
2. Виставити перетворювач на поверхні об'єкту і, плавно зміщуючи його, добитися мінімальних показів за шкалою приладу.

Національний університет водного господарства та природокористування

Арматурний стержень розміщується під центрами вузьких сторін перетворювача.

3. Відмітити позначками розміщення арматурного стержня в конструкції. З'єднати між собою ці позначки і отримати вісь, яка характеризує фактичне положення стержня.
4. Для визначення глибини залягання стержня відомого діаметра зняти покази стрілки індикатора за верхньою шкалою.
5. За невідомого діаметру арматури провести вимірювання захисного шару бетону для будь-якого положення перемикача "Диаметр, мм". Повторити вимірювання, використавши діелектричну прокладку, яку розміщують між перетворювачем і поверхнею досліджуваного об'єкту. Повторити цю операцію для всіх можливих положень перемикача "Диаметр, мм".
6. Істинним діаметром арматури є той, при якому різниця величин захисного шару бетону з прокладкою і без неї буде найближчою до товщини 10-ти міліметрової прокладки.

Національний університет водного господарства та природокористування

ЭИН-МГ2

Призначення: електронний вимірювач напружень призначений для визначення величини попереднього натягу стержневої, канатної та дротяної арматури залізобетонних конструкцій частотним методом [22].

Підготовка приладу до роботи.

1. Зняти кришку батарейного (елементного) відсіку.
2. Зібрати батарею живлення.
3. Виставити перемикач діапазонів в положення "2" (обидві кнопки перемикача віджаті).
4. Виставити перемикач діаметрів в нейтральне положення.
5. Ввімкнути живлення відповідним перемикачем.
6. Занести до пам'яті електронного блоку число *600* натискуванням клавіш "6", "0", "0", "П+" (запис в пам'ять).
7. Натиснути кнопку "Провер.".
8. Натиснути і відпустити кнопку "Пуск".
9. Зафіксувати на електронному табло результат, що повинен бути в межах *3068±10*.

Порядок роботи.

1. Виставити перемикач діапазонів в положення, яке відповідає

довжині арматурного стержня: діапазон 1 (кнопка “1”) для стержнів довжиною 9-18м; діапазон 2 (кнопки “1” і “2” не натиснуті) для стержнів довжиною 4,5-13м; діапазон 3 (кнопка “2”) для стержнів довжиною до 5,5м.

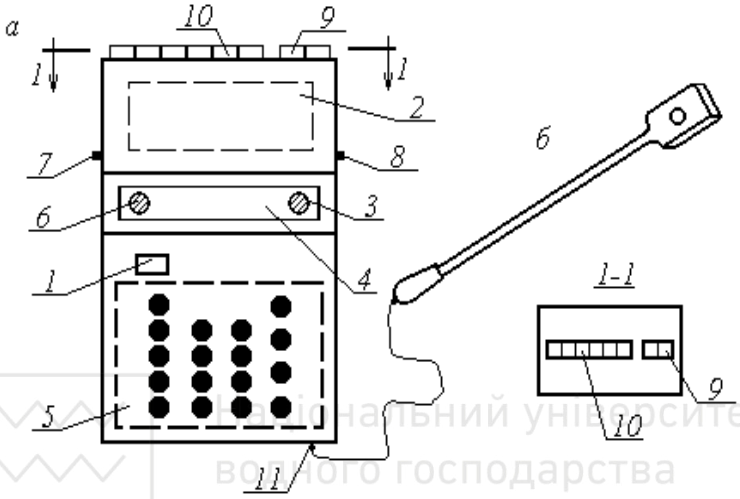


Рис.1.15. Схема приладу ЭИН-МГ2:
а – електронний блок вимірювань; *б* – виносний індукційний датчик; 1 - вимикач живлення; 2 - батарейний відсік; 3 - індикатор живлення; 4 - електронне табло; 5 - клавіатура; 6 - індикатор порогового пристрою; 7 - кнопка пуску; 8 - кнопка перевірки; 9 - перемикач діапазонів; 10 - перемикач діаметрів; 11 - роз’єм для підключення датчика

2. Виставити перемикач діаметрів в положення, що відповідає діаметру арматурного стержня.
3. Ввімкнути живлення приладу та датчика коливань.
4. Занести до реєстру пам’яті приладу довжину напруженого стержня.
5. Викликати коливання арматурного стержня.
6. Піднести чутливий елемент датчика робочою площиною до поверхні арматури (в середині її прольоту) на відстань 5-15мм і зафіксувати його положення на цій ділянці.
7. Натиснути та відпустити кнопку “Пуск”.
8. Зафіксувати на табло результат вимірювань.
9. Для скидання результатів вимірювань натиснути клавішу “С”, а

для вимірювання напружень в стержнях інших діаметрів і довжин: натиснути клавішу “СП” (скидання пам’яті), змінити положення перемикачів діаметрів і діапазонів та занести до пам’яті приладу нові вихідні дані.

Прилад ИПН-7

Призначення: прилад ИПН-7 призначений для вимірювання величини поперечного натягу дротяної, стержневої та канатної арматури діаметрами 3…25мм при виготовленні залізобетонних конструкцій [22].

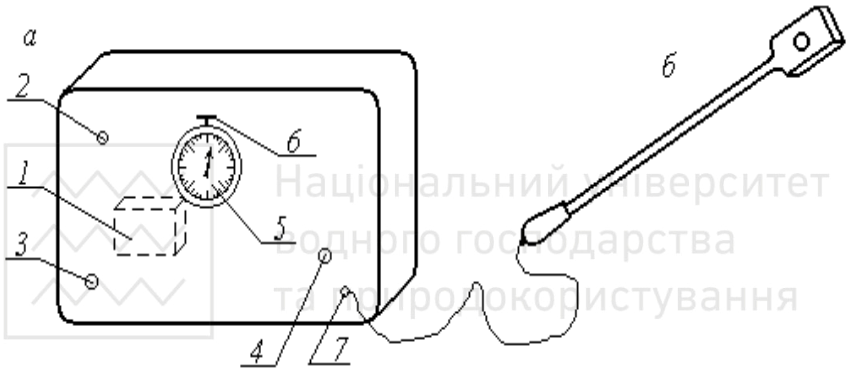


Рис.1.16. Схема приладу ИПН -7:
а – електронний блок вимірювань; *б* – виносний індукційний датчик; 1 - батарейний відсік; 2 - кнопка пуску; 3 - тумблер режиму роботи; 4 - гвинт-регулятор; 5 - лічильник імпульсів; 6 - кнопка скидання показів лічильника; 7 - роз’єм для підключення датчика

Підготовка до роботи.

1. Тумблер “Измер., провер.” перевести в положення “Провер.”.
2. Прилад ввімкнути в електромережу і дати йому прогрітися протягом 15 хвилин.
3. Натиснути кнопку “Пуск” і зняти відліки за лічильником імпульсів після 10 секунд його автоматичної роботи. Покази лічильника повинні бути в межах 500 ± 5 імпульсів.
4. Кнопкою “Сброс” повернути стрілку індикатора в початкове нульове положення.
5. Таку перевірку здійснюють 2-3 рази. Якщо покази лічильника

Національний університет водного господарства та природокористування

відрізняються від 500 ± 5 то необхідно здійснити наладку приладу. Для цього гвинт "Настр." повертають при показах приладу: більше 500 – проти годинникової стрілки; менше 500 – за годинниковою стрілкою. Цю операцію повторюють поки прилад не стане показувати відлік 500 ± 5.

Порядок вимірювань.

1. Індукційний датчик приладу ставлять посередині прольоту арматурного стержня. При цьому робоча площина датчика повинна бути орієнтована до арматури і знаходитися на відстані 0,5-2см від її поверхні. Під час вимірювань (10-20 секунд) датчик повинен бути в нерухомому положенні.
2. Вдаряючи по стержню, його приводять в коливальний рух. Величину натягу арматури визначають за власною частотою її коливань, використовуючи спеціальні таблиці або формулу (5.5). При вимірюванні натягу арматури необхідно користуватися табл. 1.5.

Таблиця 1.5

Основні параметри попередньо напруженої арматури

Сила натягу, кН		Діаметр арматури, мм		Довжина стержня, м	
min	max	min	max	min	max
2	170	3	8	5	12
		9	10	4	12
		12	16	3,5	11
		--	18	3	8

ОНИКС-2.5

Призначення: прилад "ОНИКС - 2.5" призначений для:

- визначення міцності бетону при технологічному контролі виготовлення бетонних конструкцій та виробів за ГОСТ 22690 [4];
- контролю міцності композиційних матеріалів, цегли тощо;
- визначення твердості, однорідності, щільності та пластичності різних матеріалів (цегли, штукатурки, композитів і т.д.).

Прилад "ОНИКС -2.5" складається з електронного блоку, пружинного датчика-склерометра та еталонного зразка з органічного скла (рис. 1.17).

Національний університет
водного господарства

Рис.1.17. Вимірювач міцності будівельних матеріалів "ОНИКС - 2.5": *а* – електронний блок вимірювань; *б* – датчик-склерометр; *в* - еталон з органічного скла

Підготовка до роботи.

1. Приєднати датчик до електронного блоку через відповідний роз'єм.
2. Включити живлення приладу натискуванням клавіші Ψ, при цьому короткочасно з'являється повідомлення про напругу живлення і температуру. Якщо з'являється повідомлення "Зарядить АКБ" або дисплей не працює, слід зарядити акумулятори.
3. Вибрати режим роботи приладу. При першому включенні приладу необхідно виконати наступні дії:

- вибрати вид матеріалу та встановити його вік;
- встановити необхідну кількість ударів в серії випробувань, за якими визначається міцність чи інший параметр;

Національний університет водного господарства та природокористування

- встановити коефіцієнти перетворення для конкретного виду матеріалу ;
- вибрати діапазон вимірювань та розмірність досліджуваного параметра.

4. При потребі виконати тарування (градуювання) приладу.

Всі встановлені параметри зберігаються в пам'яті приладу довготривало і при відключенні живлення не втрачаються!

Порядок вимірювань.

Для проведення поточних вимірювань зразу ж після включення приладу необхідно:

- встановити через головне меню напрям удару датчика-склерометра;
- перевести прилад в режим вимірювання натисненням клавіші "М";
- взяти електронний блок у ліву руку, а у праву - датчик-склерометр так, щоб великий палець розташовувався над кнопками зведення та пуску ударника;
- звести ударник склерометра, притиснути його виступами опорної корони до контрольованої поверхні та виконати удар натисненням кнопки пуску;
- виконати серію із заданого числа ударів з контролем по дисплею одиничних ударів і результату серії (середнє значення міцності, коефіцієнт варіації, розмах.

Після проведення приладом 5000 ударів, але не рідше за 1 раз на 3 місяці рекомендується проводити калібрування приладу на еталоні з органічного скла, що додається. Також необхідно періодично проводити перевірку приладу на контрольному еталоні перед кожним проведенням відповідальних випробувань та після 5000 ударів.

За одиничне значення міцності бетону (матеріалу) рекомендується приймати середнє значення 10-ти окремих вимірювань на певній ділянці конструкції. При випробуваннях зразків-кубів слід виконувати не менше 5 ударів по протилежних сторонах куба з подальшим руйнівним випробуванням у відповідному напрямі. Відстань між точками нанесення ударів повинна бути не менше 15 мм і не менше 20 мм від крайки куба.

При випробуванні виробів і конструкцій контрольні зони слід вибирати в найбільш відповідальних або визначальних для несучої здатності ділянках. Рекомендоване число контрольованих ділянок в конструкціях - 5... 10.

ПОИСК-2.5

Призначення: прилад "ПОИСК -2.5" призначений для:

- вимірювання товщини захисного шару бетону (відстані по нормалі від поверхні бетону до твірної арматурного стержня);
- визначення положення або розташування арматури (її проекції на поверхню бетону);
- визначення діаметру арматури в діапазоні 3…50 мм класів AI...AIV в залізобетонних виробах і конструкціях при параметрах проектування відповідно до ГОСТ 22904-93 [20].

Прилад "ПОИСК-2.5" складається з індуктивного датчика, електронного блоку вимірювань та 20-мм еталонної прокладки (рис. 1.18).

Рис.1.18. Вимірювач захисного шару бетону "ПОИСК-2.5": *а* – електронний блок вимірювань; *б* – виносний індуктивний датчик; *в* - 20-мм прокладка - еталон

Підготовка до роботи.

1. Приєднати датчик до електронного блоку через відповідний роз'єм.

2. Включити живлення приладу натискуванням клавіші Ψ, при цьому короткочасно з'являється повідомлення про напругу живлення і температуру. Якщо з'являється повідомлення "зарядить АКБ" або дисплей не працює, слід зарядити акумулятори.
3. Вибрати режим роботи приладу. При першому включенні приладу необхідно виконати наступні дії:

- встановити діаметр контрольованої арматури;
- вибрати режим індикації (рекомендується повноекранний);
- вибрати групу сталі (A…F) та вид арматури (стержні, дріт, канати тощо) через відповідні підпункти;
- для режимів роботи при невідомому діаметрі чи налаштуванні на сталь необхідно встановити товщину еталону, якщо використовується нетиповий еталон;
- встановити параметри акустичного пошуку.

Порядок вимірювань.

А. Вимірювання за відомого діаметру:

- натисненням клавіші "М" увійти до режиму вимірювання;
- виконати калібрування приладу натискуванням клавіші "С", попередньо відвівши датчик від металевих предметів на відстань не менше 0.5 м та забезпечивши його нерухомість;
- **калібрування рекомендується виконувати через кожні 10 хвилин роботи або перед кожною новою серією вимірювань;**
- за необхідності зміни діаметру вийти з режиму вимірювання натисненням клавіші "F", виставити необхідне значення діаметру через пункт головного меню та повернутися в режим вимірювання натисненням клавіші "М";
- виставити датчик на поверхню контрольованого об'єкту і, плавно переміщуючи його здовж поверхні, добитися мінімального показу Н (відповідає розташуванню арматурного стержня під подовжньою віссю датчика);
- за невідомого положення стержнів пошук здійснюється скануванням поверхні об'єкту в поєднанні з поворотом навколо вертикальної осі на 90 градусів;
- необхідні результати фіксувати в пам'яті приладу для кожного знайденого арматурного стержня натискуванням клавіші "М".

Б. Вимірювання за невідомого діаметру:

- виставити очікуване значення діаметру через пункт головного меню;

- виконати калібрування приладу, після чого на дисплеї з'явиться вікно першого такту вимірювання невідомого діаметру;
- знайти проекцію арматурного стержня на поверхні, позначивши його вісь крейдою;
- на позначену вісь встановити датчик, бажано через прокладку з оргскла товщиною 4…5 мм (для усунення впливу нерівностей поверхні бетону на точність вимірювання);
- натискуванням клавіші "М" зафіксувати покази приладу без еталонної прокладки;
- акуратно зняти датчик з тонкої прокладки і ретельно поставити його на колишнє місце через 20-ти міліметрову прокладку-еталон;
- з натискуванням клавіші "М" на дисплей видаються результати вимірювань;
- всі маніпуляції з прокладками і мітками необхідно виконувати ретельно, не допускаючи зміщень і перекосів.
- **для підвищення достовірності результатів рекомендується виконувати по 3 цикли вимірювань для кожного стержня з усередненням значень Dx і Hx!**

В. Режим **«Сканирование»** призначений для прискореного контролю армування виробу стержнями одного діаметру. При роботі в ньому необхідно:

- виставити значення діаметру арматури та відкалібрувати прилад;
- виставити через пункт головного меню режим «Скан.», при якому на дисплеї з'явиться поле, розділене на три сектори з мерехтливим інверсним значенням Н;
- скануючи поверхню бетону датчиком перпендикулярно до арматурних стержнів, визначити по черзі мінімальні значення Н, натискаючи клавішу "М", та зафіксувати їх значення на дисплеї;
- для завершення циклу сканування натиснути клавішу "С";
- за один цикл сканування фіксується до 12 результатів (якщо дисплей заповнений, а вимірювання з фіксацією продовжувати, то перші результати автоматично віддаляються, залишаючи 12 останніх); видалення результатів циклу сканування здійснюється клавішею "С".

Г. Режим **«Настройка на сталь»** призначений для забезпечення високої точності вимірювань при роботі з невідомими марками сталей та обліку впливу паралельних стержнів в густо армованих виробах і конструкціях. Для налаштування на сталь, що виконується на

Національний університет
відкритих (розкритих) ділянках арматури або на наявних зразках арматури, необхідно:

- відкалібрувати прилад, встановити значення діаметру і вибрати групу сталі через пункт "Группа сталей" в розділі головного меню (рекомендується використовувати групи B, C, D, E, F, H а групу A резервувати для звичайних вимірювань);
- встановити датчик на відкриту арматуру через діелектричну прокладку необхідної товщини, значення якої виставити через пункт меню "Толщина эталона" в розділі головного меню "Параметры";
- для підвищення точності рекомендується використовувати діелектричну прокладку з оргскла товщиною, близькою до номінальної товщини захисного шару бетону (можна використовувати еталонну прокладку або прокладку з будь-якого діелектричного матеріалу);
- через пункт головного меню увійти до режиму "Настройка на сталь" – на дисплеї з'явиться вікно даного режиму;
- натиснути клавішу "M" і на дисплеї з'явиться повідомлення, яке означає зсув характеристики даної арматурної сталі відносно базової;
- повторно натиснути клавішу "M" і на дисплеї з'явиться вікно нового режиму;
- послідовно натиснути клавіші "F" та "M" і прилад перейде в робочий режим з новим налаштуванням;
- при необхідності компенсації впливу паралельних стержнів слід відтворити розташування стержнів на макеті або на виробі з відомою товщиною захисного шару, а далі повторити всі вищевикладені операції.

Д. Режим **«Акуст. поиск».** Розташування арматури в основному визначення шляхом пошуку мінімального значення H за цифровою або графічною інформацією. В окремих випадках, наприклад, при роботі у важкодоступних місцях, прочитування цієї інформації ускладнене і зручнішим виявляється використання акустичного сигналу. При скануванні поверхні бетону з швидкістю до *0.1 м/с*, наближення датчика до проекції арматури супроводжується появою акустичного сигналу низької частоти (*200…100 Гц*), а при віддаленні - підвищенням частоти (до *10 кГц*), залежно від значення товщини захисного шару.

Е. Режим **«Глуб. поиск»** застосовують для визначення положення арматурних стержнів великого діаметру при їх глибокому заляганні в об'єкті. За даного режиму роботи прилад індукує значення напруги *ΔU* (різницю між напругою *2В*, отриманою при калібруванні датчика по повітрю і фактичною напругою датчика), яка змінюється з дискретністю *1мВ* і має більш високу чутливість до металу, ніж в режимі вимірювання захисного шару. При цьому по максимальному значенню *ΔU* визначається збіжність подовжніх осей датчика і арматури. Для роботи в цьому режимі необхідно:

- вибрати в головному меню режим роботи " Глуб. поиск ";
- виконати калібрування приладу натискуванням клавіші "С", після чого на дисплеї з'явиться повідомлення "U = 0,000В";
- по максимальному значенню *U* знайти проекцію арматурного стержня на поверхні об'єкту (при цьому необхідно враховувати можливу девіацію малих рівнів напруг в межах *20. .25 мВ*).

УТ-98 «СКАТ»

Призначення: товщиномір ультразвуковий УТ-98 "СКАТ" призначений для вимірювання товщини виробів з конструкційних металів і сплавів за одностороннього доступу до них. Товщиномір забезпечує акустичний контакт притисненням контактної поверхні ультразвукового перетворювача до поверхні контрольованого об'єкту. Він може застосовуватися в різних галузях промисловості при вимірюванні товщини стінок ємностей, трубопроводів, корпусних деталей, зокрема з кородованими поверхнями, в процесі їх виготовлення і експлуатації.

В основі роботи товщиноміра лежить імпульсний ехо-метод вимірювань, який використовує властивості ультразвукових коливань (УЗК) відображатися від межі розділу середовищ з різними акустичними опорами.

Підготовка до роботи.

1. Приєднати перетворювач до роз'ємів на торцевій панелі електронного блоку за допомогою з'єднувальних кабелів.
2. Встановити джерело живлення (акумулятори чи елементи) в батарейний відсік, дотримуючись полярності контактів.
3. Включити товщиномір, перевівши перемикач на лівій бічній панелі у верхнє положення. Якщо джерело живлення розряджене

(мерехтіння першою знакомісця в нижньому рядку індикатора), витягнути акумулятори (елементи живлення) з батарейного відсіку і поставити акумулятори на зарядку (або замінити елементи).

4. У верхньому рядку індикатора товщиноміра з'явиться одне з повідомлень основного меню: "Настр.-?, "Измер.-?", "Рельеф-?", "Вывод-?" (попередній режим роботи товщиноміра перед виключенням).

Рис.1.19. Товщиномір ультразвуковий УТ-98 «СКАТ» :
а – електронний блок вимірювань; *б* - з'єднувальні кабелі;
в – ультразвукові перетворювачі

5. Виконати юстирування (налаштування) вимірювальної частини товщиноміра в наступному порядку:

- клавішами "→" або "←" вибрати режим "Настр.-?" та натиснути клавішу " Enter" до появи повідомлення "Нуль-?";
- протерти контактну поверхню перетворювача від контактного мастила і, не встановлюючи перетворювач на юстирувальну плитку, натиснути клавішу "Enter" (на індикаторі товщиноміра з'явиться повідомлення "Нуль", а через 2-3 сек

"0,00мм", вказуючи на те, що реверберaційно-шумові характеристики перетворювача узгоджені з підсилювачем ТМ);

- нанести на поверхню юстирувальної плитки (на лицьовій панелі товщиноміра) шар контактного мастила, використовуваного при контролі (трансформаторного, веретенного, конденсаторного чи іншого за інструкцією до даного приладу);
- встановивши та притиснувши перетворювач до юстирувальної плитки, добитися акустичного контакту (у верхньому рядку індикатора повинен відображатися знак " I◄");
- утримувати перетворювач в цьому положенні до завершення юстирування вимірювальної частини товщиноміра (у верхньому рядку індикатора безперервно відображається результат вимірювання товщини юстирувальної плитки).

6. Після завершення юстирування виміряні і обчислені в процесі юстирування параметри (затримка в призмі перетворювача, чутливість підсилювального тракту і т.д.) будуть автоматично записані в незалежну пам'ять, а товщиномір автоматично перейде в режим ручного регулювання чутливості, при цьому у верхньому рядку індикатора відображатиметься результат вимірювання товщини юстирувальної плитки, а в нижній - < 0 >. Після завершення юстирування в незалежну пам'ять товщиноміра буде записана швидкість розповсюдження ультразвукових коливань юстирувальної плитки (*5930 м/с*).
7. Якщо, за не встановленого на юстирувальну плитку перетворювача, на індикаторі більше 10 с відображається "Нуль", або процес юстирування (перехід в режим регулювання посилення) не завершується при встановленому перетворювачі, необхідно провести перезапуск режиму, натиснувши клавішу "М". Після цього слід повторити операції п. 5, перевіривши стан з'єднувальних кабелів і перетворювача. За допомогою клавіші "М" можна виходити з підрежиму юстирування при помилковому запуску цього режиму (параметри попереднього налаштування порушені не будуть).
8. Режим ручного регулювання чутливості дозволяє проконтролювати або змінити рівень чутливості товщиноміра. Регулювання чутливості проводиться клавішами: "↑"- збільшення, "↓"- зменшення. Початкове значення відповідає <0>. При натискуванні "М" буде повернена початкова чутливість.

При натискуванні "Enter" відбудеться вихід з режиму і занесення зміненої чутливості в незалежну пам'ять.

9. Після закінчення операції юстирування необхідно переконатися в стабільності та точності вимірювань товщини юстирувальної плитки, яка повинна бути в межах *(3,00±0,03) мм*:

- якщо, зі збільшенням зусилля притискування перетворювача до плитки, відліки зменшуються і виходять за вказаний допуск, то необхідно зменшити чутливість посилюваного тракту за п. 9;
- якщо точність вимірювання товщини плитки виходить за вказані вище межі і регулюванням чутливості неможливо добитися позитивних результатів, необхідно вийти з режиму, натиснувши клавішу "Enter", і повторити операції згідно п. 5;
- при досягненні задовільної точності вимірювання товщини юстирувальної плитки необхідно вийти з режиму, натиснувши клавішу "Enter" (у верхньому рядку індикатора з'явиться повідомлення "Тест.-?").

10. Налаштувати товщиномір на матеріал контрольованого виробу в режимі "Тест.":

- якщо передбачається налаштування по тест-зразку, доцільно попередньо перейти в режим ручного регулювання чутливості за допомогою клавіші "$\angle$" та, встановивши перетворювач на тест-зразок, перевірити стабільність показів товщини (якщо, зі збільшенням зусилля притискування перетворювача до поверхні зразка, покази його товщини значно зменшуються у порівнянні з номінальною, необхідно зменшити чутливість приладу за п. 9);
- запустити режим "Тест." натисненням клавіші "Enter" (у верхньому рядку індикатора відображається значення швидкості розповсюдження УЗК, що зберігається в незалежній пам'яті з попереднього налаштування або після юстирування);
- якщо швидкість розповсюдження УЗК у виробі відома і співпадає з тією, що відображається - залишити її без змін, а при неспівпаданні набрати клавішами "↑" або "↓" необхідну швидкість та натиснути "Enter" (відбудеться вихід з підрежиму "Тест.", швидкість, що відображається, буде записана в незалежну пам'ять, а на індикаторі з'явиться повідомлення "Файлы-?");
- якщо швидкість розповсюдження УЗК невідома, то її необхідно визначити на тест-зразку натискуванням клавіші "М" (тест-зразок повинен бути відомої товщини і виготовлений з того ж

матеріалу, що і контрольований виріб); після натискування у верхньому рядку індикатора буде відображена товщина тест-зразка попереднього налаштування, а в другій - повідомлення "Тест.";

- клавішами "↑" або "↓" набрати значення товщини зразка, на якому проводитиметься вимірювання швидкості УЗК (в режимі "Тест." для ТМ допустимим є діапазон товщин *3,00…100,0мм*, а оптимальним з погляду точності вимірювань швидкості розповсюдження УЗК є діапазон товщин *10,0…100,0 мм*).
- натиснути клавішу "Enter" (у верхньому рядку індикатора буде відображено "0,00мм");
- встановити перетворювач на зразок, добитися акустичного контакту і утримувати до завершення вимірювання швидкості (ОЭВМ ТМ автоматично проводить вимірювання швидкості УЗК в зразку, при цьому у верхньому рядку індикатора безперервно відображаються результати вимірювання його товщини);
- ознакою завершення вимірювання є відображення у верхньому рядку індикатора введеної товщини зразка, в нижній - зміряного значення швидкості (якщо процес вимірювання швидкості не завершується тривалий час або його результат викликає сумнів, перезапустити підрежим "Тест.", натиснувши клавішу "М", та повторити попередню операцію);
- занести виміряне значення швидкості в незалежну пам'ять ТМ. натиснувши "Enter" (визначена на тест-зразку швидкість розповсюдження УЗК буде записана в пам'ять, а на індикаторі з'явиться повідомлення "Файлы-?".

11. Підрежим "Файлы" дозволяє відформатувати (розділити на окремі незалежні блоки) незалежну пам'ять. Для запуску підрежиму "Файли" необхідно:

- натиснути клавішу "Enter" (у верхньому рядку індикатора з'явиться повідомлення "Файлы", в нижньому рядку появиться одне з повідомлень: "1-(4000)"; "2-(2000)"; "4-(1000)"; "10-(400)"; "20-(200)"; "40-(100)"; перші цифри повідомлення вказують на кількість файлів при даній організації, цифри в дужках на максимально можливу кількість результатів вимірювань, що запам'ятовується у файлі;
- для збереження даної організації натиснути "М" (ТМ вийде в меню режиму налаштування і на індикаторі з'явиться повідомлення "Файлы?");

- при переформатуванні пам'яті необхідно клавішами "→" або "←" вибрати необхідну файлову організацію і натиснути "Enter" для появи у верхньому рядку індикатора повідомлення "Формат.-?"
- для запуску форматування натиснути "Enter" (повідомлення "Формат." у верхньому рядку індикатора вказує на процес форматування пам'яті, що триває не більше 30 с; у разі необхідності форматування відміняється натискуванням клавіші "М", після чого ТМ повернеться в попередній стан).

12. Після завершення операції форматування ТМ виходить в меню режиму налаштування і на індикаторі з'являється повідомлення "Нуль-?" (товщино мір готовий до роботи).
13. У режим ручного регулювання чутливості підсилювального тракту можна перейти, натиснувши клавішу "∠" за будь-якого підрежиму режиму "Настр." (тут товщиномір проводить безперервне вимірювання товщини з відображенням результатів у верхньому рядку індикатора).
14. Для виходу в основне меню слід натиснути "М".
15. Всі параметри налаштування зберігаються в незалежній пам'яті. **Якщо перетворювач не замінюється, то немає необхідності проводити повторне налаштування, слід тільки перевірити правильність та стабільність показів на зразках відомої товщини!**
16. **Форматування незалежної пам'яті ТМ слід проводити тільки у випадку, якщо вибрана файлова організація Вас не, задовольняє!**
17. При роботі в режимі "Рельеф" розмір файлу (кількість точок у файлі) і максимальне значення подовжньої координати зв'язані співвідношенням

$$L_{max} = N \cdot k, \qquad (1.10)$$

де L_{max} - максимальна довжина контрольованого об'єкту або його окремої ділянки, результати вимірювань по яких можна розмістити в даному файлі;

N - розмір файлу;

k - крок прозвучування, рівний 2мм.

Порядок роботи. Товщиномір використовується в режимах "Измер.-?", "Рельеф-?", "Вывод-?".

А. Режим **" Измер.-?".**

1. Виконати попередню підготовку поверхні контрольованого виробу. За допомогою металевої щітки в місцях установки перетворювача очистити поверхні виробу від окалини, захисних покриттів, наплавлень металу та інших грубих нерівностей. При проведенні вимірювань на трубах діаметром менше 60мм з еродованою або кородованою поверхнею місця установки перетворювачів додатково зачистити шліфувальної стрічкою.
2. Нанести шар контактного мастила на поверхню ділянок, що підлягають контролю. Рекомендовані види контактних мастил наведені в інструкції до даного приладу. Трансформаторне та конденсаторне мастила рекомендується використовувати при контролі виробів з шорсткістю поверхні Rz < 40 мкм.
3. Підключити перетворювач до роз'ємів на торцевій панелі електронного блоку за допомогою з'єднувальних кабелів.
4. Виконати підготовку товщиноміра до роботи з вибраним перетворювачем відповідно до вищеописаних вимог підготовки.
5. Клавішами "→" або "←" вибрати "Измер.-?" та натиснути "Enter" (буде запушений режим " Измер.-? " і у верхньому рядку індикатора з'явиться повідомлення "××Файл", в якому число (××) вказує на номер файлу згідно вибраної організації).
6. За допомогою клавіш "↑" або "↓" вибрати будь-який номер файлу відповідно до вибраної організації, вказаної в нижньому рядку.
7. Якщо вибраний файл очищувати не потрібно, а необхідно тільки доповнити результатами нових вимірювань, слід натиснути "М".
8. Якщо необхідно очистити вибраний файл, слід натиснути "Enter". На індикаторі з'явиться повідомлення "Очнст. -?", Цей запит є захистом від помилкового знищення вмісту вибраного файлу. Для відміни очищення натиснути "М", а для підтвердження - "Enter". Після натиснення клавіші "Enter" у верхньому рядку індикатора буде виведено повідомлення "Очист.", вказуючи на очищення вибраного файлу. Час очищення залежить від розміру файлу і триває не більше 30 с.
9. Після виконання вищевказаних операцій у верхньому рядку індикатора буде відображено "0,00мм", а в нижньому - "××Ф××××". Перше число (××) нижнього рядка вказує на номер вибраного файлу, друге (××××) - на поточний номер осередку пам'яті, до якого буде записаний результат вимірювання.
10. Встановити перетворювач на поверхню виробу та добитися

надійного акустичного контакту. У верхньому рядку індикатора буде безперервно фіксуватися результат вимірювань. При втраті акустичного контакту або при різкому відриві перетворювача від поверхні контрольованого виробу на індикаторі фіксуватиметься результат останнього вимірювання. При відновленні акустичного контакту поновиться процес вимірювання з фіксацією поточних результатів. Для занесення результату вимірювання в пам'ять товщиноміра необхідно натиснути "М". Результат вимірювання, що відображається на індикаторі у момент натиснення клавіші, буде занесений в осередок вибраного файлу. Номер файлу і номер осередку відображаються в нижньому рядку індикатора. При цьому номер осередку буде автоматично збільшений на 1, якщо він не є останнім номером для даного розміру файлу, а результат вимірювання, що відображається на індикаторі, обнуляється. Клавішами "↑" або "↓" можна вибрати будь-який осередок файлу, провести вимірювання та занести результат до нього.

11. При натискуванні клавіші "→" товщиномір перейде в режим **"Быстрое сканирование"**, при цьому на першому знакомісці нижнього рядка буде виведений знакоіндикатор режиму "О". Цей режим є додатковим до вищеприведеного і відрізняється тільки тим, що при вимірюванні товщини на індикаторі відображається її мінімальне значення Це дає можливість визначити мінімальне значення товщини контрольованого виробу при вимірюванні в декількох точках або при плавному переміщенні перетворювача по заданій траєкторії чи скануванні перетворювачем по певній поверхні. Процес занесення виміряного значення у вибраний файл проводиться натискуванням клавіші "М". Натискування клавіші "→" скидає виміряне значення в нуль без занесення у файл пам’яті. Для повернення у вихідний режим (відображення поточних вимірювань) натиснути "←".
12. За необхідності регулювання чутливості посилюваного тракту натиснути клавішу "∠". Товщиномір перейде в режим ручного регулювання чутливості, зберігши попередній стан. Регулювання чутливості та вихід з режиму проводяться відповідно до п. 8 підготовки приладу. Після повернення з викликаного режиму товщиномір перейде в стан, який був до виклику.
13. За недостатньої освітленості на робочому місці включити режим підсвічування індикатора натискуванням клавіші "☼". За наявності

акустичного контакту індикатор підсвічується безперервно. З моменту зникнення акустичного контакту індикатор продовжує підсвічуватися протягом *19 с* і, якщо за цей час контакт не відновлюється, підсвічування автоматично відключається. Повторний запуск підсвічування відбувається автоматично навіть за короткочасного відновлення акустичного контакту. При відсутності акустичного контакту для повторного запуску підсвічування слід двічі натиснути клавішу "☼". **При безперервному підсвічуванні індикатора споживання струму ТМ збільшується на 30%.**

14. Для виходу з режиму " Измер.-?" в основне меню товщиноміра натиснути "Enter". При цьому всі результати вимірювань, занесені в осередки вибраного файлу, будуть збережені (номер файлу та номер осередку, в який був занесений останній результат, запам'ятовуються в пам'яті ТМ автоматично і при повторному запуску даного режиму відразу ж відображатимуться на індикаторі).
15. Для вибору та заповнення результатами вимірювань наступного файлу слід повторити операції за п. 5 - 10.

Б. Режим **"Рельеф"** передбачає роботу ТМ з малогабаритним скануючим пристроєм (МСП) та безперервне вимірювання товщини виробу при переміщенні вбудованого в МСП перетворювача по визначеній траєкторії.

1. Підготувати контрольовану поверхню відповідно до вимог п. 1 (режим А).
2. Нанести шар контактного мастила відповідно до вимог п. 2 (режим А).
3. Приєднати МСП і його п’єзоелектричні перетворювачі ПЕП до роз'ємів на верхній торцевій панелі ТМ.
4. Провести підготовку товщиноміра до роботи з ПЕП МСП відповідно до вищеописаних вимог підготовки.
5. Вибрати клавішами "→" або "←" режим "Рельеф-?" та, натиснувши клавішу "Enter", запустити режим "Рельеф". У верхньому рядку індикатора з'явиться повідомлення "××Файл ", де число (××) вказує на номер файлу.
6. За допомогою клавіш "↑" або "↓" вибрати будь-який номер файлу згідно файлової організації, вказаної в нижньому рядку. Натиснути клавішу "Enter" або "•". У верхньому рядку індикатора з'явиться

повідомлення "Очист.", вказуючи на процес очищення вибраного файлу. Час очищення залежить від розміру файлу та триває не більше 30 с.

В процесі очищення всі попередні результати вимірювання, що зберігалися в даному файлі, знищуються, а пам'ять обнуляється.

7. Після завершення операцій по п. 6 в першому рядку індикатора з'явиться повідомлення "0,00 мм", а в другій "L=0,0 мм". Це означає, що починає працювати вимірювальна частина товщиноміра і МСП: у першому рядку відображаються результати вимірювань, у другій - подовжня координата.
8. Встановити МСП з ПЕП на контрольований виріб так, щоб акустичний перетворювач був попереду по напряму переміщення. При проведенні підготовчих робіт та встановлення МСП на виріб можливе обертання його коліс, а відповідно і відображення ненульових показів подовжньої координати. Тому МСП необхідно встановити трохи далі початкової точки вимірювань та відкотити його назад до точки відліку для встановлення нульових показів подовжньої координати.
9. Добитися акустичного контакту, а потім пересувати МСП по назначеній траєкторії до кінцевої точки. Швидкість переміщення не повинна перевищувати 50 мм/с. Під час пересування МСП відбувається безперервне вимірювання товщини виробу з відображенням мінімального значення у верхньому рядку індикатора. В нижньому рядку відображатиметься відстань, пройдена від початкової точки вимірювань.
10. При проходженні кожної 2-х міліметрової ділянки контрольованого виробу мінімальне значення виміряної товщини буде автоматично занесене в поточний осередок вибраного файлу (сигнал поступає від датчика подовжньої координати МСП). Таким чином, при переміщення МСП з ПЕП по поверхні виробу вибраний файл буде послідовно заповнюватися мінімальними значеннями товщини, заміряними на дискретних інтервалах завдовжки 2 мм. В інтервалах, де акустичний контакт був відсутній, у відповідні осередки файлу буде записаний "0".
11. По мірі переміщення ПЕП необхідно стежити за наявністю акустичного контакту і за його відсутності слід відкотити МСП у зворотному напрямі до місця втрати контакту. При пересуванні у

зворотному напрямі вимірювання товщини припиняються і проводиться зворотний відлік подовжньої координати (віднімається пройдений у зворотному напрямі шлях від координати точки повернення з відображенням результату в нижньому рядку індикатора). При повторному пересуванні в прямому напрямі поновлюється вимірювання товщини і продовжується заповнення файлу.

12. В кінцевій точці траєкторії (за досягнення максимального значення подовжньої координати L_{max}) припинити переміщення МСП та натиснути клавішу "Enter". При цьому автоматично запам'ятовується координата кінцевої точки і ідентифікатор режиму, в якому заповнювався файл, та відбувається повернення до основного меню. Якщо при переміщенні МСП в прямому або зворотному напрямі буде натиснута клавіша "Enter", то в пам'яті товщиноміра запам'ятовується координата кінцевої точки, яка відображалася в нижньому рядку на момент натискування.
13. За необхідності регулювання чутливості посилюваного тракту натиснути клавішу "∠" (товщиномір перейде в режим ручного регулювання чутливості, зберігаючи свій попередній стан). Провести регулювання чутливості згідно п. 8 підготовки приладу. Після повернення з викликаного режиму ручного регулювання чутливості (за клавішею "Enter") товщиномір перейде в стан попереднього режиму.
14. Для вибору та заповнення результатами вимірювань наступного файлу необхідно повторити операції п. 6 - 12.

Г. Режим **"Вывод-?"** призначений для перегляду осередків вибраного файлу та передачі вмісту файлу на комп'ютер для подальшої обробки.

1. Якщо передбачається передача вмісту файлу на комп'ютер, то необхідно:

- приєднати один з роз'ємів кабелю зв'язку до інтерфейсного роз'єму товщиноміра, а другий до роз'єму одного з послідовних портів COM1 або COM2;
- вибрати клавішами "→" або "←" режим "Вывод-?" та запустити його, натиснувши клавішу "Enter" (у верхньому рядку індикатора з'явиться повідомлення "××Файл", де число (××) указує на номер файлу);
- за допомогою клавіш "↑" або "↓" вибрати той номер файлу, який

Національний університет

необхідно передати на комп'ютер чи переглянути. При натисненні клавіші "Enter" або "М" товщиномір автоматично визначає, в якому режимі виконано заповнення файлу, та забезпечує відповідну організацію виводу.

2. Якщо файл був заповнений в режимі " Измер.-?" то в нижньому рядку відображатиметься номер файлу і номер осередку, зміст якого відображатиметься у верхньому рядку. Клавішами "↑" або "↓" можна вибрати будь-який номер осередку вибраного файлу та переглянути його вміст. Повідомлення "0,00мм" вказує на те, що в даний осередок запис не проводився.
3. Якщо файл був заповнений в режимі "Рельеф", то в нижньому рядку відображатиметься поточне значення подовжньої координати у вигляді "L=×××× мм", а у верхньому - відповідне їй значення товщини. Клавішами "↑" або "↓"можна вибрати будь-яке значення координати від початкової до кінцевої точок переміщення датчика та переглянути відповідне значення виміряної товщини. Значення "0,00мм" вказує на відсутність акустичного контакту в даній координаті.
4. Для перегляду наступного файлу необхідно вийти в основне меню та, натиснувши "Enter", повторити операції за п. 1.
5. Пересилання вмісту файлу на комп'ютер та його подальша обробка відбувається за відповідною комп'ютерною програмою та інструкції користувача (дискета з програмою і інструкцією користувача входить до комплекту постачання).

Національний університет водного господарства та природокористування

РОЗДІЛ 2. ДІАГНОСТИКА СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ, БУДИНКІВ ТА СПОРУД

2.1. Основи обстежень та проведення інструментальних вимірювань

Практичне обстеження починається з попереднього огляду будівельного об'єкту. Після його проведення вивчають проектну документацію та виконують ретельний огляд будівлі чи споруди з метою встановлення реальних умов її експлуатації, виявлення дефектів і пошкоджень окремих елементів та конструкцій [2, 12, 15, 31, 32, 42, 44, 46].

Під час попереднього огляду визначають найбільш пошкоджені ділянки конструкцій, а також несучі елементи, що працюють в найбільш несприятливих умовах експлуатації. Візуально оцінюють загальний стан конструкцій: наявність зволожених ділянок, стан захисних покриттів, наявність корозії тощо. Вся подібна інформація дозволяє уточнити програму та об'єм робіт з майбутніх досліджень.

При ознайомленні з технічною документацією встановлюють: рік зведення об'єкту та строки виготовлення певних конструкцій або виконання окремих видів робіт; норми, за якими проектувався об'єкт; фізико-механічні характеристики та параметри будівельних матеріалів; умови експлуатації (навантаження на несучі елементи; максимальні коливання температури; шкідливі виділення, пов'язані з технологічними процесами); зауваження державних і контролюючих комісій та заходи щодо усунення виявлених недоліків; дані про ремонти, підсилення та реконструкцію окремих елементів чи будівлі в цілому.

Детальний огляд починають з найбільш відповідальних елементів і виконують з метою: встановлення наявних пошкоджень; виявлення всіх елементів та конструкцій, виготовлення, монтаж і експлуатація яких здійснені з відхиленнями від проекту, тобто з певними дефектами. Зокрема, всі несучі елементи за типом дефектів можна умовно розділити на дві групи. До першої групи можна віднести елементи з відхиленнями, що не викликають видимих руйнувань, а до другої – елементи з фізичними пошкодженнями і локальними руйнуваннями. Потенційно самими небезпечними є корозійні пошкодження та тріщини.

Найбільш характерними дефектами будівельних конструкцій є:
а) *для бетонних та залізобетонних конструкцій* – відхилення від проектних розмірів, порушення проектного положення арматури та арматурних виробів у конструкціях, виколювання бетону, наявність пустот та раковин, усадкові тріщини, корозія бетону та арматури, масляні плями на бетоні, недотримання товщини захисного шару бетону, проковзування попередньо напруженої арматури тощо;
б) *для металічних конструкцій* – відхилення від проектних розмірів, хімічна та електрохімічна корозія металу, дефекти зварних швів (зовнішні – невідповідність форми та розмірів швів, підрізи, напливи, пори, тріщини та викривлення від зварювання; внутрішні – непровар, тріщини, шлакові включення тощо), перекоси та пошкодження болтів і заклепок у з'єднаннях;
в) *для кам'яних та армокам'яних конструкцій* – низька якість кладки (невідповідність марок цегли та розчину проектним вимогам, незадовільна перев'язка швів, недотримання їх товщини), подовжні та поперечні тріщини, розшарування кладки, відсутність розподільчих залізобетонних подушок, наявність прихованих дефектів, корозійні та грибкові пошкодження, зволоженість тощо;
г) *для дерев'яних конструкцій* – недотримання проектних розмірів, тріщини та викривлення від висихання, зволоженість та набрякання, грибкові пошкодження та гниття, пошкодження жуками та комахами, наявність сучків та косошаруватість тощо.

Відмічені під час детального огляду дефекти та пошкодження повинні, перш за все, отримати належну кількісну оцінку через відповідні інструментальні вимірювання. За допомогою контрольних вимірювань перевіряють якість використаних матеріалів, виконання стикових та вузлових з'єднань, уточнюють геометричні параметри конструкцій (проліт, розміри поперечного перерізу, будівельний підйом, величину викривлень тощо). Дослідження виконують за допомогою звичайних найпростіших приладів (лінійок, лінз, мікроскопів тощо) та спеціальної (ультразвукової, електромагнітної, геодезичної і ін.) апаратури. Розходження між проектним рішенням і дійсним виконанням та виявлені дефекти і пошкодження заносять до дефектної відомості та вказують в **акті обстеження** (приклад його оформлення наведений в додатку Д). Крім того, видимі дефекти та пошкодження, особливо тріщини, відмічають на поверхні конструкцій фарбою і фотографують (під час руйнівних випробувань за ними

Національний університет
ведуть спостереження).

Інформація про дефекти та пошкодження необхідна для уточнення розрахункових перерізів з урахуванням послаблень на момент обстеження, а також для оцінки довговічності конструкцій.

2.2. Визначення рівня фізичного зношення конструкцій, будинків та споруд

Під фізичним зношенням будівлі чи споруди розуміють поступову втрату матеріалами і конструкціями, з яких вони зведені, початкових властивостей та характеристик. А це, в свою чергу, призводить до погіршення експлуатаційних показників та параметрів будівель і соруд та зниження їх загальної вартості.

Величину фізичного зношення будівлі ($З_ф$) визначають як середнє арифметичне зношення окремих, не менше дев'яти, основних конструктивних елементів: фундаментів, стін, перекриттів, даху і покрівлі, підлоги, вікон і дверей, лицювань і оздоблень, внутрішніх санітарно-технічних устаткувань і електромонтажних пристроїв та інших елементів (сходів, балконів і т.п.).

Ступінь (рівень) зношення всієї будівлі визначають як середнє арифметичне значення зношення окремих конструктивних елементів [6, 45], залежно від їх питомого значення в загальній відновлюючій вартості будівлі, за формулою (2.1)

$$З_ф = \sum З_{iф} \cdot d_i \,/\, 100, \qquad (2.1)$$

де $З_ф$ - фізичне зношення будівлі, %;

$З_{iф}$ - фізичне зношення окремих конструктивних елементів або інженерно-технічного устаткування, визначене в процесі обстеження їх фактичного стану, %;

d_i - питоме значення вартості конструктивного елементу або устаткування в загальній відновлюючій вартості будівлі, %.

Рівень фізичного зношення конструктивних елементів або інженерно-технічного устаткування ($З_{iф}$) визначається як середнє зважене значення зношення окремих їх ділянок з врахуванням питомого значення цих ділянок в загальному об'ємі конструкції.

Питоме значення вартості конструктивних елементів та інженерно-технічного устаткування приведено у відповідних інструкціях Держбуду України (наприклад табл. 2.1).

Таблиця 2.1

Питоме значення вартості конструктивних елементів в загальній вартості будівлі

№ п/п	Назва конструктивних елементів	Питоме значення вартості конструкції в загальній вартості будівлі d_i, %
1	**2**	**3**
1.	Фундаменти	3...7
2.	Стіни і перегородки	30...45
3.	Перекриття	10...14
4.	Дахи	3...5
5.	Підлога	5...10
6.	Віконні і дверні прорізи	5...10
7.	Оздоблення	5...8
8.	Внутрішнє сан.-тех. устаткування	8...10
9.	Електротехнічне обладнання	2...4
10.	Інші елементи	5...6
	Разом	100%

Оцінка технічного стану конструктивних елементів або інженерно-технічного устаткування будівлі визначається залежно від об'єму і вагомості виявлених в процесі обстежень дефектів та пошкоджень (табл. 2.2).

Таблиця 2.2

Оцінка технічного стану конструкцій будівель та споруд

№ з/п	Фізичний стан конструкцій чи інженерного устаткування	Рівень зношення чи спрацювання, %
1.	Добрий	0-10
2.	Цілком задовільний	11-20
3.	Задовільний	21-30
4.	Мало задовільний	31-40
5.	Незадовільний	41-60
6.	Старі	61-80
7.	Неприродний	81-100

Національний університет водного господарства та природокористування

2.3. Дослідження корозії металевих конструкцій

Корозію металевих конструкцій у виробничих будівлях при забрудненості повітря [6] обчислюють за виразом

$$K = \sum_{i=1}^{12} \tau_{k,i} \cdot \upsilon_k \cdot c, \qquad (2.2)$$

де $\tau_{k,i}$ - тривалість перебування металу під впливом повітря з певною відносною вологістю за кожен календарний місяць року;

υ_k - швидкість корозії металу при тій же самій вологості повітря (за табл. 2.3);

c - коефіцієнт, що враховує прискорення корозії у зв`язку з забрудненням повітря (за табл. 2.4).

Таблиця 2.3

Швидкість корозії сталі залежно від вологості повітря

Відносна вологість, %	70	73	76	79	82	85	88	91	94	97	100
Швидкість корозії υ_k *10 ^{4}, г/м^2	2	6	10	14	19	24	30	36	43	51	64

Таблиця 2.4

Вплив агресивного середовища на корозію металу

Концентрація SO_2, мг/м^3	0,3	3	30	300
Коефіцієнт c	12	50	80	115

Для опалюваних приміщень, відносна вологість повітря в яких є сталою або майже не змінюється, величину корозії визначають за середньою відносною вологістю повітря по формулі

$$K = \tau_k \cdot \bar{\upsilon}_k \cdot c, \qquad (2.3)$$

де τ_k - тривалість перебування металу під впливом повітря з середньою відносною вологістю протягом року;

$\bar{\upsilon}_k$ - швидкість корозії металу за середньої відносної вологості повітря (табл.2.3).

Національний університет водного господарства та природокористування

2.4. Експлуатація та ремонт будівель

Надійність будь-якої будівлі чи споруди визначається її здатністю зберігати значення характерних параметрів (міцності, стійкості, витривалості, водонепроникливості, морозостійкості, герметичності тощо) в визначених нормами межах. Втрата надійності будівлі наступає саме із-за зношення її окремих елементів та конструкцій.

Надійність та зношення є функціями часу експлуатації. Якщо зношення обмежити допустимою величиною $q_д$, яку прийнято називати допустимим фізичним зношенням, то за відсутності ремонтів термін експлуатації будівлі буде обмежений строком $t_{пр}$ [6, 45]. Капітальний ремонт, виконаний через певний термін часу $t_р$, може зменшити зношення. При подальшій експлуатації відремонтованої будівлі чи споруди її зношення знову почне зростати, а тому після кожного ремонту величина залишкового зношення $q_з$ продовжить накопичуватися. Граничне зношення будинку $q_д$, за таких обставин, буде досягнуте лише через $T_д$ років. Таким чином, головний ефект технічної експлуатації полягає у продовженні терміну служби будівлі чи споруди. Тому періодичність ремонтів слід визначати за формулами (2.4) чи (2.5)

$$t_р = k \cdot q_р \cdot T_д / (q_д - q_р + k \cdot q_р), \qquad (2.4)$$

$$t_р = (t_{пр} - k \cdot T_д) / (1 - k), \qquad (2.5)$$

а величину зношення будинку в міжремонтний період можна обчислювати за виразом

$$q_р = \frac{q_д}{(1 - k + k \cdot T_д / t_р)}, \qquad (2.6)$$

де k - доля залишкового зношення при ремонтах.

2.5. Дослідження фізико-механічних властивостей матеріалів

Контроль фізико-механічних властивостей будівельних матеріалів здійснюють переважно неруйнівними механічними чи фізичними методами [4, 5, 8, 26, 27, 35, 42]. З фізичних методів найбільш

відомими є акустичні, зокрема **ультразвуковий імпульсний, резонансний** та **ударний звуковий** методи, котрі реалізуються за допомогою ультразвукових комплексів УК-10П, УК-14ПМ, «Бетон-12» та ін.

Серед механічних методів найбільш поширеними отримали:

- **метод пластичних деформацій**, що ґрунтується на залежності між межею міцності матеріалу на стиск і розмірами відбитка, отриманого на поверхні елемента при вдавлюванні робочого органу (кульки) в тіло досліджуваного матеріалу шляхом статичної дії (штамп «НИИЖБа», прилад ГПНВ-5, твердомір Брінелля) або динамічного впливу (молоток Кашкарова, пружинні молотки та склерометри, прилад Пєвцова), - $R = f(d)$ чи $R = f(d / d_e)$;
- **метод пружного відскоку**, що ґрунтується на залежності між межею міцності матеріалу на стиск та величиною пружного відскоку бойка, яку визначають за шкалою приладу типу КМ, - $R = f(h)$;
- **метод місцевих руйнувань**, що ґрунтується на емпіричній залежності між міцністю бетону та деякими іншими його характеристиками, значення яких отримують під час висмикування анкерних пристроїв із тіла бетону, відриву приклеєного сталевого диска чи сколюванні ребра конструкції приладами ГПНВ-5 та ГПНС-4, - $R = f(P)$.

Всі вищеназвані методи використовуються переважно для визначення міцності **бетону** безпосередньо в конструкціях. При цьому кількість «точкових» випробувань за діючими стандартами [4] повинна бути не меншою п'яти. В практичних же умовах для забезпечення більшої достовірності результатів досліджень кількість випробувань рекомендується збільшувати до 10…15.

Що ж до **металу**, то його міцність можна визначити за методом Брінелля [26], який, за своєю суттю, теж відноситься до методу пластичних деформацій. Дослідження, що виконуються за допомогою твердоміра Брінелля, зводяться до визначення числа твердості матеріалу за емпіричною формулою

$$HB = 2 \cdot P / (\pi \cdot D \cdot (D - \sqrt{D^2 - d^2})), \qquad (2.7)$$

де P - навантаження, що передається на кульку, Н;

D - діаметр кульки, мм;

Національний університет
водного господарства
та природокористування

d - діаметр відбитку, мм.

За відомої твердості границя міцності металу на розрив може бути визначена за формулою

$$R_u = 0{,}35 \cdot HB. \tag{2.8}$$

Міцність **деревини** теж досліджують за методом пластичних деформацій, використовуючи прилад Пєвцова [4, 8, 15, 42]. Тут передбачено визначення природної ударної твердості деревини за формулою

$$H_w^y = 4 \cdot P \cdot h / \pi \cdot d^2, \tag{2.9}$$

де P - вага кульки, Н;

h - висота падіння кульки, мм.

Середній геометричний діаметр відбитку обчислюють з результатів випробувань за формулою

$$d = \sqrt{d_1 \cdot d_2}, \tag{2.10}$$

де d_1 - діаметр більшого відбитку поперек волокон, мм;

d_2 - діаметр меншого відбитку вздовж волокон, мм.

За стандартних випробувань (h =500мм із стандартною кулькою D =25мм, ρ =0,0785Н/см^3, P =0,63814 H) формула (2.9) прийме простий вигляд

$$H_w^y = 406{,}25 / d^2. \tag{2.11}$$

Ударну твердість деревини за природної вологості необхідно привести до ударної твердості за стандартної вологості W =12% за формулою

$$H_{12}^y = H_w^y \left[+ \alpha \cdot (W - 12) \right], \tag{2.12}$$

де H_w^y - середнє арифметичне значення твердості деревини за результатами трьох і більше окремих досліджень (див. формулу (2.9));

α - поправочний коефіцієнт на відносну вологість деревини, приймається за табл. 2.5.

Якщо вологість деревини складає не менше 30%, але точне її значення невідоме, то ударну твердість деревини за стандартної вологості в 12% дозволяється обчислювати за формулою

$$H_{12}^y = H_w^y \cdot K_{30}, \tag{2.13}$$

де K_{30} - поправочний коефіцієнт за вологості деревини ≥ 30%, що приймається за табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Значення поправочних коефіцієнтів α і K_{30}

Порода деревини	α	K_{30}
Хвойні (крім модрини)	0,01	1,260
Модрина	0,02	1,255
Розсіяно-судинні	0,01	1,145
Кільцевосудинні	0,025	1,190

Границю міцності деревини на стиск уздовж волокон за стандартної вологості можна визначити за емпіричними формулами [8], наведеними в табл. 2.6.

Таблиця 2.6

Міцність деревини на стиск уздовж волокон у залежності від її ударної твердості

Порода деревини	Сосна	Дуб	Осика	Вільха
Міцність на стиск здовж волокон $R_{c,n}$, МПа	$4{,}4H_{12}^{y}+18$	$5{,}7H_{12}^{y}+20$	$10{,}9H_{12}^{y}-15$	$4{,}1H_{12}^{y}-1{,}4$

Досить ефективним для визначення міцнісних властивостей деревини є вогнепальний спосіб Кашкарова. Суть цього методу полягає в тому, що між глибиною проникнення кулі (*h*, мм) та міцністю деревини на стиск $R_{c,n}$ і вигин $R_{u,n}$ існує певна залежність. Досліджувану деревину прострілюють у радіальному напрямку зі спортивної дрібнокаліберної гвинтівки (калібр 5,60мм) з відстані 10см. Обріз ствола закріплюють на зазначеній відстані за допомогою упорної насадки, виготовленої з сталевої труби діаметром 3/4 дюйма. В ній зроблений проріз для виходу порохових газів. Об′ємну густину деревини, її міцність на стиск та вигин (нормативні значення) слід визначати за емпіричними формулами [8], наведеними в табл. 2.7. Основна перевага цього способу полягає в тому, що він дозволяє

Національний університет
та природокористування

проводити поштучний відбір деревини прямо у лісових насадженнях.

Таблиця 2.7

Об′ємна густина деревини, її міцність на стиск та вигин в залежності від глибини проникнення кулі

Порода деревини	Границя міцності, МПа		Об′ємна вага ρ_{12}, кН/м^3
	на стиск $R_{c,n}$	на вигин $R_{u,n}$	
Сосна	$\frac{1011{,}2}{h-4{,}443}+8{,}61$	$\frac{1860}{h-0{,}443}+34{,}2$	$\frac{107{,}6}{h-0{,}443}+2{,}68$
Осика	$\frac{998{,}1}{h}+18{,}86$	$\frac{593}{h}+56{,}7$	$\frac{88{,}5}{h}+3{,}14$
Вільха	$\frac{10029}{h}+14{,}36$	$\frac{1414{,}1}{h}+40{,}95$	$\frac{63{,}461}{h}+3{,}52$
Тополя	$\frac{1008}{h}+18{,}52$	$\frac{775}{h}+45{,}9$	$\frac{94{,}865}{h}+2{,}94$
Береза	$\frac{662{,}0}{h}+28{,}9$	$\frac{1290{,}0}{h}+60{,}0$	$\frac{43{,}35}{h}+4{,}80$

Національний університет
водного господарства
та природокористування

2.6. Приклади розв’язку задач до розділу

Приклад 2.1. Визначити рівень фізичного зношення громадської будівлі за наступних результатів обстеження її основних конструктивних елементів (див. табл. 2.8).

Розв’язок. Визначення рівня фізичного зношення окремих конструктивних елементів будівлі та всієї будівлі загалом доцільно виконувати в табличній формі.

Використовуючи дані табл. 2.2, знаходимо рівні зношення конструктивних елементів будівлі:

а) фундаментів

$З_{ф1}=11\times0{,}1+29\times0{,}2+32\times0{,}3+7\times0{,}4+12\times0{,}6+5\times0{,}8+4\times1=34{,}5(\%);$

б) стін і перегородок

$З_{ф2}=29\times0{,}1+11\times0{,}2+32\times0{,}3+12\times0{,}4+7\times0{,}6+5\times0{,}8+4\times1=31{,}7(\%);$

в) перекриттів

$З_{ф3}=18\times0{,}1+20\times0{,}2+23\times0{,}3+17\times0{,}4+13\times0{,}6+4\times0{,}8+5\times1=35{,}5(\%);$

г) покриття і даху

$З_{ф4}=18\times0{,}1+20\times0{,}2+23\times0{,}3+17\times0{,}4+13\times0{,}6+4\times0{,}8+5\times1=35{,}5(\%);$

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 2.8

Результати обстеження елементів будинку

№ з/п	Назва конструктивного елементу	Об'єм ділянок елементів (%) з їх відповідним технічним станом							Питома вартість елементів у загальній вартості будівлі, %
		Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Малозадовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
1	Фундамент	11	29	32	7	12	5	4	5
2	Стіни	29	11	32	12	7	5	4	38
3	Двері та вікна	18	20	23	17	13	4	5	8
4	Оздоблення	18	20	23	17	13	4	5	10
5	Електротехнічне обладнання	20	23	18	13	17	5	4	4
6	Перекриття	40	20	21	9	7	2	1	15
7	Санітарно-тех. обладнання	20	23	18	13	17	5	4	7
8	Покриття	32	11	29	7	12	4	5	5
9	Підлога	20	21	40	7	9	1	2	8

д) підлоги

$З_{ф5}=20\times0,1+23\times0,2+18\times0,3+13\times0,4+17\times0,6+5\times0,8+4\times1=35,4(\%);$

е) дверей і вікон

$З_{ф6}=40\times0,1+20\times0,2+21\times0,3+9\times0,4+7\times0,6+2\times0,8+1\times1=24,7(\%);$

є) оздоблення

$З_{ф7}=20\times0,1+23\times0,2+18\times0,3+13\times0,4+17\times0,6+5\times0,8+4\times1=35,4(\%);$

ж) санітарно-технічного устаткування

$З_{ф8}=32\times0,1+11\times0,2+29\times0,3+7\times0,4+12\times0,6+4\times0,8+5\times1=32,3(\%);$

з) електротехнічного обладнання

$З_{ф9}=20\times0,1+21\times0,2+40\times0,3+7\times0,4+9\times0,6+1\times0,8+2\times1=29,2(\%)$

та вносимо їх до табл. 2.9.

Національний університет водного господарства та природокористування

Таблиця 2.9

Рівень зношення конструктивних елементів будинку

№ з/п	Назва конструктивного елементу	Об'єм ділянок елементів (%) з їх відповідним технічним станом							Рівень зношення елементів у загальному об'ємі, %
		Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Малозадовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
1.	Фундамент	11	29	32	7	12	5	4	34,5
2.	Стіни	29	11	32	12	7	5	4	31,7
3.	Двері та вікна	18	20	23	17	13	4	5	35,5
4.	Оздоблення	18	20	23	17	13	4	5	35,5
5.	Електротехнічне обладнання	20	23	18	13	17	5	4	35,4
6.	Перекриття	40	20	21	9	7	2	1	24,7
7.	Санітарно-тех. обладнання	20	23	18	13	17	5	4	35,4
8.	Покриття	32	11	29	7	12	4	5	32,3
9.	Підлога	20	21	40	7	9	1	2	29,2

Фізичне зношення всієї будівлі вцілому визначаємо за формулою (2.1) та вносимо до табл. 2.10.

Таблиця 2.10

Рівень фізичного зношення досліджуваного будинку

№ з/п	Назва конструктивного елементу	Питоме значення вартості елементу d_i,%	Рівень зношення елементів $З_{iф}$,%	$З_{iф} \cdot d_i / 100\%$
1	**2**	**3**	**4**	**5**
1.	Фундамент	5	34,5	1,725
2.	Стіни	38	31,7	12,046
3.	Двері та вікна	8	35,5	2,84

Національний університет водного господарства та природокористування

Продовження табл. 2.10

1	2	3	4	5
4.	Оздоблення	10	35,5	3,55
5.	Електротехнічне обладнання	4	35,4	1,416
6.	Перекриття	15	24,7	3,705
7.	Санітарно-технічне обладнання	7	35,4	2,478
8.	Покриття	5	32,3	1,615
9.	Підлога	8	29,2	2,336
Разом: $\sum З_{iф} \cdot d_i / 100\%$				31,71

Висновок. Таким чином, за рівнем фізичного зношення основних конструктивних елементів та обладнання (див. табл. 2.2) дана будівля перебуває у малозадовільному стані.

Приклад 2.2. Визначити величину корозії несучих металевих конструкцій у виробничій будівлі, експлуатаційні умови якої представлені в табл. 2.11 та 2.12. Концентрація забруднення повітря складає $SO_2 = 1{,}8 мг/м^3$.

Таблиця 2.11

Тривалість впливу вологи по місяцях

Номер місяця	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Кількість годин	132	216	135	263	203	188	87	128	191	211	186	198

Таблиця 2.12

Відносна волога повітря в приміщенні

Номер місяця	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Відносна вологість повітря, %	81	82	83	73	78	85	80	82	84	85	81	83

Розв'язок. Корозію металевих конструкцій в промислових будівлях при забрудненості повітря обчислюємо за формулою (2.2), використовуючи табл. 2.11 та 2.12:

Національний університет водного господарства та природокористування

$$K = (132 \times 18 + 216 \times 19 + 135 \times 20 + 263 \times 6 + 203 \times 13 + 188 \times 24 + 87 \times 15 + 128 \times 19 + 191 \times 23 + 211 \times 24 + 186 \times 18 + 198 \times 20) \times 10^{-4} \times 37 = 142{,}11 \text{ г/м}^2.$$

Висновок. Величина корозії металевих конструкцій у виробничій будівлі за вказаних умов експлуатації складатиме *142,1г/м²* за рік.

Приклад 2.3. Визначити, як часто необхідно проводити ремонти будинку *(t_p)*, щоб забезпечити його експлуатацію протягом $T_д = 56$ *років* за умови, що зношення є постійним в часі і після кожного ремонту відновлюється його однакова доля *(1- k)= 0,85*? Допустима величина граничного зношення будинку *($q_д = 0{,}36$)* за відсутності ремонту досягається протягом $t_{пр} = 16$ *років*.

Розв'язок. Періодичність ремонтів визначаємо за формулою (2.5)

$$t_p = (t_{пр} - k \cdot T_д) / (1 - k) = (16\text{-}0{,}15 \times 56)/0{,}85 = 8{,}95 \text{ років}.$$

Висновок. Ремонти будівлі потрібно проводити періодично і не рідше як через *9* років.

Національний університет водного господарства та природокористування

Приклад 2.4. Гранична величина зношення будинку *($q_д = 0{,}36$)* досягається протягом терміну його експлуатації *66 років*. Визначити величину зношення будинку в міжремонтний період $t_p = 5{,}5$ років за постійного коефіцієнта залишкового зношення $k = 0{,}17$.

Розв'язок. Величину зношення будинку в міжремонтний період знаходимо за формулою (2.6)

$$q_p = q_д / (1 - k + k \cdot T_д / t_p) = 0{,}36/(1\text{-}0{,}17 + 0{,}17 \times 66/5{,}5) = 0{,}125.$$

Висновок. Величина зношення будинку в міжремонтний період становить *0,125* або *12,5%*.

Приклад 2.5. Міцність бетону в залізобетонних балках при обстеженні виробничої будівлі контролювали за допомогою молотка Кашкарова. Результати відповідних досліджень наведені в табл. 2.13. Вкажіть, якою була міцність бетону в одній із найбільш пошкоджених залізобетонних балок покриття на момент її обстеження?

Розв'язок. Виконаємо обробку результатів проведених досліджень. Знайдемо співвідношення діаметрів d_{bi}/d_{si} для кожного відбитку та визначимо відповідну їм міцність бетону за тарувальною таблицею

додатку Б. Результати проведених обчислень внесемо до табл. 2.14.

Таблиця 2.13

Результати експериментальних досліджень міцності бетону

№ зони		I		II		III		IV	
Діаметр відбитків на		бетоні d_b,мм	еталоні d_s,мм	d_b,мм	d_s,мм	d_b,мм	d_s,мм	d_b,мм	d_s,мм
№	1	3,4	2,7	3,8	2,9	3,8	2,8	5,0	3,4
у	2	4,8	3,2	4,2	3,0	4,0	2,9	3,9	3,0
д	3	4,0	3,0	4,6	3,3	4,0	2,8	4,3	3,2
а	4	3,8	2,8	3,8	3,3	4,7	3,4	4,0	3,0
р	5	3,8	3,0	4,0	3,0	4,8	3,6	4,0	2,9
у	6	4,0	2,9	3,6	2,6	4,0	3,2	3,8	2,9

Визначимо, яку кількість відбитків необхідно було б зробити в кожній зоні, щоб результати досліджень були достовірні. Використовуючи формулу (1.6), обчислюємо

$n_1 = 400 \times 0{,}395^2 \times (45 - 34{,}6)^2 / 39{,}37^2 = 4{,}45$, що менше $n_1 = 6$ (отже, кількість випробувань достатня);

$n_2 = 400 \times 0{,}395^2 \times (55{,}5 - 33{,}0)^2 / 39{,}28^2 = 21 > n_2 = 6$, але без відбитку № 4 маємо $n_2 = 400 \times 0{,}43^2 \times (40{,}2 - 33{,}0)^2 / 36{,}04^2 = 2{,}98 < n_2 = 5$;

$n_3 = 400 \times 0{,}395^2 \times (46 - 31{,}35)^2 / 36{,}88^2 = 10{,}1 > n_3 = 6$, але без відбитку № 6 маємо $n_3 = 400 \times 0{,}43^2 \times (38{,}6 - 31{,}35)^2 / 35{,}07^2 = 3{,}18 < n_3 = 5$;

$n_4 = 400 \times 0{,}395^2 \times (41{,}0 - 29{,}15)^2 / 36{,}28^2 = 6{,}85 > n_3 = 6$, але без відбитку № 1 маємо $n_4 = 400 \times 0{,}43^2 \times (41{,}0 - 34{,}6)^2 / 37{,}64^2 = 2{,}15 < n_4 = 5$.

Таким чином, відбитки № 4 у зоні II, № 6 у зоні III, № 1 у зоні IV будемо вважати анормальними і у подальших обчисленнях враховувати не будемо. Для кожної зони знайдемо співвідношення $\Sigma d_{bi} / \Sigma d_{si}$ без врахування зазначених відбитків, та визначимо відповідну їм міцність бетону (R_m). Результати цих обчислень теж внесені до табл. 2.14.

Середня кубова міцність бетону балки складатиме

$$R_i = \Sigma R_{mi} / n = (39{,}0 + 35{,}8 + 35{,}4 + 37{,}8) / 4 = 37 МПа.$$

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 2.14

Міцність бетону в характерних зонах балки

№ зони		I		II		III		IV	
Основні параметри		$\frac{d_{bi}}{d_{si}}$	R_i, МПа	$\frac{d_{bi}}{d_{si}}$	R_i, МПа	$\frac{d_{bi}}{d_{si}}$	R_i, МПа	$\frac{d_{bi}}{d_{si}}$	R_i, МПа
№	1	1,26	45,0	1,31	40,2	1,36	36,2	1,47*	29,15*
у	2	1,34	37,8	1,40	33,0	1,38	34,6	1,30	41,0
д	3	1,33	38,6	1,39	33,8	1,43	31,35	1,34	38,8
а	4	1,36	36,2	1,15*	55,5*	1,38	34,6	1,33	38,6
р	5	1,27	44,0	1,33	38,6	1,33	38,6	1,38	34,6
у	6	1,38	34,6	1,38	34,6	1,25*	46,0*	1,36	36,2
$\Sigma d_{bi} / \Sigma d_{si}$		1,325		1,365		1,372		1,34	
$R_m, МПа$		39,0		35,8		35,4		37,8	

Примітки: * так позначені анормальні (випадкові) результати випробувань.

Тоді клас бетону балки на момент обстеження становить

$$B_\tau = R_m(1 - 1{,}64 \cdot \upsilon) = 37(1 - 1{,}64 \cdot 0{,}046) = 34МПа,$$

де υ - коефіцієнт варіації міцності бетону, який дорівнює

$$\upsilon = S/R_m = \sqrt{\Sigma(R_{mi} - R_m)^2 / (n-1)} / R_m =$$

$$= \sqrt{[(39-37)^2 + (35{,}8-37)^2 + (35{,}4-37)^2 + (37{,}8-37)^2] / (4-1)} /$$

$$/ 37 = 0{,}046.$$

Висновок. Середня кубова міцність та клас бетону балки на момент її обстеження становили відповідно $R_i = 37МПа$, та $B_\tau = 34МПа$.

Приклад 2.6. З`ясовуючи причини виникнення аварії, міцність бетону залізобетонної балки визначали за допомогою приладу ГПНВ-5 шляхом висмикування розтискного конусного анкера. Результати відповідних досліджень наведені в табл. 2.15. Якою була міцність бетону балки на момент її руйнування?

Розв'язок. За отриманими відліками манометра приладу ГПНВ-5 по спеціальній тарувальній таблиці додатку В визначаємо виривне

Національний університет
зусилля для кожного анкера та вносимо його до табл. 2.15. Середнє виривне зусилля анкера в кожній досліджуваній зоні рівне, відповідно

$$P_I = \Sigma P_i / n = (26,2+29,5+27,9)/3 = 27,9\ кН;$$

$$P_{II} = (31,0+29,3+28,6)/3 = 29,6\ кН;$$

$$P_{III} = (28,8+25,5+26,4)/3 = 26,9\ кН;$$

$$P_{IV} = (31,2+27,1+31,9)/3 = 30,1\ кН.$$

Таблиця 2.15

Результати експериментальних досліджень міцності бетону

№ зони	I			II			III			IV		
№ досліду	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Відліки за манометром, *атм (кгс/см²)*	98	112	105	118	111	108	109	95	99	119	102	122
Виривне зусилля, *кН*	26,2	29,5	27,9	31,0	29,3	28,6	28,8	25,5	26,4	31,2	27,1	31,9

Національний університет водного господарства та природокористування

Використовуючи формулу (1.8) та табл. 1.4, знаходимо міцність бетону в кожній зазначеній зоні

$R_I = 1 \times 0,85 \times 27,9 = 23,7\ МПа$; $R_{II} = 1 \times 0,85 \times 29,6 = 25,2\ МПа$;

$R_{III} = 1 \times 0,85 \times 26,9 = 22,9\ МПа$; $R_{IY} = 1 \times 0,85 \times 30,1 = 25,6\ МПа$

та її середнє значення для балки в цілому

$$R_m = \Sigma R_i / n = (23,7+25,2+22,9+25,6)/4 = 24,35\ МПа.$$

Висновок. Середня кубова міцність бетону балки на момент її руйнування складала $R_m = 24,35\ МПа$.

Приклад 2.7. В табл.2.16 наведені результати дослідження твердості металу за Брінеллем. Визначте границю міцності металу на розрив, якщо діаметр кульки складав *D=10мм,* а навантаження на дослідний зразок було прийняте рівним *P=30кН*.

Таблиця 2.16

Результати експериментальних досліджень твердості металу

№ зони	I			II			II		
№ удару	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Діаметр відбитку, d мм	5,8	5,9	5,85	5,75	5,8	5,9	5,7	5,65	5,75

Розв'язок. Середні діаметри відбитків на металі в досліджуваних зонах склали, відповідно

$$d_I = \Sigma d_i / n = (5{,}8+5{,}9+5{,}85)/3 = 5{,}85 \text{ мм};$$

$$d_{II} = (5{,}75+5{,}8+5{,}9)/3 = 5{,}82 \text{ мм}; \quad d_{III} = (5{,}7+5{,}65+5{,}75)/3 = 5{,}7 \text{ мм}.$$

Число твердості матеріалу в кожній із зазначених зон за формулою (2.7) становить

$$HB_I = 2 \cdot 30000 / (3{,}14 \cdot 10 \cdot (10 - \sqrt{10^2 - 5{,}85^2})) = 1011 \text{ МПа};$$

$$HB_{II} = 2 \cdot 30000 / (3{,}14 \cdot 10 \cdot (10 - \sqrt{10^2 - 5{,}82^2})) = 1023 \text{ МПа};$$

$$HB_{III} = 2 \cdot 30000 / (3{,}14 \cdot 10 \cdot (10 - \sqrt{10^2 - 5{,}7^2})) = 1071 \text{ МПа}.$$

Границя міцності металу на розрив в досліджуваних зонах за формулою (2.8) складатиме, відповідно

$$R_{u,I} = 0{,}35 \cdot HB = 0{,}35 \cdot 1011 = 353{,}9 \text{ МПа};$$

$$R_{u,II} = 0{,}35 \cdot 1023 = 358{,}1 \text{ МПа}; \quad R_{u,III} = 0{,}35 \cdot 1071 = 374{,}9 \text{ МПа},$$

а її середнє значення буде рівним

$$R_u = \Sigma R_i / n = (353{,}9 + 358{,}1 + 374{,}9) / 3 = 362{,}3 \text{ МПа}.$$

Висновок. Середнє значення міцності металу на розрив за результатами неруйнівних випробувань складає $R_u = 362{,}3 \text{МПа}$.

Приклад 2.8. В табл. 2.17 наведені результати дослідження ударної твердості вільхи (d_1 та d_2) з природною вологістю *29%* за методом Пєвцова. Необхідно визначити границю міцності деревини на стиск уздовж волокон $R_{c,n}$ за стандартної вологості.

Таблиця 2.17

Результати досліджень ударної твердості деревини

№ зони		I					II				
№ досліду		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Діаметри відбитків	d_1	7,89	7,94	7,77	7,86	8,06	7,68	7,82	7,90	7,80	7,95
	d_2	9,69	9,72	9,89	9,76	9,85	9,79	9,98	9,88	9,74	9,64
Середній геомет-ричний діаметр відбитку	d, *мм*	8,79	8,83	8,83	8,81	8,96	8,74	8,90	8,89	8,77	8,80

Розв'язок. Середній геометричний діаметр кожного відбитку в досліджуваних зонах визначаємо за формулою (2.10) та вносимо до табл. 2.17.

Усереднені значення геометричного діаметру відбитків в досліджуваних зонах рівні, відповідно

$$d_I = \Sigma d_i / n = (8{,}79 + 8{,}83 + 8{,}83 + 8{,}81 + 8{,}96)/5 = 8{,}84 \text{ мм};$$

$$d_{II} = (8{,}74 + 8{,}90 + 8{,}89 + 8{,}77 + 8{,}80)/5 = 8{,}82 \text{ мм}.$$

Середню ударну твердість вільхи за природної вологості в зазначених зонах визначаємо за формулою (2.11)

$$H^y_{w,I} = 406{,}25 / d_I^2 = 406{,}25 / 8{,}84^2 = 5{,}20 \text{ МПа};$$

$$H^y_{w,II} = 406{,}25 / 8{,}82^2 = 5{,}22 \text{ МПа},$$

а середню ударну твердість вільхи за стандартної вологості в досліджуваних зонах знайдемо за формулою (2.12)

$$H^y_{12,I} = H^y_w \left[1 + \alpha \cdot (W - 12)\right] = 5{,}20 \cdot (1 + 0{,}025 \cdot (29 - 12)) = 7{,}41 \text{ МПа};$$

$$H^y_{12,II} = 5{,}22 \cdot (1 + 0{,}025 \cdot (29 - 12)) = 7{,}44 \text{ МПа}.$$

Міцність вільхи на стиск здовж волокон за стандартної вологості в зазначених зонах визначаємо за формулами табл. 2.6

$$R_{c,nI} = 4{,}1 H^y_{12} - 1{,}4 = 4{,}1 \cdot 7{,}41 - 1{,}4 = 28{,}98 \text{МПа};$$

$$R_{c,nII} = 4{,}1 \cdot 7{,}44 - 1{,}4 = 29{,}10 \text{МПа}.$$

Середнє значення міцності вільхи на стиск здовж волокон за стандартної вологості становить

$$R_{c,n} = (28{,}98 + 29{,}10)/2 = 29{,}04 \text{МПа}.$$

Висновок. За результатами неруйнівних випробувань міцність вільхи на стиск здовж волокон при стандартній вологості складає $R_{c,n} = 29{,}04$ *МПа.*

2.7. Вправи до розділу

Вправа 2.1. Визначити рівень фізичного зношення громадської будівлі за наступних результатів обстеження його основних конструктивних елементів (див. табл. 2.18...2.26).

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 2.18

Технічний стан та питома вартість фундаментів

№ з/п	Об'єм ділянок фундаментів (%) з їх відповідним технічним станом							Питома вартість фундаментів у загальній вартості будівлі, %
	Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Мало задовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	30	20	20	10	10	5	5	8
2	26	21	23	11	14	2	3	4
3	16	24	29	13	12	4	2	5
4	28	26	24	9	9	3	1	6
5	19	23	26	12	15	1	4	7

Таблиця 2.19

1.2. Технічний стан та питома вартість стін і перегородок

№ з/п	Об'єм ділянок стін і перегородок (%) з їх відповідним технічним станом							Питома вартість стін і перегородок у загальній вартості будівлі, %
	Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Мало задовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	20	30	20	10	10	5	5	35
2	21	26	23	14	11	2	3	42
3	24	16	29	12	13	4	2	33
4	26	28	24	9	9	3	1	38
5	23	19	26	15	12	1	4	40

Таблиця 2.20

Технічний стан та питома вартість перекриття

№ з/п	Об'єм ділянок перекриттів (%) з їх відповідним технічним станом							Питома вартість перекриттів у загальній вартості будівлі, %
	Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Мало задовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	34	22	18	14	6	4	2	13
2	23	18	20	13	17	5	4	13
3	27	30	11	12	12	6	2	16
4	22	28	19	11	10	7	3	14
5	25	24	15	15	7	8	6	12

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 2.21

Технічний стан та питома вартість покриття і дахів

№ з/п	Об'єм ділянок покриття і дахів (%) з їх відповідним технічним станом							Питома вартість покриття і дахів у загальній вартості будівлі, %
	Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Мало задовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	20	30	20	10	10	5	5	6
2	23	26	21	11	14	3	2	4
3	29	16	24	13	12	2	4	5
4	24	28	26	9	9	1	3	3
5	26	19	23	12	15	4	1	4

Таблиця 2.22

Технічний стан та питома вартість підлоги

№ з/п	Об'єм ділянок підлоги (%) з їх відповідним технічним станом							Питома вартість підлоги у загальній вартості будівлі, %
	Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Мало задовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	22	18	34	6	14	2	4	8
2	18	20	23	17	13	4	5	6
3	30	11	27	12	12	2	6	10
4	28	19	22	10	11	3	7	7
5	24	15	25	7	15	6	8	9

Таблиця 2.23

Технічний стан та питома вартість дверей і вікон

№ з/п	Об'єм ділянок дверей і вікон (%) з їх відповідним технічним станом							Питома вартість дверей і вікон у загальній вартості будівлі, %
	Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Мало задовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	28	22	26	11	7	6	0	9
2	25	28	18	13	9	5	2	8
3	27	21	27	10	8	1	6	7
4	22	27	25	15	6	2	3	8
5	30	30	20	8	5	3	4	6

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 2.24

Технічний стан та питома вартість оздоблення

№ з/п	Об'єм ділянок оздоблення (%) з їх відповідним технічним станом							Питома вартість оздоблення у загальній вартості будівлі, %
	Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Мало задовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	33	27	17	6	13	1	3	7
2	21	22	29	11	7	6	4	10
3	28	25	16	7	15	3	6	9
4	23	21	26	13	6	4	7	11
5	20	20	30	10	10	5	5	8

Таблиця 2.25

Технічний стан та питома вартість санітарно-технічного устаткування

№ з/п	Об'єм ділянок санітарно-технічного устаткування (%) їх відповідним технічним станом							Питома вартість санітарно-технічного устаткування у загальній вартості будівлі, %
	Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Мало задовільний	Незадовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	22	26	28	7	11	0	6	10
2	28	18	25	9	13	2	5	8
3	21	27	27	8	10	6	1	11
4	27	25	22	6	15	3	2	10
5	30	20	30	5	8	4	3	9

Таблиця 2.26

Технічний стан та питома вартість електротехнічного обладнання

№ з/п	Об'єм ділянок електротехнічного обладнання (%) з їх відповідним технічним станом							Питома вартість електротехнічного обладнання у загальній вартості будівлі, %
	Добрий	Цілком задовільний	Задовільний	Мало задовільний	Не задовільний	Старі	Непридатні	
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	27	17	33	13	6	3	1	4
2	22	29	21	7	11	4	6	5
3	25	16	28	15	7	6	3	4
4	21	26	23	6	13	7	4	3
5	20	30	20	10	10	5	5	5

Вправа 2.2. Визначити величину корозії несучих металевих конструкцій у виробничій будівлі, експлуатаційні умови яких представлені в таблицях 2.27 та 2.28.

Таблиця 2.27

Тривалість впливу вологи на сталеві конструкції протягом року

№ з/п	Тривалість впливу вологи на конструкції по місяцях τ, год.											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	133	105	219	224	140	139	162	114	228	156	191	136
2	267	173	198	141	166	156	106	168	148	203	187	150
3	145	270	160	199	206	185	79	67	178	239	183	179
4	120	301	182	173	247	134	160	76	181	192	176	124
5	189	210	167	190	159	171	81	133	168	188	204	161

Таблиця 2.28

Відносна вологість (%) та концентрація забрудненості повітря газом SO_2 (*lqN, мг/м*^{3}) у виробничих приміщеннях протягом року

№ з/п	Відносна вологість повітря в приміщеннях (%) по місяцях												SO_2, *мг/м*^{3}
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	70	72	74	76	78	80	84	86	88	90	92	94	2,5
2	71	73	78	69	81	83	85	81	85	99	96	91	10
3	93	87	76	74	76	78	70	71	77	83	86	80	80
4	81	78	73	71	69	79	75	70	75	77	80	83	30
5	96	98	94	90	95	91	82	77	81	72	76	78	140

Вправа 2.3. Визначити, як часто необхідно проводити ремонти будинку (t_p), щоб забезпечити його експлуатацію протягом T_∂ *років* за умови, що зношення є постійним в часі і після кожного ремонту відновлюється його однакова доля $(1-k)$? Допустима величина граничного зношення будинку (q_∂) за відсутності ремонту досягається протягом $t_{пр}$ років.

Таблиця 2.29

Експлуатаційні параметри будівлі

№ з/п	Термін експлуатації T_∂, років	Доля відновлення $1-k$	Експлуатація без ремонту $t_{пр}$, років
1	51	0,88	10
2	52	0,86	12
3	53	0,89	9
4	54	0,83	14
5	55	0,84	11

Національний університет
та природокористування

Вправа 2.4. Гранична величина зношення будинку $q_д$ досягнута протягом терміну його експлуатації $T_д$. Визначити величину зношення будинку в міжремонтний період t_p за постійного коефіцієнта залишкового зношення k (табл. 2.30).

Таблиця 2.30

Експлуатаційні параметри міжремонтного періоду

№ з/п	Граничне зношення $q_д$	Термін експлуатації $T_д$, років	Періодичність ремонту t_p, років	Коефіцієнт залишкового зношення k
1	0,35	69	5	0,11
2	0,32	60	7	0,13
3	0,37	73	8	0,12
4	0,34	64	6	0,15
5	0,31	72	5	0,10

Національний університет
та природокористування

Вправа 2.5. Після 4-х річної експлуатації громадської споруди були проведені обстеження її основних конструкцій. Міцність бетону в одній із колон, що мала певні початкові дефекти, визначали за допомогою молотка Кашкарова. Результати цих досліджень наведені в табл. 2.31. За якою міцністю бетону повинна уточнюватися несуча здатність вказаної колони?

Таблиця 2.31

Результати експериментальних досліджень міцності бетону

№ зони		I		II		III	
Діаметр відбитків на		бетоні d_b, *мм*	еталоні d_s, *мм*	бетоні d_b, *мм*	еталоні d_s, *мм*	бетоні d_b, *мм*	еталоні d_s, *мм*
№	1	5,6	2,9	5,4	2,8	6,0	3,1
у	2	6,5	3,3	5,9	3,0	7,4	3,6
д	3	7,6	4,0	6,9	3,6	6,3	3,2
а	4	7,1	3,6	6,4	3,2	7,3	3,7
р	5	6,1	3,2	7,0	3,4	6,8	3,4
у	6	7,4	3,8	6,1	3,2	6,8	3,3

Вправа 2.6. З`ясовуючи причини виникнення аварії, міцність бетону залізобетонної балки визначали за допомогою приладу ГПНВ-

5 шляхом висмикування (розтискного) конусного анкера. Результати відповідних досліджень наведені в табл. 2.32. Якою була міцність бетону балки на момент її руйнування?

Таблиця 2.32

Результати експериментальних досліджень міцності бетону

№ зони	I			II			III			IV		
№ досліду	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Відліки за манометром, *атм(кгс/см²)*	97	113	105	119	111	108	109	95	99	119	102	124

Вправа 2.7. Визначте міцність бетону монолітного фундаменту за діаметрами відбитків, залишених на поверхні від вдавлювання стальних кульок опорних ніжок приладу ГПНВ-5 при висмикуванні з тіла фундаменту анкерних стержнів і приведених в табл. 2.33.

Таблиця 2.33

Результати експериментальних досліджень міцності бетону

№ зони		I						II					
№ досліду		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Діаметри відбитків, *мм*	d_1	6,2	6,4	6,0	6,6	6,4	5,8	6,6	7,0	6,4	6,7	6,3	6,0
	d_2	6,8	6,6	6,3	7,0	6,0	6,1	6,8	6,6	6,0	6,1	6,7	5,7

Вправа 2.8. У табл. 2.34 наведені результати дослідження твердості металу твердоміром Брінелля. Визначте границю міцності металу на розрив, якщо діаметр кульки складав *D=10мм*, а навантаження на дослідний зразок було рівним *P=30кН*.

Таблиця 2.34

Результати експериментальних досліджень твердості металу

№ зони		I			II			III		
№ досліду		1	2	3	1	2	3	1	2	3
Діаметри відбитків, *мм*	d_1	5,8	5,9	5,85	5,75	5,8	5,9	5,7	5,65	5,75
	d_2	5,7	5,85	5,8	5,7	5,8	5,75	5,7	5,7	5,75

Вправа 2.9. В табл. 2.35 наведені результати дослідження глибини проникнення кулі у сосну за вогнепальним способом Кашкарова.

Визначте об`ємну густину та границю міцності деревини на стиск $R_{c,n}$ за природної вологості.

Таблиця 2.35

Результати дослідження глибини проникнення кулі у деревину

№ зони	I				II			
№ пострілу	1	2	3	4	1	2	3	4
Глибина проникнення кулі *h, мм*	32,5	32,1	33,1	32,0	32,3	32,7	33,4	33,7

Вправа 2.10. В табл. 2.36 наведені результати досліджень ударної твердості сосни з природною вологістю 23% за методом Пєвцова. Визначте границю міцності деревини на стиск уздовж волокон $R_{c,n}$ за стандартної вологості.

Таблиця 2.36

Результати досліджень ударної твердості деревини

№ зони		I					II				
N досліду		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Діаметри відбитків, *мм*	d_1	7,86	8,00	7,94	7,91	7,88	7,94	8,01	7,84	7,91	7,92
	d_2	8,89	9,01	8,98	8,94	8,94	8,99	9,02	8,89	8,96	8,95

Вправа 2.11. В табл. 2.37 наведені результати дослідження глибини проникнення кулі в березу за вогнепальним способом Кашкарова. Визначте об'ємну густину та границю міцності деревини на вигин $R_{u,n}$ за природної вологості.

Таблиця 2.37

Результати дослідження глибини проникнення кулі у деревину

№ зони	I				II			
№ пострілу	1	2	3	4	1	2	3	4
Глибина проникнення кулі *h, мм*	14,9	16,3	14,6	15,6	15,2	14,7	15,9	15,0

Національний університет
та природокористування

РОЗДІЛ 3. ОЦІНКА ВПЛИВУ ДЕФЕКТІВ ТА ПОШКОДЖЕНЬ

3.1. Оцінка впливу дефектів та пошкоджень на несучу здатність будівельних конструкцій

Перерахунок окремих елементів та конструкцій за фактичними параметрами та показниками, отриманими під час обстежень, виконується з метою остаточної оцінки несучої здатності будівлі чи споруди та визначення можливості її подальшої експлуатації. Здійснюють його відповідно до діючої на момент обстеження нормативної методики розрахунку за дійсними геометричними параметрами, реальними навантаженнями та фактичними фізико-механічними характеристиками матеріалів. В результаті цього визначають завищені внутрішні зусилля, деформації та переміщення і оцінюють дійсний напружено-деформований стан конструкцій [2, 9, 13, 17, 25, 39].

Несучу здатність центрально-розтягнутих елементів уточнюють за відомою формулою

$$N = \gamma_c \cdot R_t \cdot A_n = \gamma_c \cdot R_{nt} \cdot A_n / \gamma_m, \qquad (3.1)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи елементу;

γ_m - коефіцієнт надійності за матеріалом;

R_{nt} - нормативний опір матеріалу конструкції на розтяг;

A_n - площа поперечного перерізу елемента (нетто).

Коефіцієнт умов роботи елементу, що експлуатувався протягом певного часу, слід приймати з урахуванням вимог [40]. При прогнозуванні несучої здатності елементів і конструкцій у відносно нових будівлях коефіцієнт умов роботи γ_c слід приймати: для металевих елементів за п. 4.5 [40] та табл. 6 [43]; для дерев'яних – за за п. 5.5 [40] та п. 3.2 і табл. 5…8 [11]; для кам'яних – за п. 3.5 [40] та п. 3.11…3.14 [16]; в залізобетонних елементах для арматури (γ_{si}) за табл. 24…27 [3] або додатком П з урахуванням вимог п. 2.5 [40].

Коефіцієнт надійності за матеріалом γ_m необхідно приймати: для металу за п. 2.18 [34] та табл. 2 [43]; для деревини – за табл. 9 і 10 [23] або за табл. III.1 [23] чи табл. 3.1 даного посібника; бетону (γ_{bc} та

Національний університет
та природокористування

γ_{bt}) і арматури (γ_s) – відповідно, за табл. 11 і п. 6.18 [3].

Таблиця 3.1

Коефіцієнт надійності за матеріалом для деревини(сосни та ялини)

Напружений стан	Розтяг здовж волокон	Стиск здовж волокон	Поперечний згин	Сколювання здовж волокон
Значення коефіцієнта γ_m	5,5	2,2	3,8	3,3

Нормативний опір матеріалу на розтяг R_{nt} приймають безпосередньо за результатами натурних досліджень – статичних випробувань чи неруйнівного контролю. За відсутності таких результатів нормативний опір матеріалу визначається: для металевих конструкцій (R_{yn}) за табл. 51 [43]; для дерев'яних (R_{nt}) за табл. 4 і додатку 2 із [11]; для арматурної сталі в залізобетонних конструкціях (R_{sn}) за табл. 19 та 20 [3].

Для кам'яних конструкцій за будь-яких умов раціонально використовувати не нормативний, а розрахунковий опір кладки (R_t), який визначається за табл. 10…12 [16].

Це ж стосується і з'єднань металевих конструкцій. Розрахункові опори зварних стикових з'єднань (R_{wy}), розрахункові опори кутових швів зрізу з урахуванням їх роботи по металу шва ($R_{wf} \cdot \gamma_{wf}$), чи по металу межі сплавлення ($R_{wz} \cdot \gamma_{wz}$) визначають за табл. 3 і 51 [43]. Перевірку несучої здатності болтових з'єднань виконують за п. 11.6…11.11 [43].

За розрахункову площу поперечного перерізу A_n приймають: в металевих, дерев'яних та кам'яних конструкціях чисту площу перерізу (за виключенням дефектів, послаблень та пошкоджень); в залізобетонних конструкціях – загальну площу перерізу поздовжньої арматури ($\sum A_{si}$).

Під час оцінки несучої здатності зварних стикових з'єднань до розрахунку приймають площу поперечного перерізу стикового шва ($t_{min} \cdot l_w$) за п. 11.1 [43], а в кутових з'єднаннях – загальну площу

Національний університет
зрізу всіх швів по металу шва ($\beta_f \cdot k_f \cdot l_w$) чи по металу межі сплавлення ($\beta_z \cdot k_f \cdot l_w$) за п. 11.2 [43].

В багатьох випадках для оцінки стану несучих конструкцій достатньо визначити ступінь падіння їх фактичної несучої здатності N_f по відношенню до проектної N шляхом порівняння фактичних та проектних умов роботи конструкцій, опорів матеріалу, робочих площ перерізу за (3.2) без виконання повного конструктивного розрахунку

$$N_f / N = \gamma_{c,f} \cdot R_{nt,f} \cdot A_{n,f} / \gamma_c \cdot R_{nt} \cdot A_n, \qquad (3.2)$$

Несучу здатність, а точніше стійкість центрально-стиснутих металевих, дерев'яних та кам'яних конструкцій перевіряють за формулою

$$N = \gamma_c \cdot \varphi \cdot R_{nc} \cdot A / \gamma_m. \qquad (3.3)$$

Коефіцієнт умов роботи елементу γ_c та коефіцієнт надійності за матеріалом γ_m приймають за вищенаведеними вказівками.

Коефіцієнт поздовжнього згину φ визначають в залежності від гнучкості елементу: за табл. 72 [43] для металевих елементів; за табл. 18 [16] для кам'яних конструкцій; обчислюють за п. 4.3 [11] для дерев'яних конструкцій.

Нормативний опір матеріалу на стиск R_{nc} приймають за результатами натурних досліджень або визначають: аналогічно як і за розтягу для металевих конструкцій (R_{yn}); за табл. 3 і додатку 2 [11] для дерев'яних конструкцій ($R_{cr,n}$). Розрахунковий опір кам'яної кладки на стиск (R) визначають за табл. 2…9 [16]. Під час перевірки несучої здатності з'єднань металевих конструкцій розрахунковий опір матеріалу на стиск приймають аналогічним, як і для розтягу.

Для металевих, кам'яних та дерев'яних конструкцій без послаблень за розрахункову площу поперечного перерізу елемента приймають площу перерізу брутто (A). За наявності послаблень у дерев'яних конструкціях ця площа повинна визначатися за п. 4.2 [11].

Зважаючи на (3.3), ступінь падіння фактичної несучої здатності N_f у порівняння з проектною N для стиснутих елементів можна визначити за співвідношенням

$$N_f / N = \gamma_{c,f} \cdot \varphi_f \cdot R_{nc,f} \cdot A_f / \gamma_c \cdot \varphi \cdot R_{nc} \cdot A. \qquad (3.4)$$

Національний університет водного господарства та природокористування

Стосовно ж стиснутих залізобетонних елементів, то їх несуча здатність повинна визначатися по п. 3.19…3.25 [3] за дійсних або випадкових ексцентриситетів поздовжньої сили з урахуванням гнучкості. За оптимального армування ($\xi = \xi_R$) рівняння рівноваги матимуть вигляд

$$N \cdot e = R_{bn} \cdot b \cdot x(h_o - 0{,}5x) / \gamma_{bc} + R_{scn} \cdot A_s^{'}(h_o - a^{'}) / \gamma_s ; \quad (3.5)$$

$$N = R_{bn} \cdot b \cdot x / \gamma_{bc} + R_{scn} \cdot A_s^{'} / \gamma_s - R_{sn} \cdot A_s / \gamma_s . \quad (3.6)$$

Коефіцієнти надійності по бетону (γ_{bc}) та по арматурі (γ_s) слід приймати відповідно до табл. 11 та 21 [3]. Нормативні опори бетону (R_{bn}) та арматури (R_{scn} і R_{sn}) встановлюють за результатами натурних досліджень або приймають відповідно до табл. 12 та 19 і 20 [3]. Слід зауважити, що стиснуті елементи попередньо розраховують за міцністю.

Несучу здатність згинальних металевих, кам'яних та дерев'яних елементів уточнюють за відомою формулою

$$M = \gamma_c \cdot R_n \cdot W / \gamma_m . \quad (3.7)$$

Коефіцієнти умов роботи елементу γ_c та надійності за матеріалом γ_m, нормативні опори металу (R_{yn}) і деревини ($R_{cr,n}$) за згину приймають за тими ж вказівками, що і для стиснутих та розтягнутих елементів. Теж саме можна сказати про розрахунковий опір матеріалів в з'єднаннях металевих конструкцій.

Розрахунковий опір кам'яної кладки на розтяг за згину (R_{bt}) слід приймати за табл. 10…12 [16].

За розрахунковий момент опору поперечного перерізу W приймають: найменше значення моменту опору перерізу нетто ($W_{n,min}$) для металевих конструкцій; момент опору перерізу нетто (W_n) для суцільних дерев'яних елементів, а в противному випадку за п. 4.9 [11]; момент опору перерізу кладки (W) для кам'яних конструкцій.

Зважаючи на (3.7), ступінь падіння фактичної несучої здатності M_f у порівнянні з проектною M для зігнутих елементів можна визначити за співвідношенням

Національний університет водного господарства та природокористування

$$M_f / M = \gamma_{c,f} \cdot R_{n,f} \cdot W_f / \gamma_c \cdot R_n \cdot W. \quad (3.8)$$

Несучу здатність згинальних залізобетонних елементів перевіряють за нормативною методикою [3] з двох рівнянь рівноваги $\Sigma N_x = 0$ та $\Sigma M_s = 0$. Зокрема, для прямокутних, таврових та двотаврових елементів за умови $\xi = x / h_o \le \xi_R$ вони матимуть вигляд:

$$M = R_{bn} \cdot b \cdot x(h_o - 0{,}5x) / \gamma_{bc} + R_{bn}(b_f^{'} - b) \cdot h_f^{'}(h_o - 0{,}5h_f^{'}) /$$

$$/ \gamma_{bc} + R_{scn} \cdot A_s^{'}(h_o - a^{'}) / \gamma_s; \quad (3.9)$$

$$(R_{bn} bx + R_{bn}(b_f^{'} - b) \cdot h_f^{'}) / \gamma_{bc} = (R_{sn} \cdot A_s + R_{scn} \cdot A_s^{'}) / \gamma_s. \quad (3.10)$$

3.2. Оцінка корозійних пошкоджень елементів металевих конструкцій з суцільною стінкою

Національний університет водного господарства та природокористування

Вплив корозійних пошкоджень на несучу здатність металевих елементів в більшості випадків враховують через зменшення розрахункових геометричних характеристик їх поперечного перерізу.

При рівномірному корозійному зношенні елементів розрахункову площу та момент опору їх поперечного перерізу дозволяється визначати за формулами

$$A_{ef} = A_o \cdot (1 - \delta_k \cdot k_{sa}); \quad (3.11)$$

$$W_{ef} = W_o \cdot (1 - \delta_k \cdot k_{sw}), \quad (3.12)$$

де A_o - площа поперечного перерізу елементу без урахування корозійних пошкоджень;

W_o - момент опору елемента без урахування корозійних пошкоджень;

k_{sa} - коефіцієнт злитності перерізу, рівний відношенню периметру, що контактує з середовищем, до площі поперечного перерізу (величину коефіцієнта можна приймати наближено для: кутиків - $2/t$; замкнутих профілів $-1/t$; швелерів і двотаврів – $4/(t+d)$, тут t і d товщини полиці та стінки профілю);

Національний університет водного господарства та природокористування

k_{sw} - коефіцієнт зміни моменту опору внаслідок корозійного зношення, приймають за табл. 1 додатку 4 [34];

δ_k - величина проникнення корозії (приймається рівною: за односторонньої корозії замкнутих профілів – $\delta = t_o - t_k$, за двохсторонньої корозії відкритих профілів – $\delta / 2$).

Стиснуті сталеві елементи із суцільною стінкою, що мають загальне викривлення, слід розраховувати як відцентрово стиснуті. Відмінність у роботі таких стержнів порівняно з відцентрово стиснутими рекомендується враховувати множенням величини викривлення f_o в початковому (ненавантаженому) стані на коефіцієнт k переходу від максимального викривлення до еквівалентного ексцентриситету.

Умовну гнучкість стержня в площині викривлення та напругу в ньому на момент визначення викривлень обчислюємо за формулами

$$\lambda_1 = \frac{l_o}{i_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \qquad (3.13)$$

$$\sigma' = N_o / A_{ef} \le \pi^2 \cdot E / \lambda_1^2, \qquad (3.14)$$

де i_{ef} - приведене значення радіусу інерції пошкодженого елемента (за розрахунковими A_{ef} та W_{ef});

l_o - розрахункова довжина пошкодженого елемента;

N_o - (навантаження) зусилля в елементі на момент обстеження;

R_y і E - розрахунковий опір та модуль пружності сталі.

Понижуючий коефіцієнт для викривлення та саму величину викривлення стержня в ненавантаженому стані знаходимо за формулами

$$\phi_o = 1 - 0{,}1 \cdot \lambda_1^2 \cdot \sigma' / R_y; \qquad (3.15)$$

$$f_o = \phi_o \cdot f'_{из}, \qquad (3.16)$$

де $f'_{из}$ - повна величина викривлення стержня, виміряна при завантаженні стержня силою N_o .

Відносне викривлення в ненавантаженому стані (відносний

Національний університет водного господарства та природокористування

ексцентриситет), коефіцієнт переходу від максимального викривлення до еквівалентного ексцентриситету та сам еквівалентний ексцентриситет визначаємо за формулами відповідно

$$m_f = f_o \cdot A_{ef} / W_{ef}; \tag{3.17}$$

$$k = 0{,}82 + 0{,}1 \cdot \sqrt{\eta \cdot m_f} / \lambda_1; \tag{3.18}$$

$$m_{ef} = k \cdot \eta \cdot m_f, \tag{3.19}$$

де η - коефіцієнт впливу перерізу, відповідно до табл. 73 [43] обчислюється за формулою

$$\eta = (1{,}75 - 0{,}1 \cdot m_f) - 0{,}02 \cdot (5 - m_f) \cdot \lambda_1. \tag{3.20}$$

Перевірку стійкості відцентрово стиснутих стержнів із суцільною стінкою слід виконувати за формулою (51) [43]

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A_{ef}} \le R_y \cdot \gamma_c, \tag{3.21}$$

Національний університет водного господарства та природокористування

де φ_e - коефіцієнт зниження несучої здатності, що визначається по табл. 74 [43] за умовною гнучкістю λ_1 та еквівалентним ексцентриситетом m_{ef};

γ_c - коефіцієнт умов роботи, що приймається за [43].

3.3. Оцінка стійкості елементів металевих ферм зі спарених кутиків з місцевими дефектами

Перевірку стійкості стержнів зі спарених кутиків, що мають окрім просторового викривлення осі ще і місцеві дефекти у вигляді вирізів або локальної зігнутості полиць (рис. 3.1), рекомендується виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{uo} \cdot k_{oc} \cdot A_o} \le R_y \cdot \gamma_c, \tag{3.22}$$

де φ_{uo} - коефіцієнт зниження несучої здатності, що визначається за табл. 3…5 додатку 4 [34] у залежності від умовної гнучкості стержня в площині симетрії перерізу

Національний університет
водного господарства
та природокористування

$$\overline{\lambda}_x = \frac{l_{ox}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \qquad (3.23)$$

Для цього необхідно визначити величини відносних викривлень в площинах X і Y відповідно

$$u_o = \frac{f_{xo}}{l_{ox}} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \qquad \upsilon_o = \frac{f_{yo}}{l_{oy}} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \qquad (3.24)$$

де f_{xo} і f_{yo} - величини викривлень стержня, виміряні в напрямку осей X і Y;

l_{ox} і l_{oy} - розрахункові довжини пошкодженого стержня в напрямку тих же осей X і Y.

За відносними величинами локальної зігнутості полиць (довжини l_m та величини вигину f_m)

$$\overline{l_m} = l_m / b; \qquad \overline{f_m} = f_m / b, \qquad (3.25)$$

по табл. 8 додатку 4 [34] визначаємо відносні величини крайового послаблення кутиків $\overline{l_{oc}}$ та $\overline{b_{oc}}$, а за формулою (3.26) знаходимо еквівалентні розміри зазначеного ослаблення

$$l_{oc} = \overline{l_{oc}} \cdot b; \qquad b_{oc} = \overline{b_{oc}} \cdot b. \qquad (3.26)$$

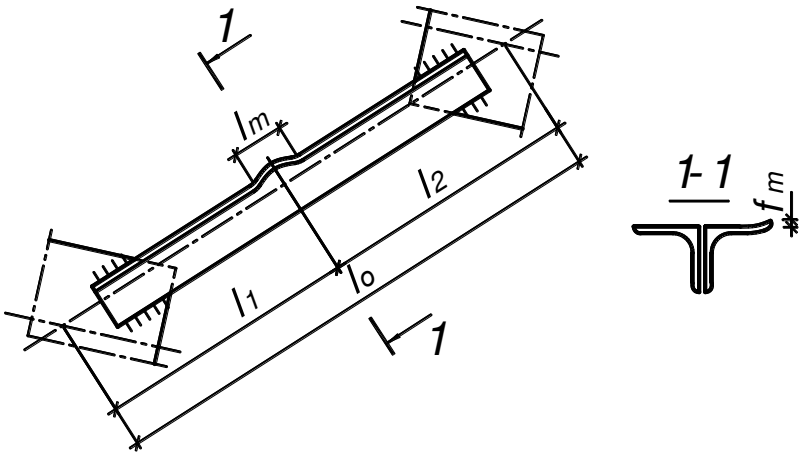


Рис.3.1. Локальні пошкодження стиснутого розкосу металевої ферми

Національний університет

Кут нахилу та абсолютну величину сумарного вигину обчислюємо за формулами (3.27) і (3.28) відповідно

$$tg\,v = f_{xo} / f_{yo}; \tag{3.27}$$

$$f_o = \sqrt{u_o^2 + \upsilon_o^2}. \tag{3.28}$$

По табл. 7 додатку 4 [34] за визначеними параметрами $tg\,v$ і f_k знаходимо коефіцієнт ослаблення перерізу k_{oc}, що входить до формули (3.22), та перевіряємо виконання вищезгаданої умови стійкості.

3.4. Оцінка стійкості наскрізних стержнів

Розрахунок стійкості наскрізних стержнів в площині з'єднувальної решітки необхідно виконувати за загальною формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot \varphi_{вім} \cdot A_o} \le R_y \cdot \gamma_c, \tag{3.29}$$

Національний університет водного господарства та природокористування

де φ - коефіцієнт, що характеризує стійкість наскрізного стержня в цілому;

$\varphi_{вім}$ - коефіцієнт, що враховує особливості роботи вітки на ділянках між вузлами з'єднувальної решітки.

Вплив загальних викривлень наскрізного стержня враховується при визначенні коефіцієнта φ за пп. 2.40…2.41 [34]:

через функцію умовної приведеної гнучкості при центральному стиску

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\varphi_{вім} \cdot R_y / E}; \tag{3.30}$$

через функцію умовної приведеної гнучкості (3.30) та відносного ексцентриситету при відцентровому стиску вітки

$$m = e \cdot A_o a_c / I, \tag{3.31}$$

де a_c - відстань від головної осі перерізу, перпендикулярної площині згину, до осі найбільш стиснутої вітки.

Вплив локальних дефектів і пошкоджень (прогинів віток та решітки, вирізів, розцентрувань тощо), що змінюють умови роботи окремих віток, враховується при визначенні коефіцієнта $\varphi_{вім}$, який

слід приймати за п. 2.41 [34] в залежності від гнучкості окремої вітки на ділянці між вузлами з'єднувальної решітки у випадку, якщо вітка працює на центральний стиск, та у функції умовної гнучкості $\overline{\lambda}_{вiт}$ і приведеного відносного ексцентриситету m_{ef} для стиснуто зігнутої вітки. Значення m_{ef} приймаються з урахуванням нижчевказаних вимог.

Для двовіткових колон з вітками двотаврового та швелерного перерізу, що працюють на центральний стиск, коефіцієнт $\varphi_{вiт}$ за п. 2.40 [34] необхідно домножувати на коефіцієнт, який приймають рівним $\nu_o = 1{,}1$ при $\overline{\lambda}_{вiт} > 2{,}5$ або при $\overline{\lambda}_{вiт} \le 2{,}5$ визначають за формулою

$$\nu_o = 1 + 0{,}04 \cdot \overline{\lambda}_{вiт} , \qquad (3.32)$$

де $\overline{\lambda}_{вiт}$ - умовна гнучкість вітки на ділянці між вузлами з'єднувальної решітки.

Для решітчастих колон виробничих будівель за відсутності пошкоджень елементів решітки дозволяється приймати $\lambda_{ef} = \lambda$.

Стиснуті наскрізні елементи сталевих конструкцій у разі їх загального викривлення в площині з'єднувальної решітки (рис. 3.2) слід розраховувати аналогічно до елементів із суцільною стінкою (див. п. 2.35 [34]). Поправочний коефіцієнт k до відносного ексцентриситету обчислюється за формулою

$$k = 0{,}8 + 0{,}25 \cdot \sqrt{m} \,/\, \overline{\lambda}_{ef} . \qquad (3.33)$$

Перевірку стійкості наскрізного стержня, що має місцеве викривлення вітки або її послаблення на ділянці між вузлами з'єднувальної решітки, слід виконувати за формулою (3.29) з урахуванням вищенаведених вимог. Для наскрізних стержнів з дефектами, що зменшують площу поперечного перерізу вітки, в розрахунок необхідно вводити геометричні характеристики чистого перерізу (нетто).

Несуча здатність наскрізного стержня з дефектами та пошкодженнями розкосів оцінюється перевіркою стійкості наскрізного стержня в цілому та додатковою перевіркою несучої здатності пошкодженого (дефектного) розкосу зокрема. При цьому

для розкосів з одиничних кутиків у формулу (3.22) підставляються значення коефіцієнта φ_{uv} за табл. 6 додатку 4 [34].

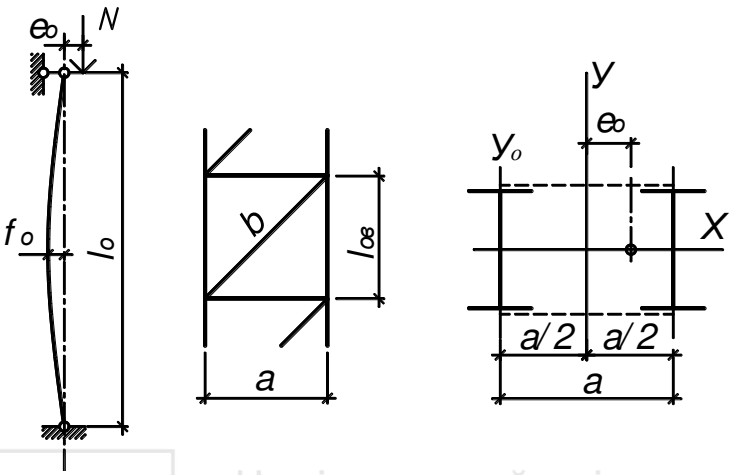


Рис.3.2. До оцінки стійкості наскрізних стержнів при загальному викривленні

У випадку невиконання умови стійкості для пошкодженого розкосу необхідно вважати, що він не бере участі в роботі і поперечна сила сприймається вітками, що працюють на згин. При цьому коефіцієнт $\varphi_{вім}$ у формулі (3.29) повинен визначатися як для стиснуто-зігнутого елементу. Приведений відносний ексцентриситет для визначення $\varphi_{вім}$ дозволяється знаходити в залежності від максимального згинаючого моменту в вітці $M_{вім}$, що обчислюється за формулою

$$M_{вім} = Q \cdot l_{вім} / 4, \qquad (3.34)$$

де Q - поперечна сила в наскрізному стержні;

$l_{вім}$ - довжина вітки, що приймається рівною відстані між вузлами з'єднувальної решітки.

Якщо несуча здатність розкосів не забезпечується в двох або більше суміжних панелях, експлуатація наскрізного стержня не допускається незалежно від результатів інших перевірок!

Стійкість наскрізних стержнів з дефектами виготовлення у вигляді розцентрування розкосів (рис. 3.3) необхідно перевіряти за

Національний університет
водного господарства
та природокористування

формулою (3.29), при цьому коефіцієнт $\varphi_{вiт}$ слід визначати як для стисуто-зігнутого елементу з урахуванням величини згинаючого моменту $M_{вiт}$

$$M_{вiт} = Q \cdot t \cdot k_p / k_{ж}, \qquad (3.35)$$

де t - величина розцентрування розкосів, рівна половині відстані між сусідніми перетинами осей розкосів з віссю вітки (рис. 3.3);

k_p - коефіцієнт, що враховує вплив ступеню його розцентрування $\chi = t / l_1$ (l_1 - проекція розкосу на вітку), приймають за формулою

$$k_p = 1 + \chi, \qquad (3.36)$$

$k_{ж}$ - коефіцієнт, що враховує вплив жорсткості суміжних розкосів, визначається за формулою

$$k_p = 1 + 0{,}5 \cdot I_{\Sigma} / I_{вiт}, \qquad (3.37)$$

де I_{Σ} - сума погонних жорсткостей елементів решітки, що прилягають до вузла;

$I_{вiт}$ - погонна жорсткість вітки.

Для колон каркасу промислових будівель у формулі (3.35) допускається приймати відношення $k_p / k_{ж} = 1$.

При визначенні коефіцієнта $\varphi_{вiт}$ необхідно враховувати форму епюри згинаючих моментів по довжині вітки між вузлами з'єднувальної решітки.

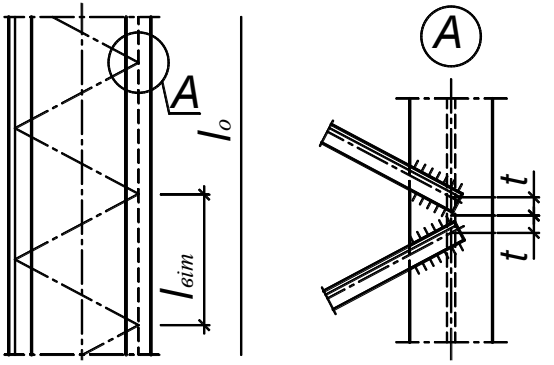


Рис.3.3. Місцеві дефекти наскрізних стержнів

Національний університет водного господарства та природокористування

3.5. Приклади розв'язку розрахунку до розділу

Приклад 3.1. При обстеженні ряду багатопустотних плит типу *ПК60.12-3АIIIв* в них були виявлені окремі дефекти. В одній із плит верхня зона, зруйнована під час витягування пуансонів, була заповнена неущільненим бетоном і практично виключилася із роботи (рис. 3.4). В другій плиті фактичне положення арматурних каркасів відхилялося від проектного, внаслідок чого захисний шар бетону для робочої арматури зріс від *20мм* до *40мм*. Який із вказаних дефектів більш суттєво вплинув на несучу здатність плит, виготовлених із бетону класу *B25* ($R_b = 14{,}5 МПа$)?

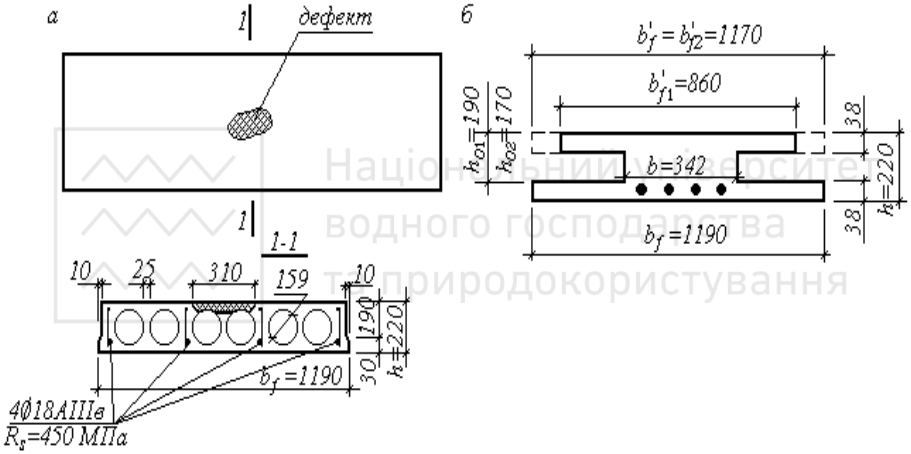


Рис.3.4. До оцінки якості виготовлення багатопустотних плит: *а* – загальний вигляд плити з дефектом; *б* – реальний розрахунковий переріз плити

Розв'язок. В плитах подібного типу нейтральна лінія, як правило, завжди проходить в полиці. Тому розрахунок цих плит виконуємо як прямокутних елементів з розмірами $b'_f \times h_o$. Висота стиснутої зони бетону в проектній плиті і в плиті з другим дефектом однакова та за умовою (3.10) становить

$$x = x_2 = R_s A_s / (R_b \cdot b'_{f2}) = 450 \cdot 1018 / (14{,}5 \cdot 1170) = 27 мм < x_R =$$

$$= \xi_R \cdot h_{o2} = 0{,}563 \cdot 170 = 95{,}7 мм,$$

де $\xi_R = 0{,}563$ - за додатком Л, $A_s = 1018 мм^2$ - за додатком М.

Висота стиснутої зони бетону в плиті з першим дефектом рівна

$$x_1 = R_s \cdot A_s /(R_b \cdot b'_{f1}) = 450 \cdot 1018/(14{,}5 \cdot 860) = 36{,}7 мм < h'_f = 38 мм.$$

Тоді ступінь падіння несучої здатності вищезазначених плит із-за допущених дефектів складає відповідно

$$M_1 / M = R_b \cdot b'_{f1} \cdot x_1 \cdot (h_{o1} - x_1 / 2)/(R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_o - x / 2)) =$$
$$= 860 \cdot 36{,}7 \cdot (190 - 36{,}7 / 2)/(1170 \cdot 27 \cdot (190 - 27 / 2)) = 0{,}97,$$

$$M_2 / M = R_b \cdot b'_{f2} \cdot x_2 (h_{o2} - x_2 / 2)/(R_b \cdot b'_f \cdot x (h_o - x / 2)) =$$
$$= (h_{o2} - x_2 / 2)/(h_o - x / 2) = (170 - 27 / 2)/(190 - 27 / 2)) = 0{,}88.$$

Висновок. Таким чином, несуча здатність плити з першим дефектом на 3%, а плити з другим дефектом на 12% менші за несучу здатність типової плити.

Приклад 3.2. Під час обстеження одного з виробничих об'єктів було виявлено, що металеві ферми покриття із труб отримали значні корозійні пошкодження. Визначте, як сильно змінилася несуча здатність найбільш розтягнутого розкосу ферми (D = 57*мм*, d =45*мм*), враженого корозією на глибину δ = 1,5 *мм* по зовнішньому периметру (рис.3.5)? Елементи ферми виготовлені із сталі класу Вст3кп2 ($R_y = 225 МПа$).

Розв'язок. Оскільки вищезгаданий елемент ферми працював за стандартних умов експлуатації без зміни міцнісних характеристик матеріалу, то звідси випливає, що $\gamma_{c,f} = \gamma_c$ та $R_{y,f} = R_y$. В такому випадку, несуча здатність центрально розтягнутого сталевого елементу, відповідно до умови (3.2), буде змінюватися лише за рахунок площі його поперечного перерізу

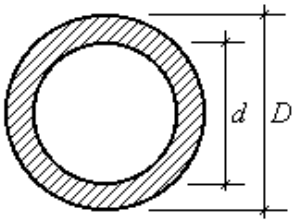


Рис.3.5. Поперечний переріз найбільш розтягнутого розкосу

Національний університет водного господарства та природокористування

$$N_f / N = \gamma_{c,f} \cdot R_{y,f} \cdot A_{n,f} / (\gamma_c \cdot R_y \cdot A_n) = A_{n,f} / A_n =$$

$$= \frac{(D - 2 \cdot \delta)^2 - d^2}{D^2 - d^2} = \frac{(57 - 2 \cdot 1{,}5)^2 - 45^2}{57^2 - 45^2} = 0{,}73.$$

Висновок. Внаслідок корозійного пошкодження початкова площа поперечного перерізу та несуча здатність найбільш розтягнутого розкосу металевої ферми знизилась на 27%.

Приклад 3.3. Контроль якості виготовлення клеєдощатої балки показав, що один з швів має значні непроклеювання (рис.3.6). Визначте ступінь впливу вказаного дефекту на несучу здатність балки. Матеріал балки – сосна ($R_{cr} = 14МПа$).

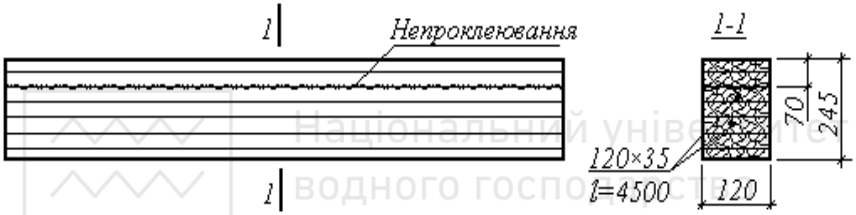


Рис.3.6. Загальний вигляд клеєдощатої балки з дефектом

Розв'язок. Зважаючи на відсутність інформації про відхилення фактичної міцності матеріалу балки від проектної, можна прийняти, що $\gamma_{c,f} = \gamma_c$ та $R_{cr,f} = R_{cr}$. За таких обставин, фактична несуча здатність згинального елемента може відрізнятися від проектної лише завдяки зміні реальних геометричних характеристик його поперечного перерізу. Тому, за умовою (3.8) матимемо

$$M_f / M = \gamma_{c,f} \cdot R_{cr,f} \cdot W_f / (\gamma_c \cdot R_{cr} \cdot W) = W_f / W =$$

$$= (h_1^2 + h_2^2) / h^2 = (70^2 + 175^2) / 245^2 = 0{,}59.$$

Висновок. Таким чином, із-за допущеного заводського дефекту, фактична несуча здатність клеєдощатої дерев'яної балки знизилась у порівнянні з проектною на 41%.

Приклад 3.4. Розтягнута підвіска дерев'яної ферми виготовлена із дошки перерізом $c \times h_1 = 50 \times 170мм$ та прикріплена цвяхами до

верхнього поясу, виконаного з двох дощок $a \times h_2 = 40 \times 220 мм$. В з′єднанні замість 18 проектних цвяхів ($d = 5 мм; l = 150 мм$) використали 20 цвяхів ($d_f = 4 мм; l_f = 150 мм$). Чи відбулось послаблення зазначеного з'єднання?

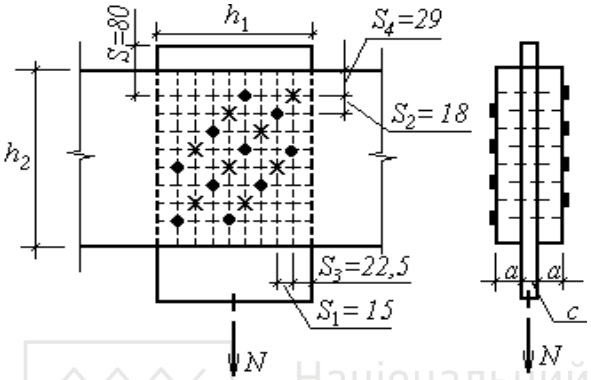


Рис.3.7. Нагельне з'єднання

Розв'язок. Діючі нормативні документи обмежують несучу здатність подібного з'єднання трьома випадками [11]: зминанням деревини середнього елемента, зминанням деревини крайнього елемента та згином самого нагеля. Проектна несуча здатність одного нагеля за вищевказаними умовами повинна становити відповідно:

$$T_1 = 0{,}5 \cdot c \cdot d = 0{,}5 \cdot 5 \cdot 0{,}5 = 1{,}25 кН;$$

$$T_2 = 0{,}8 \cdot a \cdot d = 0{,}8 \cdot 4 \cdot 0{,}5 = 1{,}6 кН;$$

$$T_3 = 2{,}5 \cdot d^2 + 0{,}01 \cdot a^2 = 2{,}5 \cdot 0{,}5^2 + 0{,}01 \cdot 4^2 = 0{,}785 кН \text{ і не}$$

$$\text{більше } T_3 = 4 \cdot d^2 = 4 \cdot 0{,}5^2 = 1{,}0 кН.$$

Фактична ж несуча здатність одного нагеля за вищезгаданими випадками склала

$$T_{f1} = 0{,}5 \cdot c \cdot d_f = 0{,}5 \cdot 5 \cdot 0{,}4 = 1{,}0 кН;$$

$$T_{f2} = 0{,}8 \cdot a \cdot d_f = 0{,}8 \cdot 4 \cdot 0{,}4 = 1{,}28 кН;$$

$$T_{f3} = 2{,}5 \cdot d_f^2 + 0{,}01 \cdot a^2 = 2{,}5 \cdot 0{,}4^2 + 0{,}01 \cdot 4^2 = 0{,}56 кН \text{ і не}$$

$$\text{більше } T_{f3} = 4 \cdot d_f^2 = 4 \cdot 0{,}4^2 = 0{,}64 кН.$$

Національний університет водного господарства та природокористування

Порівняємо фактичну несучу здатність даного з'єднання з проектною

$$N_f / N = n_{f,ш} \cdot n_{f,н} \cdot T_{f,min} /(n_{ш} \cdot n_{н} \cdot T_{min}) =$$
$$= 2 \cdot 20 \cdot 0{,}56 /(2 \cdot 18 \cdot 0{,}785) = 0{,}79.$$

Висновок. Допущені відхилення призвели до падіння несучої здатності нагельного з'єднання. Ступінь послаблення зазначеного з'єднання елементів ферми складає 21%.

Приклад 3.5. Внутрішні центрально стиснуті колони виробничої будівлі виконані із глиняної цегли пластичного пресування. Однак при обстеженні було виявлено, що замість проектної марки *М 100* використана цегла марки *М 75*, а замість розчину з проектною маркою *М 50* – розчин марки *М 25*. Визначте, як сильно вплинули допущені порушення проекту на несучу здатність колон перерізом *380×380мм* з розрахунковою довжиною *3,5м*.

Розв'язок. Незважаючи на виявлені відхилення від проекту, пружна характеристика кладки, коефіцієнт поздовжнього згину колон та вплив тривалих навантажень на їх прогин залишились незмінними: $\alpha_f = \alpha = 1000$ - для кладки з глиняної цегли пластичного пресування на розчинах *М 200…25* за табл. 15 [16];

$\varphi_f = \varphi = 0{,}896$ при $\lambda_h = l / h = 3500 / 380 = 9{,}2$ за табл. 18 [16];

$m_{g,f} = m_g = 1{,}0$ за п. 4.7 та табл. 20 [16].

Оскільки фактична площа поперечного перерізу цегляних колон відповідає проектній, то падіння їх несучої здатності відбувається лише за рахунок зміни міцнісних властивостей кладки (табл. 9 [16])

$$N_f / N = m_{g,f} \cdot \varphi_f \cdot R_{к,f} \cdot A_f /(m_g \cdot \varphi \cdot R_к \cdot A) =$$
$$= R_{к,f} / R_к = 1{,}1 / 1{,}5 = 0{,}73.$$

Висновок. Зведення внутрішніх колон виробничої будівлі з цегли та розчину понижених марок призвело до падіння їх несучої здатності на 27%.

Приклад 3.6. Металева колона висотою $H = 6{,}4м$ із двотавра профілем №26К1 призначена для сприйняття розрахункового навантаження $N = 720кН$ від конструкцій перекриття громадської

Національний університет водного господарства та природокористування

будівлі, є закріпленою від втрати стійкості в напрямку меншої сторони. Розрахунковий опір сталі, з якої виготовлена колона, дорівнює $R_y = 210 МПа$. При обстеженні було встановлено, що за фактичного навантаження $N_f = 640 кН$ викривлення колони в найбільш напруженому перерізі складає $f'_{из} = 60 мм$, а корозійне зношення з глибиною проникнення $\delta_k = 1{,}5 мм$ є рівномірним по периметру її поперечного перерізу. Оцініть необхідність посилення зазначеної колони.

Розв'язок. Вибираємо за сортаментом [1] основні геометричні характеристики двотавра №26К1: $A = 8308 мм^2$; $W_x = 809000 мм^3$; $i_x = 111{,}4 мм; t = 12{,}0 мм$ та $d = 8{,}0 мм$.

Розрахункові геометричні характеристики поперечного перерізу колони визначаємо за формулами (3.11) та (3.12) відповідно:

$$A_{ef} = A_o \cdot (1 - \delta_k \cdot k_{sa}) = 8308(1 - 1{,}5 \cdot 4/(8 + 12)) = 5816 мм^2;$$

$$W_{ef} = W_o \cdot (1 - \delta_k \cdot k_{sw}) = 809000 \cdot (1 - 1{,}5 \cdot 0{,}23) = 530000 мм^3,$$

де $k_{sw} = 0{,}23$ (за табл.1 додатку 4 [34]).

Приведене значення радіусу інерції пошкодженого елемента, його умовну гнучкість та напруги в колоні на момент визначення її викривлень обчислюємо за формулами (3.13) та (3.14)

$$i_{ef} = \sqrt{W_{ef} \cdot h/(2 \cdot A_{ef})} = \sqrt{530000 \cdot 260/(2 \cdot 5816)} = 108{,}8 мм;$$

$$\lambda_1 = (l_o/i_{ef}) \cdot \sqrt{R_y/E} = (6400/108{,}8) \cdot \sqrt{210/2{,}1 \cdot 10^5} = 1{,}86;$$

$$\sigma' = N_o/A_{ef} = 640 \cdot 10^3 / 5816 = 110 МПа < \pi^2 \cdot E/\lambda^2 =$$

$$= 3{,}14^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^5 \cdot 108{,}8^2 / 6400^2 = 598 МПа.$$

Понижуючий коефіцієнт для викривлення та саму величину викривлення стержня в ненавантаженому стані знаходимо за формулами (3.15) та (3.16) відповідно

$$\phi_o = 1 - 0{,}1 \cdot \lambda_1^2 \cdot \sigma'/R_y = 1 - 0{,}1 \cdot 1{,}86^2 \cdot 110/210 = 0{,}819;$$

$$f_o = \phi_o \cdot f'_{из} = 0{,}819 \cdot 60 = 49{,}1 мм.$$

Відносне викривлення в ненавантаженому стані (відносний ексцентриситет), коефіцієнт впливу форми перерізу, коефіцієнт переходу від максимального викривлення до еквівалентного ексцентриситету та сам еквівалентний ексцентриситет визначаємо за формулами (3.17), (3.20), (3.18) та (3.19) відповідно

$$m_f = f_o \cdot A_{ef} / W_{ef} = 49{,}1 \cdot 5816 / 530000 = 0{,}539;$$

$$\eta = (1{,}75 - 0{,}1 \cdot m_f) - 0{,}02 \cdot (5 - m_f) \cdot \lambda_1 = (1{,}75 - 0{,}1 \cdot 0{,}539) -$$
$$- 0{,}02 \cdot (5 - 0{,}539) \cdot 1{,}86 = 1{,}53;$$

$$k = 0{,}82 + 0{,}1 \cdot \frac{\sqrt{\eta \cdot m_f}}{\lambda_1} = 0{,}82 + 0{,}1 \cdot \frac{\sqrt{1{,}53 \cdot 0{,}539}}{1{,}86} = 0{,}869;$$

$$m_{ef} = k \cdot \eta \cdot m_f = 0{,}869 \cdot 1{,}53 \cdot 0{,}539 = 0{,}717.$$

За визначеними параметрами (умовною гнучкістю $\lambda_1 = 1{,}86$ та еквівалентним ексцентриситетом $m_{ef} = 0{,}717$) по табл. 74 [43] знаходимо коефіцієнт зниження несучої здатності $\varphi_e = 0{,}613$та перевіряємо стійкість відцентрово стиснутої колони за формулою (3.21)

$$\sigma = \frac{720 \cdot 10^3}{0{,}613 \cdot 5816} = 201{,}9 МПа > R_y \cdot \gamma_c = 210 \cdot 0{,}9 = 189 МПа.$$

Висновок. Таким чином, із-за корозійних пошкоджень та отриманих прогинів вищезгадана колона не зможе сприйняти повне розрахункове навантаження без відповідного посилення.

Приклад 3.7. Стиснутий розкіс металевої ферми (не опорний) довжиною $l_o = 2{,}4 м$ виготовлений із двох спарених кутиків розмірами $70 \times 70 \times 6 мм$. При обстеженні ферми були виявлені викривлення зазначеного розкосу $f_{xo} = 26 мм$, $f_{yo} = -16 мм$ та локальний прогин полиці кутика ($l_m = 201 мм$ і $f_m = 30 мм$) приблизно посередині його прольоту (рис. 3.8). Розрахунковий опір сталі складає $R_y = 210 МПа$. Чи здатний зазначений розкіс сприймати розрахункове навантаження $N = 109 кН$ без посилення?

Національний університет водного господарства та природокористування

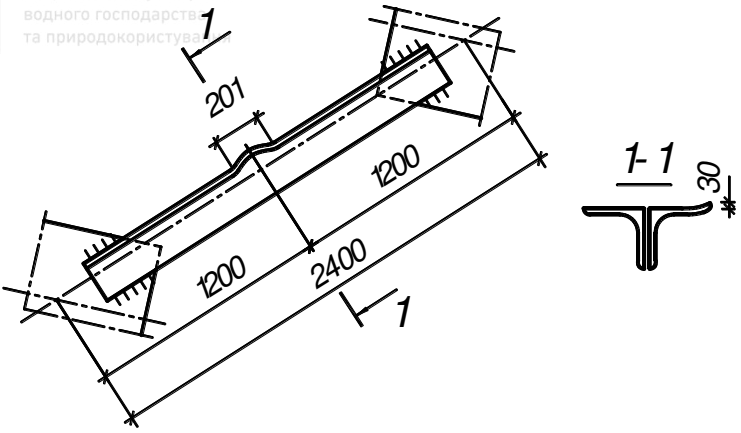


Рис.3.8. Локальні пошкодження стиснутого розкосу металевої ферми

Розв'язок. Щоб відповісти на поставлене запитання, необхідно перевірити стійкість стиснутого стержня зі спарених кутиків, які, окрім просторового викривлення осі, мають ще й місцеві дефекти у вигляді локальної зігнутості полиць. Для цього визначимо величини відносних викривлень в площинах X і Y відповідно

$$u_o = \frac{f_{xo}}{l_{ox}} \cdot \sqrt{E/R_y} = \frac{26}{2400 \cdot 0{,}8} \cdot \sqrt{2{,}1 \cdot 10^5 / 210} = 0{,}428;$$

$$\upsilon_o = \frac{f_{yo}}{l_{oy}} \cdot \sqrt{E/R_y} = \frac{-16}{2400} \cdot \sqrt{2{,}1 \cdot 10^5 / 210} = -0{,}211$$

та знайдемо основні геометричні характеристики перерізу розкосу $i_x = 21{,}5\,мм;\ A = 1630мм^2$.

Умовну гнучкість розкосу в площині симетрії визначаємо за формулою (3.23)

$$\overline{\lambda}_x = \frac{l_{ox}}{i_x} \cdot \sqrt{R_y / E} = \frac{2400 \cdot 0{,}8}{21{,}5} \cdot \sqrt{210/(2{,}1 \cdot 10^5)} = 2{,}82.$$

За знайденими параметрами u_o, υ_o та $\overline{\lambda}_x$ по табл. 4 додатку 4 [34] (при $\mu_x = 0{,}8$ та $\mu_y = 1{,}0$) встановлюємо значення коефіцієнту зниження несучої здатності $\varphi_{u\upsilon} = 0{,}287$.

Використовуючи вихідні дані про відносні величини параметрів локального (місцевого) прогину полиці

$$\overline{l_m} = l_m / b = 201/70 = 2{,}87 \text{ та } \overline{f_m} = f_m / b = 30/70 = 0{,}429,$$

знаходимо по табл.8 додатку 4 [34] відносні розміри крайового послаблення полиці кутика $\overline{l_{oc}} = 1{,}97$ та $\overline{b_{oc}} = 0{,}46$.

Тоді еквівалентні розміри крайового послаблення за формулою (3.26) становитимуть

$$l_{oc} = \overline{l_{oc}} \cdot b = 1{,}97 \cdot 70 = 137{,}9\,мм;\ b_{oc} = \overline{b_{oc}} \cdot b = 0{,}46 \cdot 70 = 32{,}2\,мм.$$

Оскільки при деформуванні розкіс зміщується в двох площинах, то за формулами (3.27) і (3.28) визначаємо кут напрямку цього зміщення та величину результуючого прогину відповідно

$$tg\,v = f_{xo} / f_{yo} = 26/(-16) = -1{,}625,\ (v = 121{,}5^\circ = 0{,}675 \cdot \pi);$$

$$f_o = \sqrt{u_o^2 + \upsilon_o^2} = \sqrt{0{,}428^2 + 0{,}21^2} = 0{,}477.$$

Відповідно до табл. 7 додатку 4 [34] коефіцієнт послаблення розкосу становитиме $k_{oc} = 0{,}746$.

Перевірка стійкості стиснутого розкосу зі спарених кутиків за формулою (3.22)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{u\upsilon} \cdot k_{oc} \cdot A} = \frac{109 \cdot 10^3}{0{,}287 \cdot 0{,}746 \cdot 1630} = 312МПа > R_y \cdot \gamma_c =$$

$$= 210 \cdot 0{,}9 = 189МПа$$

показує, що зазначений елемент ферми потребує посилення.

Висновок. Таким чином, внаслідок пошкодження даний розкіс не може сприймати повне розрахункове навантаження $N = 109кН$ без відповідного підсилення.

Приклад 3.8. На *12*-ти метрову стійку наскрізного перерізу (рис. 3.9) з поясами із двотаврів *№36* та розкісною решіткою з рівнобоких кутиків $75 \times 75 \times 8мм$ діє подовжня сила $N = 1350кН$, прикладена відцентрово з ексцентриситетом $e_o = 150мм$. Розрахунковий опір сталі використаних конструкцій складає $R_{yo} = 225МПа$. Стійка має загальне викривлення зі стрілкою вигину $f'_{вм} = f_o = 75мм$,

Національний університет
водного господарства
та природокористування

заміряною в навантаженому стані. Необхідно перевірити стійкість зазначеної колони.

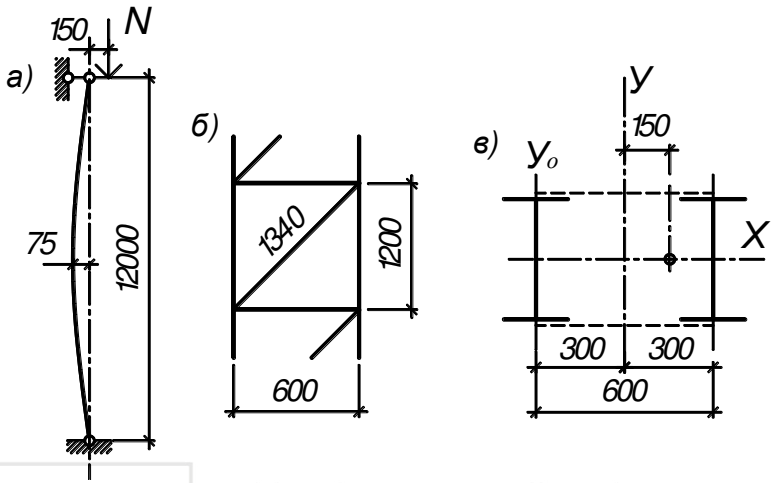


Рис.3.9. До перевірки стійкості наскрізної металевої колони з загальним викривленням: а – розрахункова схема; б – схема решітки; в - переріз

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Розрахунок. Геометричні характеристики перерізу колони рівні:

вітки - $A = 6190 мм^2$; $I_x = 13380 \cdot 10^4 мм^4$; $i_x = 147 мм$;

$I_y = 516 \cdot 10^4 мм^4$; $i_y = 28{,}9 мм$; розкосу - $A_d = 1150 мм^2$;

всієї колони - $I_{yo} = 2(516 \cdot 10^4 + 6190 \cdot 300^2) = 112452 \cdot 10^4 мм^4$;

$A_o = 2 \cdot 6190 = 12380 мм^2$; $I_{xo} = 2 \cdot 1338 \cdot 10^5 = 2676 \cdot 10^5 мм^4$.

Приведена гнучкість наскрізної колони (рис. 3.9) за табл. 7 [43] становить:

$$\alpha_1 = 10 \cdot a^3 / b^2 \cdot l_{ов} = 10 \cdot 1340^3 / 600^2 \cdot 1200 = 56;$$

$$\lambda_y = l_o / i_{yo} = \frac{12000}{\sqrt{112452 \cdot 10^4 / 12380}} = 40;$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \cdot A_o / A_d} = \sqrt{40^2 + 56 \cdot 12380 / 1150} = 46{,}9;$$

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{R_y / E} = 46{,}9 \cdot \sqrt{225 / (2{,}06 \cdot 10^5)} = 1{,}55.$$

Знайдемо відносну величину ексцентриситету, еквівалентного стрілці викривлення $f_o = 75мм$,

$$m_f = f_o \cdot A_o \cdot a_c / I = 75 \cdot 12380 \cdot 300 / (112452 \cdot 10^4) = 0,248$$

та значення коефіцієнта k за формулою (3.33)

$$k = 0,8 + 0,25\sqrt{m_f} / \overline{\lambda_{ef}} = 0,8 + 0,25\sqrt{0,248} / 1,55 = 0,88 .$$

Сумарний відносний ексцентриситет сили N для вигнутої колони складає

$$m = (k \cdot f_o + e_o) A_o \cdot a_c / I = (0,88 \cdot 75 + 150) \cdot 12380 \cdot 300 /$$

$$/ (112452 \cdot 10^4) = 0,713.$$

Для окремої вітки маємо $\lambda_{вiт} = l_{ов} / i_y = 1200 / 28,9 = 42$, $\varphi = 0,892$ та, використовуючи формулу (3.32), знаходимо коефіцієнт подовжнього згину

$$\varphi_{вiт} = \nu_o \cdot \varphi = (1 + 0,04 \cdot \overline{\lambda_{вiт}}) \cdot \varphi = (1 + 0,04 \cdot 42 \times$$

$$\times \sqrt{225 / (2,06 \cdot 10^5)}) \cdot 0,892 = 0,942.$$

Остаточне значення умовної приведеної гнучкості визначаємо за формулою (3.30)

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\varphi_{вiт} \cdot R_y / E} = 46,9 \cdot \sqrt{0,942 \cdot 225 / (2,06 \cdot 10^5)} = 1,504.$$

За табл. 75 [43] знаходимо $\varphi_e = 053$ та перевіряємо умову стійкості відповідно до формули (3.29). Оскільки

$$N / \varphi_e \cdot \varphi_{вiт} \cdot A_o = 1350 \cdot 10^3 / 0,53 \cdot 0,942 \cdot 12380 = 218,4МПа >$$

$$> R_y \cdot \gamma_c = 225 \cdot 0,9 = 202,5МПа,$$

то колона потребує посилення.

Висновок. Таким чином, із-за корозійних пошкоджень та отриманих прогинів вищезгадана колона не зможе сприйняти повне розрахункове навантаження без відповідного посилення.

Приклад 3.9. У нижній частині ступінчастої наскрізної колони, підкранова вітка якої виконана з двотавра *№ 50Б1*, зовнішня складена з листового прокату товщиною *14мм* (рис. 3.10), а решітка - з рівнобоких кутиків $90 \times 90 \times 8мм$, при обстеженні виявлено

розцентрування вузлів кріплення розкосів до підкранової вітки величиною $t = 65мм$ та загальне викривлення нижньої панелі зовнішньої вітки в площині рами розмірами $f'_{вм} = 20мм$. Колона виготовлена зі сталі марки ВСт3кп2 з розрахунковим опором $R_{yo} = 225МПа$ для фасонного та листового прокату. Довжина нижньої частини колони становить $l_н = 11{,}4м$, а коефіцієнт її приведення $\mu_1 = 1{,}9$.

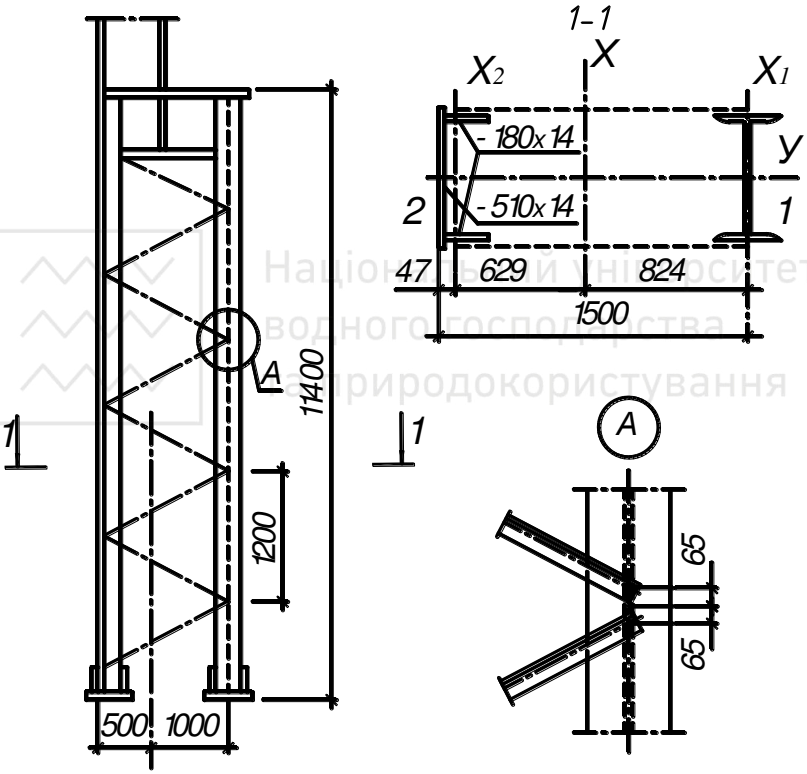


Рис.3.10. До перевірки стійкості наскрізної металевої колони з загальним викривленням та локальним пошкодженням решітки

Необхідно перевірити стійкість нижньої частини колони в площині рами на дію розрахункових комбінацій зусиль, що навантажують її вітки:

- підкранову $N_1 = 1970кН$; $M_1 = -780кНм$;

- зовнішню $N_2 = 2300 кН$; $M_2 = 1150 кНм$;
- розрахункова поперечна сила $Q_{max} = 180 кН$.

Розрахунок. Основні геометричні характеристики перерізу колони складають: підкранової вітки - $A_{в1} = 9298 мм^2$; $i_{x1} = 41{,}6 мм$; $I_{x1} = 1606 \cdot 10^4 мм^4$; $W_{c1} = 160600 мм^3$;

зовнішньої вітки - $A_{в2} = 510 \cdot 14 + 2 \cdot 180 \cdot 14 = 12180 мм^2$;

$$z_{o2} = \frac{510 \cdot 14 \cdot 7 + 2 \cdot 2520 \cdot (14 + 90)}{12180} = 47 мм;$$

$$I_{x2} = 510 \cdot 14^3 / 12 + 510 \cdot 14 \cdot 40^2 + 2 \cdot (14 \cdot 180^3 / 12 + 2520 \cdot 57^2) =$$

$$= 4152 \cdot 10^4 мм^4; \quad i_{x2} = \sqrt{4152 \cdot 10^4 / 12180} = 58{,}4 мм;$$

$$W_{c2} = 4152 \cdot 10^4 / 47 = 884000 мм^3;$$

розкосів - $A_{d1} = 2 \cdot A_d = 2 \cdot 1390 = 2780 мм^2$;

повного перерізу - $A_o = 9298 + 12180 = 21478 мм^2$;

$$y_o = \frac{9298 \cdot 1500 + 12180 \cdot 47}{21478} = 676 мм;$$

$$I_x = 1606 \cdot 10^4 + 9298 \cdot 824^2 + 4154 \cdot 10^4 + 12180 \cdot 629^2 =$$

$$= 111896310^4 мм^4; i_x = \sqrt{I_x / A_o} = \sqrt{111896310^4 / 21478} = 722 мм;$$

$$\lambda = \mu \cdot l_o / i_x = 1{,}9 \cdot 11400 / 722 = 30.$$

Перевіримо стійкість колони на дію комбінацій зусиль, що навантажують підкранову вітку. Місцевий згинаючий момент у зазначеній вітці за формулою (3.35) дорівнює

$$M_{вiт} = Q \cdot t \cdot k_p / k_{ж} = 170 \cdot 65 \cdot 10^{-3} \cdot 1 = 11{,}05 кНм,$$

а подовжнє зусилля сягає

$$N_в = \frac{1970 \cdot 629}{1453} + \frac{780 \cdot 1000}{1453} = 1390 \ кН.$$

Відносний ексцентриситет прикладання подовжньої сили у вузлі підкранової вітки та умовну гнучкість останньої в площині найменшої жорсткості, визначаємо за допомогою формул (3.31) та (3.23) відповідно

Національний університет водного господарства та природокористування

$$m_1 = \frac{M_в}{N_в} \cdot \frac{A_{в1}}{W_{c1}} = \frac{11050}{1390} \cdot \frac{9298}{160600} = 0{,}46,$$

$$\overline{\lambda_{в1}} = \frac{l_{в1}}{i_{x1}} \cdot \sqrt{R_{yo} / E} = \frac{2100}{41{,}6} \cdot \sqrt{225 / (2{,}06 \cdot 10^5)} = 1{,}67.$$

Приведений відносний ексцентриситет прикладання подовжньої сили становить $m_{e\,f1} = \eta \cdot m_1 = 0{,}59 \cdot 0{,}46 = 0{,}271$ при коефіцієнтові впливу форми поперечного перерізу $\eta = 0{,}59$ (за табл.73 [43]).

За вищезнайденими параметрами $\overline{\lambda_{в1}}$ та $m_{e\,f1}$ по табл. 76 [43] знайдемо відповідне значення приведеного відносного ексцентриситету $m_{e\,f} = 0{,}159$, що враховує кососиметричну форму епюри згинаючих моментів у підкрановій вітці в межах панелі колони. За табл. 74 [43] коефіцієнт подовжнього згину, що враховує місцевий прогин вітки, дорівнює $\varphi_{вім} = 0{,}826$.

Для визначення коефіцієнта φ, що характеризує стійкість колони в цілому, знайдемо приведену гнучкість нижньої частини колони

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha_1 \cdot A_o / A_{d1}} = \sqrt{30^2 + 26 \cdot 21478 / 2780} = 33{,}2,$$

де α_1 - коефіцієнт, що враховує кут нахилу розкосу до підкранової вітки, за табл. 7 [43] рівний $\alpha_1 = 26$.

Використовуючи формули (3.30) і (3.31), знаходимо умовну приведену гнучкість та відносний ексцентриситет

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\varphi_{вім} \cdot R_y / E} = 33{,}2 \cdot \sqrt{0{,}826 \cdot 225 / (2{,}06 \cdot 10^5)} = 1{,}0;$$

$$m = \frac{M_1}{N_1} \cdot \frac{A_o \cdot a_c}{I_x} = \frac{780000}{1970} \cdot \frac{21478 \cdot 824}{I118963 \cdot 10^4} = 0{,}626,$$

і за табл. 75 [43] визначаємо коефіцієнт подовжнього згину $\varphi = \varphi_e = 0{,}596$ та за формулою (3.29) перевіримо стійкість колони

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot \varphi_{вім} \cdot A_o} = \frac{1970 \cdot 10^3}{0{,}596 \cdot 0{,}826 \cdot 21478} = 186{,}3 МПа < R_y \cdot \gamma_c =$$
$$= 225 \cdot 0{,}9 = 202{,}5 МПа.$$

Перевіримо стійкість колони на дію розрахункових комбінацій зусиль, що навантажують зовнішню вітку, з урахуванням її викривлення в нижній панелі.

Умовна гнучкість вітки на ділянці між вузлами з'єднувальної решітки за формулою (3.23) становить

$$\overline{\lambda_{в2}} = \frac{2100}{58,4} \cdot \sqrt{225 / (2,06 \cdot 10^5)} = 1,19.$$

Так як напружений стан вітки у момент вимірювання її викривлення невідомий, то приймаємо $f_o = f'_{вм} = 20мм.$ Тоді відносна величина стрілки викривлення за формулою (3.31) становитиме $m_2 = f_o \cdot A_{в2} / W_{c2} = 20 \cdot 12180 / 884000 = 0,276$, а коефіцієнт переходу до відцентрового стиску

$$k = 0,82 + 0,1 \cdot \frac{\sqrt{\eta \cdot m_2}}{\overline{\lambda_{в2}}} = 0,82 + 0,1 \cdot \frac{\sqrt{2,13 \cdot 0,276}}{1,19} = 0,884,$$

де $\eta = 2,13$ за табл.73 [43].

Значення приведеного відносного ексцентриситету складає $m_{e\,f2} = k \cdot \eta \cdot m_2 = 0,884 \cdot 2,13 \cdot 0,276 = 0,52$. За параметрами $m_{e\,f2}$ та $\overline{\lambda_{в2}}$ по табл. 74 [43] знаходимо коефіцієнт подовжнього згину вітки $\varphi_{вiт} = 0,749.$

Використовуючи формули (3.30) і (3.31), знаходимо умовну приведену гнучкість та відносний ексцентриситет

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\varphi_{вiт} \cdot R_y / E} = 33,2 \cdot \sqrt{0,749 \cdot 225 / (2,06 \cdot 10^5)} = 0,95;$$

$$m = \frac{M_2}{N_2} \cdot \frac{A_o \cdot a_c}{I_x} = \frac{1150000}{2300} \cdot \frac{21478 \cdot 629}{1118963 \cdot 10^4} = 0,604,$$

і за табл. 75 [43] визначаємо коефіцієнт подовжнього згину для наскрізної колони $\varphi = \varphi_e = 0,608$ та за формулою (3.29) перевіримо стійкість колони

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot \varphi_{вiт} \cdot A_o} = \frac{2300 \cdot 10^3}{0,608 \cdot 0,749 \cdot 21478} = 235,2МПа > R_y \cdot \gamma_c =$$
$$= 225 \cdot 0,9 = 202,5МПа.$$

Оскільки стійкість колони не забезпечена, то необхідно виконати її посилення .

Висновок. Таким чином, внаслідок розцентрування вузлів кріплення розкосів вищезгадана наскрізна колона не зможе сприйняти повне розрахункове навантаження без відповідного посилення.

3.6. Вправи до розділу

Вправа 3.1. Під час обстеження залізобетонних балок, які надійшли на будівельний майданчик, в одній із них було виявлено виколювання бетону в верхній зоні середнього перерізу (рис. 3.11). Необхідно визначити ступінь впливу цього пошкодження на несучу здатність балки, виготовленої з бетону класу *B25*.

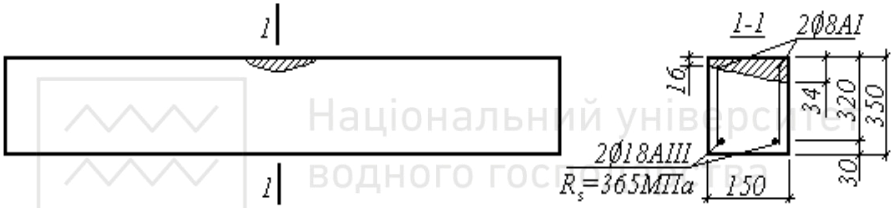


Рис.3.11. Загальний вигляд пошкодженої залізобетонної балки

Вправа 3.2. При реконструкції промислової будівлі один із стиснутих стояків дерев'яної ферми був послаблений посередині своєї довжини отвором під монтажний болт $d = 26\,мм$. Переріз стержня $b \times h = 120 \times 150\,мм$, довжина $l = 2{,}5\,м$ при шарнірному закріпленні з обох кінців. Визначте ступінь падіння несучої здатності зазначеного елементу (рис.3.12).

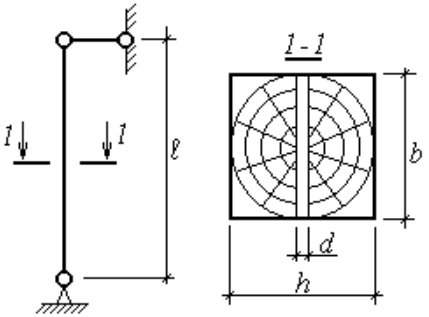


Рис.3.12. Розрахункова схема та поперечний переріз стояка ферми

Вправа 3.3. Під час обстеження конструкцій покриття в середньому перерізі однієї із ребристих плит типу ПГ були виявлені виколювання бетону та корозія арматури (рис. 3.13). Визначте ступінь впливу цих пошкоджень на несучу здатність плити, якщо фактична площа перерізу робочої повздовжньої арматури в одному ребрі зменшилася на *25%*. Плита виготовлена з бетону класу *B25*.

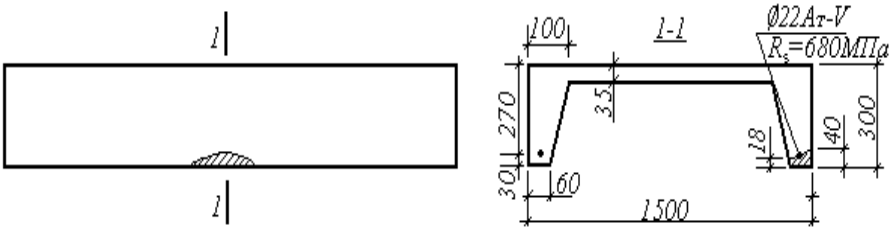


Рис.3.13. Загальний вигляд пошкодженої залізобетонної плити

Вправа 3.4. Обстеження несучих конструкцій виробничого корпусу показали, що стик плит на одній із балок покриття і саме покриття виконані не якісно. Тому із-за постійного замочування балки відбувалася інтенсивна корозія бетону. Визначте ступінь падіння несучої здатності балки, коли глибина проникнення сталактитів досягла *40…50мм* (рис. 3.14) і ця зона повністю виключилася з роботи балки, котра виготовлена з бетону класу *B20*.

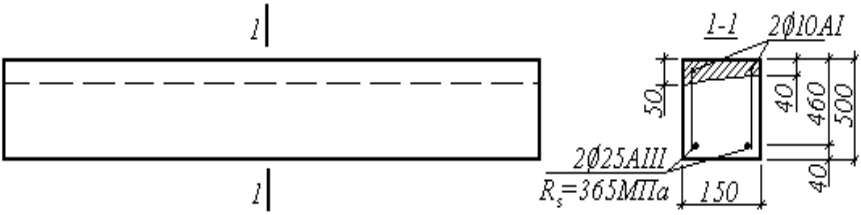


Рис.3.14. Загальний вигляд пошкодженої залізобетонної балки

Вправа 3.5. Контроль якості виконання монтажних робіт показав, що металева арка виготовлена з певним відхиленням від проекту. Зокрема, окремі елементи затяжки з'єднані стиковими швами товщиною $t_{wf} = 8{,}5мм$ проти $t_w = 10мм$ за проектом. Їх фактична розрахункова довжина із-за непроварів склала $l_{wf} = 43мм$ проти $l_w = 60мм$ за проектом. Визначте ступінь послаблення затяжки,

виготовленої з металевої смуги перерізом *10×60мм* із сталі Вст3кп2 ($R_{wf} = 182{,}5МПа$).

Вправа 3.6. Під час обстеження конструкцій покриття одного з хімічних підприємств виявлено, що міцність бетону в одній із балок (рис. 3.15) за 6 років експлуатації знизилася з $R_{bn} = 22МПа$ до $R_{bn} = 18МПа$. Визначте, як сильно змінилася несуча здатність балки при цьому?

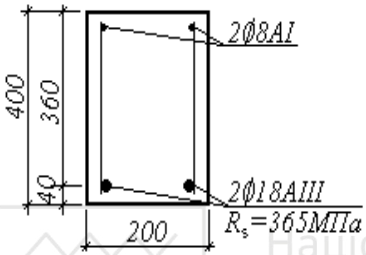


Рис.3.15. Поперечний переріз залізобетонної балки

Вправа 3.7. Під час обстеження одного з промислових об'єктів було виявлено, що металеві ферми покриття із труб отримали значні корозійні пошкодження. Визначте, як сильно змінилася несуча здатність найбільш розтягнутого розкосу ($D = 57мм, d = 45мм$), враженого корозією на глибину *1,5мм* по зовнішньому периметру (рис. 3.16)? Ферма виготовлена із сталі Вст3кп2 ($R_y = 225МПа$).

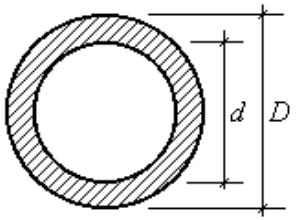


Рис.3.16. Поперечний переріз найбільш розтягнутого розкосу

Вправа 3.8. Стіна круглої ємності для зберігання сипкого матеріалу викладена товщиною *380 мм* із глиняної цегли пластичного пресування. Однак при обстеженні було виявлено, що замість проектної марки *М75* використана цегла марки *М50*, а замість розчину з проектною маркою *М25* – розчин марки *М10*. Визначте, як сильно вплинули допущені порушення проекту на несучу здатність.

Вправа 3.9. Під час обстеження конструкцій покриття будівлі було виявлено, що одна з кроквяних балок із-за пошкодження покриття та постійного намочування отримала значні пошкодження. Зокрема, глибина повного прогнивання деревини досягла *18мм* і ця зона була повністю виключена з роботи (рис. 3.17). Нормативний опір матеріалу балки, за результатами неруйнівного контролю склав $R_{cr,nf} = 42МПа$. Визначте ступінь падіння несучої здатності балки, виготовленої з сосни (проектний розрахунковий опір сосни – $R_{cr} = 13МПа$).

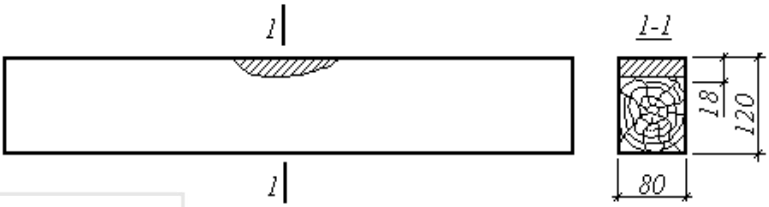


Рис.3.17. Загальний вигляд пошкодженої дерев'яної балки

Вправа 3.10. Розтягнута підвіска із дошки перерізом $c \times h_1 = 60 \times 180мм$ прикріплена цвяхами до поясу, що складається з двох дощок $a \times h_2 = 50 \times 220мм$. Однак в з'єднанні замість проектних 22 цвяхів ($d_{цв} = 4мм; l_{цв} = 150мм$) використали 18 цвяхів ($d_{цв} = 5мм;\ l_{цв} = 150мм$). Визначте ступінь послаблення зазначеного з'єднання (рис. 3.18).

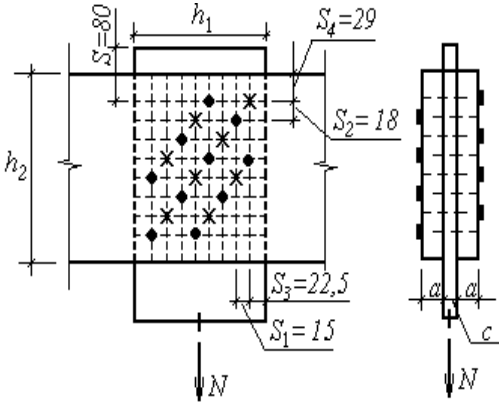


Рис.3.18. Нагельне з'єднання

Вправа 3.11. Під час дослідження стану несучих конструкцій покриття будівлі було виявлено, що одна з дерев'яних ферм виготовлена з певними відхиленнями від проекту. Зокрема, один з її розтягнутих розкосів був виготовлений з соснового бруска ($R_t = 7МПа$), розмірами $b \times h = 50 \times 80мм$, і містив в своєму перерізі сучок значних розмірів. Згодом він випав, залишивши круглий отвір $d \approx 20...30\ мм$ (рис. 3.19). Визначте ступінь послаблення розкосу.

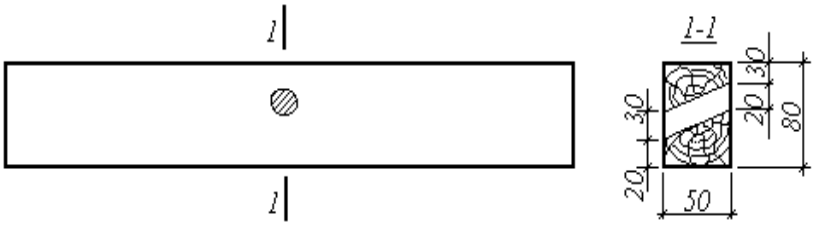


Рис.3.19. Загальний вигляд дерев'яного елементу з початковим дефектом

Вправа 3.12. Металева колона висотою $H = 6,6м$ із двотавра профілем №26К2 (ГОСТ 26020-83) призначена для сприйняття розрахункового навантаження $N = 750кН$ від конструкцій перекриття громадської будівлі, є закріпленою від втрати стійкості в напрямку меншої сторони. Розрахунковий опір сталі, з якої виготовлена колона, дорівнює $R_y = 225МПа$. При обстеженні було встановлено, що за фактичного навантаження $N_f = 670кН$ викривлення колони в найбільш напруженому перерізі складає $f'_{из} = 68мм$, а корозійне зношення з глибиною проникнення $\delta_k = 1,8мм$ є рівномірним по периметру її поперечного перерізу. Оцініть необхідність посилення зазначеної колони.

Вправа 3.13. Стиснутий розкіс металевої ферми (не опорний) довжиною $l_o = 2,6м$ виготовлений із двох спарених кутиків розмірами $75 \times 75 \times 6мм$. При обстеженні ферми були виявлені викривлення зазначеного розкосу $f_{xo} = 25мм$, $f_{yo} = -19мм$ та локальний прогин полиці кутика ($l_m = 219мм$ і $f_m = 33мм$)

Національний університет водного господарства та природокористування

приблизно посередині його прольоту (рис. 3.1). Розрахунковий опір сталі складає $R_y = 220МПа$. Чи здатний зазначений розкіс сприймати розрахункове навантаження $N = 116кН$ без посилення?

Вправа 3.14. На стійку наскрізного перерізу (рис. 3.20) з поясами із балочних двотаврів *№40Б1* та розкісною решіткою з рівнобоких кутиків *80×80×6мм* діє подовжня сила $N = 1280\ кН$, прикладена з ексцентриситетом $e_o = 220мм.$ Розрахунковий опір сталі використаних конструкцій складає $R_{yo} = 225МПа.$ Стійка має загальне викривлення зі стрілкою вигину $f'_{вм} = f_o = 88мм,$ заміряною в навантаженому стані. Необхідно перевірити стійкість зазначеної колони, якщо $l_o = 12{,}8м$, $l_{вім} = 1{,}3м$, а $b = 650мм$.

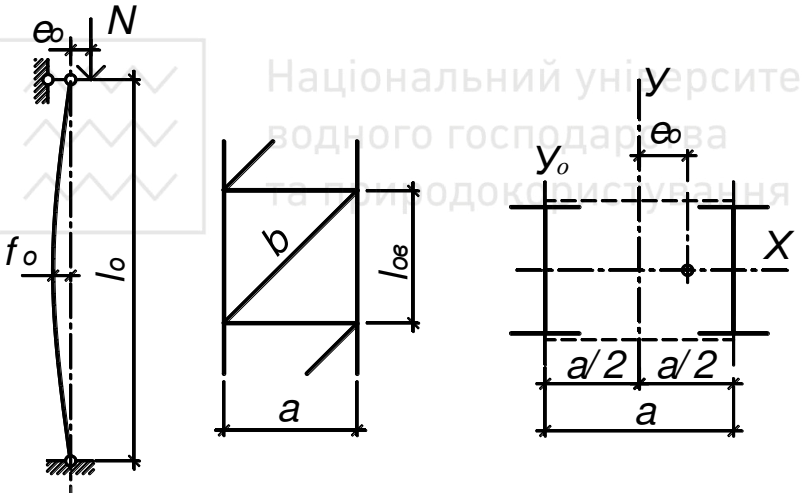


Рис.3.20. До перевірки стійкості наскрізної металевої колони з загальним викривленням: а – розрахункова схема; б – схема решітки; в - переріз

Вправа 3.15. У нижній частині ступінчастої наскрізної колони, підкранова вітка якої виконана зі звичайного двотавра *№ 50*, зовнішня складена з листового прокату товщиною *16мм* (рис. 3.21), а решітка - з рівнобоких кутиків *80×80×7мм* з кроком $l_{вім} = 1{,}3м$, при обстеженні виявлено розцентрування вузлів кріплення розкосів до підкранової вітки величиною $t = 68мм$ та загальне викривлення

нижньої панелі зовнішньої вітки в площині рами розмірами $f'_{вм} = 22мм$. Колона виготовлена зі сталі марки ВСтЗкп2 з розрахунковим опором $R_{yo} = 220МПа$ для фасонного та листового прокату. Довжина нижньої частини колони становить $l_н = 10{,}8м$, а коефіцієнт її приведення $\mu_1 = 2{,}0$.

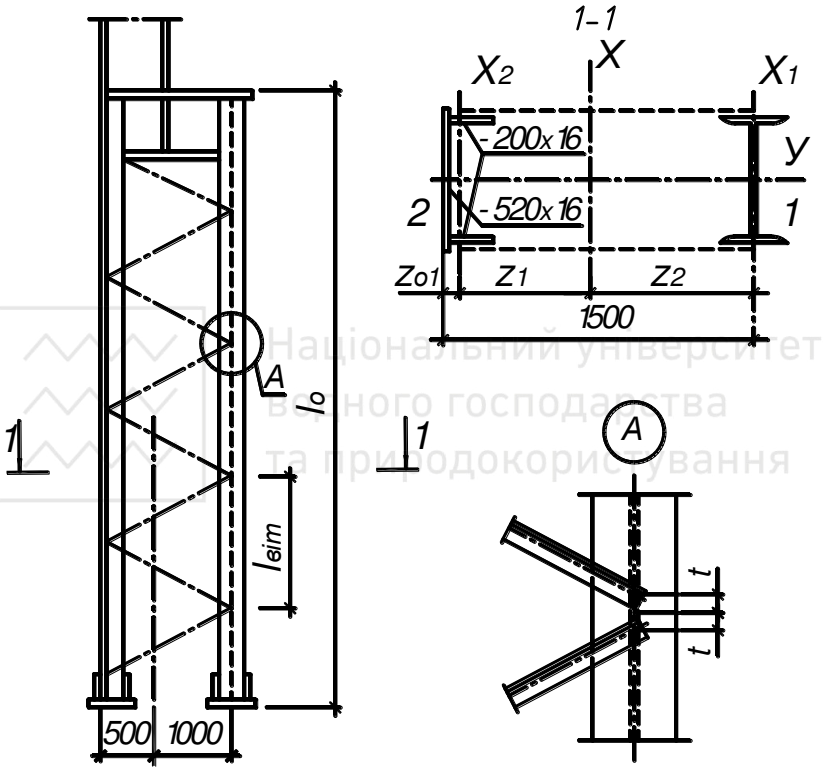


Рис.3.21. До перевірки стійкості наскрізної металевої колони з загальним викривленням та локальним пошкодженням решітки

Необхідно перевірити стійкість нижньої частини колони в площині рами на дію розрахункових комбінацій зусиль, що навантажують її вітки, за розрахункової поперечної сили $Q_{max} = 200кН$:

- підкранову $N_1 = 2000кН$; $M_1 = -800кНм$;
- зовнішню $N_2 = 2400кН$; $M_2 = 1200кНм$.

Національний університет
та природокористування

РОЗДІЛ 4. ПОСИЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇХ ЗАХИСТ ВІД КОРОЗІЇ

4.1. Розрахунок захисту та посилення будівельних конструкцій тампонажними розчинами

Нагнітання тампонажних розчинів в будівельні конструкції з метою підвищення їх міцності та щільності може здійснюватися шляхом цементації, силікатизації або полімеризації. Подібні процеси є досить складними та трудомісткими, оскільки вимагають заповнення найдрібніших пустот з розмірами до *0,002 мм* (при протіканні води) та до *0,0001 мм* (при протіканні повітря). Тому, перед нагнітанням розчинів, завжди необхідно хоча б наближено розраховувати основні параметри нагнітання [6]. Зокрема, тривалість процесу нагнітання розчину можна визначати за формулою:

$$t = 12 \cdot \mu \cdot h^2 / (p_o \cdot R_o^2), \qquad (4.1)$$

де h - глибина нагнітання розчину;

R_o - радіус пор, капілярів та раковин;

p_o - початковий тиск, за якого нагнітається розчин;

μ - в'язкість спеціального розчину;

t - час, протягом якого нагнітається розчин.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

4.2. Розрахунок посилення кам'яних та армокам'яних конструкцій

4.2.1. Основні вимоги

Розрахунки з підсилення кам'яних та армокам'яних конструкцій повинні проводитись за фактичною міцністю матеріалів несучого кістяка (цегли, розчину, бетону та сталі), що приймають участь у його роботі в розтягнутій та стиснутій зонах. При цьому необхідно враховувати всі ті фактори, що знижують міцнісні та жорсткісні характеристики елементів (тріщини, місцеві дефекти, відхилення від вертикалі, ексцентриситети навантажень у площині та із площини стін, порушення зв'язків між несучими конструкціями, зміщення плит покриттів, перемичок, прогонів та кроквяних конструкцій).

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Конструктивні форми та варіанти посилення деформованого несучого кістяка повинні забезпечувати раціональне та архітектурно-естетичне розташування всіх додаткових елементів за умов максимального використання міцності та жорсткості його габаритів, розрахункових перерізів, опорних зон та зв'язків [9, 33]. При цьому залучення додаткових елементів до спільної роботи з посилюваними конструкціями завжди повинно супроводжуватися мінімальною концентрацією напруг в місцях їх взаємодії. Зазначені додаткові елементи посилення повинні бути захищені від корозії та відповідати вимогам довговічної експлуатації за [14].

На підставі висновків про технічний стан конструкцій об'єкта розрахунковий опір кладки приймається відповідно до п. 3.1…3.18 [16], а початковий модуль деформації кладки $E_{ms,o}$ за п. 3.20 [16].

В залежності від величини діючого навантаження модуль деформації кладки E_{ms} приймають за п. 3.22 [16] або визначають за формулою

$$E_{ms} = E_{ms,o}(1 - N_{se} / (1{,}1 R_u A_{ms})), \qquad (4.2)$$

де N_{se} - розрахункове навантаження;

R_u - тимчасовий опір кладки;

A_{ms} - площа перерізу кладки.

За віку кам'яної кладки до 5 років необхідно обов'язково враховувати деформації повзучості за п. 3.23…3.25 [16].

Величини зміщень, здимання стін та кренів повинні прийматися за даними інструментальних вимірювань, а при подальшому деформуванні - за даними прогнозованих осідань. Розрахункові довжини стін, простінків та стовпів визначають, беручи до уваги способи їх з'єднання з перекриттями, поперечними стінами чи каркасом будинку. За точки закріплення приймають наявні зв'язки. При цьому враховується не тільки їх технічний стан, але й поділ стін даної ділянки тріщинами на окремі відсіки.

Геометричні розміри перерізів стін, простінків та стовпів, глибина пошкоджень і борозен повинні призначатися за даними натурних досліджень. Розрахункові схеми необхідно складати з урахуванням спільного деформування основи і споруди, просторового характеру роботи її елементів. За пружної розрахункової моделі будинку

Національний університет
жорсткість елементів кам'яних конструкцій призначається з урахуванням модуля деформації кладки E_{ms}.

Всі перевірочні розрахунки кам'яних і армокам'яних конструкцій необхідно проводити за вимогами діючих норм [16, 33].

Розрахунок посилення кам'яних конструкцій із включенням у роботу додаткових шарів необхідно робити за правилами розрахунку багатошарових стін, зважаючи на неповне використання міцності нових шарів через повзучість кладки.

Для кладки, розташованої під кінцем залізобетонного елемента, повинен виконуватися її розрахунок на відцентровий і місцевий стиск та розрахунок опорного вузла на осьовий стиск.

При передачі на обріз порожнистих плит зусиль від обойм-стояків необхідно виконувати перевірку міцності плит на перерізаючи силу. У разі потреби, порожнини на приопорних ділянках повинні заповнюватися бетоном, міцність якого на ступінь вище міцності плити.

Наявність тріщин у крайніх клиновидних та аркових перемичках вимагає перевірки міцності опорної п’яти на зріз та кутового простінка (за відсутності затяжок) на відцентровий стиск у площині стіни від спільної дії розпору та вертикальної подовжньої сили. За недостатньої міцності вказаних елементів в аркових перемичках обов’язково повинні бути встановлені затяжки для сприйняття розпору.

При склепінчастих цегляних перекриттях по металевих балках, за відсутності затяжок у крайніх прогонах, розрахунок стін, що примикають до несучих балок, необхідно виконувати з урахуванням величини розпору, створюваного склепінням. За зосереджених навантажень в межах окремого склепіння треба враховувати різницю розпірних зусиль у суміжних прогонах. Сприймати подібні зусилля рекомендується за допомогою затяжок, які необхідно прикріплювати до металевих балок з кроком 1,5… 2,0 м.

Розрахунок стін повинен виконуватися з урахуванням наявних і проектованих прорізів та конструкцій посилення (обрамлення). Жорсткість елементів посилення призначається таким чином, щоб унеможливити утворення тріщин у кам’яній кладці. Розрахунок конструкцій стін необхідно виконувати для всіх проміжних стадій улаштування прорізів (навіть при ослабленні стін тимчасовими прорізами і штрабами).

Національний університет

Анкери поверхових залізобетонних поясів, встановлені по периметру зовнішнього армування або у штрабах, повинні бути перевірені розрахунком на зсувні зусилля, рівні максимальній різниці подовжніх сил у поверховому поясі в двох перерізах - ліворуч та праворуч від анкера. Крім того, матеріал цегляної кладки необхідно перевіряти на місцеве зминання від розрахункових зусиль в анкерах зазначених поясів.

4.2.2. Розрахунок посилення цегляних стін будинків і споруд

Цегляні будівлі і споруди, зведені на лесових просадних ґрунтах або підроблених територіях, із-за нерівномірних осідань можуть зазнавати значних деформацій аварійного характеру. Проявляються вони у вигляді тріщин в перемичках, простінках та стінах або через здимання стін та їх відхилення від вертикалі тощо. Причиною подібних деформацій цегляних стін можуть слугувати і пориви інженерних комунікацій.

Одним із основних способів відновлення експлуатаційних властивостей будівель в цьому випадку, поряд з закріпленням ґрунтів основ та уширенням фундаментів, є влаштування попередньо напружених сталевих поясів (тяг).

Розтягуючи зусилля, яке повинне сприйматися арматурним стержнем чи тягою, знаходять з умови міцності кладки на зріз за формулою:

$$N = 0{,}2 \cdot R_{sq} \cdot L_{\partial} \cdot h, \qquad (4.3)$$

де L_{∂} - довжина ділянки посилюваної цегляної стіни;

h - товщина цегляної стіни;

R_{sq} - розрахунковий опір цегляної кладки зрізу за табл.10 [16] (по не перев'язаному шву по розчину).

Площу поперечного перерізу попередньо напружених тяжів визначають за виразом

$$A_s = N / (R_s \cdot \gamma_c), \qquad (4.4)$$

де R_s - розрахунковий опір сталі, що використовується, за межею текучості, МПа;

γ_c - коефіцієнт умов роботи (при створенні попереднього натягу: механічним способом з контролем величини

Національний університет водного господарства та природокористування

зусилля $\gamma_c = 0{,}85$; електротермічним способом з контролем величини подовження стержня - $\gamma_c = 0{,}75$).

Включення тяжів у роботу повинно відбуватися при досягненні цементно-піщаним розчином 50% міцності після зачеканювання тріщин. Величина зусилля попереднього напруження тяжів N_o визначається за формулою

$$N_o = 0{,}5 \cdot A_s \cdot R_s \cdot \gamma_c . \qquad (4.5)$$

4.2.3. Розрахунок посилення цегляних колон та стовпів

Одним з найбільш поширених методів посилення існуючих кам'яних стовпів і колон та підвищення їх несучої здатності є «взяття в обойму». Найчастіше застосовують наступні типи обойм: сталеву, залізобетонну та з армованої штукатурки.

Розрахунок посилення цегляних стовпів та колон, що працюють на центральний чи позацентровий стиск з відносно малими ексцентриситетами, виконують за формулами:

- при сталевій обоймі

$$N \le \phi \cdot \overline{\varphi} \cdot m_g \left[(\gamma_k R_k + \eta \frac{2{,}5\mu}{1 + 2{,}5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100}) \cdot A_k + R_{sc} A_s \right]; \qquad (4.6)$$

- при залізобетонній обоймі

$$N \le \phi \cdot \overline{\varphi} \cdot m_g \left[(\gamma_k R_k + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \frac{R_{sw}}{100}) A_k + \gamma_b R_b A_b + R_{sc} A_s \right]; \qquad (4.7)$$

- при обоймі з армованої штукатурки

$$N \le \phi \cdot \overline{\varphi} \cdot m_g \left[(\gamma_k R_k + \eta \frac{2{,}8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100}) \cdot A_k \right], \qquad (4.8)$$

де A_k - площа перерізу посилюваної кам'яної кладки;

A_s - площа перерізу кутиків сталевої обойми або поздовжньої арматури залізобетонної обойми;

A_b - площа перерізу бетону обойми між хомутами та кладкою (без захисного шару бетону);

Національний університет
та природокористування

R_k - розрахунковий опір кладки стиску, визначається за табл. 2…9 [16];

R_b - розрахунковий опір бетону обойми стиску, визначається з урахуванням коефіцієнтів умов роботи за табл. 13 і 15 [3];

R_{sc} - розрахунковий опір стиску сталі кутиків або подовжньої стержневої арматури (за табл. В.1 [40] чи за табл. 4.1) з урахуванням коефіцієнтів умов роботи;

R_{sw} - розрахунковий опір хомутів із сталевих смуг або з арматурних стержнів за табл. В.1 [40] чи за табл. 4.1) з урахуванням коефіцієнтів умов роботи;

γ_k - коефіцієнт умов роботи кладки (за відсутності пошкоджень рівний 1, за наявності тріщин рівний 0,7);

γ_b - коефіцієнт умов роботи бетону обойми (приймати рівним: 1,0 при передачі навантаження на обойму та за наявності опори під нею; 0,7- при передачі навантаження на обойму та відсутності опори під нею; 0,35 – при передачі навантаження тільки на кладку та відсутності опори під обоймою);

m_g - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження, визначається за п. 4.7 [16];

ϕ і η - коефіцієнти умов роботи колони чи стовпа, знаходять за формулами

$$\phi = 1 - 2 \cdot e_o / h; \qquad \eta = 1 - 4 \cdot e_o / h; \tag{4.9}$$

$\overline{\varphi}$ - усереднений коефіцієнт подовжнього згину, обчислюють за формулою

$$\overline{\varphi} = (\varphi + \varphi_c)/2, \tag{4.10}$$

окремі значення якого (φ та φ_c) визначають за табл. 18 і 15 [16] при гнучкості стовпа по повній та стиснутій висоті перерізу в площині згину, відповідно

$$\lambda = l_o / h; \qquad \lambda_c = l_o / (h - 2 \cdot e_o); \tag{4.11}$$

l_o - розрахункова висота кам'яного стовпа чи колони, визначають за п. 4.3 з [16];

e_o - ексцентриситет передачі навантаження на цегляну колону (M / N).

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 4.1

Розрахунковий опір арматури обойм при влаштуванні обойм

Армування	Розрахунковий опір арматури, МПа (кгс/см^2)	
	сталь класу А-I	сталь класу А-II
Поперечна арматура	150 (1500)	190 (1900)
Поздовжня арматура без безпосередньої передачі навантаження на обойму	43 (430)	55 (550)
Те ж, при передачі навантаження на обойму з одного боку	130 (1300)	160 (1600)
Те ж, при передачі навантаження з двох сторін	190 (1900)	240 (2400)

Відсоток армування цегляних колон поперечними стержнями чи сталевими планками μ визначають з виразів (4.6) … (4.8), а площу їх перерізу обчислюють за формулою

$$A_{sw} = \frac{\mu \cdot h \cdot b \cdot s}{2 \cdot (h + b) \cdot 100}, \quad (4.12)$$

де s – крок поперечних стержнів чи сталевих планок;

h і b – розміри поперечного перерізу стовпа чи колони.

При $e_o \geq h/6$ посилення кам'яної кладки за допомогою обойм є неефективним!

4.2.4. Розрахунок посилення цегляних колон та стовпів попередньо-напруженими обоймами

Несуча здатність центрально-стиснутих кам'яних стовпів, посилених попередньо напруженими металевими обоймами повинна обчислюватися при навісних обоймах за формулою

$$N = N_{se} + \varphi \cdot m_g \cdot \Delta N_k \,, \quad (4.13)$$

а при обоймах-стояках за формулою

$$N = N_{se} + \varphi \cdot m_g \cdot (\Delta N_k + n \cdot N_{s1}), \quad (4.14)$$

де N_{se} - діюче навантаження;

Національний університет водного господарства та природокористування

φ - коефіцієнт подовжнього згину кам'яного стовпа;

n - число подовжніх металевих кутиків.

Збільшення несучої здатності посиленого кам'яного стовпа ΔN_k визначається за формулою

$$\Delta N_k = A_k \cdot R_{t,1} / \mu^* , \qquad (4.15)$$

де $R_{t,1}$ - мінімальна міцність цегли зовнішньої грані на розтяг при згині;

μ^* - коефіцієнт Пуассона, що обчислюється за формулою (4.16) з урахуванням пластичних деформацій та змінюється в межах 0,35…0,50

$$\mu^* = 0{,}5 - \frac{(1-2\mu)\sigma_z}{2{,}2 \cdot R_u \cdot \left| ln(1 - \sigma_z / (1{,}1 R_k)) \right|}, \qquad (4.16)$$

де $\sigma_z = N_{se} / A_k$, а $\mu = 0{,}2$.

Несуча здатність металевого кутика знаходиться за формулою

$$N_{s1} = \varphi_{s1} \cdot A_{s1} \cdot R_{s1} \cdot \gamma_{c1}, \qquad (4.17)$$

де φ_{s1} - коефіцієнт подовжнього згину кутика з розрахунковою довжиною, що дорівнює кроку поперечних хомутів;

A_{s1} - площа поперечного перерізу кутика;

R_{s1} - розрахунковий опір сталі кутика за межею текучості;

γ_{c1} - коефіцієнт умов роботи кутика (п. 4 [43]).

Поперечні стержні (хомути) встановлюються, виходячи з умови міцності

$$\sigma_{s2} = N_{o2} / A_{s2} + \alpha \cdot \Delta N_k \cdot \mu^* / A_k \le R_{sw2} \cdot \gamma_{c2}, \qquad (4.18)$$

де σ_{s2} - напруження у поперечних стержнях, що залежить від параметра α

$$\alpha = s \cdot h \cdot E_{s2} / (s \cdot h \cdot E_{k\,o} + 2 \cdot A_{s2} E_{s2} (1 - \mu^*)), \qquad (4.19)$$

N_{o2} - розрахункове зусилля попереднього напруження поперечних стержнів (хомутів);

A_{s2} - площа поперечного перерізу хомутів;

R_{sw2} - розрахунковий опір сталі хомутів за межею текучості;

Національний університет водного господарства та природокористування

γ_{c2} - коефіцієнт умов роботи поперечних стержнів (п. 4 [43]);

E_{sw2} - модуль пружності сталі хомутів;

E_{ko} - початковий модуль пружності кам'яної кладки.

Крок поперечних стержнів (хомутів) приймається з умов

$$s \le b; \quad s \le 0{,}5м; \quad s \le 40 \cdot i_{s1}, \tag{4.20}$$

де i_{s1} - радіус інерції металевого кутика обойми.

Максимальне значення зусилля попереднього напруження поперечних стержнів (хомутів) визначається, виходячи з умови відсутності вертикальних деформацій розтягу кам'яної кладки

$$N_{o2,max} \le s \cdot (b_s \cdot t_s) \cdot N_{se} / (2 \cdot A_k \cdot \mu^*), \tag{4.21}$$

де b_s і t_s - ширина та товщина полиці металевого кутика.

Мінімальне значення зусилля попереднього напруження поперечних стержнів (хомутів) приймається, виходячи з умови забезпечення спільної роботи кам'яної кладки і металевої обойми

$$N_{o2,min} \ge A_{s2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3), \tag{4.22}$$

де σ_1 - втрати від усадки розчину між обоймою і кладкою (дозволяється приймати $\sigma_1 = 30МПа$)

σ_2 - втрати від релаксації напружень

$$\sigma_2 = 0{,}1 \cdot N_{o2} / A_{s2} - 20 > 0; \tag{4.23}$$

σ_3 - втрати від обтиснення кладки по поверхні тріщин і розчину між кутиками обойми і кладкою (за механічного способу натягу втрати напружень σ_3 не враховуються).

Величину зусилля попереднього напруження металевих кутиків N_{o1} обойми стояка приймають, виходячи з умов:

$$N_{o1} \ge 0{,}01МН; \quad N_{o1} \le N_{se} / n; \quad N_{o1} \le N_{s1}. \tag{4.24}$$

Попереднє напруження елементів обойми-стояка слід здійснювати за однією з трьох схем у залежності від деформативності кам'яної кладки та металевих кутиків:

- при $\varepsilon_k > \varepsilon_{s1}$ у першу чергу здійснюється попереднє напруження поперечних стержнів, де

$$\varepsilon_k = \Delta N_k / (A_k \cdot E_{ko}); \tag{4.25}$$

Національний університет водного господарства та природокористування

$$\varepsilon_{s1} = (N_{s1} - N_{o1})/(A_{s1} \cdot E_{s1}), \qquad (4.26)$$

а металеві кутики включаються в роботу при навантаженні

$$N = N_{se} + \Delta N_{se} - \Delta N_{se,2}, \qquad (4.27)$$

де $$\Delta N_{se,2} = (N_{s1} - N_{o1}) \frac{A_k \cdot E_{k\,o} + n \cdot A_{s1} \cdot E_{s1}}{n \cdot A_{s1} \cdot E_{s1}}; \qquad (4.28)$$

- при $\varepsilon_k < \varepsilon_{s1}$ у першу чергу виконується попереднє напруження металевих кутиків, а поперечні хомути включаються в роботу за навантаження

$$N = N_{se} + \Delta N_{se} - \Delta N_{se,1}, \qquad (4.29)$$

де $$\Delta N_{se,1} = \Delta N_k \frac{A_k \cdot E_{k\,o} + n \cdot A_{s1} \cdot E_{s1}}{A_k \cdot E_{k\,o}}; \qquad (4.30)$$

- при $\varepsilon_k = \varepsilon_{s1}$ поперечні хомути і металеві кутики включаються в роботу одночасно.

При моделюванні спільної роботи основи і споруди в складних інженерно-геологічних умовах необхідно враховувати вертикальні та горизонтальні деформації ґрунтів від навантажень, що передаються на основу, а також вимушені вертикальні і горизонтальні деформації основи від їх просідання, розробки та карстових провалів тощо.

4.2.5. Приклади розв'язку задач до підрозділів 4.1 та 4.2

Приклад 4.1. Для посилення бетонної стінки шляхом заповнення пор, капілярів і раковин радіусом $R_o = 1{,}65 \times 10^{-2}$ *мм* на глибину $h = 88$ *мм* використовують спеціальний розчин. Нагнітання розчину в зазначену стінку при робочому тиску в гідросистемі $p_o = 1{,}7$ *МПа* слід здійснити за $t = 35$ *хвилин*. Визначити, якою повинна бути в`язкість робочого розчину.

Розв'язок. Виходячи з умови (4.1), в'язкість робочого розчину знайдемо за формулою

$$\mu = \frac{t \cdot p_o \cdot R_o^2}{12 \cdot h^2} = \frac{35 \cdot 60 \cdot 1{,}7 \cdot 10^6 \cdot (1{,}65 \cdot 10^{-2})^2}{12 \cdot 88^2} = 10{,}5\ Па \cdot с.$$

Національний університет

Висновок. Для забезпечення параметрів технологічного процесу посилення бетонної стінки необхідно, щоб в'язкість тампонажного розчину була не більшою *10,5Па×с*.

Приклад 4.2. Визначити площу перерізу тяги зі сталі *Вст.3пс2* для підсилення цегляної стіни довжиною $L_д$ *= 18,5 м* та товщиною $t_{ст}$ *= =480мм*. Марка цегли та марка цементного розчину на момент обстеження будівлі складали відповідно $M_ц$ *65* і $M_р$ *25*.

Розв'язок. Відповідно до табл.10 [32], розрахунковий опір цегляної кладки зрізу для неперев'язаного шва при марці розчину $M_р = 25$ складатиме R_{sq} *= 0,11 МПа*.

Зусилля, яке повинно сприйматися металевою тягою, знайдемо за формулою (4.3)

$$N = 0{,}2 \cdot R_{sq} \cdot L_д \cdot t_{ст} = 0{,}2 \cdot 0{,}11 \cdot 10^3 \cdot 18{,}5 \cdot 0{,}48 = 195{,}4\,кН\ .$$

З умови міцності центрально розтягнутого елемента знайдемо необхідну площу перерізу тяги

$$A_n = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{195{,}4 \cdot 10^3}{225} = 868\,мм^2\ ,$$

де R_y *=225 МПа* (для сталі *Вст.3пс2*).

Тягу можна виконати з круглого металевого стержня діаметром

$$d = 36мм > \sqrt{4 \cdot A_n / \pi} = \sqrt{4 \cdot 868 / 3{,}14} = 33{,}3\,мм$$

або з металевої смуги перерізом *45×20мм*.

Висновок. Таким чином, для підсилення цегляної стіни цілком достатньо взяти сталеву тягу з круглого стержня діаметром *36 мм* або металевої смуги перерізом *45×20мм*.

Приклад 4.3. На цегляний стовп, який має розміри поперечного перерізу $h \times b$ *=510×510мм,* навантаження від перекриття передається з ексцентриситетом e_o *=30 мм*. Після надбудови громадської будівлі воно зросло до N *= 650 кН*. При обстеженні кладки, що виконана з цегли пластичного пресування марки $M_ц$ *75* на розчині марки $M_р$ *25*, пошкоджень не виявлено. Слід розрахувати посилення цегляного стовпа за допомогою металевої обойми зі сталі марки *С235*, якщо

Національний університет
його висота відповідає «висоті поверху» і дорівнює *H=3,0м*. Обойма повинна безпосередньо сприймати двохстороннє навантаження зразу ж після її монтажу.

Розв'язок. Розрахунок сталевої обойми для посилення цегляних стовпів та колон, що працюють на центральний чи позацентровий стиск з малими ексцентриситетами, слід виконувати за формулою (4.6). З неї випливає, що несуча здатність посиленої у такий спосіб цегляної колони формуватиметься з трьох складових

$$N \le N_k + N_w + N_s,$$

де N_k - несуча здатність цегляної кладки;

N_s - несуча здатність подовжніх елементів сталевої обойми;

N_w - несуча здатність поперечних елементів (хомутів) сталевої обойми.

Коефіцієнти умов роботи цегляної колони, що входять до кожної із вищевказаних складових, знайдемо за формулами (4.9)

$$\phi = 1 - 2 \cdot e_o / h = 1 - 2 \cdot 30 / 510 = 0{,}882;$$

$$\eta = 1 - 4 \cdot e_o / h = 1 - 4 \cdot 30 / 510 = 0{,}765,$$

Національний університет водного господарства та природокористування

а коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження, за п. 4.7 [16] можна прийняти $m_g = 1{,}0$.

Гнучкість колони в площині згину по повній та стиснутій висоті її перерізу обчислюємо за виразами (4.11) відповідно

$$\lambda = \frac{l_o}{h} = \frac{\mu \cdot H}{h} = \frac{1{,}0 \cdot 3000}{510} = 5{,}88;$$

$$\lambda_c = \frac{l_o}{h - 2 \cdot e_o} = \frac{\mu \cdot H}{h - 2 \cdot e_o} = \frac{1{,}0 \cdot 3000}{510 - 2 \cdot 30} = 6{,}67.$$

Керуючись табл. 18 і 15 [16], знаходимо відповідні коефіцієнти поздовжнього згину $\varphi = 0{,}962$ і $\varphi_c = 0{,}947$ (для $\alpha = 1000$) та його усереднене значення за формулою (4.10)

$$\overline{\varphi} = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0{,}962 + 0{,}947)/2 = 0{,}954.$$

Встановивши за табл. 2 [16] розрахунковий опір кладки стиску $R_k = 1{,}1 МПа$ ($M_ц 75$ та $M_р 25$), знайдемо несучу здатність першої

складової перерізу посиленої колони – лише цегляної кладки ($A_k = 510 \cdot 510 = 260100 мм^2$)

$$N_k = \phi \cdot \bar{\varphi} \cdot m_g \cdot \gamma_k \cdot R_k \cdot A_k = 0{,}882 \cdot 0{,}954 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}1 \cdot 260100 =$$
$$= 241000 Н.$$

З конструктивних міркувань поперечні стержні сталевої обойми виконуватимемо з металевих пластин, а для поздовжніх елементів приймемо 4 рівнобоких кутики $50 \times 50 \times 5 мм$ із сумарною площею їх поперечного перерізу $A_s = 4 \cdot 480 = 1920 мм^2$. Відповідно до умов роботи обойми розрахунковий опір сталі кутиків за табл. 4.1 становить $R_{sc} = 190 МПа$, а розрахунковий опір сталі хомутів складає $R_{sw} = 150 МПа$..

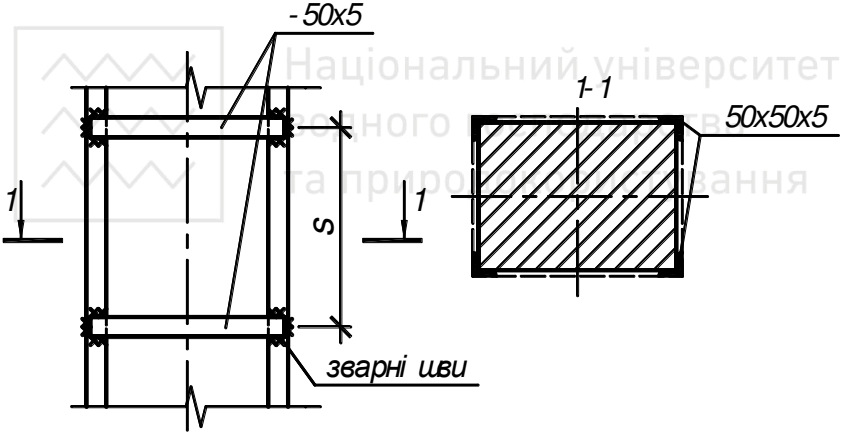


Рис.4.1. Схема посилення цегляного стовпа за допомогою металевої обойми

Тоді максимальне зусилля, яке можуть сприйняти поздовжні стержні металевої обойми, сягатиме

$$N_s = \phi \cdot \bar{\varphi} \cdot m_g \cdot R_{sc} \cdot A_s = 0{,}882 \cdot 0{,}954 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1920 =$$
$$= 307000 Н.$$

За таких обставин необхідно, щоб поперечні стержні (хомути) були здатні сприйняти наступне зусилля

$$N_w = N - N_k - N_s = 650000 - 241000 - 307000 = 102000 Н.$$

Національний університет водного господарства та природокористування

З іншої сторони, приймаючи до уваги формулу (4.6), зусилля в хомутах та відсоток армування цегляної колони поперечними стержнями μ можна знайти за наступними виразами відповідно

$$N_w = \phi \cdot \bar{\varphi} \cdot m_g \cdot \eta \cdot \frac{2{,}5\mu}{1+2{,}5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A_k ;$$

$$\mu = N_w /(2{,}5 \cdot \phi \cdot \bar{\varphi} \cdot m_g \cdot \eta \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A_k - 2{,}5N_w) = 102000/(2{,}5 \times$$

$$\times 0{,}882 \cdot 0{,}954 \cdot 1 \cdot 0{,}765 \cdot 150 \cdot 260100/100 - 2{,}5 \cdot 102000) = 0{,}274\%.$$

Задаючись попередньо кроком хомутів $s = 500\,мм$, знайдемо необхідну площу їх поперечного перерізу за формулою (4.12)

$$A_{sw} = \frac{\mu \cdot b \cdot h \cdot s}{2 \cdot (h+b) \cdot 100} = \frac{0{,}274 \cdot 510 \cdot 510 \cdot 500}{2 \cdot (510+510) \cdot 100} = 174{,}7\,мм^2 .$$

Поперечні стержні приймаємо з металевих пластин перерізом $50 \times 4\,мм$.

Національний університет водного господарства та природокористування

Висновок. Для сприйняття нового навантаження цегляний стовп слід посилити металевою обоймою з 4 кутиків $50 \times 50 \times 4\,мм$, з'єднаних між собою металевими смугами перерізом $50 \times 4\,мм$, розміщеними з кроком $s = 500\,мм$.

Приклад 4.4. Відцентрово навантажений стовп перерізом $b \times h = 540 \times 620\,мм$ з його розрахунковою висотою $l_o = H = 4{,}1м$ викладений із природних різаних каменів висотою $h_1 = 250мм$ марки $M_к 55$ на розчині марки $M_p 20$. Під час обстеження виявлено, що він має певні пошкодження і нове навантаження $N = 1150кН$, яке передається з ексцентриситетом $e_o = 70мм$ в напрямку більшої сторони, без посилення сприймати не зможе. На основі техніко-економічних розрахунків прийнято рішення про посилення зазначеного стовпа за допомогою залізобетонної обойми, прийнявши для неї бетон і арматуру відповідно класів $B15$ і $A300(II)$. Навантаження передається безпосередньо на обойму, яка обпирається на обріз фундаменту.

Розв'язок. Товщину залізобетонної обойми приймемо рівною $a_b = 70мм$, а величину захисного шару $-a_з = 20мм$. Використовуючи

нормативні документи, знайдемо найважливіші розрахункові характеристики матеріалів колони та її обойми:

γ_k =0,7 та γ_b = 1,0 (додаток В [40]); m_g = 1,0 (п. 4.7 [16]);

$R_k = 1{,}2 МПа$ (табл. 5 [16]);

$R_{sc} = 240 МПа$, $R_{sw} = 150 МПа$ (табл. 4.1);

$R_b = 8{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}85 = 6{,}5 МПа$ (табл. 13 і 15 [3]);

$A_k = 540 \cdot 620 = 334800 мм^2$;

$A_b = (540 + 50 \cdot 2)(620 + 50 \cdot 2) - 334800 = 126000 мм^2$ - площа перерізу обойми без захисного шару;

$A_{b1} = (540 + 70 \cdot 2)(620 + 70 \cdot 2) - 334800 = 182000 мм^2$ - площа перерізу залізобетонної обойми;

$A_s = 1608 мм^2$ (з конструктивних міркувань для посилення приймемо 8 стержнів $\varnothing 16 мм$ A300(II)).

Розрахунок залізобетонної обойми для посилення цегляних стовпів та колон, що працюють на центральний чи позацентровий стиск з малими ексцентриситетами, слід виконувати за формулою (4.7). З неї випливає, що несуча здатність посиленої у такий спосіб цегляної колони формуватиметься з чотирьох складових

$$N \le N_k + N_w + N_b + N_s ,$$

де N_k - несуча здатність цегляної кладки;

N_b - несуча здатність бетону залізобетонної обойми;

N_s - несуча здатність подовжньої арматури обойми;

N_w - несуча здатність поперечних елементів (хомутів) обойми.

Коефіцієнти умов роботи цегляної колони, що входять до кожної із вищевказаних складових, знайдемо за формулами (4.9)

$$\phi = 1 - 2 \cdot e_o / h = 1 - 2 \cdot 70 / 620 = 0{,}774;$$

$$\eta = 1 - 4 \cdot e_o / h = 1 - 4 \cdot 70 / 620 = 0{,}548.$$

Гнучкість колони в площині згину по повній та стиснутій висоті її перерізу обчислюємо за виразами (4.11) відповідно

$$\lambda = l_o / h = \mu \cdot H / h = 1{,}0 \cdot 4100 / 620 = 6{,}61;$$

Національний університет водного господарства та природокористування

$$\lambda_c = \frac{l_o}{h - 2 \cdot e_o} = \frac{\mu \cdot H}{h - 2 \cdot e_o} = \frac{1{,}0 \cdot 4100}{620 - 2 \cdot 70} = 8{,}54.$$

Керуючись табл. 18 і 15 [16], знаходимо відповідні коефіцієнти поздовжнього згину $\varphi = 0{,}948$ і $\varphi_c = 0{,}909$ (для $\alpha = 1000$) та його усереднене значення за формулою (4.10)

$$\overline{\varphi} = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0{,}948 + 0{,}909)/2 = 0{,}929.$$

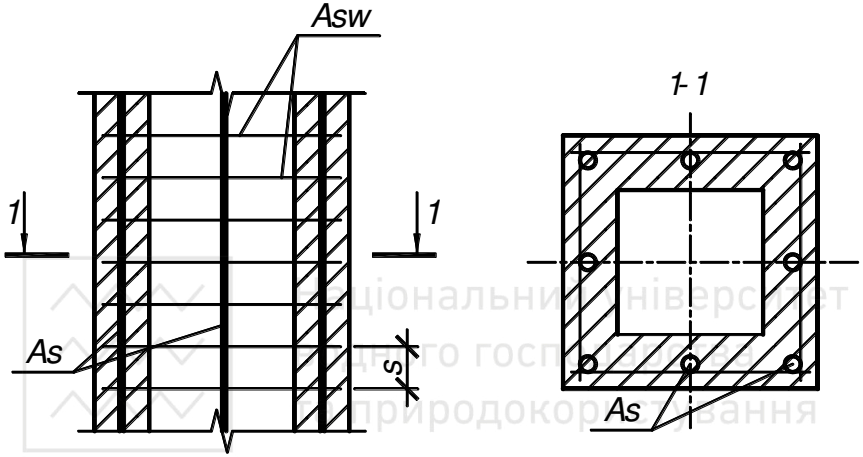


Рис.4.2. Схема посилення цегляного стовпа за допомогою залізобетонної обойми

Виходячи з виразу (4.7), несучі здатності цегляної кладки колони, бетонного перерізу та перерізу подовжньої арматури залізобетонної обойми рівні відповідно

$$N_k = \phi \cdot \overline{\varphi} \cdot m_g \cdot \gamma_k \cdot R_k \cdot A_k = 0{,}774 \cdot 0{,}929 \cdot 1 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}2 \cdot 334800 =$$
$$= 202000 H;$$

$$N_b = \phi \cdot \overline{\varphi} \cdot m_g \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot A_b = 0{,}774 \cdot 0{,}929 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 6{,}5 \cdot 126000 =$$
$$= 589000 H;$$

$$N_s = \phi \cdot \overline{\varphi} \cdot m_g \cdot R_{sc} \cdot A_s = 0{,}774 \cdot 0{,}929 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 1608 = 277500 H.$$

Враховуючи власну вага залізобетонної обойми

$$N_{sb} = A_{b1} \cdot H \cdot \gamma \cdot \gamma_f = 182000 \cdot 4100 \cdot 25 \cdot 10^{-6} \cdot 1{,}1 = 20500\, H,$$

Національний університет
та природокористування

поперечна арматура мусить сприймати наступне навантаження

$$N_w = N + N_{sb} - N_k - N_b - N_s = 1150000 + 20500 - 202000 - 589000 - 277500 = 102000 H.$$

З іншої сторони, приймаючи до уваги формулу (4.6), зусилля в хомутах та відсоток армування цегляної колони поперечними стержнями μ можна знайти за наступними виразами, відповідно

$$N_w = \phi \cdot \bar{\varphi} \cdot m_g \cdot \eta \cdot \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A_k;$$

$$\mu = N_w / (3 \cdot \phi \cdot \bar{\varphi} \cdot m_g \cdot \eta \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A_k - N_w) = 102000 / (3 \times$$

$$\times 0{,}774 \cdot 0{,}929 \cdot 1 \cdot 0{,}548 \cdot 150 \cdot 334800 / 100 - 102000) = 0{,}207\%.$$

Попередньо задаючись кроком хомутів $s = 250 мм$, знайдемо необхідну площу їх поперечного перерізу за формулою (4.12)

$$A_{sw} = \frac{\mu \cdot b \cdot h \cdot s}{2 \cdot (b + h) \cdot 100} = \frac{0{,}207 \cdot 540 \cdot 620 \cdot 250}{2 \cdot (540 + 620) \cdot 100} = 74{,}7 мм^2.$$

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Остаточно поперечну арматуру приймаємо діаметром *10мм* класу *A200(I)* площею $A_{sw} = 78{,}5 мм^2$ з кроком $s = 250 мм$.

Висновок. Для сприйняття підвищеного навантаження цегляний стовп слід посилити залізобетонною обоймою, виконаною з бетону класу *B15* та армованої поздовжніми стержнями *8∅16 A300(II)* та поперечними хомутами *∅10 A200(I)* з кроком *250мм.*

Приклад 4.5. Центрально навантажений стовп перерізом $b \times h = 640 \times 640 мм$ з розрахунковою висотою $l_o = H = 3{,}2 м$ сприймає навантаження $N = 610 кН$. Він викладений із природних різаних каменів висотою $h_1 = 150 мм$ марки $M_k 70$ на розчині марки $M_p 25$. Оскільки зазначений стовп в процесі експлуатації отримав певні пошкодження, то за результатами обстеження прийнято рішення про його посилення обоймою у вигляді армованої штукатурки. Слід розрахувати основні параметри зазначеної обойми.

Розв'язок. З конструктивних міркувань товщину штукатурної обойми приймемо рівною $a_ш$=*30мм*, а для її виконання використаємо

Національний університет водного господарства та природокористування

цементний розчин марки $M_{p,o}50$ та сітку з арматури класу *А-200(1).* За нормативними документами знаходимо найважливіші розрахункові характеристики матеріалів колони та обойми:

$\gamma_k = 0,7$ (додаток В [40]); $m_g = 1,0$, $\phi = 1,0$ та $\eta = 1,0$ (п. 4.7 [16]);

$R_k = 1,44 МПа$ (табл. 5 [16]); $R_{sw} = 150 МПа$ (табл. 4.1);

$A_k = 640 \cdot 640 = 409600 мм^2$.

Розрахунок штукатурної обойми для посилення цегляних стовпів та колон, слід виконувати за формулою (4.8). З неї випливає, що несуча здатність посиленої у такий спосіб цегляної колони формуватиметься з двох складових

$$N \le N_k + N_w,$$

де N_k - несуча здатність цегляної кладки;

N_w - несуча здатність поперечних стержнів (хомутів) обойми.

Враховуючи, що гнучкість колони в площині згину по повній і по стиснутій висоті її перерізу однакова

$$\lambda = \lambda_c = l_o / h = \mu \cdot H / h = 1,0 \cdot 3200 / 640 = 5,$$

та керуючись табл. 18 і 15 [16], знаходимо усереднене значення коефіцієнти поздовжнього згину (для $\alpha = 1000$)

$$\overline{\varphi} = \varphi = \varphi_c = 0,98.$$

Виходячи з виразу (4.8), несуча здатність цегляної кладки колони становить

$$N_k = \phi \cdot \overline{\varphi} \cdot m_g \cdot \gamma_k \cdot R_k \cdot A_k = 1 \cdot 0,98 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1,44 \cdot 409600 =$$
$$= 404600 Н.$$

За таких обставин необхідно, щоб поперечні стержні (хомути) були здатні сприйняти наступне зусилля

$$N_w = N - N_k = 610000 - 404600 = 205400 Н.$$

З іншої сторони, приймаючи до уваги формулу (4.8), зусилля в хомутах та відсоток армування цегляної колони поперечними стержнями μ можна знайти за наступними виразами відповідно

$$N_w = \phi \cdot \overline{\varphi} \cdot m_g \cdot \eta \cdot \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A_k;$$

Національний університет
водного господарства
та природокористування

$$\mu = N_w / (2{,}8 \cdot \phi \cdot \overline{\varphi} \cdot m_g \cdot \eta \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A_k - 2 \cdot N_w) = 205400 / (2{,}8 \times$$

$$\times 1 \cdot 0{,}98 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 150 \cdot 409600 / 100 - 2 \cdot 205400) = 0{,}161\%.$$

Задаючись кроком хомутів $s = 100 мм$, знайдемо необхідну площу їх поперечного перерізу за формулою (4.12)

$$A_{sw} = \frac{\mu \cdot b \cdot h \cdot s}{2 \cdot (h + b) \cdot 100} = \frac{0{,}161 \cdot 640 \cdot 640 \cdot 100}{2 \cdot (640 + 640) \cdot 100} = 25{,}8 см^2.$$

Остаточно поперечні стержні приймаємо діаметром *6мм* класу *A200(I)* ($A_{sw} = 28{,}3 мм^2$)з кроком $s = 100 мм$. Подовжні стержні приймаємо з конструктивних міркувань *8∅A200(I).*

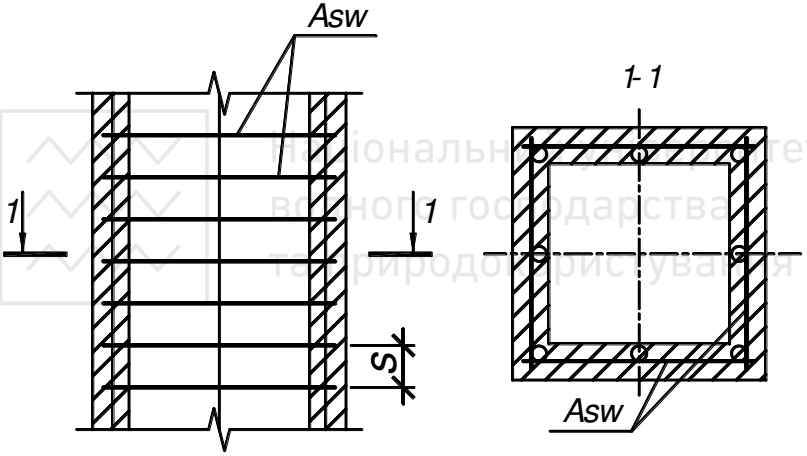


Рис.4.3. Схема посилення цегляного стовпа за допомогою армованої штукатурки

Висновок. Штукатурна обойма для посилення цегляного стовпа включає в себе сітку та шар цементного розчину марки $M_p 50$. Поперечні стержні *∅ 6A-200(I)* повинні стояти в арматурній сітці з кроком $s = 100 мм$.

4.2.6. Вправи до підрозділів 4.1 та 4.2

Вправа 4.1. Для посилення бетонної стінки шляхом заповнення пор, капілярів і раковин радіусом $r_o = 1{,}85 \cdot 10^{-2} мм$ на глибину

$h = 102мм$ використовують спеціальний розчин. Нагнітання розчину в зазначену стінку при робочому тиску в гідросистемі $p_o = 1{,}9МПа$ слід здійснити за $t = 30хв$. Визначте, якою повинна бути в`язкість робочого розчину.

Вправа 4.2. Визначити площу перерізу тяги зі сталі *Вст.3пс2* для посилення цегляної стіни довжиною $L_д = 16{,}0м$ та товщиною $t_{ст} = 510мм$. Марка цегли та марка цементного розчину на момент обстеження будівлі складали відповідно $M_ц\ 85$ і $M_р\ 35$.

Вправа 4.3. Навантаження на цегляний стовп, який має розміри поперечного перерізу $h \times b = 540 \times 540мм$, передається з ексцентриситетом $e_o = 40мм$. Після надбудови громадської будівлі воно зросло до $N = 750кН$. При обстеженні кладки, що виконана з цегли пластичного пресування марки $M_ц\ 85$ на розчині марки $M_р\ 35$, пошкоджень не виявлено. Слід розрахувати посилення цегляного стовпа за допомогою металевої обойми зі сталі марки *С235*, якщо його висота відповідає «висоті поверху» і дорівнює $H = 3{,}2м$. Обойма повинна безпосередньо сприймати двохстороннє навантаження зразу ж після її монтажу.

Вправа 4.4. Відцентрово навантажений стовп перерізом $b \times h = 560 \times 640мм$ з його розрахунковою висотою $l_o = H = 4{,}2м$ викладений із природних різаних каменів висотою $h_1 = 300мм$ марки $M_к 60$ на розчині марки $M_р 25$. Під час обстеження виявлено, що він має певні пошкодження і нове навантаження $N = 1290кН$, яке передається з ексцентриситетом $e_o = 80мм$ в напрямку більшої сторони, без посилення сприймати не зможе. На основі техніко-економічних розрахунків прийнято рішення про посилення зазначеного стовпа за допомогою залізобетонної обойми, прийнявши для неї бетон і арматуру відповідно класів $B17{,}5$ і $A400(III)$. Навантаження передається безпосередньо на обойму, яка обпирається на обріз фундаменту.

Вправа 4.5. Центрально навантажений стовп перерізом $b \times h = 600 \times 600\,мм$ з розрахунковою висотою $l_o = H = 3{,}0м$ сприймає навантаження $N = 630\,кН$. Він викладений із природних різаних каменів висотою $h_1 = 200мм$ марки $M_k 75$ на розчині марки $M_p 20$. Оскільки зазначений стовп в процесі експлуатації отримав певні пошкодження, то за результатами обстеження прийнято рішення про його посилення обоймою у вигляді армованої штукатурки. Слід розрахувати основні параметри зазначеної обойми.

4.3. Посилення залізобетонних елементів і конструкцій

4.3.1. Основні вимоги

Посилення конструкцій розраховується за першою та другою групами граничних станів. Для існуючих конструкцій перевірочні розрахунки повинні бути виконані, перш за все, в перерізах з дефектами і пошкодженнями та в перерізах, де за результатами натурних обстежень фактична міцність бетону виявилась меншою за середню на 20% і більше. Вплив виявлених дефектів та пошкоджень на роботу конструкцій слід враховувати через [39, 42, 47, 48]:

- зменшення розрахункових площ перерізу бетону і арматури;
- зміни міцнісних та деформативних характеристик бетону;
- збільшення ексцентриситету поздовжньої сили;
- зниження зчеплення арматури з бетоном.

Розрахункові характеристики бетону та арматури існуючих конструкцій визначають відповідно до [3]. Як правило, клас бетону підсилення за міцністю на стиск приймають рівним класу бетону конструкцій, що посилюються, і не менше В15 для наземних конструкцій та В12,5 - для фундаментів.

Залізобетонні конструкції, що підлягають посиленню, необхідно проектувати відповідно до [3] при посиленні бетоном і залізобетоном та [43] - при посиленні сталевим прокатом.

Розрахунок посилення повинен виконуватися для двох стадій роботи конструкцій:

- без залучення до спільної роботи елементів посилення на повні навантаження з урахуванням власної ваги конструкцій посилення (розрахунок тільки за першою групою граничних станів);

- після залучення до спільної роботи елементів посилення на експлуатаційні навантаження (розрахунок за першою та другою групами граничних станів).

Обов'язковою умовою при проектуванні посилення залізобетонних конструкцій є залучення елементів конструкцій посилення до спільної роботи з конструкцією, що посилюється.

Для конструкцій, що мають значні пошкодження (за руйнування 50% і більше перерізу бетону або 50 % і більше площі перерізу арматури), елементи посилення повинні розраховуватися на самостійне сприйняття повного навантаження без участі конструкції, що посилюється. При проектуванні посилення конструкцій необхідно передбачити, щоб навантаження в період посилення не перевищувало 65% від його розрахункової величини. За неможливості чи складності досягнення необхідного ступеня розвантаження дозволяється виконувати посилення під більшим навантаженням. У цьому випадку слід вводити коефіцієнти умов роботи і арматури $\gamma_{br1} = 0,8$ та $\gamma_{sr1} = 0,8$.

Зусилля в елементах статично невизначених конструкцій необхідно обчислювати з урахуванням можливого їх перерозподілу, величина якого для посилених конструкцій повинна бути не більше 25%. При перевищенні цієї величини на окремих ділянках конструкцій, останні необхідно перевіряти розрахунком на міцність бетону стиснутої зони та на розкриття тріщин.

Величину попереднього натягу при посиленні конструкцій попередньо напруженими стержнями необхідно приймати за [3]. Її максимальне значення не повинно перевищувати 0,9 розрахункового опору для стержневої та 0,7 - для дротової арматури. Мінімальну величину попереднього натягу арматурних стержнів необхідно приймати не менше 40% від їх розрахункового опору. Втрати попереднього натягу необхідно приймати за діючими нормами [3]. При визначенні втрат від деформування анкерів переміщення упорних пристроїв, внаслідок їх обтиснення, можна приймати рівним 4 мм.

Згинальні та відцентрово стиснуті елементи, що посилюються бетоном чи залізобетоном, можуть розраховуватися як елементи суцільного перерізу за умови додержання конструктивних та розрахункових вимог щодо забезпечення спільної роботи старого і нового

Національний університет
та природокористування

бетонів. З цією метою необхідно передбачити спеціальні конструктивні заходи:

- створення шорсткості та шпонок на поверхні конструкцій, що підсилюються;установка спеціальної додаткової арматури;
- забезпечення гранично допустимого за конструктивними вимогами кроку та діаметру хомутів;
- забезпечення гранично допустимого кроку та діаметру конструктивної арматури (додаток Н).

При прикладанні динамічних навантажень повинні додатково перевірятися міцність контакту конструкції, що посилюється, та обойми посилення (як збірно-монолітної конструкції).

Розрахунок залізобетонних елементів, що посилюються бетоном, арматурою чи залізобетоном, необхідно виконувати за міцністю перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, похилих та просторових (за дії крутних моментів). Крім того, їх необхідно перевіряти на місцеву дію навантаження (стиск, продавлювання, відрив) відповідно до [3] та з урахуванням різних класів бетону і арматури в елементі, що посилюється.

При посиленні елементів залізобетонних конструкцій поперечне армування повинно прийматися замкнутим, а за посилення тристоронніми «сорочками» його необхідно замикати чи з'єднувати зварюванням із спеціальними анкерами з кутикової чи смугової сталі, розташованими на четвертій необетонованій стороні елемента, захищаючи їх від корозії. Поперечні в'язані стержні приймають діаметром не менше 8 мм та встановлюють із кроком в 15 діаметрів подовжньої арматури, але не більше трикратної товщини обойми і не більше 200 мм. Площу перерізу подовжньої арматури визначають за розрахунком, але її діаметр повинен бути не менше 16 мм для стиснутих та 12 мм для розтягнутих стержнів.

За місцевого посилення залізобетонних конструкцій обоймою остання повинна заводитись на непошкоджені ділянки на довжину:

- не менше 500 мм і не менше п'ятикратної товщини обойми посилення;
- анкерування подовжньої арматури посилення;
- подвійного розміру більшої грані елемента, що посилюється (для стержневих конструкцій).

При посиленні залізобетонних каркасів одно- і багатоповерхових будівель та споруд необхідно керуватися наступними положеннями: перевірочні розрахунки каркасів з урахуванням дефектів і

пошкоджень окремих елементів, вузлів та зміщення опор повинні виконуватися за фізичної нелінійності матеріалів;

- при розрахунку і конструюванні посилення необхідно забезпечити не тільки міцність, стійкість, жорсткість та тріщиностійкість окремих елементів і міцність їх з'єднань, але й просторову жорсткість та стійкість каркаса в цілому;
- слід у повному обсязі передбачити конструктивні заходи, що забезпечать необхідну жорсткість та стійкість каркасів будинків і споруд у цілому (утворення жорстких дисків покриттів і перекриттів, встановлення системи зв'язків та діафрагм жорсткості).

4.3.2. Розрахунок центрально стиснутих елементів при посиленні залізобетонними обоймами

Перевірку міцності конструкцій, що підсилюються монолітними залізобетонними обоймами (рис. 4.4) із-за підвищення навантаження, слід виконувати за умовою

$$N \le \varphi \cdot (R_{b1} b_1 h_1 + R_{sc1} A'_{s1} + \gamma_h \cdot (R_{b2} A_{b2} + R_{sc2} A'_{s2})), \quad (4.31)$$

де φ - коефіцієнт подовжнього згину за табл. 1 [47] або табл. 4.2;

γ_h - коефіцієнт умов роботи обойми, що рекомендується приймати рівним 0,8 за п.3.2.2 [47];

A_{b2} - площа поперечного перерізу бетону обойми;

l_o - розрахункова довжина стержня за табл. 32 [3];

b - менший розмір прямокутного перерізу посиленої колони.

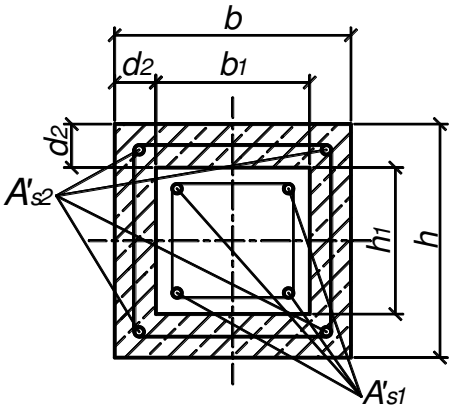


Рис.4.4. Поперечний переріз колони, посиленої залізобетонною обоймою

Національний університет водного господарства та природокористування

Задаючись армуванням обойми в межах 1% ($A_{s2}^{'} = 0{,}01A_{b2}$), знаходимо

$$A_{b2} = \frac{N/\varphi - R_{b1}b_1h_1 - R_{sc1}A_{s1}^{'}}{\gamma_h \cdot (R_{b2} + 0{,}01 \cdot R_{sc2})}, \qquad (4.32)$$

а розрахункову ширину обойми визначаємо за формулою

$$d_2 = 0{,}25 \cdot \left[\sqrt{(b_1 + h_1)^2 + 4 \cdot A_{b2}} - (b_1 + h_1)\right]. \qquad (4.33)$$

Таблиця 4.2

Значення коефіцієнта подовжнього згину

l_o / b	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
φ	1	0,98	0,96	0,92	0,89	0,85	0,85	0,77	0,71	0,68	0,64

Національний університет водного господарства та природокористування

4.3.3. Розрахунок відцентрово стиснутих елементів при посиленні нарощуванням

Проектування відцентрово стиснутих елементів при посиленні нарощуванням здійснюють, як правило, за двома випадками.

Якщо $\xi \le \xi_R \cdot \gamma_{dis}$ (γ_{dis} - коефіцієнт умов роботи, що залежить від ступеня розвантаження), то розрахунком визначають площу перерізу необхідної додаткової арматури A_{s2} в розтягнутій зоні, а нарощенням останньої задаються (рис. 4.5, а).

При $a \le 0{,}5(h - x)$ перевірку міцності проводять за умовою

$$N \cdot e \le R_{b1}b_1x \cdot (h_{o1} + a - 0{,}5x) + R_{sc1}A_{s1}^{'}(h_{o1} + a - a_1^{'}) - R_{s1}A_{s1}a, \qquad (4.34)$$

де e - ексцентриситет діючої подовжньої сили відносно геометричної осі перерізу без урахування нарощування

$$e = e_o + 0{,}5 \cdot h - a_2. \qquad (4.35)$$

Висота стиснутої зони х визначається з рівняння рівноваги

$$N = R_{b1}b_1x + R_{sc1}A_{s1}^{'} - R_{s1}A_{s1} - R_{s2}A_{s2}. \qquad (4.36)$$

Національний університет
та природокористування

За відомих значень N та d_2 послідовність визначення додаткової арматури A_{s2} може бути наступною:

- з рівняння (4.36) визначають висоту x;
- підставляють вказану висоту в умову (4.34), прирівнюючи її ліву та праву частини;
- одержану рівність розв'язують відносно A_{s2}.

Якщо ж $a > 0{,}5(h - x)$ то існуючу арматуру A_{s1} приймають з розрахунковим опором $0{,}8R_{s1}$.

При розрахунку несучої здатності колон слід враховувати можливість пошкодження стержнів арматури посиленої конструкції зварюванням (їх переріз зменшується на *25%*).

При $\xi > \xi_R \cdot \gamma_{dis}$ розрахунком визначають площу перерізу необхідної додаткової арматури A'_{s2} в стиснутій зоні, а нарощенням останньої (d_2) задаються (рис. 4.5, б) або ж навпаки.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

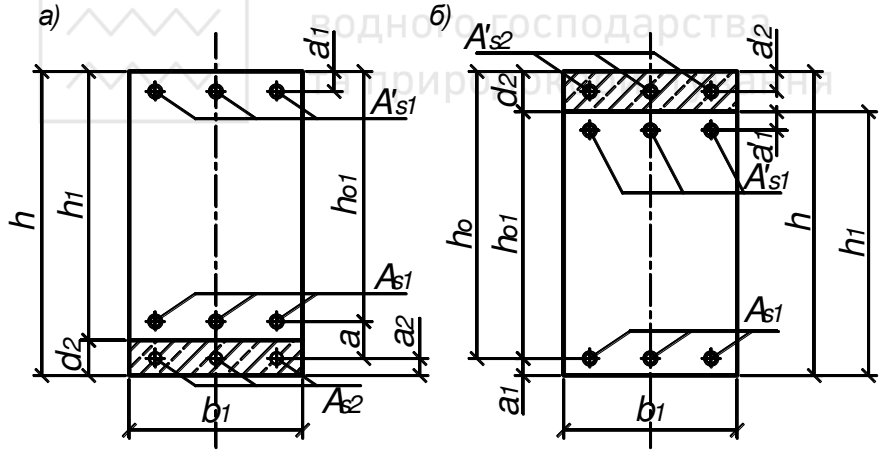


Рис.4.5. Поперечний переріз відцентрово стиснутої колони, посиленої додатковою арматурою

Перевірку міцності виконують за умовою

$$Ne_r \le R_{b2}b_1d_2(h_{o1} - 0{,}5d_2) + R_{b1}b_1(x - d_2)\left[h_{o1} - 0{,}5(x - d_2)\right] + R_{sc1}A'_{s1}(h_{o1} - a'_1) + R_{sc2}A'_{s2}(h_{o2} - a'_2), \quad (4.37)$$

де e_r - ексцентриситет діючої подовжньої сили відносно геометричної осі перерізу з урахуванням нарощування

$$e_r = e_o + 0{,}5 \cdot h - a_1. \qquad (4.38)$$

Для посилюваних конструкцій з бетону класу В30 і нижче з арматурою класів *А200(I), А300(II)* та *А400(III)* висоту стиснутої зони x слід визначати з рівняння рівноваги

$$N = R_{b2} b_1 d_2 + R_{b1} b_1 (x - d_2) + R_{sc1} A_{s1}^{'} + R_{sc2} A_{s2}^{'} - \sigma_{s1} A_{s1}, \qquad (4.39)$$

де

$$\sigma_{s1} = \left(2 \frac{1 - x / h_{o2}}{1 - \xi_R \gamma_{dis}} - 1 \right) R_{s1}. \qquad (4.40)$$

Для посилюваних конструкцій з бетону класу вище В30, а також для конструкцій з арматурою A_{s1} класу вище *А400(III)* висоту стиснутої зони x та напругу σ_{s1} визначають із спільного розв'язку рівнянь (4.39) та (4.41)

$$\sigma_{s1} = \frac{1{,}1 \sigma_{sR} \xi (0{,}85 - 0{,}008 R_{b1} - \xi)}{0{,}25 - 0{,}008 R_{b1}}, \qquad (4.41)$$

де σ_{sR} приймається за п. 3.12 [3].

За відомих значень N та d_2 подальша послідовність визначення додаткової стиснутої арматури $A_{s2}^{'}$ є такою ж, як і розтягнутої A_{s2}.

Коефіцієнт γ_{dis} рекомендується приймати за п. 3.2.3 [47] або за табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Коефіцієнт умов роботи за розвантаження конструкцій

Розвантаження,%	100	75	50	25
Коефіцієнт γ_{dis}	0,95	0,9	0,8	0,7

Для посилення конструкцій з бетону класу В30 і нижче з арматурою класів *А200(I), А300(II)* та *А400(III)* площу додаткової стиснутої арматури дозволяється визначати за спрощеною формулою

Національний університет водного господарства та природокористування

$$A_{s2}^{'} = \frac{Ne - R_{b1} b_1 d_2 (h_{o1} + 0{,}5 \cdot d_2) - R_{sc1} A_{s1}^{'} (h_{o1} - a_1^{'})}{R_{sc2} (h_{o2} - a_2^{'})}. \quad (4.42)$$

При розрахунку міцності центрально та відцентрово стиснутих елементів, що посилюються залізобетонними обоймами, «сорочками» чи нарощуванням (у стиснутій зоні) товщиною до 50 мм, розрахунковий опір бетону посилення R_{b2} повинен приймається з коефіцієнтом умов роботи 0,85.

4.3.4. Розрахунок нормальних перерізів згинальних елементів при посиленні «сорочками» та нарощуванням

За розрахунком міцності нормальних перерізів визначають площу перерізу необхідної додаткової арматури A_{s2} в розтягнутій зоні, а нарощенням останньої (d_2) задаються.

При посиленні «сорочками» (рис. 4.6,а) міцність балок перевіряють за умовою

$$M \le R_{b1} b_f^{'} h_f^{'} (h_{o1} + a - 0{,}5 h_f^{'}) + (R_{b1} b_1 + R_{b2} b_2)(x - h_f^{'}) \times$$

$$\times \left(h_{o1} + a - 0{,}5(x - h_f^{'})\right) + R_{sc1} A_{s1}^{'} (h_{o1} + a - a_1^{'}) - R_{s1} A_{s1} a. \quad (4.43)$$

Висоту стиснутої зони x визначаємо за формулою

$$x = \frac{R_{s1} A_{s1} + R_{s2} A_{s2} - R_{sc1} A_{s1}^{'} - R_{b1} h_f^{'} (b_f^{'} - b_1) + R_{b2} b_2 h_f^{'}}{R_{b1} b_1 + R_{b2} b_2}. \quad (4.44)$$

При нарощуванні знизу (рис. 4.6, б) перевірку міцності виконують за умовами (4.43) і (4.44) при $b_2 = 0$ та $R_{b2} = 0$. Послідовність визначення додаткової арматури A_{s2} викладена в п. 4.3.3.

Якщо $a > 0{,}5(h - x)$ то існуючу арматуру A_{s1} приймають з розрахунковим опором $0{,}8R_{s1}$.

При розрахунку несучої здатності колон слід враховувати можливість пошкодження стержнів арматури посиленої конструкції внаслідок їх зварювання, корозії та порушення зчеплення з бетоном (переріз арматури зменшується на 25%).

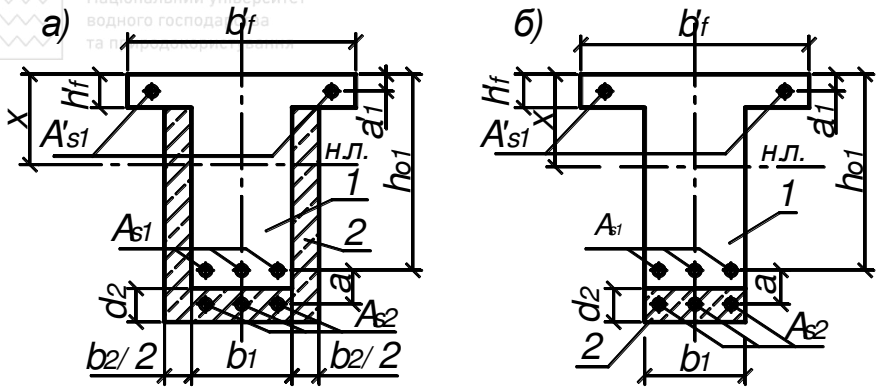


Рис.4.6. Поперечний переріз балки, посиленої арматурою в розтягнутій зоні

При посиленні конструкцій нарощуванням зверху (рис. 4.7) товщина бетону d_2 визначається з умови, щоб кількість наявної арматури A_{s1} була достатньою для сприйняття збільшеного згинаючого моменту в прольоті конструкції.

Перевірка міцності перерізу, посиленого «сорочкою» з нарощуванням (рис. 4.7, а), виконується в залежності від положення нейтральної лінії:

а) якщо нейтральна лінія проходить в полиці, тобто виконується умова (4.45)

$$R_{s1}A_{s1} \le R_{b2}b_f^{'}d_2 + R_{sc2}A_{s2}^{'}, \qquad (4.45)$$

то балку розраховують як елемент прямокутного перерізу шириною $b_f^{'}$, що виконаний з нового бетону (бетону посилення), за умовою

$$M \le R_{b2}b_f^{'}x(h_o - 0{,}5x) + R_{sc2}A_{s2}^{'}(h_o - a_2^{'}), \qquad (4.46)$$

а висоту стиснутої зони x визначають за формулою

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1} - R_{sc2}A_{s2}^{'}}{R_{b2}b_f^{'}}; \qquad (4.47)$$

б) якщо умова (4.45) не виконується, то розрахунок слід виконувати з урахуванням різних бетонів в стиснутій зоні конструкції за умовою

Національний університет водного господарства та природокористування

$$M \le R_{b2} b_f' d_2 (h_o - 0{,}5 d_2) + (R_{b2} b_2 + R_{b1} b_1) x_1 (h_{o1} - 0{,}5 x_1) +$$

$$+ R_{sc2} A_{s2}' \cdot (h_o - a_2') + R_{sc1} A_{s1}' \cdot (h_{o1} - a_1'), \qquad (4.48)$$

а висоту стиснутої зони $x_1 = x - d_2$ визначати за формулою

$$x_1 = \frac{R_{s1} A_{s1} - R_{sc1} A_{s1}' - R_{sc2} A_{s2}' - R_{b2} b_f' d_2}{R_{b1} b_1 + R_{b2} b_2}. \qquad (4.49)$$

Перевірка міцності перерізу, посиленого утворенням нової полиці (рис. 4.7, б), теж залежить від положення нейтральної лінії:

а) якщо межа стиснутої зони проходить в полиці, тобто виконується умова (4.45), то балку розраховують як елемент прямокутного перерізу шириною b_f' за формулами (4.46) та (4.47);

б) якщо нейтральна лінія проходить в ребрі, тобто умова (4.45) не виконується, то розрахунок слід здійснювати з урахуванням різних бетонів в стиснутій зоні конструкції за умовами (4.48) та (4.49) при $b_2 = 0$.

Перевірка міцності перерізу, посиленого нарощуванням полиці (рис. 4.7, в), теж залежить від положення нейтральної лінії:

а) якщо межа стиснутої зони проходить в полиці з нового бетону посилення, тобто виконується умова (4.45), то балку розраховують як елемент прямокутного перерізу шириною b_f' за формулами (4.46) та (4.47);

б) якщо нейтральна лінія проходить в полиці посилюваної (існуючої) конструкції, тобто умова (4.45) не виконується та

$$R_{s1} A_{s1} \le R_{b2} b_f' d_2 + R_{b1} b_f' h_{f1}' + R_{sc2} A_{s2}' + R_{sc1} A_{s1}', \qquad (4.50)$$

то балку слід розраховувати як елемент прямокутного перерізу шириною b_f' з бетонів різних класів за умовами (4.48) та (4.49) при $b_1 = b_{f1}'$ та $b_2 = 0$;

в) якщо умова (4.50) не виконується, тобто межа стиснутої зони проходить в ребрі, то розрахунок слід виконувати з урахуванням різних бетонів в стиснутій зоні конструкції за умовою

$$M \le R_{b2} b_f' d_2 (h_o - 0{,}5 d_2) + R_{b1} b_f' h_{f1}' (h_{o1} - 0{,}5 h_{f1}') + R_{b1} b_1 x_1 \times$$

$$\times (h_{o1} - 0{,}5 x_1) + R_{sc2} A_{s2}' (h_o - a_2') + R_{sc1} A_{s1}' (h_{o1} - a_1'), \qquad (4.51)$$

а висоту стиснутої зони $x_1 = x - h_f'$ необхідно визначати за наступною формулою

$$x_1 = \frac{R_{s1} A_{s1} - R_{sc1} A_{s1}' - R_{sc2} A_{s2}' - R_{b2} b_f' d_2 - R_{b1} b_f' h_{f1}'}{R_{b1} b_1}. \qquad (4.52)$$

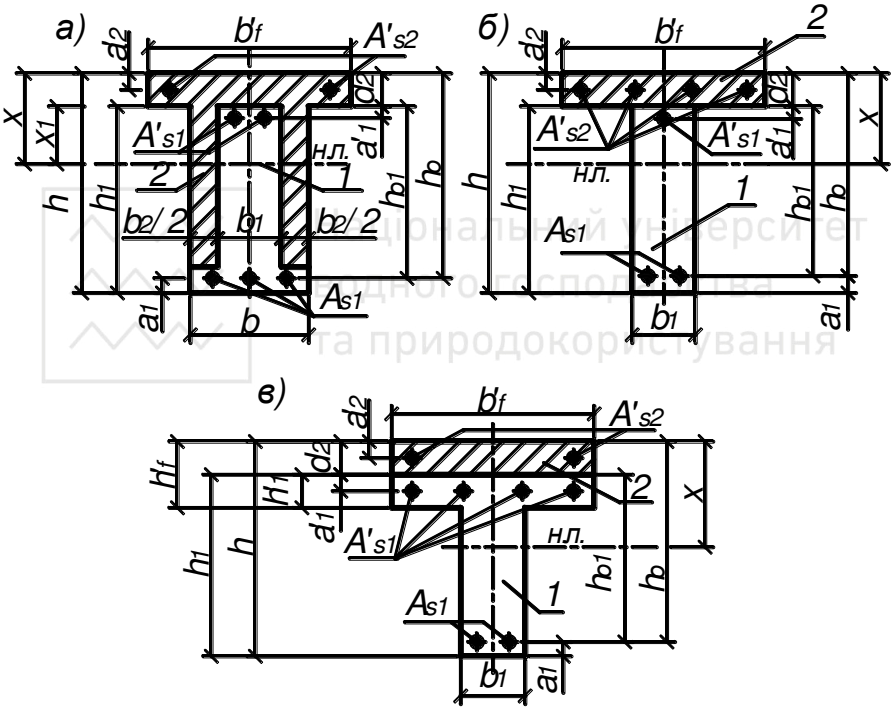


Рис.4.7. Варіанти поперечного переріз балки, посиленої нарощуванням бетону стиснутої зоні

В конструкціях з високоміцною арматурою при перевірці умов (4.45) і (4.50) значення коефіцієнта γ_{s6} слід визначати при $\xi = d_2 / h_o$ і $\xi = h_f' / h_o$ відповідно.

Національний університет
та природокористування

Послідовність визначення зони нарощування d_2 є наступною:

- з рівнянь (4.47), (4.49) або (4.52) в залежності від типу даного перерізу та положення нейтральної лінії визначають висоту стиснутої зони x;
- підставляючи вказане значення в умови відповідно (4.46), (4.48) або (4.51), прирівнюють ліві та праві частини даних умов;
- отримані рівності розв'язують відносно d_2.

4.3.5. Розрахунок похилих перерізів згинальних елементів при посиленні «сорочками» та нарощуванням

Перевірка посилюваних конструкцій за похилими перерізами виконується для забезпечення їх міцності на дію:

- поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами;
- поперечної сили по похилій тріщині;
- згинаючого моменту по похилій тріщині.

Розрахунок міцності похилих перерізів посилюваного згинаючого елементу здійснюють в залежності від його конструктивного рішення [47]. Для розрахунку за похилими перерізами такі конструкції, як правило, розділяють на два основні типи (рис. 4. 8):

1-й тип - переріз по висоті складається з бетону посилюваної конструкції і бетону посилення (рис. 4. 8, а);

2-й тип - переріз по ширині складається з бетону посилюваної конструкції і бетону посилення (рис. 4. 8, б).

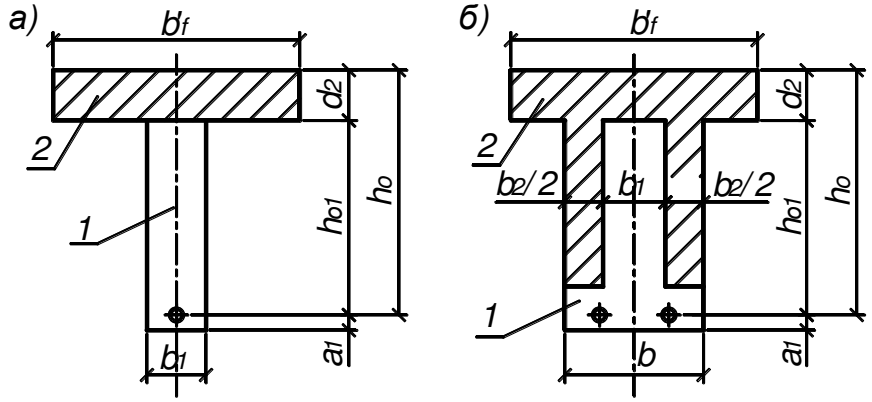


Рис.4.8. Типи поперечних перерізів посилених балок

Національний університет

У загальному випадку перевірку міцності здійснюють за однакових розрахункових умов двічі (за двома схемами розрахунку):

а) для конструкцій 1-го типу:

- по робочій висоті h_{o1} та міцності бетону R_{b1} та R_{bt1};
- по робочій висоті h_o та міцності бетону R_{b2} та R_{bt2};

б) для конструкцій 2-го типу:

- по робочій висоті h_{o1} з урахуванням ширини ділянок перерізу b_1 та b_2 за відповідної міцності бетону R_{b1} і R_{bt1} та R_{b2} і R_{bt2};
- по робочій висоті h_o та ширині b за міцності бетону R_{b2} і R_{bt2}.

З вищевказаних подвійних розрахунків приймають той результат, який дає найбільш високу несучу здатність (є найбільш сприятливим).

Перевірку міцності конструкцій по похилій смузі між похилими тріщинами здійснюють за умовою

$$Q = Q_1 + Q_2 \le Q_{b,com}, \qquad (4.53)$$

де Q - поперечна сила, що приймається в нормальному перерізі на відстані не менше h_o від опори;

$Q_{b,com}$ - поперечна сила, що сприймається похилою смугою між похилими тріщинами в залежності від типу конструкції (тип 1або 2) та схеми розрахунку (за робочою висотою h_{o1} або h_o).

Для конструкцій 1-го типу значення поперечної сили $Q_{b,com}$ приймається рівним:

- за розрахунку по робочій висоті h_{o1}

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,1} \cdot \varphi_{b1,1} \cdot R_{b1} b_1 h_{o1}; \qquad (4.54)$$

- за розрахунку по робочій висоті h_o

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,2} \cdot \varphi_{b1,2} \cdot R_{b2} b_1 h_o. \qquad (4.55)$$

Для конструкцій 2-го типу значення поперечної сили $Q_{b,com}$ приймається рівним:

- за розрахунку по робочій висоті h_{o1}

$$Q_{b,com} = 0,3(\varphi_{w1,1}\varphi_{b1,1} R_{b1} b_1 + \varphi_{w1,2}\varphi_{b1,2} R_{b2} b_2)h_{o1}; \qquad (4.56)$$

- за розрахунку по робочій висоті h_o

Національний університет водного господарства та природокористування

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,2} \cdot \varphi_{b1,2} \cdot R_{b2}(b_1 + b_2)h_o. \qquad (4.57)$$

У формулах (4.54)…(4.57):

$\varphi_{w1,j}$ - коефіцієнт, що враховує вплив поперечних стержнів та визначається за формулою

$$\varphi_{w1,j} = 1 + 5\frac{A_{sw1} \cdot E_{s1} / s_1 + A_{sw2} \cdot E_{s2} / s_2}{E_{bj} \cdot b} \le 1,3; \qquad (4.58)$$

$\varphi_{b1,j}$ - коефіцієнт, що враховує вплив міцності бетону та визначається відповідно до [3] за формулою

$$\varphi_{b1,j} = 1 - \beta \cdot R_{bj}. \qquad (4.59)$$

Значення E_{bj} і R_{bj} у формулах (4.58) та (4.59) відповідають характеристикам посилюваного бетону E_{b1} і R_{b1} та бетону посилення E_{b2} і R_{b2}.

Перевірка конструкцій на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій тріщині за постійної висоти перерізу та поперечному армуванні у вигляді хомутів, нормальних до подовжньої осі конструкції (рис. 4. 9), проводиться за умовою

$$Q = Q_1 + Q_2 \le Q_b + Q_{sw}, \qquad (4.60)$$

де Q - поперечна сила, розташована по одну сторону від розрахункового перерізу (при навантаженні, що діє по верхній грані, дозволяється приймати значення Q в найбільш віддаленому від опори кінці похилого перерізу);

Q_b - поперечне зусилля, що сприймається бетоном;

Q_{sw} - поперечне зусилля, що сприймається поперечною арматурою в похилій тріщині.

Поперечну силу, що сприймає бетон, визначають за формулою

$$Q_b = M_b / c \ge Q_{b,min}, \qquad (4.61)$$

де c - довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента, що приймається за фактично отриманими даними про місце утворення та нахил найближчої до опори тріщини, а за відсутності необхідних даних приймається рівною відстані від вершини похилої тріщини до опори;

M_b і $Q_{b,min}$ - зусилля, що сприймаються бетоном в похилому

Національний університет
водного господарства
та природокористування

перерізі в залежності від типу конструкції (1чи 2) і схеми розрахунку (за робочою висотою h_{o1} чи h_o).

Поперечне зусилля, що сприймається поперечною арматурою, знаходять за формулою

$$Q_{sw} = (q_{sw1} + q_{sw2}) \cdot c_o, \qquad (4.62)$$

де q_{sw1} і q_{sw2} - зусилля в поперечних стержнях на 1м.п. довжини конструкції, що визначаються за формулами

$$q_{sw1} = R_{sw1} A_{sw1} / s_1; \qquad (4.63)$$

$$q_{sw2} = \gamma_{sw} R_{sw2} A_{sw2} / s_2. \qquad (4.64)$$

Довжину проекції похилої тріщини на поздовжню вісь конструкції визначають відповідно до наступних умов:

за відсутності похилих тріщин перед посиленням конструкції

$$c_o = \sqrt{M_b / (q_{sw1} + q_{sw2})}; \qquad (4.65)$$

за наявності похилих тріщин перед посиленням конструкції

$$c_o = \sqrt{M_b / q_{sw1}}, \qquad (4.66)$$

але не більше $2h_{o1}$ або $2h_o$ (залежно від схеми розрахунку, рис. 4.9 а, б), не менш h_{o1} або h_o, а також не більше c_o (якщо $c_o > c$).

Коефіцієнт умов роботи додаткової поперечної арматури γ_{sw} у формулі (4.64) приймається рівним:

- за відсутності похилих тріщин перед посиленням конструкції - 1;
- за наявності похилих тріщин та попередньо напруженої додаткової поперечної арматури - 0,9;
- за наявності похилих тріщин та ненапруженої додаткової поперечної арматури - 0,7.

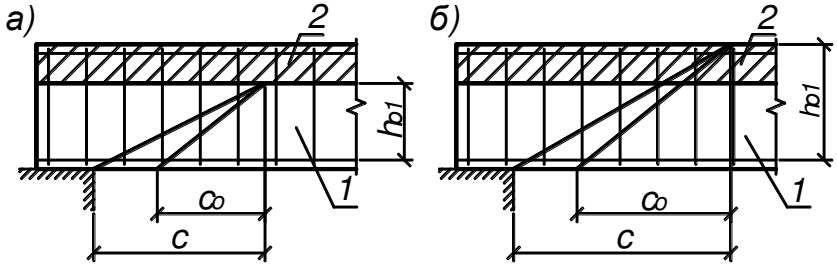


Рис.4.9. Розміщення похилих перерізів у схемах розрахунку

Національний університет
та природокористування

Для елементів 1-го типу (рис. 4.8, а) значення M_b та $Q_{b,min}$ приймають рівними:

- при розрахунку за робочою висотою h_{o1} (рис. 4.9, а)

$$M_b = \varphi_{b2}(1+\varphi_n)R_{bt1}b_1h_{o1}^2; \quad (4.67)$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt1}b_1h_{o1}; \quad (4.68)$$

- при розрахунку за робочою висотою h_o (рис. 4.9, б)

$$M_b = \varphi_{b2}(1+\varphi_f)\gamma_{bw}R_{bt2}b_1h_o^2; \quad (4.69)$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1+\varphi_f)\gamma_{bw}R_{bt2}b_1h_o. \quad (4.70)$$

Для конструкцій 2-го типу (рис. 4.8, б) значення M_b та $Q_{b,min}$ приймають рівними:

- при розрахунку за робочою висотою h_{o1} (рис. 4.9, а)

$$M_b = \varphi_{b2}\left[(1+\varphi_n)R_{bt1}b_1 + \gamma_{bw}R_{bt2}b_2\right]h_{o1}^2; \quad (4.71)$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3}\left[(1+\varphi_n)R_{bt1}b_1 + \gamma_{bw}R_{bt2}b_2\right]h_{o1}; \quad (4.72)$$

- при розрахунку за робочою висотою h_o (рис. 4.9, б)

$$M_b = \varphi_{b2}(1+\varphi_f)\gamma_{bw}R_{bt2}(b_1+b_2)h_o^2; \quad (4.73)$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1+\varphi_f)\gamma_{bw}R_{bt2}(b_1+b_2)h_o. \quad (4.74)$$

У формулах (4.67) … (4.74):

φ_n - коефіцієнт, що враховує вплив попереднього напруження та визначається за формулою

$$\varphi_n = 0{,}1P / R_{bt1}b_1h_{o1} \le 0{,}5; \quad (4.75)$$

φ_f - коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць з бетону посилення визначається при $b_f' \le b + 3d_2$, $b = b_1$ чи $b = b_1 + b_2$ за формулою

$$\varphi_f = 0{,}75(b_f' - b)d_2 / bh_o \le 0{,}5; \quad (4.76)$$

γ_{bw} - коефіцієнт умов роботи додатково вкладеного бетону, що приймається рівним:

- за відсутності тріщин перед посиленням конструкції – 1;

Національний університет

- за наявності тріщин і попередньо напруженої додаткової поперечної арматури - 0,9;
- за наявності тріщин та ненапруженої додаткової поперечної арматури - 0,7.

Коефіцієнти φ_{b2} та φ_{b3}, що враховують вплив виду бетону, приймаються за п. 3.31 [3].

За дії на посилювану конструкцію зосереджених сил, розташованих на відстанях c_i від опори, для кожного похилого перерізу з довжиною проекції c_i, що не перевищує відстані до нормального перерізу із M_{max}, необхідну інтенсивність додаткового поперечного армування рекомендується визначати по [47] в залежності від параметра $\chi_i = (Q_i - Q_{bi})/Q_{bi}$ за умовами:

а) при розрахунку за робочою висотою h_{o1}:

якщо $\chi_i < \chi_{oi} = \dfrac{Q_{b,min}}{Q_{bi}} \dfrac{c_o}{2h_{o1}}$, то $q_{sw2,i} = \dfrac{Q_i}{c_o} \dfrac{\chi_{oi}}{1+\chi_{o1}} - q_{sw1,i}$; (4.77)

якщо $\chi_{oi} \le \chi_i \le \dfrac{c_i}{c_o}$, то $q_{sw2,i} = \dfrac{Q_i - Q_{bi}}{c_o} - q_{sw1,i}$; (4.78)

якщо $\dfrac{c_i}{c_o} \le \chi_i \le \dfrac{c_i}{h_{o1}}$, то $q_{sw2,i} = \dfrac{(Q_i - Q_{bi})^2}{M_b} - q_{sw1,i}$; (4.79)

якщо $\chi_i > \dfrac{c_i}{h_{o1}}$, то $q_{sw2,i} = \dfrac{Q_i - Q_{bi}}{h_{o1}} - q_{sw1,i}$; (4.80)

б) при розрахунку за робочою висотою h_o:

якщо $\chi_i < \chi_{oi} = \dfrac{Q_{b,min}}{Q_{bi}} \dfrac{c_o}{2h_o}$, то $q_{sw2,i}$ визначають за виразом (4.77);

якщо $\chi_{oi} \le \chi_i \le \dfrac{c_i}{c_o}$, то $q_{sw2,i}$ визначається за формулою (4.78);

якщо $\dfrac{c_i}{c_o} \le \chi_i \le \dfrac{c_i}{h_o}$, то $q_{sw2,i}$ визначається за формулою (4.79);

якщо $\chi_i > \dfrac{c_i}{h_o}$, то $q_{sw2,i} = \dfrac{Q_i - Q_{bi}}{h_o} - q_{sw1,i}$; (4.81)

Національний університет водного господарства та природокористування

У формулах (4.77) … (4.81) Q_i - поперечна сила в нормальному перерізі, розташованому на відстані c_i від опори, а $Q_{bi} = M_b / c_i$.

В подальшому до уваги остаточно приймається найбільше значення $q_{sw2,i}$.

За дії на посилювану конструкцію тільки рівномірно-розподіленого навантаження q необхідна інтенсивність додаткового поперечного армування залежить від зусилля $Q_b = 2\sqrt{M_b \cdot q}$ та визначається з умов:

а) при розрахунку за робочою висотою h_{o1}:

якщо $Q_{max} \le \dfrac{Q_b}{0{,}6}$, то $q_{sw2} = \dfrac{Q_{max}^2 - Q_b^2}{4 \cdot M_b} - q_{sw1};$ (4.82)

при $\dfrac{M_b}{h_{o1}} + Q_b > Q_{max} > \dfrac{Q_b}{0{,}6}$ $q_{sw2} = \dfrac{(Q_{max} - Q_b)^2}{M_b} - q_{sw1};$ (4.83)

якщо $Q_{max} \ge \dfrac{M_b}{h_{o1}} + Q_b$, то $q_{sw2} = \dfrac{Q_{max} - Q_b}{h_{o1}} - q_{sw1};$ (4.84)

Національний університет водного господарства та природокористування

б) при розрахунку за робочою висотою h_o:

якщо $Q_{max} \le \dfrac{Q_b}{0{,}6}$, то q_{sw2} визначається за формулою (4.82);

якщо $\dfrac{M_b}{h_{o1}} + Q_b > Q_{max} > \dfrac{Q_b}{0{,}6}$, то q_{sw2} визначають за виразом (4.83);

якщо $Q_{max} \ge \dfrac{M_b}{h_{o1}} + Q_b$, то $q_{sw2} = \dfrac{Q_{max} - Q_b}{h_o} - q_{sw1}.$ (4.85)

Для всіх вищенаведених випадків повинна виконуватися одна з умов

$$q_{sw1} + q_{sw2} \ge \frac{Q_{b,min}}{2h_{o1}} \quad \text{або} \quad q_{sw1} + q_{sw2} \ge \frac{Q_{b,min}}{2h_o}. \quad (4.86)$$

Якщо ж умови (4.86) не виконуються, то інтенсивність додаткового поперечного армування слід визначати залежно від схеми розрахунку за одною з наступних формул

Національний університет водного господарства та природокористування

$$q_{sw2} = \frac{Q_{max}}{2h_{o1}} - \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{2h_{o1}} - \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{2h_{o1}}\right)^2} - q_{sw1}, (4.87)$$

$$q_{sw2} = \frac{Q_{max}}{2h_{o}} - \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{2h_{o}} - \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{2h_{o}}\right)^2} - q_{sw1}, (4.88)$$

де Q_{max} - поперечна сила в опорному перерізі конструкції.

При розрахунку інтенсивності додаткового поперечного армування зусилля $Q_{b,min}$ та M_b слід визначати за формулами (4.67) … (4.74) у залежності від схеми розрахунку посилення.

Якщо посилення приопорних ділянок згинаючого елемента здійснюється тільки за допомогою додаткового поперечного армування, то весь вищеприведений розрахунок виконується для конструкцій 1-го типу за робочою висотою h_{o1}.

У більшості ж випадків посилення конструкцій здійснюється нарощуванням зверху, коли бетон посилення розташовується над похилою тріщиною. За таких обставин перевірку міцності похилих перерізів по похилій тріщині дозволяється проводити за одиничними розрахунками по робочій висоті h_o при міцності бетону R_{b2} та R_{bt2}.

4.3.6. Приклади розв'язку задач до підрозділу

Приклад 4.6. Залізобетонна колона громадського будинку з вихідними розмірами поперечного перерізу $b_1 \times h_1 = 300 \times 300 мм$ має розрахункову довжину $l_o = H = 4{,}5 м$ (рис. 4.4). Вона виконана з бетону класу *B12,5* та армована *4Ø18* класу *A300(II)*. Прийнято рішення про посилення зазначеної колони залізобетонною обоймою, оскільки внаслідок реконструкції навантаження на неї зросте до *N=1680 кН*. Потрібно розрахувати необхідну товщину обойми d_2 та її армування.

Розрахунок. Візьмемо для обойми посилення бетон класу *B15* та арматуру класу *A300*, а її товщину приймемо попередньо рівною *70мм*. За [3] або додатками Ж, И і С визначимо основні міцнісні характеристики матеріалів колони та обойми: $R_{b1} = 7{,}5 МПа;$

Національний університет водного господарства та природокористування

$R_{s1} = R_{sc1} = 280МПа;\ \ R_{b2} = 8,5МПа;\ \ R_{s2} = R_{sc2} = 280МПа.$

За гнучкістю колони після посилення обоймою

$$\lambda = l_o / (b + 2d_2) = 4500/(300 + 2 \cdot 70) = 10,2$$

знаходимо по табл. 1 [47] або за табл. 4.2 коефіцієнт подовжнього згину $\varphi = 0,98$. Коефіцієнт γ_h приймаємо рівним 0,8 за п.3.2.2 [47].

Необхідну площу перерізу обойми визначаємо за формулою (4.32)

$$A_{b2} = \frac{N/\varphi - R_{b1} \cdot b_1 \cdot h_1 - R_{sc1} \cdot A'_{s1}}{\gamma_h \cdot (R_{b2} + 0,01 \cdot R_{sc2})} = \frac{1680000/0,98}{0,8 \cdot (8,5 + 0,01 \cdot 280)} -$$

$$- \frac{7,5 \cdot 300 \cdot 300 - 280 \cdot 1018}{0,8 \cdot (8,5 + 0,01 \cdot 280)} = 83434мм^2,$$

а її необхідну товщину обчислюємо за виразом (4.33)

$$d_2 = 0,25 \cdot \left[\sqrt{(b_1 + h_1)^2 + 4 \cdot A_{b2}} - (b_1 + h_1) \right] = 0,25 \times$$

$$\times \left[\sqrt{(300 + 300)^2 + 4 \cdot 83434} - (300 + 300) \right] = 58,2мм.$$

Національний університет водного господарства та природокористування

Приймаємо $d_2 = 60мм$ ($A_{b2} = 420^2 - 300^2 = 86400мм^2$) та при $\mu = 0,01$ знаходимо необхідну площу перерізу додаткової стиснутої арматури обойми $A'_{s2} = 0,01 \cdot 86400 = 864мм^2$. Для армування обойми остаточно приймаємо *4Ø18 A300(II)* з площею перерізу $A'_{s2} = 1018мм^2$.

Міцність посиленої колони за умовою (4.31) забезпечена, оскільки

$$N = 1680000Н \le \varphi \cdot (R_{b1} b_1 h_1 + R_{sc1} A'_{s1} + \gamma_h (R_{b2} A_{b2} + R_{sc2} A'_{s2})) =$$

$$= 0,98 \cdot (7,5 \cdot 90000 + 280 \cdot 1018 + 0,8 \cdot (8,5 \cdot 86400 + 280 \cdot 1018)) =$$

$$= 1740080Н.$$

Висновок. Залізобетонна обойма товщиною *60 мм* з подовжньою арматурою *4Ø18 A300(II)* здатна забезпечити сприйняття підвищеного навантаження зазначеною колоною.

Приклад 4.7. Необхідно посилити нарощуванням в розтягнутій зоні відцентрово стиснуту залізобетонну колону перерізом $b_1 \times h_1 = 400 \times 600мм$, виготовлену з бетону класу *B15* та армовану в

Національний університет водного господарства та природокористування

розтягнутій зоні *5-ма* стержнями *Ø22* класу *A300(II)*, а в стиснутій - *3 Ø22 A300(II)*, якщо $a_1 = a_1' = 50мм$ (рис. 4, 10). Відомо, що після посилення, в колоні виникатиме подовжнє зусилля $N = 500кН$ та згинаючий момент $M = 550кНм$. Слід визначити додаткове армування нарощування A_{s2}, якщо $a_2 = 50мм,\ a = 150мм$.

Розрахунок. З конструктивних міркувань товщину нарощування d_2 приймемо рівною *150 мм*, а додаткову арматуру - із сталі класу *A300(II)*. За сортаментом [1] або додатком М знайдемо площу перерізу арматури $A_{s1} = 1900мм^2$ і $A_{s1}' = 1140мм^2$ та за [3] або додатками Ж, И і С визначимо основні міцнісні характеристики матеріалів колони та нарощування: $R_{b1} = 8{,}5МПа;\ R_{s2} = 280МПа;$ $R_{s1} = R_{sc1} = 280МПа$.

Висота перерізу колони після нарощування становитиме $h = h_1 + d_2 = 600 + 150 = 750мм$. Ексцентриситет прикладання сили N відносно геометричної осі перерізу посиленої колони складатиме $e_o = M / N = 550 / 500 = 1{,}1м = 1100мм$, а відстань від точки її прикладання до центру ваги розтягнутої арматури (з урахуванням нарощення) $e = e_o + h/2 - a_2 = 1100 + 750/2 - 50 = 1425мм$.

Національний університет водного господарства та природокористування

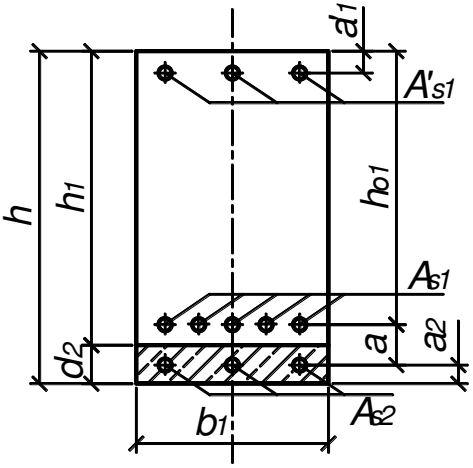


Рис.4.10. Поперечний переріз відцентрово стиснутої колони, яка посилена додатковою арматурою в розтягнутій зоні

З рівняння (4.36) визначимо висоту стиснутої зони бетону

Національний університет
водного господарства
та природокористування

$$x = \frac{N - R_{sc1}A'_{s1} + R_{s1}A_{s1} + R_{s2}A_{s2}}{R_{b1}b_1} =$$

$$= \frac{500000 - 280 \cdot 1140 + 280 \cdot 1900 + 280 \cdot A_{s2}}{8,5 \cdot 400} = 210 + 0,082 \cdot A_{s2}$$

та підставимо її у вираз (4.34)

$$R_{b1}b_1 x \cdot (h_{o1} + a - 0,5x) + R_{sc1}A'_{s1}(h_{o1} + a - a'_1) - R_{s1}A_{s1}a - N \cdot e =$$

$$= 8,5 \cdot 400 \cdot x(700 - 0,5x) + 280 \cdot 1140 \cdot 650 - 280 \cdot 1900 \cdot 150 -$$

$$- 500000 \cdot 1425 = 238 \cdot 10^4 \cdot x - 17 \cdot 10^2 \cdot x^2 - 58482 \cdot 10^4 =$$

$$= -11,43 \cdot A_{s2}^2 + 136612 \cdot A_{s2} - 159960000 = 0.$$

Розв'язуючи квадратне рівняння, знаходимо $A_{s2} = 1316 мм^2$ та приймаємо для посилення *3Ø25 A300(II)* з $A_{s2} = 1473 мм^2$.

Висновок. Для сприйняття підвищеного навантаження відцентрово стиснуту залізобетонну колону необхідно посилити в розтягнутій зоні *3Ø25 A300(II)*.

Приклад 4.8. Необхідно посилити нарощуванням в стиснутій зоні відцентрово стиснуту залізобетонну колону поперечним перерізом $b_1 \times h_1 = 300 \times 500 мм$, виготовлену з бетону класу *B15* та армовану в розтягнутій зоні *4-ма* стержнями *Ø20* класу *A400(III)*, а в стиснутій - *2Ø20 A400(III)*, якщо $a_1 = a'_1 = 50 мм$ (рис. 4, 11). Відомо, що після посилення, в колоні виникатиме подовжнє зусилля $N = 320 кН$ та згинаючий момент $M = 200 кНм$. Слід визначити додаткове армування нарощування A'_{s2}, якщо $a'_2 = 50 мм$.

Розрахунок. З конструктивних міркувань товщину нарощування d_2 приймемо рівною *150 мм*, а бетон і додаткову арматуру - класів *B15* та *A400(III)*. За сортаментом ([1] або додатком М) знайдемо площу перерізу арматури $A_{s1} = 1256 мм^2$ і $A'_{s1} = 628 мм^2$ та за [3] або додатками Ж, И і С визначимо основні міцнісні характеристики матеріалів колони та нарощування: $R_{b1} = R_{b2} = 8,5 МПа;$ $R_{s1} = R_{sc1} = 365 МПа;$ $R_{sc2} = 365 МПа.$

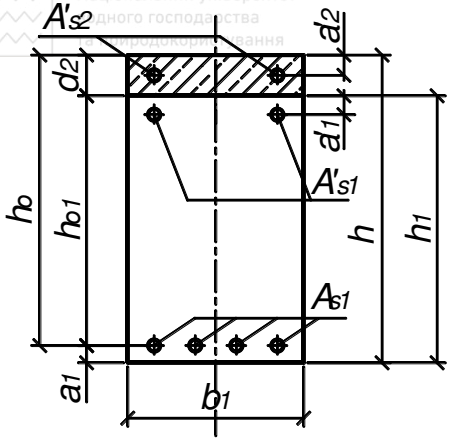


Рис.4.11. Поперечний переріз відцентрово стиснутої колони, яка посилена додатковою арматурою в стиснутій зоні

Висота перерізу колони після нарощування становитиме $h = h_1 + d_2 = 500 + 150 = 650 мм$. Ексцентриситет прикладання сили N відносно геометричної осі перерізу посиленої колони складатиме $e_o = M / N = 280 / 300 = 0{,}93 м = 930 мм$, а відстань від точки її прикладання до центру ваги розтягнутої арматури (з урахуванням нарощення)

$$e = e_o + h/2 - a_1 = 930 + 650/2 - 50 = 1205 мм.$$

Підставивши значення ексцентриситету у формулу (4.26), отримаємо необхідну площу перерізу додаткової арматури

$$A'_{s2} = \frac{N \cdot e - R_{b1} b_1 d_2 (h_{o1} + 0{,}5 \cdot d_2) - R_{sc1} A'_{s1} (h_{o1} - a'_1)}{R_{sc2} (h_{o2} - a'_2)} =$$

$$= \frac{300000 \cdot 1205 - 8{,}5 \cdot 300 \cdot 150 (450 + 0{,}5 \cdot 150)}{365 (600 - 50)} -$$

$$- \frac{365 \cdot 628 (450 - 50)}{365 (600 - 50)} = 344 мм^2.$$

Для посилення приймаємо *2Ø16 A400(III)* з площею перерізу $A'_{s2} = 402 мм^2$.

Висновок. Для сприйняття нового навантаження відцентрово стиснуту залізобетонну колону необхідно посилити в стиснутій зоні *2Ø16 A400(III)* з одночасним нарощуванням бетону в *60 мм.*

Національний університет
та природокористування

Приклад 4.9. Необхідно посилити нарощуванням в стиснутій зоні залізобетонну балку перерізом $b_1 \times h_1 = 200 \times 500 мм$, міцність бетону якої впала до $R_{b1} = 8 МПа$, та армовану тільки в розтягнутій зоні *4 Ø25* класу *A400(III)*, якщо $a_1 = 60 мм$ (рис. 4. 12). Відомо, що після посилення, балка повинна сприймати згинаючий момент $M = 300 кНм$. Слід визначити товщину нарощення d_2 та його армування $A_{s2}^{'}$, якщо $a_2^{'} = 40 мм.$

Розрахунок. З конструктивних міркувань товщину нарощування d_2 приймемо рівною *60 мм*, а бетон і додаткову арматуру - класів *B17,5* та *A400(III)* відповідно. За сортаментом ([1] або додатком М) знайдемо площу перерізу арматури $A_{s1} = 1963 мм^2$ ($A_{s1}^{'} = 0$) та за [3] або додатками Ж, И і С визначимо основні міцнісні характеристики матеріалів колони та нарощування: $R_{b2} = 10 МПа$ ($\gamma_{b2} = 0,9$); $R_{s1} = 365 МПа$; $R_{sc2} = 365 МПа$.

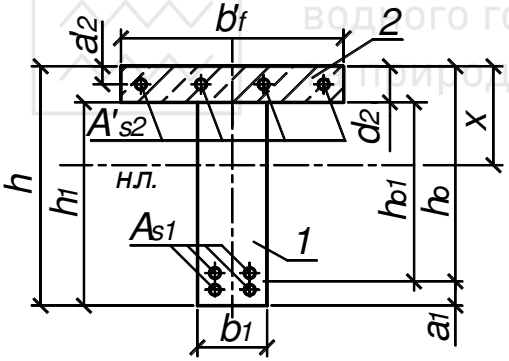


Рис.4.12. Поперечний переріз балки, яка посилена нарощенням бетону стиснутої зони

Висота перерізу колони після нарощування становитиме $h = h_1 + d_2 = 500 + 60 = 560 мм$. Початкове значення робочої висоти перерізу $h_{o1} = h_1 - a_1 = 500 - 60 = 440 мм$ після нарощення зросте до $h_o = h - a_1 = 560 - 60 = 500 мм.$

Приймемо ширину нарощення бетону в стиснутій зоні рівною $b_f^{'} = 4b_1 = 4 \cdot 200 = 800 мм$, а площею поперечного перерізу додаткової стиснутої арматури задамося, виходячи з $\mu_{s2}^{'} = 1\%$,

Національний університет
водного господарства
та природокористування

$$A_{s2}^{'} = 0{,}01A_{b2} = 0{,}01 \cdot 800 \cdot 60 = 480 мм^2 .$$

Оскільки умова (4.45) не виконується

$$R_{s1}A_{s1} = 365 \cdot 1963 = 716500 кН >$$

$$> R_{b2}b_f^{'}d_2 + R_{sc2}A_{s2}^{'} = (10 \cdot 0{,}9 \cdot 800 \cdot 60 + 365 \cdot 480) = 607200 кН,$$

то нейтральна лінія проходить в ребрі (частина посилюваної конструкції знаходиться в стиснутій зоні) і розрахунок виконуємо в наступній послідовності.

Висоту стиснутої зони визначаємо за допомогою формули (4.33)

$$x = d_2 + x_1 = d_2 + (R_{s1}A_{s1} - R_{b2}b_f^{'}d_2 - R_{sc2}A_{s2}^{'}) / R_{b1}b_1 =$$

$$= 60 + (365 \cdot 1963 - 10 \cdot 0{,}9 \cdot 800 \cdot 60 - 365 \cdot 480) / 8 \cdot 200 = 128{,}3 мм.$$

Виконання умови $\xi = x / h_o = 128{,}3 / 500 = 0{,}257 < \xi_R = 0{,}652$ (за додатком Л) засвідчує достатність розмірів поперечного перерізу балки. Враховуючи, що за виразом (4.48) її міцність теж є забезпеченою

$$R_{b2}b_f^{'}d_2(h_o - d_2/2) + R_{b1}b_1x_1(h_{o1} - x_1/2) + R_{sc2}A_{s2}^{'}(h_o - a_2^{'}) =$$

$$= 10 \cdot 0{,}9 \cdot 800 \cdot 60 \cdot (500 - 60/2) + 8 \cdot 200 \cdot 68{,}3 \cdot (440 - 68{,}3/2) +$$

$$+ 365 \cdot 480 \cdot (500 - 40) = 329 \cdot 10^6 Нмм = 329 кНм > M = 300 кНм,$$

остаточно приймаємо для армування нарощеної стиснутої зони *2Ø12+ +2Ø14 A400(III)* з площею її перерізу $A_{s2}^{'} = 2{,}26 + 3{,}08 = 5{,}34 см^2$.

Висновок. Нарощення стиснутої зони балки слід виконати товщиною *60мм*, а для її армування необхідно прийняти *2Ø12+2Ø14 A400(III)*

Приклад 4.10. Слід перевірити міцність посиленої нарощенням залізобетонної балки на дію поперечної сили по похилій тріщині та по похилій смузі між похилими тріщинами. Крім вихідних даних з прикладу 4. 9 слід врахувати додатково: розрахунковий проліт балки становить $l_o = 6{,}5 м$; поперечне армування виконано двовітковими хомутами *Ø12мм* з арматури класу *A400(III)*, встановленими з кроком *150мм*; навантаження до балки прикладене у вигляді чотирьох зосереджених сил, розташованих на однакових відстанях від опор і

між собою. При нарощуванні додаткова поперечна арматура не встановлювалася. Поперечна сила на приопорних ділянках рівна $Q = 270$ *кН*.

Розрахунок. За сортаментом ([1] або додатком М) знайдемо площу перерізу поперечної арматури $A_{sw1} = 226мм^2$ та за [3] або додатками Ж, И і С визначимо деякі додаткові міцнісні і деформативні характеристики матеріалів колони та нарощування:

$R_{bt1} = 0,705\,МПа$; $E_{bt1} = 22 \cdot 10^3\,МПа$; $R_{bt2} = 0,825\,МПа$;

$E_{bt2} = 25 \cdot 10^3\,МПа$; $R_{s\omega 1} = 285МПа$; $E_s = 20 \cdot 10^4\,МПа$.

Дану балку (рис.4.13) слід віднести до посилюваних конструкцій 1-го типу та розраховувати за двома наступними випадками: по робочій висоті h_{o1} та по h_o.

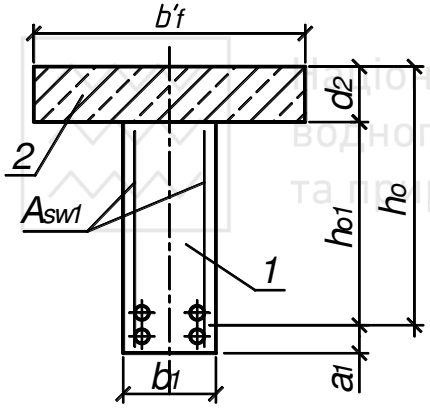


Рис.4.13. Підвищення міцності похилих перерізів балки нарощуванням бетону в стиснутій зоні

При розрахунку по робочій висоті h_{o1} за формулами (4.59), (4.58) та (4.54) знаходимо значення коефіцієнтів $\varphi_{b1,1}$ і $\varphi_{w1,1}$ та поперечної сили $Q_{b,com}$

$$\varphi_{b1,1} = 1 - \beta \cdot R_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 8 = 0,92;$$

$$\varphi_{w1,1} = 1 + 5\frac{A_{sw1} \cdot E_{s1} / s_1}{E_{b1} \cdot b_1} = 1 + 5\frac{226 \cdot 20 \cdot 10^4}{22 \cdot 10^3 \cdot 200 \cdot 150} = 1,34 > 1,3,$$

(приймаємо $\varphi_{w1,1} = 1,3$);

Національний університет водного господарства та природокористування

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,1} \cdot \varphi_{b1,1} \cdot R_{b1} b_1 h_{o1} =$$
$$= 0,3 \cdot 1,3 \cdot 0,92 \cdot 8 \cdot 200 \cdot 460 = 264100H < Q = 270000H.$$

При розрахунку по робочій висоті h_o за формулами (4.59), (4.58) та (4.54)знаходимо значення коефіцієнтів $\varphi_{b1,2}$ і $\varphi_{w1,2}$ та поперечної сили $Q_{b,com}$

$$\varphi_{b1,2} = 1 - \beta \cdot R_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 10 = 0,91;$$

$$\varphi_{w1,2} = 1 + 5\frac{A_{sw1} \cdot E_{s1} / s_1}{E_{b2} \cdot b_1} = 1 + 5\frac{226 \cdot 20 \cdot 10^4}{25 \cdot 10^3 \cdot 200 \cdot 150} = 1,301 > 1,3,$$

(приймаємо $\varphi_{w1,2} = 1,3$);

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,1} \cdot \varphi_{b1,1} \cdot R_{b1} \cdot b_1 \cdot h_{o1} =$$
$$= 0,3 \cdot 1,3 \cdot 0,91 \cdot 0,9 \cdot 10 \cdot 200 \cdot 520 = 332200H > Q = 270000H.$$

З розрахунків випливає, що міцність по похилій смузі не забезпечена при робочій висоті h_{o1}, але забезпечена при робочій висоті h_o. Приймаючи до уваги результат сприятливого розрахунку, можемо вважати, що міцність балки по похилій смузі між похилими тріщинами є забезпеченою відповідно до п. 4.3.5.

Розглянемо міцність балки по похилій тріщині в найбільш небезпечному похилому перерізі (під першою зосередженою силою від опори - $c = 1,3м$). При розрахунку по робочій висоті h_{o1} зусилля, що сприймаються бетоном, визначаємо за формулами (4.67), (4.68) та (4.61) при $\varphi_n = 0$

$$M_b = \varphi_{b2} R_{bt1} b_1 h_{o1}^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0,705 \cdot 200 \cdot 460^2 = 59,7 \cdot 10^6 \; Нмм;$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} R_{bt1} b_1 h_{o1} = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,705 \cdot 200 \cdot 460 = 38920H;$$

$$Q_b = M_b / c = 59,7 \cdot 10^6 \,/ 1300 = 45920\,H > Q_{b,min} = 38920кН \; .$$

Інтенсивність зусилля в поперечних стержнях на 1м.п. довжини конструкції та довжину проекції похилої тріщини на подовжню вісь конструкції визначаємо за формулами (4.86) , (4.63) та (4.66)

Національний університет водного господарства та природокористування

$$q_{sw1} = R_{sw1}A_{sw1}/s_1 = 285 \cdot 226/150 = 429{,}4 Н/мм >$$

$$> \frac{Q_{b,min}}{2h_{o1}} = \frac{38920}{2 \cdot 460} = 42{,}3 Н/мм;$$

$$c_o = \sqrt{M_b / q_{sw1}} = \sqrt{59{,}7 \cdot 10^6 / 429{,}4} = 373мм < h_{o1} = 460мм,$$

(приймаємо $c_o = h_{o1} = 460мм$).

Поперечне зусилля, що сприймається хомутами, за виразом (4.62) становитиме

$$Q_{sw} = q_{sw1} \cdot c_o = 429{,}4 \cdot 460 = 197520Н .$$

Оскільки умова (4.60) при робочій висоті h_{o1} не виконується

$$Q_b + Q_{sw} = 45920 + 197520 = 243440Н < Q = 270000Н ,$$

то міцність балки на дію поперечної сили по похилій тріщині є недостатньою.

При розрахунку по робочій висоті h_o зусилля, що сприймаються бетоном при $\varphi_n = 0$, рівні

$$M_b = \varphi_{b2} R_{bt2} b_1 h_o^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0{,}825 \cdot 200 \cdot 520^2 = 89{,}2 \cdot 10^6 Нмм;$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} R_{bt2} b_1 h_o = 0{,}6 \cdot 1 \cdot 0{,}825 \cdot 200 \cdot 520 = 51480Н ;$$

$$Q_b = M_b / c = 89{,}2 \cdot 10^6 / 1300 = 68620 Н > Q_{b,min} = 51480кН .$$

Інтенсивність зусилля в поперечних стержнях на 1м.п. довжини конструкції та довжина проекції похилої тріщини на подовжню вісь конструкції становлять

$$q_{sw1} = 429{,}4кН/м > \frac{Q_{b,min}}{2h_o} = \frac{51480}{2 \cdot 520} = 49{,}5 Н/мм;$$

$$c_o = \sqrt{M_b / q_{sw1}} = \sqrt{89{,}2 \cdot 10^6 / 429{,}4} = 456мм < h_o = 520мм,$$

(приймаємо $c_o = h_o = 520мм$).

Поперечне зусилля, що сприймається хомутами, становитиме

$$Q_{sw} = q_{sw1} \cdot c_o = 429{,}4 \cdot 520 = 223300Н .$$

Оскільки при робочій висоті h_o умова (4.60) виконується

$$Q_b + Q_{sw} = 68620 + 223300 = 291920Н > Q = 270000Н ,$$

Національний університет
природокористування

то міцність балки на дію поперечної сили по похилій тріщині забезпечена.

Висновок. Міцність залізобетонної балки на дію поперечної сили по похилій тріщині та по похилій смузі між похилими тріщинами, посиленої нарощенням бетону в стиснутій зоні, забезпечена повністю.

Приклад 4.11. Залізобетонна балка таврового перерізу з розмірами $b_1 \times h_1 = 150 \times 500 мм$ завантажена по межі приопорних зон ($l_o = 6{,}4 м$) двома зосередженими силами $F = 260 кН$. Її поперечне армування виконано двовітковими хомутами $Ø8мм$ ($A_{sw1} = 101 мм^2$) з арматури класу *A200(I)*, встановленими з кроком *150мм*. Балка виготовлена з бетону класу *B15* та має похилі тріщини на приопорних ділянках. Її посилення вирішено виконувати додатковою поперечною арматурою класу *A400(III)* без попереднього напруження (рис. 4.14). Нарощування здійснюється зі сторони стиснутої зони товщиною $d_2 = 100мм$, а з бокової сторони – товщиною $b_2 = 150 мм$ за допомогою бетону класу *B17,5*. Відомо також, що $a_1 = 40мм$, $b = 300 мм$.

Необхідно визначити площу перерізу та крок розміщення додаткової поперечної арматури.

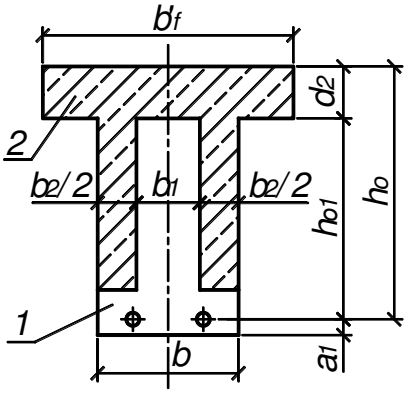


Рис.4.14. Підвищення міцності похилих перерізів балки нарощенням «сорочкою» з бокових сторін та зі сторони стиснутої зони

Розрахунок. За [3] або додатками Ж, И і С знайдемо основні міцнісні та деформативні характеристики матеріалів балки і нарощування: $R_{b1} = 8{,}5\ МПа$; $R_{bt1} = 0{,}75\ МПа$; $\gamma_{b\omega} = 0{,}7$;

$E_{b1} = 23 \cdot 10^3\ МПа$; $R_{b2} = 10\ МПа$; $R_{bt2} = 0{,}825\ МПа$;

$E_{b2} = 25 \cdot 10^3\ МПа$; $R_{s\omega 1} = 175 МПа$; $E_{s1} = 21 \cdot 10^4\ МПа$;

$R_{s\omega 2} = 285 МПа$; $E_{s2} = 20 \cdot 10^4\ МПа$; $\gamma_{s\omega} = 0{,}7$.

Відповідно до п. 4.3.5 дану балку слід віднести до посилюваних конструкцій 2-го типу та дозволяється розраховувати тільки за робочою висотою $h_o = h_1 + d_2 - a_1 = 500 + 100 - 40 = 560 мм$. Зусилля, що сприймаються бетоном, визначаємо за формулами (4.73), (4.74) та (4.61) при нехтуванні впливом полиць

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f)\gamma_{b\omega} R_{bt2}(b_1 + b_2)(h_{o1} + d_2)^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0{,}7 \times$$

$$\times 0{,}825 \cdot 300 \cdot 560^2 = 108{,}7 \cdot 10^6\ Н мм;$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f)\gamma_{b\omega} R_{bt2}(b_1 + b_2) h_o = 0{,}6 \cdot 1 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}825 \times$$

$$\times 300 \cdot 560 = 58200 Н;$$

$$Q_{b1} = M_b / c_1 = 108{,}7 \cdot 10^6 / 1600 = 67940\ Н > Q_{b,min} = 58200 Н\ .$$

Враховуючи, що на приопорній ділянці ($l_{on} = 1{,}6 м$) поперечна сила від діючого навантаження рівна $Q_1 = F = 260 кН$, знайдемо значення коефіцієнта

$$\chi_1 = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}} = \frac{260000 - 67940}{67940} = 2{,}83.$$

Оскільки $c_1 = 1600 мм > 2(h_{o1} + d_2) = 2 \cdot 560 = 1120 мм$, то приймаємо $c_o = 1120 мм$ і коефіцієнт

$$\chi_{o1} = \frac{Q_{b,min} \cdot c_o}{Q_{b1} \cdot 2h_o} = \frac{58200 \cdot 1120}{67940 \cdot 1120} = 0{,}857 < \chi_1 = 2{,}83.$$

Для випадку $\frac{c_1}{c_o} = \frac{1600}{1120} = 1{,}43 < \chi_1 = 2{,}83 < \frac{c_1}{h_o} = \frac{1600}{560} = 2{,}86$

та при

$$q_{s\omega 1,1} = R_{s\omega 1} \cdot A_{s\omega 1} / s_1 = 175 \cdot 101 / 150 = 118 Н / мм$$

інтенсивність зусилля в додаткових хомутах за формулою (4.79) повинна бути рівною

$$q_{sw2,1} = \frac{(Q_1 - Q_{b1})^2}{M_b} - q_{sw1,1} = \frac{(260000 - 67940)^2}{108,7 \cdot 10^6} - 118 = 221Н/мм.$$

Для додаткового поперечного армування візьмемо двовіткові хомути *Ø10мм* класу *А400(III)* з площею поперечного перерізу $A_{s\omega 1} = 157мм^2$ та, виходячи з формули (4.64), визначимо крок їх розміщення

$$s_2 = \frac{\gamma_{sw} R_{sw2} A_{sw2}}{q_{sw2,1}} = \frac{0,7 \cdot 285 \cdot 157}{221} = 142мм < 500мм.$$

Остаточний крок додаткової поперечної арматури приймемо рівним $s_2 = 140мм.$

За формулами (4.59), (4.58) та (4.54) знайдемо значення коефіцієнтів $\varphi_{b1,2}$ і $\varphi_{w1,2}$ та поперечної сили $Q_{b,com}$

$$\varphi_{b1,2} = 1 - \beta \cdot R_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 10 = 0,9;$$

$$\varphi_{w1,2} = 1 + 5\frac{A_{sw1} \cdot E_{s1} / s_1 + A_{sw2} \cdot E_{s2} / s_2}{E_{b2} \cdot b} =$$

$$= 1 + 5\frac{101 \cdot 21 \cdot 10^4 / 150 + 157 \cdot 20 \cdot 10^4 / 140}{25 \cdot 10^3 \cdot 300} = 1,244 < 1,3;$$

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,2} \cdot \varphi_{b1,2} \cdot R_{b2} b h_o =$$

$$= 0,3 \cdot 1,244 \cdot 0,9 \cdot 10 \cdot 300 \cdot 560 = 56430Н > Q = 26000Н.$$

Таким чином, умова міцності стиснутого бетону по похилій смузі між похилими тріщинами виконується.

Висновок. Для підвищення міцності похилих перерізів балки необхідно використати додаткові двовіткові хомути *Ø10мм* класу *А400(III)*з кроком $s_2 = 140мм$. Нарощення слід прийняти зі сторони стиснутої зони товщиною $100мм$, з бокової сторони $-150мм$.

4.3.7. Вправи до підрозділу

Вправа 4.6. Залізобетонна колона громадського будинку з вихідними розмірами поперечного перерізу $b_1 \times h_1 = 350 \times 350мм$

Національний університет водного господарства та природокористування

має розрахункову довжину $l_o = H = 4{,}2м$ (рис. 4.4). Вона виконана з бетону класу *B15* та армована *4Ø20* класу *A400(III)*. Прийнято рішення про посилення зазначеної колони залізобетонною обоймою, оскільки внаслідок реконструкції навантаження на неї зросте до *N=3050кН*. Розрахувати необхідну товщину обойми d_2 та її армування.

Вправа 4.7. Необхідно посилити нарощуванням в розтягнутій зоні відцентрово стиснуту залізобетонну колону перерізом $b_1 \times h_1 = 450 \times 600\,мм$, виготовлену з бетону класу *B17,5* та армовану в розтягнутій зоні *4-ма* стержнями *Ø20* класу *A400(III)*, а в стиснутій - *2 Ø22 A300(III)*, якщо $a_1 = a_1' = 45мм$ (рис. 4. 10). Відомо, що після посилення, в колоні виникатиме подовжнє зусилля $N = 540\,кН$ та згинаючий момент $M = 580\,кНм$. Слід визначити додаткове армування нарощування A_{s2}, якщо $a_2 = 45мм$.

Вправа 4.8. Вимагається посилити нарощуванням в стиснутій зоні відцентрово стиснуту залізобетонну колону перерізом $b_1 \times h_1 = 350 \times 500мм$, виготовлену з бетону класу *B17,5* та армовану в розтягнутій зоні *4-ма* стержнями *Ø22*класу *A300(II)*, а в стиснутій - *2Ø20 A300(II)*, якщо $a_1 = a_1' = 50мм$ (рис. 4. 11). Відомо, що після посилення, в колоні виникатиме подовжнє зусилля $N = 410\,кН$ та згинаючий момент $M = 240\,кНм$. Слід визначити додаткове армування нарощування A_{s2}', якщо $a_2' = 45мм$.

Вправа 4.9. Необхідно посилити нарощуванням в стиснутій зоні залізобетонну балку перерізом $b_1 \times h_1 = 250 \times 450\,мм$, міцність бетону якої впала до $R_{b1} = 8{,}5МПа$, та армовану тільки в розтягнутій зоні стержнями *2Ø22 A400(III)* та *2Ø22 A400(III)*, якщо $a_1 = 60мм$ (рис. 4. 12). Відомо, що після посилення, балка повинна сприймати згинаючий момент $M = 460\,кНм$. Вимагається визначити товщину нарощення d_2 та його армування A_{s2}', якщо $a_2' = 40мм$.

Вправа 4.10. Слід перевірити міцність посиленої нарощенням залізобетонної балки на дію поперечної сили по похилій тріщині та по похилій смузі між похилими тріщинами. Крім вихідних даних з вправи 4 (рис. 4.13) необхідно врахувати додатково: розрахунковий проліт балки становить $l_o = 6{,}0м$; поперечне армування виконано двовітковими хомутами *Ø10мм* з арматури класу *A400(III)*, встановленими з кроком *130мм*; навантаження до балки прикладене у вигляді чотирьох зосереджених сил, розташованих на однакових відстанях від опор і між собою. При нарощуванні додаткова поперечна арматура не встановлювалася. Поперечна сила на при опорних ділянках рівна $Q = 250кН$.

Вправа 4.11. Залізобетонна балка таврового перерізу (рис. 4.14) з розмірами $b_1 \times h_1 = 160 \times 500мм$ завантажена по межі приопорних зон ($l_o = 6{,}6м$) двома зосередженими силами $F = 300кН$. Її поперечне армування виконано двовітковими хомутами *Ø8мм* з арматури класу *A400(III),* встановленими з кроком *150мм*. Балка виготовлена з бетону класу *B17,5* та має похилі тріщини на приопорних ділянках. Її посилення вирішено виконувати додатковою поперечною арматурою класу *A300(II)* без попереднього напруження. Нарощування прийнято здійснювати зі сторони стиснутої зони товщиною $d_2 = 120мм$, а з бокової сторони – товщиною $b_2 = 140мм$ за допомогою бетону класу *B17,5*. Відомо також, що $a_1 = 45мм$, $b = 340мм$.Необхідно визначити площу перерізу та крок розміщення додаткової поперечної арматури.

4.4. Розрахунок посилення металевих елементів і конструкцій

4.4.1. Основні вимоги

В розрахунках посилення елементів та конструкцій на міцність і деформативність коефіцієнти умов роботи приймаються відповідно до [43]. Для перевірки загальної стійкості коефіцієнт умов роботи γ_c дозволяється приймати рівним 0,9, якщо в нормативних документах [43] не передбачено меншого значення. Для елементів, що посилюються

Національний університет
нарощуванням поперечного перерізу, слід враховувати зміну положення центру його ваги при симетричному збільшенні площі поперечного перерізу.

При розрахунку на стійкість і деформативність елементів, що посилюються під навантаженням, необхідно враховувати їх початкові та додаткові деформації, що виникають на стадії посилення (додаткові прогини, що виникають від зварювання тощо). Викривлення від зварювання при перевірці стійкості стиснутих, відцентрово стиснутих та стиснуто-зігнутих елементів слід враховувати за допомогою додаткового коефіцієнта умов роботи $\gamma_c = 0{,}8$.

Коефіцієнт надійності конструкцій за відповідальністю γ_n приймається за [29]. Для будинків і споруд III рівня відповідальності на стадіях підготовки і виконання ремонтних робіт допускається приймати $\gamma_n = 0{,}8$ (як для тимчасових будинків і споруд), якщо тривалість перебування конструкцій на вказаних стадіях не перевищує трьох років.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Задля забезпечення несучої здатності елементів у процесі ремонту необхідно контролювати рівень їх початкового навантаження. Останній характеризують коефіцієнтом β_o, який дорівнює відношення абсолютної величини найбільшого напруження в момент ремонту до розрахункового опору елемента, що ремонтується ($\beta_o = |\sigma_{o,max}| / R_{yo}$). Граничний рівень початкового навантаження елементів для конструкцій, які ремонтуються за допомогою зварювання, обмежується, як правило, наступними нижчеприведеними умовами [40]:

$\beta_o \le 0{,}2$ - для зварювання конструкцій, що працюють в особливо важких умовах експлуатації (підкранові балки для кранів режиму роботи 7К, 8К, елементи конструкцій бункерних і розвантажувальних естакад, які безпосередньо сприймають навантаження від рухомого складу тощо);

$\beta_o \le 0{,}4$ - для елементів конструкцій, які безпосередньо сприймають рухомі, динамічні та вібраційні навантаження;

$\beta_o \le 0{,}8$ - для інших конструкцій.

Якщо вищевказані умови не виконуються, то необхідно виконати попереднє розвантаження конструкцій або вжити спеціальних

Національний університет
водного господарства
та природокористування

технологічних заходів, що обмежать деформації конструкцій (в тому числі і зварних).

Перевірка міцності та стійкості посилених елементів і конструкцій здійснюють за умовним критерієм «крайової» текучості металу [40].

4.4.2. Розрахунок захисту металевих конструкцій від ґрунтової корозії

Катодний захист здійснюється за допомогою заглибленого в ґрунт електрода (анода), до якого приєднується додатній, а до об'єкта чи споруди – від'ємний полюс джерела постійного струму. При такому захисті ґрунтова корозія заглиблених металевих конструкцій не припиняється, а лише переноситься на додатковий елемент – анод, який після руйнування може замінюватися новим. Розрахунок катодного захисту передбачає визначення наступних параметрів: сили струму, необхідного для захисту споруди; опору анодного заземлення; напруги та потужності катодної станції; площі захисту зовнішньої поверхні (гідроізоляції) тощо.

Умова необхідності катодного захисту має вигляд

$$B = T - (\delta_o - \delta_1)/v_k > 0, \tag{4.89}$$

де T - термін експлуатації, роки;

v_k - швидкість корозії, мм/рік;

δ_o - початкова товщина трубопроводу, мм;

δ_1 - мінімально допустима товщина трубопроводу, мм.

Термін служби катодного захисту обчислюється за формулою

$$T = (\delta_o - \delta_1)/v_k\,, \tag{4.90}$$

а швидкість корозії, за якої можна було б обійтися без катодного захисту труб від корозії, знаходять з виразу

$$v_k = (\delta_o - \delta_1)/T\,. \tag{4.91}$$

4.4.3. Розрахунок посилених елементів і конструкцій за міцністю та стійкістю

Перевірка міцності елементів, що сприймають статичне навантаження за критерієм граничної текучості, виконується за

Національний університет
водного господарства
та природокористування

формулами:

- для центрально розтягнутих чи стиснутих елементів, посилених симетрично

$$N / A_n \le \gamma_c \cdot \gamma_N \cdot R_{yo}, \qquad (4.92)$$

- для згинальних елементів

$$M / W_n \le \gamma_c \cdot \gamma_M \cdot R_{yo}, \qquad (4.93)$$

- для стиснуто- та розтягнуто-зігнутих елементів

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} x \le \gamma_c \cdot \gamma_M \cdot R_{yo}, \qquad (4.94)$$

де A_n - площа поперечного перерізу елемента (нетто);

W_n - момент опору перерізу елемента (нетто);

M_x та M_y - згинаючі моменти відносно осей x-x та y-y;

I_{xn} та I_{yn} - моменти інерції поперечного перерізу елемента (нетто) відносно осей x-x та y-y;

R_{yo} - розрахунковий опір матеріалу посилюваної конструкції розтягу, стиску, згину;

γ_c - коефіцієнт умов роботи елементу (п.4.5.2 [40] або п. 4.4.1);

γ_N - коефіцієнт, що враховує рівень і знак початкової осьової сили (для розтягнутих та стиснутих елементів, посилених без зварювання, $\gamma_N = 0{,}95$; для стиснутих елементів, посилених зварюванням, $\gamma_N = 0{,}95 - 0{,}25\beta_o$);

β_o - рівень початкового навантаження (п.4.5.4 [40] або п. 4.4.1).

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_M = 0{,}95$ для зварних конструкцій, що працюють в особливо важких умовах експлуатації, та $\gamma_M = 1$ - для інших конструкцій. При $N/(A_n \cdot R_{yo}) \ge 0{,}6$ коефіцієнт γ_M приймають рівним γ_N.

Міцність згинальних, стиснутих та стиснуто- чи розтягнуто-зігнутих елементів за дотичними, місцевими та приведеними напругами перевіряють за діючими нормами [43] з урахуванням змінених геометричних характеристик перерізу [40].

Перевірка міцності елементів, що сприймають статичне навантаження за критерієм розвитку пластичних деформацій, виконується за формулами:

- для центрально розтягнутих чи стиснутих елементів, посилених симетрично

$$N \le [N]\gamma_c, \tag{4.95}$$

- для згинальних елементів

$$M \le [M]c_\tau \cdot \gamma_c, \tag{4.96}$$

- для стиснуто- та розтягнуто-зігнутих елементів

$$\left(\frac{N}{[N]\gamma_c}\right)^n + \frac{|M_x|}{[M_x]\gamma_c} + \frac{|M_y|}{[M_y]\gamma_c} \le 1, \tag{4.97}$$

де n - параметр, що приймається за табл. 66 [43] в залежності від форми посиленого перерізу;

c_τ - коефіцієнт, що враховує вплив поперечних сил та при $\tau \le 0{,}4R_{so}$ приймається рівним $c_\tau = 1$, а при $\tau > 0{,}4R_{so}$ визначається за формулою

$$c_\tau = 1{,}05\sqrt{\frac{1-(\tau/R_{so})^2}{1-0{,}5\cdot(\tau/R_{so})^2}}; \tag{4.98}$$

R_{so} - розрахунковий опір матеріалу посиленої конструкції.

Максимально допустиме подовжнє зусилля слід обчислювати за формулою

$$[N] = (A_{on} + \alpha \cdot A_{rn}) \cdot \gamma_N \cdot R_{yo}, \tag{4.99}$$

де $\gamma_N = 0{,}95$ для розтягнутих та стиснутих елементів, посилених без зварювання;

$\gamma_N = 0{,}95 - 0{,}1(\alpha + \beta_o - 1)$ для стиснутих елементів, посилених за допомогою зварювання; $\alpha = R_{yj} / R_{yo}$.

Максимально допустимий момент слід обчислювати за формулою

$$[M] = A_{oc} y_{oc} + A_{op} y_{op} + \alpha \cdot (A_{rc} y_{rc} + A_{rp} y_{rp}) \pm \gamma_M R_{yo}, \tag{4.100}$$

де A_{oc} - площа нетто стиснутої зони перерізу посилюваного елемента, що визначається за формулою

Національний університет водного господарства та природокористування

$$A_{oc} = A_{on} - \alpha \cdot (A_{rc} - A_{rp}) / 2; \qquad (4.101)$$

A_{op} - площа нетто розтягнутої зони перерізу посилюваного елемента;

A_{rc} і A_{rp} - площі нетто елементів посилення, розміщені відповідно зі сторони стиснутої та розтягнутої зон перерізу.

Коефіцієнт умов роботи γ_M у формулі (4.100) необхідно приймати:

- за симетричного двохстороннього посилення елементів симетричного перерізу $\gamma_M = 0,95$;
- за несиметричного двохстороннього чи одностороннього посилення елементів зі сторони розтягнутих волокон $\gamma_M = 0,95 - 0,2\beta_o(\alpha - 1)$;
- за одностороннього посилення елементів зі сторони стиснутих волокон $\gamma_M = 0,95 - 0,1(\alpha + \beta_o - 1)$.

Використання формули (4.97) допускається при $\tau \le 0,5R_{so}$. У противному випадку перевірку міцності стиснуто- чи розтягнуто-зігнутих елементів необхідно виконувати за формулою (4.94).

Розрахунок стійкості стиснутих елементів суцільного перерізу в площині дії моменту слід здійснювати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \le R_y^* \cdot \gamma_c, \qquad (4.102)$$

де A - площа перерізу підсиленого елемента;

R_y^* - усереднене значення розрахункового опору;

φ_e - коефіцієнт зниження несучої здатності, що визначається по табл. 74 [43] за умовною гнучкістю λ_1 та еквівалентним ексцентриситетом $m_{ef} = \eta \cdot m_f$;

η - коефіцієнт впливу перерізу, визначається за табл. 73 [43].

У випадку використання елементів посилення зі сталі, для якої розрахунковий опір R_{yr} близький до розрахункового опору сталі посилюваного елемента R_{yo} ($1 \le \alpha = R_{yr} / R_{yo} \le 1,15$), опір R_y^* слід приймати рівним R_{yo}. При $\alpha > 1,15$ усереднений розрахунковий опір бісталевого елемента слід визначати за формулою

Національний університет водного господарства та природокористування

$$R_y^* = R_{yo} \cdot \sqrt{K_A \cdot K_I}, \qquad (4.103)$$

де $K_A = \alpha - (\alpha - 1) \cdot A_o / A$; $K_I = \alpha - (\alpha - 1) I_o / I$;

A_o - площа перерізу елемента до посилення;

I_o і I - моменти інерції непосиленого та посиленого перерізу відносно осі, щодо якої виконується перевірка стійкості.

Необхідно зауважити, що стійкість центрально-стиснутих симетрично посилених елементів перевіряється в площині їх більшої гнучкості ($\lambda_x > \lambda_y$). Якщо ж зазначене відношення гнучкостей після посилення змінилося так, що $\lambda_{ox} < \lambda_{oy}$, то перевіряти стійкість елементу за формулою (4.102) необхідно в напрямку обох головних осей перерізу.

Відносний ексцентриситет визначається за формулою

$$m_f = e_f \cdot A / W_c, \qquad (4.104)$$

де W_c - момент опору перерізу елемента для найбільш стиснутого волокна;

e_f - еквівалентний ексцентриситет, що враховує особливості роботи посиленого стержня та визначається за формулою

$$e_f = e + f^* + k_\omega f_\omega, \qquad (4.105)$$

де f^* - початковий прогин посилюваного елемента;

e - ексцентриситет поздовжньої сили відносно центральної осі посиленого перерізу після посилення;

f_ω - додатковий залишковий прогин, що виникає внаслідок зварювання елементів посилення та визначається за формулою (4.122).

Якщо додатковий залишковий прогин від зварювання f_ω являється розвантажувальним фактором (знак f_ω не співпадає зі знаком суми $e + f^*$) та приводить до зменшення абсолютної величини еквівалентного ексцентриситету, то значення k_ω приймається рівним *0,5* або $k_\omega = 1$ в противному випадку.

Національний університет
та природокористування

Якщо ексцентриситет подовжньої сили залишається незмінним, то його величину можна знайти за виразом $e = e_o - e_A$, де e_A - зміщення центра ваги перерізу при посиленні, яке приймається зі своїм знаком. Для стиснуто-зігнутих елементів, а також у випадку прикладання додаткових подовжніх чи поперечних сил після посилення згаданий ексцентриситет може бути визначений за виразом $e = M / N$ (M - розрахунковий момент щодо центральної осі посиленого перерізу).

Розрахунок на стійкість посилених відцентрово стиснутих та стиснуто-зігнутих наскрізних елементів з решітками, розташованими в площинах, паралельних площині згину, котра співпадає з площиною симетрії, необхідно виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot \varphi_{вім} \cdot A} \le R_y^* \cdot \gamma_c, \qquad (4.106)$$

де φ_e, $\varphi_{вім}$ - коефіцієнти зниження несучої здатності всього перерізу та окремої вітки.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Коефіцієнт φ_e необхідно приймати за діючими нормами [43] в залежності від умовної приведеної гнучкості $\overline{\lambda_{ef}}$ та відносного ексцентриситету φ_e, які визначаються за формулами

$$\overline{\lambda_{ef}} = \sqrt{(\lambda_y^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}) \frac{\varphi_{вім} \cdot R_y^*}{E}}; \qquad (4.107)$$

$$m_f = e_f \cdot a_c (A / I_y), \qquad (4.108)$$

де λ_y - гнучкість посиленого стержня відносно осі, котра є перпендикулярною до площини згину;

α_1 - коефіцієнт, що визначається за табл.7 [43];

A_{d1} - площа перерізу розкосів (за хрестової решітки - двох розкосів), що лежать у площині згину;

a_c - відстань від осі посиленого перерізу, перпендикулярної до площини згину, до осі найбільш стиснутої вітки;

E - модуль пружності сталі;

e_f - розрахунковий ексцентриситет подовжньої сили, $e_f = M / N$;

Національний університет

M - згинальний момент з урахуванням зсуву центра ваги посиленого перерізу.

Коефіцієнт подовжнього згину $\varphi_{вім}$ необхідно приймати за діючими нормами [43] в залежності від умовної гнучкості посиленого перерізу вітки $\lambda_{вім}$ та приведеного відносного ексцентриситету $m_{ef}^{вім}$, що обчислюються за формулами:

$$\lambda_{вім} = \frac{l_{вім}}{i_{вім}} \cdot \sqrt{\frac{R_y^*}{E}}; \qquad (4.109)$$

$$m_{ef}^{вім} = \eta \cdot m_{вім} = \eta \frac{A_{вім}}{W_c}\left(\frac{M_{вім}}{N_{вім}} + f_{w,вім}\right), \qquad (4.110)$$

де $l_{вім}$ - відстань між вузлами решітки;

$i_{вім}$ - радіус інерції посиленої вітки відносно осі, котра є перпендикулярною до площини згину.

При значних гнучкостях стиснутих стержнів $\lambda > 60$) посилення виконується шляхом зменшення їх розрахункової довжини за допомогою постановки додаткових стержнів, що розкріплюють посилюваний елемент (рис. 4.15). Для забезпечення незміщуваності додаткових вузлів розкріплюваного елемента, елемент посилення приймають такої жорсткості, щоб забезпечити виконання умови

$$l_{min}^3 \,/\, EI \geq 50 \cdot c, \qquad (4.111)$$

де l_{min} - менша з величин l_1 та l_2;

I - момент інерції стержня, що розкріплюється;

c - податливість системи, що розкріплює стержень, дорівнює її переміщенню від дії одиничної сили, спрямованої перпендикулярно до розкріплюваного елемента.

Податливість системи, приведеної на рис. 4.15, може бути визначена за формулою

$$c = l_r \,/\, EA_r \sin^2 \alpha, \qquad (4.112)$$

де A_r і l_r - площа перерізу та довжина стержня, що розкріплюється;

$\alpha \leq 90^o$ - кут між стержнями, що розкріплює та розкріплюється.

Перерізи підтримуваного стержня та прикріплення повинні бути перевірені на дію умовної поперечної сили

$$Q_{fic} = 0{,}02 \cdot N_y, \qquad (4.113)$$

де N_y - зусилля в підтримуваному стержні.

Якщо стержень, що розкріплюється, мав викривлення зі стрілкою f_o, то перевірка несучої здатності його ділянок l_1 та l_2 виконується з урахуванням стрілок викривлення f_{or1} та f_{or2} (для випадку $l_1 = l_2$ необхідно приймати $f_{or1} = f_{or2} = f_o / 4$.

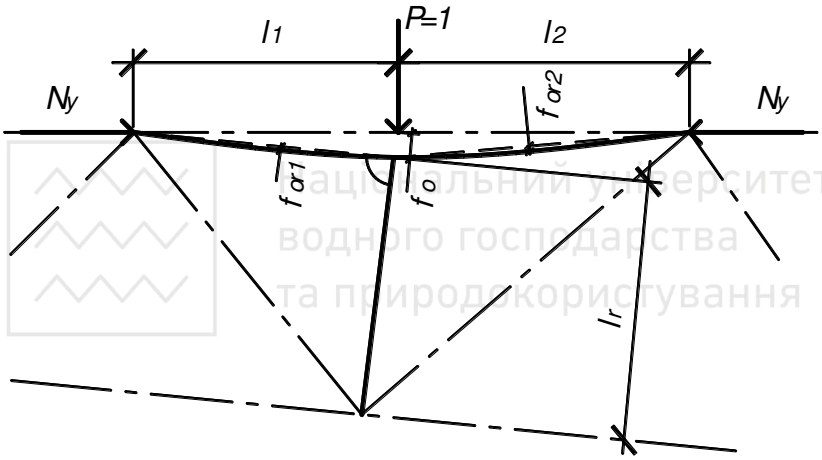


Рис.4.15. Встановлення додаткових стержнів для розкріплення посилюваного елемента

4.4.4. Розрахунок приєднання елементів посилення

При посиленні зварюванням необхідно передбачати заходи щодо зменшення та регулювання зварювальних деформацій. Катети швів для цього слід приймати мінімально допустимими за розрахунком відповідно до вимог [43]. Крім того рекомендується використовувати односторонні зварні шви.

Для посилення статично навантажених конструкцій III та IV класів, що експлуатуються за температури вище -30°С в неагресивному середовищі, рекомендується використовувати

перервні (шпонкові) шви (рис. 4.16, а). Крок шпонкових швів необхідно приймати максимально допустимим за розрахунком, але не більше $80i_{min}$ в розтягнутих та $40i_{min}$ в стиснутих елементах посилення. Тут i_{min} - мінімальний радіус інерції елементу посилення відносно його власної центральної осі.

Для конструкцій I та II класів використання перервних швів не допускається!

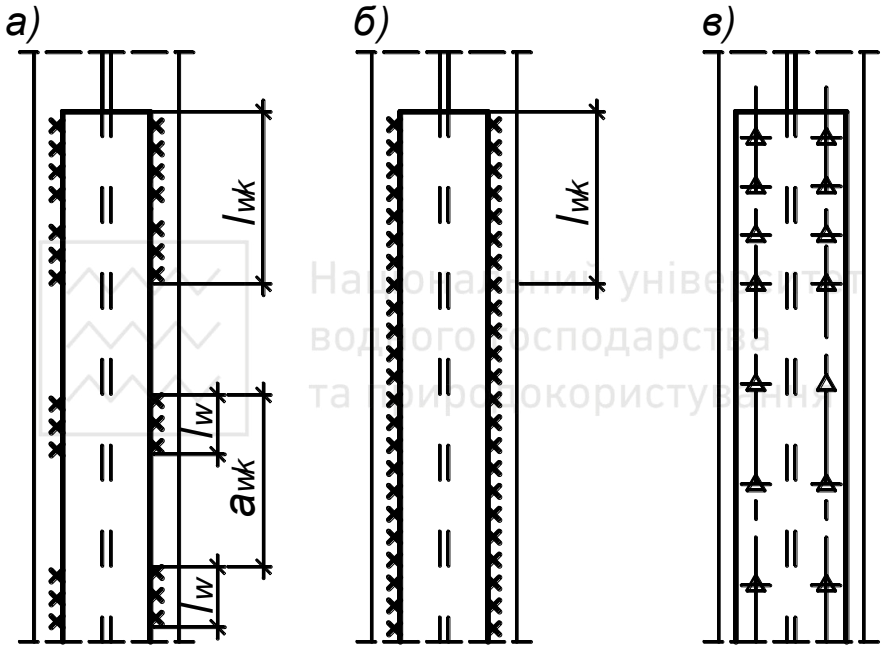


Рис.4.16. Приєднання елементів посилення : а – перервними швами; б – суцільними швами; в – за допомогою болтів

Розрахунок неперервних ділянок шпонкових швів здійснюють на зсуваючі зусилля

$$T_r = \frac{Q_{max} \cdot S_r}{I} a_\omega , \qquad (4.114)$$

де Q_{max} - найбільша поперечна сила в межах довжини елементів посилення (для стиснутих стержнів $Q_{max} \geq Q_{fic}$);

Національний університет водного господарства та природокористування

Q_{fic} - умовна поперечна сила для посиленого перерізу за п. 5. 8 [43];

S_r - статичний момент елемента посилення відносно центральної осі посиленого перерізу;

a_ω - крок шпонок шва.

Мінімальну довжину ділянок шпонкових швів визначають за формулою

$$l_\omega = \frac{\alpha_\omega \cdot T}{\beta_\omega k_f R_\omega \gamma_\omega \gamma_c} + 1\,см, \qquad (4.115)$$

де α_ω - коефіцієнт розподілу зусиль між швами, що прикріплюють елемент посилення до основного стержня, рівний долі загального зусилля, що відноситься до розглядуваного шва;

β_ω, γ_ω і R_ω - параметри, під якими за п. 11. 2 [43] розуміють значення величин β_z, $\gamma_{\omega f}$ і $\gamma_{\omega z}$, $R_{\omega f}$ і $R_{\omega z}$ для двох розрахункових перерізів.

Національний університет водного господарства та природокористування

Довжину ділянки шпонкового шва необхідно приймати не менше 50 мм!

Прикінцеві ділянки шпонкових швів приєднання елементів посилення до основного стержня чи вузлових фасонок повинні забезпечувати передачу подовжніх зусиль на елементи посилення та залучати їх до спільної роботи з основним елементом. Їхня товщина може призначатися більшою, ніж товщина зв'язуючи швів. Мінімальні довжини ділянок шпонкових швів обчислюють за формулою

$$l_\omega = \frac{\alpha_\omega \cdot (T + N_r)}{\beta_\omega k_f R_\omega \gamma_\omega \gamma_c} + 1\,см, \qquad (4.116)$$

де $N_r = (N - N_o) \cdot A_r / A$;

A_r - площа поперечного перерізу елемента посилення.

При посиленні згинальних елементів ($N = 0$) зусилля N_r необхідно приймати рівним $N_r = 0{,}5 A_r R_{yr}$.

Мінімальний катет суцільних швів (рис. 4.16, б), якими кріпляться елементи посилення, обчислюють за формулою

Національний університет
водного господарства
та природокористування

$$k_f = \frac{\alpha_\omega \cdot Q_{max} \cdot S_r}{I \cdot \beta_\omega \cdot R_\omega \cdot \gamma_\omega \cdot \gamma_c}. \qquad (4.117)$$

Прикінцеві ділянки шпонкових швів можуть бути зі збільшеним катетом, але їх міцність (при розрахунковій довжині $85 \cdot \beta_\omega \cdot k_f$) повинна перевірятися за формулою

$$\frac{\alpha_\omega \cdot Q_{max} \cdot S_r}{I \cdot \beta_\omega \cdot k_f} + \frac{\alpha_\omega \cdot N_r}{85 \cdot \beta_\omega^2 \cdot k_f^2} \le R_\omega \cdot \gamma_\omega \cdot \gamma_c. \qquad (4.118)$$

Застосування болтів (рис. 4.16, в) для приєднання елементів посилення рекомендується у тих випадках, коли:

- болтові з'єднання технологічно зручніші;
- матеріал посилюваного елементу не дозволяє застосувати зварювання;
- виникнення додаткових зварювальних напруг та деформацій є небажаним і навіть не допустимим.

Такі з'єднання повинні проектуватися за мінімального послаблення перерізів. Тому діаметр болтів необхідно приймати мінімальним, а їх розташування задавати зі зміщеним кроком відносно існуючих болтів та заклепок. Крок проміжних з'єднань повинен не перевищувати $80 \cdot i_{min}$ в розтягнутих та $40 \cdot i_{min}$ в стиснутих елементах посилення і визначатися з виразу

$$a_b = \frac{[N_b]_{min} \cdot I \cdot \gamma_c}{Q_{max} \cdot S_r}, \qquad (4.119)$$

де $[N_b]_{min}$ - мінімальна несуча здатність болта зсуву, зрізу чи зминанню за п. 3.5 [43].

Міцність прикінцевих ділянок з'єднань елементу посилення слід перевіряти за формулою

$$\frac{N_r}{n} + \frac{Q_{max} \cdot S_r}{I} a_b \le [N_b]_{min}, \qquad (4.120)$$

де n - де кількість болтів на прикінцевій ділянці з'єднання;

a_b - розрахунковий крок болтів.

4.4.5. Розрахунок прогинів , що виникають при посиленні та зварюванні

Додаткові прогини, що виникають при приєднанні елементів посилення (їх притисненні до криволінійних посилюваних елементів або приварюванні), необхідно враховувати в розрахунках згинальних елементів конструкцій за деформативністю та в розрахунках складних елементів на стійкість.

Деформації при притисненні елементів посилення до криволінійних опуклих та ввігнутих поверхонь посилюваного елементу приводять до їх вигину. Значення прогину після приєднання елементів посилення дозволяється визначати за формулою

$$f_* = f_o\left(1-\alpha_N \frac{\Sigma I_r}{I_o+\Sigma I_r}\right), \qquad (4.121)$$

де f_o - початковий прогин посилюваного елемента (в розрахунках стиснутих стержнів на стійкість значення його визначають від розрахункових початкових навантажень за п. 4.11 [34], а у розрахунках за деформативністю - від нормативних початкових навантажень);

ΣI_r - сума моментів інерції елементів посилення, що приєднуються одночасно, відносно власних центральних осей, перпендикулярних площині згину;

$\alpha_N = N_э /(N_э - N_o)$ - коефіцієнт, що враховує вплив подовжньої сили (для згинальних елементів $\alpha_N = 1$).

За малих значень власних моментів інерції елементів посилення $\Sigma I_r / I < 0{,}1$ дозволяється не враховувати деформації від посилення та приймати $f_* = f_o$.

При приєднанні елементів посилення до плоских поверхонь посилюваного елементу, наприклад, паралельних площині згину, приймається $f_* = f_o$.

Додатковий залишковий прогин, що виникає внаслідок приварювання елементів посилення, визначається за формулою

$$f_\omega = \alpha_N \cdot a \frac{V \cdot l_o^2}{8 \cdot I} \cdot \Sigma n_i \cdot y_i, \qquad (4.122)$$

Національний університет
водного господарства
та природокористування

де a - середнє значення коефіцієнта перервності шпонкового шва з рахуванням довжини його кінцевих ділянок (для суцільних швів $a = 1$);

$V = 0{,}04 \cdot k_f^2$ - параметр подовжнього скорочення елемента від накладання одиничного шва;

k_f - катет зв'язуючих швів;

$l_o = l_{ef}$ - розрахункова довжина елементу в площині згину (для однопролітних балок l_o - проліт балки);

y_i - відстань від *i*-го шва до центральної осі посиленого перерізу, що приймається зі своїм знаком;

n_i - коефіцієнт, що враховує початковий напружено-деформований стан елемента і схему його посилення та обчислюється за формулою

$$n_i = 1 - u\frac{ln(1-\xi_i)}{ln\,2}, \qquad (4.123)$$

$\xi_i = \sigma_{oi} / R_{yo}$ - коефіцієнт, що характеризує рівень початкових напружень в зоні *i*-го шва найбільш навантаженого перерізу елемента.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Параметр u приймається рівним:

- 1,5 - при швах, розташованих в розтягнутій зоні перерізу;
- 0,5 - при швах, розташованих в стиснутій зоні та в розрахунках на стійкість;
- 0,7 - у розрахунках за деформативністю;
- 1,0 - для схем посилення, пов'язаних з накладанням двосторонніх швів, розміщених в розтягнутій та стиснутій зонах перерізу.

Графічні залежності $n_i(\xi_i)$ для зазначених швів приведені також в п. 4.21 [34].

Початкові напруги в зоні *i*-го шва визначаються за формулою

$$\sigma_o = \frac{N_o}{A_{on}} \pm \frac{M_{ox}}{I_{x\,on}} y \pm \frac{M_{oy}}{I_{y\,on}} x, \qquad (4.124)$$

де N_o, M_{ox}, M_{oy} - відповідні зусилля в найбільш навантаженому перерізі елемента;

Національний університет водного господарства та природокористування

$A_{on}, I_{x\,on}, I_{x\,on}$ - відповідні геометричні характеристики для того ж перерізу елемента.

Додатніми приймаються напруги стиску. Для стиснуто-зігнутих чи відцентрово-стиснутих елементів зусилля M_o знаходять по деформованій схемі за формулою

$$M_o = N_o(e + f_o), \qquad (4.125)$$

де $e_o = M_o^{'} / N_o$ - початковий ексцентриситет поздовжньої сили;

$M_o^{'}$ - розрахункове значення згинаючого моменту, обчислене за недеформованою схемою;

f_o - початковий прогин елементу, що визначається за формулою

$$f_o = N_o \cdot e_o /(N_{oэ} - N_o), \qquad (4.126)$$

Для стиснутих елементів M_o обчислюють за формулою (4.125) з заміною f_o на f_*. При $M_o^{'} = 0$ необхідно враховувати вплив малих випадкових ексцентриситетів довільного напрямку, що визначаються за формулою

$$e_o = m_o \cdot W_o / A_o, \qquad (4.127)$$

де m_o - випадкове значення початкового ексцентриситету, що приймається за гнучкістю λ_o по графіку на рис. 15 [34];

W_o - момент опору непосиленого перерізу.

Розрахункове значення f_o приймається не меншим за виміряне при натурних обстеженнях конструкцій. При посиленні викривлених центрально-стиснутих елементів напрямок e_o визначається напрямком їх початкового прогину.

4.4.6. Приклади розв'язку задач до підрозділу

Приклад 4.12. Чи необхідно влаштовувати катодний захист металевих конструкцій трубопроводу, якщо за період експлуатації $T = 65$ *років* при швидкості корозії $v_k = 3{,}5 \cdot 10^{-5}$ *мм/год*, початкова товщина трубопроводу $\delta_o = 4{,}5$ *мм* зменшилась до $\delta_1 = 3{,}1$ *мм*? Як часто необхідно змінювати електроди (аноди) та за якої швидкості

корозії можна було б відмовитися від катодного захисту конструкцій трубопроводу?

Розв'язок. Оскільки за умовою (4.89)

$$B = T - \frac{\delta_o - \delta_1}{v_k} = 65 - \frac{4{,}5 - 3{,}1}{3{,}5 \cdot 10^{-5} \cdot 365 \cdot 24} = 60{,}4 \ р. > 0 ,$$

то конструкції трубопроводу потребують катодного захисту.

Термін служби катодного захисту знаходимо за формулою (4.90)

$$T = \frac{\delta_o - \delta_1}{v_k} = \frac{4{,}5 - 3{,}1}{3{,}5 \cdot 10^{-5} \cdot 365 \cdot 24} = 4{,}57 р.$$

Швидкість корозії, яка дозволила б відмовитись від антикорозійного захисту трубопроводу, не повинна перевищувати

$$v_k - \frac{\delta_o - \delta_1}{T} = \frac{4{,}5 - 3{,}1}{65} = 0{,}0215 мм/рік = 2{,}45 \cdot 10^{-6} \ мм/год$$

Висновок. Таким чином, металеві конструкції трубопроводу потребують катодного захисту. Електроди (аноди) необхідно змінювати 1 раз на 4,57 років. Відмовитися від катодного захисту можна було б лише у тому випадку, коли б швидкість корозії не перевищувала 0,0215 мм/рік.

Приклад 4.13. На опорний розкіс кроквяної ферми, що виконаний з двох рівнобоких кутиків *125×8*, діє стискаюча сила $N_o = 310 \ кН$. Матеріал конструкцій має розрахунковий опір $R_{yo} = 240 МПа$. Розрахункова довжина стержня $l_{ox} = l_{oy} = 4{,}1 м$. Клас конструкцій за п. 4.8 [34] - третій. Необхідно перевірити можливість експлуатації зазначеного елементу при збільшенні зусилля в ньому до *540 кН*.

Розв'язок. Основні характеристики перерізу розкосу до посилення:

$A_o = 2 \cdot 1970 = 3940 мм^2 ; I_{xo} = 2 \cdot 294 \cdot 10^4 = 588 \cdot 10^4 \ мм^4 ; z_o = 33{,}6 мм;$

$W_{xo2} = I_{xo} / z_o = 588 \cdot 10^4 / 33{,}6 = 175 \cdot 10^3 \ мм^3 ; \qquad i_{xo} = 38{,}7 мм;$

$W_{xo1} = I_{xo} /(b - z_o) = 588 \cdot 10^4 /(125 - 33{,}6) = 64330 мм^3 ;$

$\rho_{xo1} = W_{xo1} / A_o = 64330 / 3940 = 16{,}3 мм;$

$\rho_{xo2} = 175000 / 3940 = 44{,}4 мм.$

Оскільки розрахунок виконуємо в напрямку меншої жорсткості, то гнучкість розкосу складає $\lambda_{xo} = l_{ox} / i_{xo} = 4100 / 38{,}7 = 106$, а коефіцієнт подовжнього згину $\varphi_o = 0{,}522$.

З перевірки стійкості елементу видно

$N / \varphi_o \cdot A_o = 540000 / (0{,}522 \cdot 3940) = 262{,}6 МПа > 240 МПа$,

що розкіс потребує посилення, яке будемо виконувати за схемою рис. 4.17.

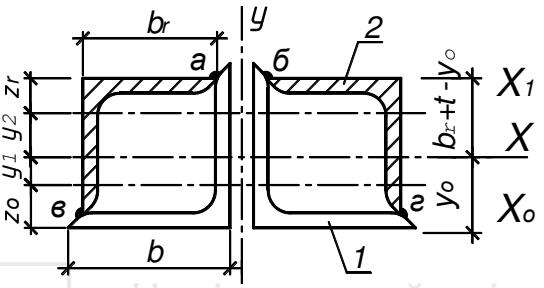


Рис.4.17. Переріз посиленого опорного розкосу кроквяної ферми

Визначимо розрахункову величину початкового прогину стержня. При $\lambda_{xo} = 106$ розрахункове значення випадкового відносного ексцентриситету за графіком рис. 15 [34] складає $m_{xo} = 0{,}2$.

Критична Ейлерова сила для стиснутого розкосу становить

$$N_{oэ} = \pi^2 EI_{ox} / l_{ox}^2 = 3{,}14^2 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 588 \cdot 10^4 / 4100^2 = 710500 Н.$$

Випадкові ексцентриситети та прогини відповідних напрямів складають: додатного

$$e_{ox} = m_{xo} \cdot \rho_{xo1} = 0{,}2 \cdot 16{,}3 = 3{,}26 мм; \quad f_{ox} = e_{ox} \frac{N_o}{N_{oэ} - N_o} =$$

$$= 3{,}26 \cdot 310000 / (710500 - 310000) = 2{,}52 мм$$

та від'ємного

$$e_{ox} = 0{,}2 \cdot (-44{,}4) = -8{,}88 мм; \quad f_{ox} = -8{,}88 \cdot 310000 /$$

$$/ (710500 - 310000) = -6{,}87 мм.$$

Перевіримо можливість посилення розкосу під навантаженням за дії подовжнього стискаючого зусилля $N_o = 310 кН$ по міцності за формулою (4.94):

Національний університет
та природокористування

при випадковому ексцентриситеті додатного напряму

$$\sigma_o = \frac{N_o}{A_o} + \frac{M_{xo}}{I_{xo}} y = \frac{310000}{3940} + \frac{310000(3{,}26+2{,}52)}{588\cdot 10^4}\cdot(125-$$

$$-33{,}6) = 106{,}6МПа < \gamma_c \cdot \gamma_M \cdot R_{yo} = 0{,}8\cdot 1\cdot 240 = 192МПа;$$

при випадковому ексцентриситеті від'ємного напряму

$$\sigma_o = \frac{310000}{3940} + \frac{310000(8{,}88+6{,}87)}{588\cdot 10^4}\cdot 33{,}6 = 106{,}6МПа <$$

$$< \gamma_c \cdot \gamma_M \cdot R_{yo} = 0{,}8\cdot 1\cdot 240 = 192МПа;$$

за умовою стійкості

$$\sigma_o = N_o / \varphi \cdot A_o = 310000/(0{,}522\cdot 3940) = 150{,}7МПа <$$

$$< \gamma_c \cdot R_{yo} = 0{,}8\cdot 240 = 192МПа.$$

Оскільки $\beta_o = \sigma_o / R_{yo} = 150{,}7/240 = 0{,}628 < 0{,}8$, то за п. 4.12 [34] розкіс можна посилювати без розвантаження.

Після посилення розкосу двома рівнобокими кутиками 100×7 ($A_r = 2760мм^2$; $I_{xr} = 262\cdot 10^4 мм^4$; $z_r = 27{,}1мм$; $i_{xr} = 30{,}8мм$; $i_{min} = i_{yo} = 19{,}8мм$) характеристики перерізу стануть наступними:

$$A = A_o + A_r = 3940 + 2760 = 6700мм^2;$$

$$y_o = \frac{3940\cdot 33{,}6 + 2760\cdot(8+100-27{,}1)}{3940+2760} = 53{,}1мм;$$

$$I_x = 588\cdot 10^4 + 3940\cdot(53{,}1-33{,}6)^2 + 262\cdot 10^4 + 2760\cdot(108-53{,}1-$$

$$-27{,}1)^2 = 1213\cdot 10^4 мм^4; \quad W_{x2} = 1213\cdot 10^4 / 53{,}1 = 228000мм^3;$$

$$W_{x1} = 1213\cdot 10^4 /(125-53{,}1) = 169000мм^3;$$

$$i_x = \sqrt{1213\cdot 10^4 / 6700} = 42{,}5мм; \lambda_x = 4100/42{,}5 = 96{,}5; \varphi_o = 0{,}580.$$

$$\rho_{x1} = W_{x1}/A = 169000/6700 = 25{,}2мм; \ \rho_{x2} = 228000/6700 = 34мм.$$

Прогин стержня після приєднання елементів посилення за формулою (4.121) становитиме:

за додатного випадкового ексцентриситету

Національний університет водного господарства та природокористування

$$f_* = f_{ox}\left(1-\alpha_N\frac{\Sigma I_r}{I_o+\Sigma I_r}\right)=2{,}52\cdot(1-\frac{710500}{710500-310000}\times$$

$$\times\frac{262\cdot10^4}{(588+262)\cdot10^4})=1{,}15мм;$$

за від'ємного випадкового ексцентриситету

$$f_*=-6{,}87\cdot(1-\frac{710500}{710500-310000}\cdot\frac{262\cdot10^4}{(588+262)\cdot10^4})=-3{,}12мм.$$

Умовну поперечну силу, яку повинні сприймати зварні шви, знаходимо за п. 5.8 [43]

$$Q_{fic}=7{,}15\cdot10^{-6}(2330-E/R_y)\frac{N}{\varphi}=7{,}15\cdot10^{-6}(2330-2{,}06\times$$

$$\times10^5/240)\frac{540000}{0{,}58}=9800Н.$$

Статичний момент елемента посилення відносно нейтральної осі складає $S_{xr}=1380\cdot(108-53{,}1-27{,}1)=38360мм3$.

Максимально можливий крок зварного шпонкового шва $a_{w,max}=40\cdot i_{yo}=40\cdot19{,}8=792мм$. Приймаємо крок швів рівним $a_w=600мм$, катет - мінімальною товщиною $k_f=4мм$, а зварювання виконуємо електродами Э42 ($R_{wf}=180МПа$).

Розрахунок неперервних ділянок шпонкових швів здійснюємо на зсуваюче зусилля, що визначається за формулою (4.114)

$$T_r=\frac{Q_{fic}\cdot S_{xr}}{I_x}a_\omega=\frac{9800\cdot38360}{1213\cdot10^4}600=18600Н,$$

а мінімальну довжину ділянок шпонкових швів знаходимо з виразу (4.115)

$$l_\omega\ge\frac{\alpha_\omega\cdot T_r}{\beta_\omega k_f R_\omega\gamma_\omega\gamma_c}+10=\frac{0{,}5\cdot18600}{0{,}7\cdot4\cdot180\cdot1\cdot1}+10=28{,}5мм.$$

Остаточно довжину ділянок шпонкових швів приймемо рівною $l_\omega=50мм$, а катет кінцевих швів приєднання елементів посилення візьмемо рівним $k_f=6мм$.

Національний університет
та природокористування

Нормальне зусилля, що передається на один елемент посилення, складає $N_r = (540000 - 310000) \cdot 1380 / 6700 = 47400 H$. Тоді довжина кінцевих швів становитиме

$$l_{\omega,к} \geq \frac{\alpha_\omega \cdot (T_r + N_r)}{\beta_\omega k_f R_\omega \gamma_\omega \gamma_c} + 10 = \frac{0{,}5 \cdot (18600 + 47400)}{0{,}7 \cdot 6 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 10 = 53{,}7 мм.$$

Остаточно довжину кінцевих швів приймаємо $l_{\omega,к} = 60 мм.$

Для розрахунку залишкового прогину елементу від зварювання знайдемо ряд наступних параметрів

$$\alpha_N = N_э / (N_э - N_o) = 710500 / (710500 - 310000) = 1{,}77;$$

$$a = l_\omega / a_\omega = 50 / 600 = 0{,}083; \; V = 0{,}04 \cdot k_f^2 = 0{,}04 \cdot 4^2 = 0{,}64 мм^2.$$

Напруги в зоні нижніх швів за випадкового ексцентриситету: додатнього напряму

$$\sigma_{н,д} = \frac{310000}{3940} - \frac{310000 (3{,}26 + 1{,}15)}{588 \cdot 10^4} \cdot (33{,}6 - 8) = 72{,}73 МПа;$$

від'ємного напряму

$$\sigma_{н,в} = \frac{310000}{3940} + \frac{310000 (8{,}88 + 3{,}12)}{588 \cdot 10^4} \cdot (33{,}6 - 8) = 94{,}9 МПа.$$

Напруги в зоні верхніх швів за випадкового ексцентриситету: додатнього напряму

$$\sigma_{в,д} = \frac{310000}{3940} + \frac{310000 (3{,}26 + 1{,}15)}{588 \cdot 10^4} \cdot (108 - 33{,}6) = 96 МПа;$$

від'ємного напряму

$$\sigma_{в,в} = \frac{310000}{3940} - \frac{310000 (8{,}88 + 3{,}12)}{588 \cdot 10^4} \cdot (108 - 33{,}6) = 31{,}5 МПа.$$

Послідовно визначаємо: коефіцієнти, що характеризують рівень початкових напруг в зоні *i*-го шва; коефіцієнти, що враховують початковий напружено-деформований стан елементу і схему його посилення за формулою (4.123); залишкові прогини від зварювання по формулі (4.122) за випадкового ексцентриситету:
додатнього напряму

$$\xi_{в,д}=\frac{\sigma_{в,д}}{R_{уо}}=\frac{96}{230}=0{,}417;\qquad n_{в,д}=1-0{,}5\frac{ln(1-0{,}417)}{ln\,2}=1{,}389;$$

$$\xi_{н,д}=\frac{\sigma_{н,д}}{R_{уо}}=\frac{72{,}73}{230}=0{,}316;\qquad n_{н,д}=1-0{,}5\frac{ln(1-0{,}316)}{ln\,2}=1{,}274;$$

$$f_{\omega}=\alpha_N\cdot a\frac{V\cdot l_o^2}{8\cdot I}\cdot\Sigma n_i\cdot y_i=1{,}78\cdot 0{,}083\cdot\frac{0{,}64\cdot 4100^2}{8\cdot 1213\cdot 10^4}\times$$

$$\times(2\cdot 54{,}9\cdot 1{,}389-2\cdot 45{,}1\cdot 1{,}274)=0{,}616мм;$$

від'ємного напряму

$$\xi_{в,в}=\frac{\sigma_{в,в}}{R_{уо}}=\frac{31{,}53}{230}=0{,}137;\qquad n_{в,в}=1-0{,}5\frac{ln(1-0{,}137)}{ln\,2}=1{,}106;$$

$$\xi_{н,в}=\frac{\sigma_{н,в}}{R_{уо}}=\frac{94{,}9}{230}=0{,}413;\qquad n_{н,в}=1-0{,}5\frac{ln(1-0{,}413)}{ln\,2}=1{,}384;$$

$$f_{\omega}==1{,}78\cdot 0{,}083\cdot\frac{0{,}64\cdot 4100^2}{8\cdot 1213\cdot 10^4}\times(2\cdot 54{,}9\cdot 1{,}106-$$

$$-2\cdot 45{,}1\cdot 1{,}384)=5{,}56\cdot 10^{-2}\,мм.$$

Розрахунковий еквівалентний ексцентриситет за випадкового ексцентриситету:

додатнього напряму

$$e=e_o-e_A=e_o-(y_o-z_o)=3{,}26-(53{,}1-33{,}6)=-16{,}24мм;$$

$$e_f=e+f_*+k_{\omega}\cdot f_{\omega}=-16{,}24+1{,}15+0{,}5\cdot 0{,}616=-14{,}78мм;$$

від'ємного напряму

$$e=e_o-e_A=-8{,}88-(53{,}1-33{,}6)=-28{,}4мм;$$

$$e_f=-28{,}4-3{,}12-5{,}56\cdot 10^{-2}=-31{,}58мм.$$

За допомогою залежностей (4.104), (3.23), (4.102) та табл.73 [43] перевіримо стійкість посиленого стержня в площині згину за випадкового ексцентриситету:

додатнього напряму

$$m_f=\frac{e_f\cdot A}{W_c}=\frac{e_f\cdot A\cdot a_c}{I}=\frac{14{,}78\cdot 6700\cdot 53{,}1}{1213\cdot 10^4}=0{,}434;$$

Національний університет водного господарства та природокористування

$$\overline{\lambda_x} = \lambda_x \cdot \sqrt{R_{yo}/E} = 96{,}5 \cdot \sqrt{210/2{,}06 \cdot 10^5} = 3{,}08;$$

$$\eta = (1{,}75 - 0{,}1 \cdot m_f) - 0{,}02 \cdot (5 - m_f) \cdot \overline{\lambda_x} =$$

$$= (1{,}75 - 0{,}1 \cdot 0{,}434) - 0{,}02 \cdot (5 - 0{,}434) \cdot 3{,}08 = 1{,}425;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_f = 1{,}425 \cdot 0{,}434 = 0{,}617; \qquad \varphi_e = 0{,}485;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{540000}{0{,}485 \cdot 6700} = 166 МПа \le R_y^* \gamma_c = 240 \cdot 0{,}9 = 216 МПа;$$

від'ємного напряму

$$m_f = e_f \cdot A \cdot a_c / I = 31{,}58 \cdot 6700 \cdot 53{,}1/(1213 \cdot 10^4) = 0{,}926;$$

$$\eta = (1{,}75 - 0{,}1 \cdot 0{,}926) - 0{,}02 \cdot (5 - 0{,}926) \cdot 3{,}08 = 1{,}406;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_f = 1{,}406 \cdot 0{,}926 = 1{,}302; \quad \varphi_e = 0{,}382;$$

$$\sigma = \frac{540000}{0{,}382 \cdot 6700} = 211 МПа \le R_y^* \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0{,}9 = 216 МПа.$$

Висновок. Експлуатацію опорного розкосу кроквяної ферми після прийнятого посилення можна продовжити, не дивлячись на значне збільшення зусиль в ньому.

Національний університет водного господарства та природокористування

Приклад 4.14. У зв'язку зі збільшенням вантажопідйомності кранів проводиться посилення ступінчастих наскрізних колон каркасу, підкранові та зовнішні вітки яких виконані з двотаврів № 60Б1, а решітка з рівнобоких кутиків *100×100×14мм* (рис. 4.18). Посилення здійснювалось шляхом збільшення перерізу з приєднанням елементів посилення суцільними швами $k_f = 6 мм$. Основний переріз колони та елементи посилення виготовлені зі сталі марки *Вст3пс6* з розрахунковим опором $R_{yo} = 250 МПа$. Підкранова вітка нарощувалась рівнобоким кутиком *100×100×12мм*, а зовнішня – двома кутиками *75×8мм*. Посилення проводилося за відсутності кранових навантажень, коли зусилля в колоні складали: $N_o = 1000 кН$; $M_o = 1700 кНм$. Довжина нижньої частини колони становить $l_н = 10{,}2 м$, а коефіцієнт її приведення $\mu_1 = 1{,}6$.

Необхідно перевірити стійкість нижньої частини посиленої колони в площині рами на дію розрахункових комбінацій зусиль, що навантажують її вітки:

- підкранову $N_1 = 3300кН$; $M_1 = -1950кНм$;
- зовнішню $N_2 = 3000кН$; $M_2 = 2000кНм$;
- розрахункова поперечна сила $Q_{max} = 470кН$.

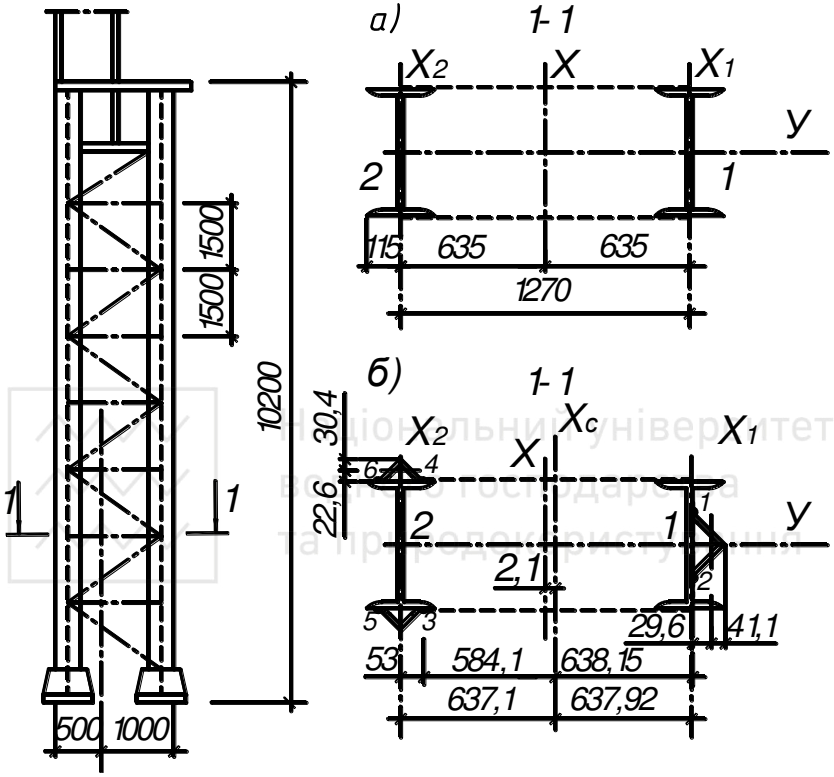


Рис.4.18. Конструкція наскрізної колони каркасу виробничої будівлі: а – до посилення; б – після посилення

Розв'язок. Основні геометричні характеристики перерізу посиленої колони:

підкранової вітки $A_{в1} = A_{o1} + A_{r1} = 13526 + 2280 = 15806мм^2$;

$$y_r = \frac{A_{r1} \cdot \left(\frac{t_w}{2} + \frac{b_{r1}}{\sqrt{2}} - z_{r1} \cdot \sqrt{2} \right)}{A_{o1} + A_{r1}} = \frac{2280 \cdot \left(\frac{10,5}{2} + \frac{100}{\sqrt{2}} - 29,1 \cdot \sqrt{2} \right)}{13526 + 2280} =$$

$= 5,02мм;$

Національний університет водного господарства та природокористування

$$I_{x1} = I_{xo} + A_{o1} \cdot y_r^2 + I_{xr1} + A_{r1}\left(\frac{t_w}{2} + \frac{b_r}{\sqrt{2}} - z_r\sqrt{2} - y_r\right)^2 = 3154 \cdot 10^4 +$$

$$+ 13526 \cdot 5{,}02^2 + 86{,}9 \cdot 10^4 + 2280 \cdot \left(\frac{10{,}5}{2} + \frac{100}{\sqrt{2}} - 29{,}1 \cdot \sqrt{2} - 5{,}02\right)^2 =$$

$$= 3477 \cdot 10^4 \text{ мм}^4; \quad i_{x1} = \sqrt{I_{x1}/A_{в1}} = \sqrt{3477 \cdot 10^4 / 15806} = 46{,}9 \text{мм};$$

$$W_{c1} = 2 \cdot I_{x1} / b_f = 2 \cdot 3477 \cdot 10^4 / 230 = 302400 \text{ мм}^3;$$

зовнішньої вітки $A_{в2} = A_{o2} + A_{r2} = 13526 + 2300 = 15826 \text{мм}^2$;

$$I_{x2} = I_{xo} + I_{xr2} = (3154 + 2 \cdot 94{,}9) \cdot 10^4 = 3344 \cdot 10^4 \text{ мм}^4;$$

$i_{x2} = \sqrt{3344 \cdot 10^4 / 15826} = 46 \text{мм}$; $W_{c2} = 2 \cdot 3344 \cdot 10^4 / 230 = 290800 \text{мм}^3$;

повний переріз

$$A_o = 2 \cdot 13526 = 27052 \text{мм}^2; \; A = 15806 + 15826 = 31632 \text{мм}^2;$$

$$I_o = 2 \cdot (3154 \cdot 10^4 + 13526 \cdot 635^2) = 1097112 \cdot 10^4 \text{ мм}^4;$$

$$y_o = 15806 \cdot (1270 + 5{,}02)/(15806 + 15826) = 637{,}1 \text{мм};$$

$$I = 3477 \cdot 10^4 + 15806 \cdot 637{,}92^2 + 3344 \cdot 10^4 + 15826 \cdot 637{,}1^2 =$$

$$= 1292405 \cdot 10^4 \text{ мм}^4;$$

$$i_x = \sqrt{I/A} = \sqrt{1292405 \cdot 10^4 / 31632} = 639{,}2 \text{мм}.$$

Перевіримо стійкість колони на дію комбінації зусиль, що навантажують підкранову вітку. Для знаходження прогину зазначеної вітки від зварювання на ділянці між вузлами решітки визначимо коефіцієнти n_i та параметри V і α_N, що враховують початковий напружено-деформований стан підкранової вітки для прийнятої схеми посилення.

Початкові напруги в зоні швів 1 та 2 (рис. 4. 18) обчислимо за формулою (4.124)

$$\sigma_{o1} = \sigma_{o2} = \frac{N_o}{A_o} + \frac{M_o}{I_o} y_1 = \frac{1000000}{27052} - \frac{1700 \cdot 10^6}{1097112 \cdot 10^4} \cdot 638{,}15 =$$

$$= -61{,}9 \text{МПа}.$$

Національний університет водного господарства та природокористування

За формулою (4.123) знайдемо значення коефіцієнта

$$n_1 = n_2 = 1 - u\frac{ln(1-\xi_i)}{ln\,2} = 1 - 1{,}5\frac{ln(1+0{,}2476)}{ln\,2} = 0{,}521,$$

де $\xi_1 = \xi_2 = \sigma_{o1} / R_{yo} = -61{,}9/250 = -0{,}2476.$

Додатковий залишковий прогин підкранової вітки, що виникає внаслідок приварювання елементів посилення, визначаємо за формулою (4.122)

$$f_\omega = \alpha_N \cdot a\frac{V \cdot l_в^2}{8 \cdot I_{x1}} \Sigma n_i \cdot y_{\omega\, i} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{1{,}44 \cdot 1500^2}{8 \cdot 3477 \cdot 10^4} 2 \cdot 0{,}521 \cdot (-0{,}23) =$$

$$= -0{,}0028 мм; \qquad y_{\omega\, i} = y_r - t_\omega / 2 = 5{,}02 - 5{,}25 = -0{,}23;$$

при $\alpha_N = 1$ (для розтягнутого елементу), $a = 1$ (для суцільного шва) та параметрі подовжнього скорочення елемента від накладання одиничного шва $V = 0{,}04 \cdot k_f^2 = 0{,}04 \cdot 6^2 = 1{,}44 мм^2$.

Щоб визначити ексцентриситет подовжньої сили, обумовлений розцентруванням розкосів, знайдемо вузловий момент та подовжню силу в підкрановій вітці від дії розрахункових навантажень N_1 і M_1

$$M_{в1} = Q \cdot y_r = 470000\,5{,}02 = 236 \cdot 10^4\, Н \cdot мм;$$

$$N_{в1} = \frac{3300 \cdot 10^3 \cdot 635 + 1950 \cdot 10^6}{1270} = 3185000 Н.$$

$M_{в1} / N_{в1} = 236 \cdot 10^4 / 3185000 = 0{,}74 мм > |f_\omega| = 0{,}0028 мм$, тому в якості розрахункового приймаємо ексцентриситет $e_в = 0{,}74 мм$. Оскільки його відносне значення за формулою (4.108) є незначним $m_в = e_в (A_{в1} / W_{c1}) = 0{,}74 \cdot 15806 / 302400 = 0{,}039 < 0{,}1$, то коефіцієнт подовжнього згину $\varphi_{в1т} = 0{,}922$ знаходимо як для центрально-стиснутого елемента гнучкістю $\lambda_{в1} = 1500 / 46{,}9 = 32$ за табл.72 [43].

Початкові напруги в зоні швів 3…6 (рис. 4. 18) визначаємо за формулою (4.124)

$$\sigma_{o3} = \sigma_{o4} = \frac{1000000}{27052} + \frac{1700 \cdot 10^6}{109711210^4} \cdot 584{,}1 = 127{,}5 МПа;$$

Національний університет
водного господарства
та природокористування

$$\sigma_{o5} = \sigma_{o6} = \frac{1000000}{27052} + \frac{1700 \cdot 10^6}{1097112 \cdot 10^4} \cdot 690{,}1 = 143{,}9 МПа,$$

а коефіцієнти, що враховують початковий напружено-деформований стан елементу і схему його посилення, знаходимо за формулою (4.123)

$$n_3 = n_4 = 1 - u \frac{ln(1-\xi_i)}{ln\,2} = 1 - 0{,}5 \frac{ln(1-0{,}51)}{ln\,2} = 1{,}515,$$

$$n_1 = n_2 = 1 - u \frac{ln(1-\xi_i)}{ln\,2} = 1 - 0{,}5 \frac{ln(1-0{,}58)}{ln\,2} = 1{,}626,$$

при відносних рівнях початкових напружень

$$\xi_3 = \xi_4 = \sigma_{o3} / R_{yo} = 127{,}5/250 = 0{,}51;$$

$$\xi_5 = \xi_6 = \sigma_{o5} / R_{yo} = 143{,}9/250 = 0{,}58.$$

Враховуючи значення Ейлерової сили та коефіцієнту α_N

$$N_э = \pi^2 EI/(\mu \cdot l_o)^2 = 3{,}14^2 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 1292405 \cdot 10^4 / (1{,}6 \cdot 10200)^2 =$$

$$= 98556000 Н;$$

$$\alpha_N = N_э /(N_э - N_o) = 98556000/(98556000 - 1000000) = 1{,}01,$$

додатковий прогин нижньої частини колони як єдиного стержня, що виникає внаслідок приварювання елементів посилення, визначаємо за формулою (4.122)

$$f_\omega = \alpha_N \cdot a \frac{V \cdot l_н^2}{8 \cdot I} \cdot \Sigma n_i \cdot y_i = 1{,}010 \cdot 1 \cdot \frac{1{,}44 \cdot (1{,}6 \cdot 10200)^2}{8 \cdot 1292405 \cdot 10^4} 2 \times$$

$$\times (-0{,}521 \cdot 638{,}15 + 1{,}515 \cdot 584{,}1 + 1{,}626 \cdot 690{,}1) = 12{,}65 мм.$$

Для визначення коефіцієнта φ_e, що характеризує стійкість всієї колони, за формулами (4.107) і (4.108) знайдемо умовну приведену гнучкість $\overline{\lambda_{ef}}$ та відносний ексцентриситет m_f

$$\overline{\lambda_{ef}} = \sqrt{(\lambda_y^2 + \alpha_1 \cdot A / A_{d1}) \cdot (\varphi_{вim} \cdot R_y^* / E)} =$$

$$= \sqrt{\left(25{,}53^2 + 31{,}4 \frac{31632}{2 \cdot 2630}\right) \frac{0{,}922 \cdot 250}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 0{,}97;$$

$$m_f = e_f \cdot a_c (A / I) = 584{,}6 \cdot 637{,}9 \cdot 31632 / (1292405 \cdot 10^4) = 0{,}920,$$

де $\lambda_y = \mu_1 \cdot l_н / i_x = 1{,}6 \cdot 10200 / 639{,}2 = 25{,}53$ - гнучкість колони;

$\alpha_1 = 10 \cdot a^3 / (h_o^2 \cdot l_в) = 10 \cdot 1965^3 / (1270^2 \cdot 1500) = 31{,}4$ -коефіцієнт за табл. 7 [30] та рис. 4. 18, а еквівалентний ексцентриситет $e_f = M_1 / N_1 - 0{,}5 f_\omega = 1950 \cdot 10^6 / 3300000 - 0{,}5 \cdot 12{,}65 = 58{,}46 мм$.

За табл. 75 [43] по $\overline{\lambda_{ef}}$ та m_f знаходимо коефіцієнт $\varphi_e = 0{,}506$ та перевіряємо стійкість всієї колони за формулою (4.106)

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi_e \cdot \varphi_{вім} \cdot A} = \frac{3300000}{0{,}506 \cdot 0{,}922 \cdot 31632} = 223{,}6 МПа <$$

$$< R_y^* \cdot \gamma_c = 250 \cdot 0{,}9 = 225 МПа.$$

В. Перевірка стійкості колони на дію комбінації зусиль, що навантажують зовнішню вітку.

Подовжня сила N_{o2}, що діє на вітку під час посилення, та коефіцієнт α_N, що враховує вплив цієї сили на прогин від зварювання рівні відповідно

$$N_{o2} = \frac{1000000 \cdot 635 + 1700 \cdot 10^6}{1270} = 1839000 Н;$$

$\alpha_N = N_э / (N_э - N_o) = 3018600 / (3018600 - 1000000) = 1{,}034$,

де $N_э = \pi^2 E I_{x2} / l_в^2 = 3{,}14^2 \cdot 2{,}06 \cdot 3344 \cdot 10^9 / 1500^2 = 3018600 Н$.

Прогин зовнішньої вітки колони від приварювання елементів посилення обчислюємо за формулою (4.122)

$$f_\omega = 1{,}034 \cdot 1 \cdot \frac{1{,}44 \cdot 1500^2}{8 \cdot 3344 \cdot 10^4} 2 \cdot (-1{,}515 \cdot 53 + 1{,}626 \cdot 53) = 0{,}15 мм$$

Зважаючи, що прогин є незначним, коефіцієнт подовжнього згину $\varphi_{вім} = 0{,}922$ знаходимо як для центрально-стиснутого елемента гнучкістю $\lambda_{в1} = 150 / 4{,}69 = 32$ за табл. 72 [43].

Для визначення коефіцієнта φ_e, що характеризує стійкість всієї колони, знайдемо за формулою (4.108) величину відносного ексцентриситету

$m_f = e_f \cdot a_c (A / I) = 679 \cdot 63\,7{,}1 \cdot 31632 / 1292405 \cdot 10^4) = 1{,}07$,

Національний університет
водного господарства
та природокористування

де $e_f = M_2 / N_2 + f_\omega = 2000 \cdot 10^6 / 3000000 + 12{,}65 = 679\,мм$.

Оскільки величина $\varphi_{вім}$ практично не змінилася, залишаємо незмінною і умовну приведену гнучкість $\overline{\lambda_{ef}} = 0{,}972$ та по табл. 75 [43] знаходимо $\varphi_e = 0{,}469$ і перевіряємо стійкість колони за формулою (4.106)

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi_e \cdot \varphi_{вім} \cdot A} = \frac{3000000}{0{,}469 \cdot 0{,}922 \cdot 31632} = 219{,}3МПа <$$

$$< R_y^* \cdot \gamma_c = 250 \cdot 0{,}9 = 225МПа.$$

Таким чином, стійкість колони в площині рами забезпечена.

Висновок. Прийняте посилення нижньої частини наскрізної колони забезпечує її стійкість в площині рами за найнебезпечніших розрахункових комбінацій зусиль.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Приклад 4.15. Двотаврова балка виробничого майданчику з перерізом поясів $b_f \times t_f = 320 \times 20мм$ і стінки $b_s \times t_s = 1100 \times 10мм$ виготовлена зі сталі *Вст3кп2* з розрахунковим опором $R_{yo} = 225МПа$. Балка несе постійне навантаження від власної ваги устаткування, із-за якого в ній виникає відповідний згинаючий момент $M_o = 1400кНм$. При вдосконаленні технологічного процесу на балку передається додатковий згинаючий момент $\Delta M = 1700кНм$, а тому її посилення вирішено виконувати металевим листом $b_r \times t_r = 360 \times 20мм$ зі сталі марки *Вст3Гпс5-2* ($R_{yr} = 280МПа$) без демонтажу раніше встановленого устаткування за схемою рис. 4.19.

Необхідно перевірити достатність запропонованого посилення зазначеної балки, якщо вона відноситься до конструкцій IV класу.

Розв'язок. Основні геометричні характеристики непосиленого перерізу складеної балки рівні:

$$I_{xo} = 2\left(\frac{320 \cdot 20^3}{12} + 320 \cdot 20 \cdot 560^2\right) + \frac{10 \cdot 1100^3}{12} = 512368\,10^4\,мм^4;$$

$$A_{on} = 2 \cdot 320 \cdot 20 + 1100 \cdot 10 = 23800мм^2;$$

Національний університет водного господарства та природокористування

$$W_{xo} = 512368\,10^4 / 570 = 8989000 мм^3;$$

$$y_{oc} = y_{op} = \frac{320 \cdot 20 \cdot 560 + 10 \cdot 550^2 / 2}{320 \cdot 20 + 550 \cdot 10} = 428 мм.$$

Необхідність посилення балки випливає з умови міцності (4.93)

$$\sigma = M / W_n = (1400 + 1700) \cdot 10^6 / 8989000 = 344{,}9 МПа >$$

$$> \gamma_c \cdot \gamma_M \cdot R_{yo} = 1 \cdot 1 \cdot 225 = 225 МПа,$$

Рівень початкового вантаження балки складає

$$\sigma_o = 1400 \cdot 10^6 / 8989000 = 155{,}7 МПа,\ \beta_o = 155{,}7 / 225 = 0{,}692 < 0{,}8$$

і для конструкцій IV класу посилення під навантаженням можливе.

Основні геометричні характеристики елементів посилення за рис. 4.19 є наступними: $A_{rc} = 0$; $A_{rp} = 3600 \cdot 2 = 7200 мм^2$; $y_{rp} = 580 мм.$

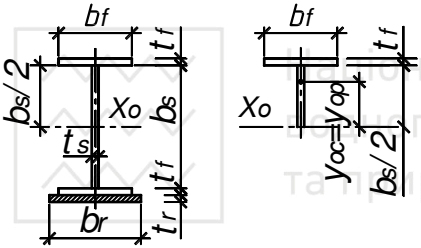


Рис.4.19. Поперечний переріз посиленої складеної металевої балки

При $\alpha = R_{yr} / R_{yo} = 280 / 225 = 1{,}24 > 1{,}15$ площа стиснутої та розтягнутої зон з використанням формули (4.101) складуть відповідно

$$A_{oc} = \frac{1}{2}\left[A_{on} - \alpha(A_{rc} - A_{rp})\right] = \frac{1}{2}\left[23800 - 1{,}24(0 - 7200)\right] = 16360 мм^2$$

та $A_{op} = A_{on} - A_{oc} = 23800 - 16360 = 7440 мм^2$.

Максимально допустимий момент в посиленій балці обчислюємо за формулою (4.100) при $\gamma_M = 0{,}95$

$$M = \left[A_{oc} y_{oc} + A_{op} y_{op} + \alpha \cdot (A_{rc} y_{rc} + A_{rp} y_{rp})\right] \gamma_M R_{yo},=$$

$$= \left[16360 \cdot 428 + 7440 \cdot 428 + 1{,}24(0 + 7200 \cdot 580)\right] \cdot 0{,}95 \times$$

$$\times 225 = 3284 \cdot 10^6 Нмм.$$

Для середнього перерізу при $\tau < 0{,}4 \cdot R_{so}$ коефіцієнт $c_\tau = 1{,}0$ і за формулою (4.96) маємо

Національний університет водного господарства та природокористування

$$M + \Delta M = (1400 + 1700) \cdot 10^6 = 3100 \cdot 10^6 \text{ Нмм} <$$

$$< c_\tau \cdot \gamma_c \cdot R_y \cdot W_x = 3284 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Висновок. Прийняте посилення двотаврової балки є достатнім для сприйняття додаткового згинаючого моменту зокрема та підвищеного навантаження від вдосконалення технологічного процесу вцілому.

Приклад 4.16. На стійку з двотавра *№24* , що підтримує робочий майданчик, діє подовжня сила $N_o = 320 кН$ та згинаючий момент $M_o = 24 кНм$. Розрахункові довжини колони складають $l_{ox} = 6,4 м$ та $l_{oy} = 2,2 м$. Розрахунковий опір матеріалу стійки $R_{yo} = 225 МПа$. Після реконструкції зусилля в колоні від розрахункових навантажень зростають до $N = 550 кН$ та $M_x = 30 кНм$. Схема посилення прийнята симетричною за рис. 4.20 з приварюванням швелерів *№14* із сталі марки *Вст3пс6* з розрахунковим опором $R_{yr} = 270 МПа$ ($\alpha = 270 / 225 = 1,2$).

Необхідно перевірити стійкість металевої колони, посиленої зазначеним нарощуванням перерізу.

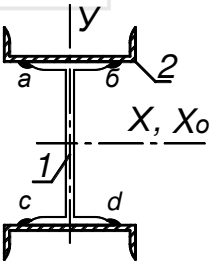


Рис.4.20. Поперечний переріз посиленої металевої колони

Розв'язок. Геометричні характеристики перерізу до посилення:

$A_o = 3480 мм^2$; $I_{xo} = 3460 \cdot 10^4 мм^4$; $I_{yo} = 198 \cdot 10^4 мм^4$;

$W_{xo} = 289000 мм^3$; $i_{xo} = 99,7 мм$; $i_{yo} = 23,7 мм$;

після посилення: $I_y = (198 + 982) \cdot 10^4 мм^4 = 1180 \cdot 10^4 мм^4$;

$I_x = (3460 + 90,8) \cdot 10^4 + 3120 \cdot (120 + 16,7)^2 = 9381 \cdot 10^4 мм^4$;

$A_n = 6600 мм^2$; $W_x = 9381 \cdot 10^4 / (120 + 58) = 527000 мм^3$;

$i_x = \sqrt{9381 \cdot 10^4 / 6600} = 119{,}2 мм$; $i_y = \sqrt{1180 \cdot 10^4 / 6600} = 42{,}3 мм$,

де $A_r = 3120 мм^2$; $I_{xr} = 90{,}8 \cdot 10^4 мм^4$; $I_{yr} = 982 \cdot 10^4 мм^4$;

$z_{ro} = 16{,}7 мм$; $b_{fr} = 58 мм$ - характеристики елементів посилення.

Знайдемо параметри, що характеризують деформований стан колони до її реконструкції

$$N_{оэ} = 3{,}14^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^5 \cdot 3460 \cdot 10^4 / 6400^2 = 1749000 Н;$$

$$e_o = 24 \cdot 10^6 / 320000 = 75 мм;$$

$$f_o = 320000 \cdot 75 / (1749000 - 320000) = 16{,}8 мм.$$

Рівень початкового навантаження визначається напругою

$$\sigma_o = \frac{320000}{3480} + \frac{320000 \cdot (75 + 16{,}8)}{289000} = 193{,}6 МПа .$$

Так як $\beta_o = 193{,}6 / 225 = 0{,}86 > 0{,}8$, то прийнято рішення про тимчасове розкріплення колони (можливий варіант її розвантаження).

За формулою (4.103) визначаємо усереднене значення розрахункового опору

$$K_A = 1{,}2 - \frac{3480}{6600}(1{,}2 - 1) = 1{,}095; \; K_I = 1{,}2 - \frac{3460 \cdot 10^4}{9381 \cdot 10^4}(1{,}2 - 1) = 1{,}126;$$

$$R_y^* = R_{yo}\sqrt{K_A \cdot K_1} = 225 \cdot \sqrt{1{,}095 \cdot 1{,}126} = 249{,}8 МПа.$$

Зварні шви, що кріплять елементи посилення, розраховуємо на умовну поперечну силу, яку знаходимо за п. 5.8 [43] при $\lambda_x = 6400 / 119{,}2 = 53{,}7$ та $\varphi = 0{,}83$

$$Q_{fic} = 7{,}15 \cdot 10^{-6}(2330 - E / R_y^*)\frac{N}{\varphi} = 7{,}15 \cdot 10^{-6}(2330 - 2{,}1 \times$$

$$\times 10^5 / 249{,}8)\frac{550000}{0{,}83} = 7050 Н.$$

Статичний момент елемента посилення відносно нейтральної осі складає $S_{xr} = 1560 \cdot (120 + 16{,}7) = 213300 мм^3$.

Максимально можливий крок зварного шпонкового шва становить $a_{w,max} = 40 \cdot i_{xr} = 40 \cdot 17 = 680 мм$. Приймаємо крок швів рівним

Національний університет водного господарства та природокористування

$a_w = 600мм$, катет - мінімальною товщиною $k_f = 4мм$, а зварювання виконуємо електродами Э42 ($R_{wf} = 180МПа$).

Зсуваюче зусилля, що сприймається шпонковими швами визначаємо за формулою (4.114)

$$T_r = \frac{Q_{fic} \cdot S_{xr}}{I_x} a_\omega = \frac{7050 \cdot 213300}{9381 \cdot 10^4} \cdot 600 = 9620Н ,$$

а мінімальну довжину ділянок шпонкових швів знаходимо з (4.115)

$$l_\omega \geq \frac{\alpha_\omega \cdot T_r}{\beta_\omega k_f R_\omega \gamma_\omega \gamma_c} + 10 = \frac{0,5 \cdot 9620}{0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 10 = 19,5мм.$$

Остаточно довжину кінцевих швів приймаємо рівною $l_{\omega,к} = 50мм.$

Для розрахунку залишкового прогину елементу від зварювання знайдемо ряд наступних параметрів

$$\alpha_N = N_э / (N_э - N_o) = 1749000 / (1749000 - 320000) = 1,22 ;$$

$$a = l_\omega / a_\omega = 50 / 600 = 0,083 ; V = 0,04 k_f^2 = 0,04 \cdot 4^2 = 0,64 мм^2 .$$

Початкові напруги в зоні швів *а* і *б* (рис. 4. 20) знаходимо за формулою (4.106) $\sigma_1 = 193,6МПа$,

$$\sigma_o = \frac{320000}{3480} - \frac{320000 \cdot (75 + 16,8)}{289000} = -9,7МПа .$$

За формулою (4.105) знайдемо значення коефіцієнтів n_i

$$\xi_1 = 193,6 / 225 = 0,86 ; \qquad n_1 = 1 - 0,5 \frac{ln(1 - 0,86)}{ln 2} = 2,42 ;$$

$$\xi_2 = -9,7 / 225 = -0,043 ; \qquad n_2 = 1 - 0,5 \frac{ln(1 + 0,043)}{ln 2} = 0,97 .$$

Додатковий залишковий прогин колони, що виникає внаслідок приварювання елементів посилення, визначаємо за виразом (4.122)

$$f_\omega = 1,22 \cdot 0,083 \cdot \frac{0,64 \cdot 6400^2}{8 \cdot 9381 \cdot 10^4} \cdot (2 \cdot 2,42 \cdot 120 - 2 \cdot 0,97 \cdot 120) =$$

$$= 1,23мм.$$

Деформації, що виникають за рахунок притиснення елементів посилення врахуємо за формулою (4.121)

Національний університет водного господарства та природокористування

$$f_* = f_o \cdot \left(1 - \alpha_N \frac{\Sigma I_r}{I_o + \Sigma I_r}\right) = 16{,}8 \cdot \left(1 - 1{,}22 \frac{2 \cdot 45{,}4 \cdot 10^4}{(3460 + 2 \cdot 45{,}4) \cdot 10^4}\right) =$$

$$= 16{,}3 \text{ мм}.$$

Повний розрахунковий ексцентриситет та його відносне значення за формулами (4.105) та (4.104) складають

$$e_f = \frac{30 \cdot 10^6}{550000} + 16{,}3 + 1 \cdot 1{,}23 = 72{,}1 \text{ мм}; \; m_f = 72{,}1 \cdot \frac{6600}{527000} = 0{,}9.$$

За допомогою залежностей (3.23), (4.104), (4.102) та табл.73 [43] перевіримо стійкість посиленої колони в площині згину

$$\overline{\lambda_x} = \frac{l_{ox}}{i_x} \cdot \sqrt{R_y^* / E} = \frac{6400}{119{,}2} \cdot \sqrt{249{,}8 / 2{,}1 \cdot 10^5} = 1{,}85;$$

$$\eta = (1{,}90 - 0{,}1 \cdot m_f) - 0{,}02 \cdot (6 - m_f) \cdot \overline{\lambda_x} =$$

$$= (1{,}90 - 0{,}1 \cdot 0{,}9) - 0{,}02 \cdot (6 - 0{,}9) \cdot 1{,}85 = 1{,}621;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_f = 1{,}621 \cdot 0{,}9 = 1{,}459; \quad \varphi_e = 0{,}478;$$

$$\sigma = \frac{550000}{0{,}478 \cdot 6600} = 174{,}3 \text{МПа} < R_y^* \gamma_c = 249{,}8 \cdot 0{,}9 = 224{,}8 \text{МПа}.$$

Стійкість із площини дії моменту перевіряємо за п. 5.30 [43]

$$c = 1/(1 + 0{,}7 \cdot m_f) = 1/(1 + 0{,}7 \cdot 0{,}9) = 0{,}613;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y} = \frac{2200}{42{,}3} = 52; \qquad \varphi_e = 0{,}839;$$

$$\sigma = \frac{550000}{0{,}613 \cdot 0{,}839 \cdot 6600} = 162 \text{МПа} < R_y^* \gamma_c = 224{,}8 \text{МПа}.$$

Висновок. Стійкість зазначеної металевої колони, посиленої нарощуванням перерізу, за дії підвищених розрахункових навантажень є забезпеченою.

4.4.7. Вправи до підрозділу

Вправа 4.12. Чи необхідно влаштовувати катодний захист металевих конструкцій трубопроводу, якщо за період експлуатації

Національний університет
та природокористування

T =53 *роки* при швидкості корозії v_k = *8,5*10*$^{-5}$ *мм/год*, початкова товщина трубопроводу δ_o = *12 мм* зменшилась до δ_1 = *8,2 мм*? Як часто необхідно змінювати електроди (аноди) та за якої швидкості корозії можна відмовитися від катодного захисту трубопроводу?

Вправа 4.13. На опорний розкіс кроквяної ферми (рис. 4. 17) з двох рівнобоких кутиків *110×8* діє стискаюча сила $N_o = 280\ кН$. Розрахунковий опір матеріалу конструкцій складає $R_{yo} = 230 МПа$, а розрахункова довжина стержня $l_{ox} = l_{oy} = 3{,}9 м$. Клас конструкцій - третій. Необхідно перевірити можливість експлуатації зазначеного елементу при збільшенні зусилля в ньому до *490 кН*.

Вправа 4.14. У зв'язку зі збільшенням вантажопідйомності кранів проводиться посилення ступінчастих наскрізних колон каркасу, підкранові та зовнішні вітки яких виконані з двотаврів № 55Б2, а решітка з рівнобоких кутиків *100×10мм* (рис. 4. 18). Посилення здійснювалось шляхом збільшення перерізу з приєднанням елементів посилення суцільними швами $k_f = 6 мм$. Основний переріз колони та елементи посилення виготовлені зі сталі марки *Вст3пс6* з розрахунковим опором $R_{yo} = 240 МПа$. Підкранова вітка нарощувалась рівнобоким кутиком *100×12мм*, а зовнішня – двома кутиками *70×8мм*. Посилення проводилося за відсутності кранових навантажень, коли зусилля в колоні складали: $N_o = 950 кН$; $M_o = 1570 кНм$. Довжина нижньої частини колони становить $l_н = 10{,}4 м$, а коефіцієнт її приведення $\mu_1 = 1{,}8$. Необхідно перевірити стійкість нижньої частини посиленої колони в площині рами на дію розрахункових комбінацій зусиль, що навантажують її вітки (за розрахункової поперечної сили $Q_{max} = 450 кН$):

- підкранову $N_1 = 3200 кН$; $M_1 = -1900 кНм$;
- зовнішню $N_2 = 2930 кН$; $M_2 = 1940 кНм$.

Вправа 4.15. Двотаврова балка виробничого майданчику з перерізом поясів $b_f \times t_f = 300 \times 20 мм$ і стінки $b_s \times t_s = 120 \times 12 мм$

виготовлена зі сталі *Вст3кп2* з розрахунковим опором $R_{yo} = 230 МПа$. Балка несе постійне навантаження від власної ваги устаткування, із-за якого в ній виникає відповідний згинаючий момент $M_o = 1280 кНм$. При вдосконаленні технологічного процесу на балку передається додатковий згинаючий момент $\Delta M = 1760 кНм$, а тому її посилення вирішено виконувати металевим листом $b_r \times t_r = 350 \times 18 мм$ зі сталі марки *Вст3Гпс5-2* ($R_{yr} = 270 МПа$) без демонтажу встановленого раніше устаткування за схемою рис. 4.19. Необхідно перевірити достатність запропонованого посилення зазначеної балки, якщо вона відноситься до конструкцій III класу.

Вправа 4.16. На стійку з двотавра *№22* , що підтримує робочий майданчик, діє подовжня сила $N_o = 290 кН$ та згинаючий момент $M_o = 21 кНм$. Розрахункові довжини колони складають $l_{ox} = 6,3 м$ та $l_{oy} = 2,1 м$. Розрахунковий опір матеріалу стійки $R_{yo} = 215 МПа$. Після реконструкції зусилля в колоні від розрахункових навантажень зростуть до $N = 510 кН$ та $M_x = 28 кНм$. Схема посилення прийнята симетричною за рис. 4.20 з приварюванням швелерів *№12* із сталі марки *Вст3пс6* з розрахунковим опором $R_{yr} = 260 МПа$ ($\alpha = 260 / 215 = 1,21$). Необхідно перевірити стійкість металевої колони, посиленої нарощуванням перерізу.

4.5. Посилення елементів і конструкцій з деревини

4.5.1. Основні вимоги

Розрахункова схема конструкцій повинна відображати реальні умови їх роботи та фактичний стан за даними натурних обстежень. В необхідних випадках слід розглядати декілька варіантів розрахункових схем та розподілу жорсткостей і навіть враховувати прогнозоване зношення.

Розрахунок повинен виконуватися за нормативними документами [11, 28, 40] тільки для тих частин будівлі чи споруди, на які впливають зміна режиму її експлуатації, дефекти та пошкодження.

При зміні режиму експлуатації конструкції без дефектів та пошкоджень необхідно перевіряти за несучою здатністю, а при зміні лише навантажень (за незмінної схеми їх прикладання) дозволяється обмежитися порівнянням їх значень із наведеними у первинній технічній документації. За перевищення фактичних навантажень над проектними зусилля від перших слід зіставляти з фактичною несучою здатністю.

Розрахунок конструкцій, посилення яких виконується під навантаженням, необхідно виконувати з урахуванням напружень, що зберігаються в існуючих конструкціях на момент посилення, та послідовності включення в роботу додаткових конструкцій, елементів і деталей посилення та розкріплення. При розрахунку на стійкість та деформативність елементів, що посилюються під навантаженням, повинні враховуватись їх початкові та додаткові деформації, що виникають на стадії посилення. Конструкції посилення та методи їх виконання повинні передбачати заходи щодо зниження небажаних додаткових деформацій елементів у процесі підсилення.

Розрахункова схема конструкції, будівлі чи споруди в цілому повинна прийматися з урахуванням особливостей дійсної роботи, фактичних відхилень геометричної форми, розмірів, перерізів, умов закріплення та виконання вузлів сполучення елементів. Перевірочні розрахунки елементів конструкцій та їх з'єднань необхідно виконувати з урахуванням дефектів і пошкоджень, корозійного чи іншого зношення, фактичних умов сполучення та спирання тощо.

Конструкції, що не задовольняють вимоги чинних норм за міцністю та деформативністю, повинні бути посилені або замінені.

При виконання робіт з посилення конструкцій їх несуча здатність повинна забезпечуватися з урахуванням впливу послаблень перерізів додатковими отворами, вирізами, прорізами тощо. За необхідних випадків посилювана конструкція повинна бути цілком або частково розвантажена.

Розрахунки елементів конструкцій, що посилюються шляхом збільшення перерізу, слід виковувати при різних розрахункових опорах матеріалу основної конструкції та посилення. Дозволяється приймати один розрахунковий опір по меншому з них, якщо вони відрізняються не більше ніж на 15 %. При розрахунку міцності та стійкості елементів, що посилюються шляхом нарощування перерізу, необхідно враховувати не тільки напруження в існуючому елементі

на момент підсилення (з урахуванням розвантаження конструкцій), але й початкові викривлення елементів, зміщення центру ваги посиленого перерізу тощо.

4.5.2. Розрахунок посилення елементів і конструкцій з деревини

Необхідність в посиленні дерев'яних конструкцій виникає при:

- зміні початкового технологічного режиму експлуатації;
- значному зростанні навантаження від устаткування та матеріалів;
- перевищенні несучої здатності конструкцій;
- серйозних помилках проектування, в результаті яких фактична несуча здатність конструкцій виявляється зниженою;
- використанні недоброякісних матеріалів та конструкцій з небезпечними дефектами та неприпустимими технологічними порушеннями з'єднань;
- порушенні умов експлуатації конструкцій;
- значних перевантаженнях, механічних пошкодженнях, зволоженні та загниванні, що привели до зниження їх несучої здатності.

Першим необхідним етапом робіт з посилення конструкцій є їх розвантаження. В більшості випадків його виконують шляхом підпирання або вивішування конструкцій тимчасовими стійками з колод чи брусів, за допомогою клинків чи домкратів, на які передається все навантаження, що діє на конструкцію, включаючи їх власну масу.

Опорні частини балок і прогонів та опорні вузли арок і ферм найчастіше потребують посилення. Його здійснюють, як правило, за допомогою металевих та дерев’яних протезів. Саме основні елементи цих протезів і потребують відповідного розрахунку.

Для місцевого посилення балок і ферм часто використовують натяжні стики з окремих дощатих накладок на болтах, стягнутих сталевими тягами з гайками та кутиковими траверсами. За чисельних дефектів і пошкоджень загальне посилення вищевказаних конструкцій виконують, як правило, металевими тягами, що входять до складу поясів чи решітки у вигляді додаткових елементів. Часто ці додаткові елементи можуть об’єднуватися у спеціальну шпренгельну систему. Розрахунок зазначених елементів посилення виконується за існуючими нормативними методиками [11, 28, 40].

Національний університет водного господарства та природокористування

4.5.3. Приклади розв'язку задач до підрозділу

Приклад 4.17. Із-за неякісного виконання гідроізоляційних робіт відбулося повне прогнивання опорних частин дерев'яної балки перекриття перерізом $b \times h = 110 \times 220 мм$. Пошкоджені ділянки балки вирішили посилювати за допомогою металевого протезу (рис. 4.21). Необхідно розрахувати всі його елементи (стержень, болти і шайби), якщо відомо: $R = 8,5 кН$; $a = 750 мм$; $c = 500 мм$; марка сталі $C235$; клас точності болтів *4,8*.

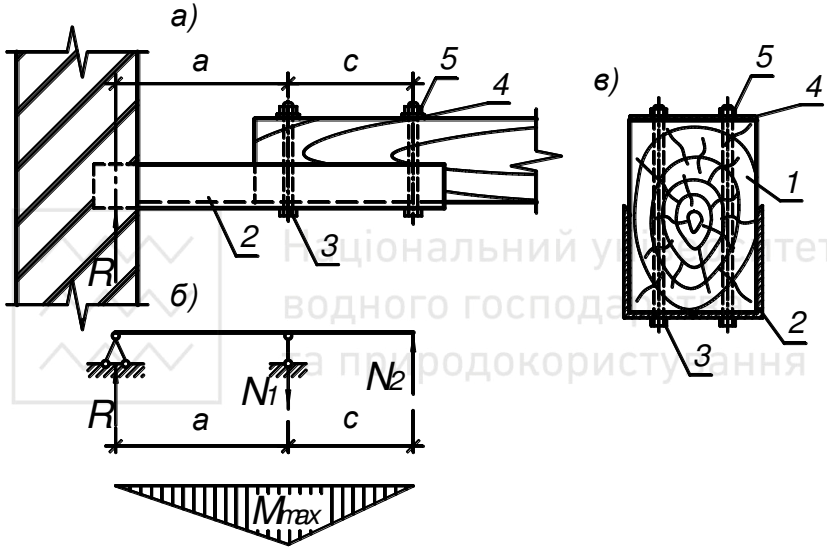


Рис.4.21. Схема посилення кінців балок перекриття металевим протезом: а – конструкція протезу; б – розрахункова схема протезу; в – переріз балки; 1- балка; 2 - сталевий протез; 3 - болти; 4 - пластина-шайба; 5 - гайки

Розв'язок. Для того, щоб розрахувати всі елементи металевого протезу і перш за все переріз стержня, обчислимо максимальний згинаючий момент, що виникає в зруйнованому перерізі балки

$$M = R \cdot a = 8,5 \cdot 10^3 \cdot 750 = 6375 \cdot 10^3 Нмм$$

Переріз протезу для посилення балки будемо підбирати, виходячи з умови міцності згинальних елементів

$$W_{not} \geq \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{6375 \cdot 10^3}{230 \cdot 1,0} = 27720 \ мм^3.$$

Національний університет водного господарства та природокористування

За сортаментом для посилення приймаємо протез з двох зварених між собою нерівнобоких кутиків $100\times63\times6\,мм$ з геометричними характеристиками: $A_r = 1918мм^2$; $I_{xr} = 1966\cdot10^4\,мм^4$; $z_r = 32{,}3мм$; $W_{yr} = 196{,}6\cdot10^4 / 67{,}7 = 29000\,мм^3 > W_{not} = 27720\,мм^3$.

Розтягуюче зусилля, що виникатиме в болтах, знайдемо виходячи з епюри моментів (рис.4.21)

$$N_2 = M / c = 6375\cdot10^3 / 500 = 12750Н.$$

Враховуючи можливість нерівномірної роботи болтів (п. 11.13 [43]), площа їх поперечного перерізу повинна бути рівною

$$A_n = N_2 / \gamma_b R_{bt} = 12750/0{,}8\cdot160 = 99{,}6мм^2,$$

де R_{bt} - розрахунковий опір розтягу болтів за табл. 58 [43].

За табл. 5.58 [1] або додатком Р приймаємо два болти $Ø10мм$ з сумарною площею поперечного перерізу $A_n = 2\cdot50{,}9 = 101{,}8мм^2$.

Площа поверхні шайб з умови зминання деревини під ними повинна бути не меншою

$$A_{шп} = N_2 / \gamma_b R_{см,90} = 12750 / 0{,}8\cdot4 = 3985\,мм^2.$$

З конструктивних міркувань в якості шайби приймаємо суцільну металеву пластину шириною $50мм$ на всю ширину балки ($A_ш = b\cdot b_{пл} = 110\cdot50 = 5500мм^2 > 3985мм^2$).

Товщину пластини (шайби), що працює на згин як балка (шириною $b_1 = 10мм$), визначаємо з умови не зминання деревини під нею

$$t_ш = \sqrt{\frac{3\cdot R_{см,90}\cdot b_1\cdot s_к^2}{(b_{пл} - d_b)\cdot R_y\cdot\gamma_c}} = \sqrt{\frac{3\cdot4\cdot10\cdot30^2}{(50-10)\cdot230\cdot1}} = 3{,}4мм.$$

За табл. 5.58 [1] або за додатком С товщину пластини (шайби) остаточно приймаємо рівною *5 мм > 3,4 мм.*

Висновок. Для відновлення пошкодженої ділянки балки необхідно прийняти металевий протез, основними елементами якого є: нерівнобокі кутики $100\times63\times6\,мм$, болти $Ø10мм$ та металеві пластини-шайби розмірами $110\times50\times5\,мм$.

Приклад 4.18. Центрально навантажена колона перерізом $b \times h = 120 \times 200 мм$ висотою $H = 3{,}8 м$ була запроектована під умови експлуатації групи *А1*. Після реконструкції будівлі навантаження на колону збільшилося до $N = 240 кН$, а умови експлуатації залишились незмінними. Колона виготовлена з сосни 2-го сорту, а коефіцієнти приведення її розрахункової довжини становлять відповідно $\mu_{ox} = 1$; $\mu_{oy} = 0{,}5$. Необхідно провести посилення колони та виконати відповідні розрахунки.

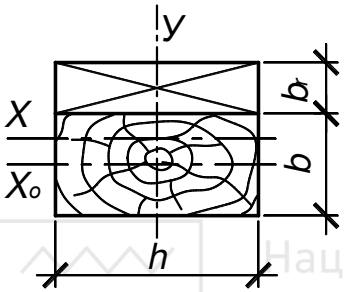


Рис.4.22. Поперечний переріз посиленої дерев'яної колони

Національний університет водного господарства та природокористування

Розв'язок. Несучу здатність колони визначаємо по її мінімальному значенню з розрахунку стійкості колони в площинах *X* та *У*.

Враховуючи, що:

- для сосни 2-го сорту за табл.3 [11] $R_c = 13 МПа$;
- площа перерізу колони $A = b \cdot h = 120 \cdot 200 = 24000 мм^2$;
- гнучкості $\lambda_x = \dfrac{l_{ox}}{0{,}289 \cdot h} = \dfrac{\mu_{ox} \cdot H}{0{,}289 \cdot h} = \dfrac{1 \cdot 3800}{0{,}289 \cdot 200} = 65{,}7 < 70$ та

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{0{,}289 \cdot b} = \frac{\mu_{oy} \cdot H}{0{,}289 \cdot b} = \frac{0{,}5 \cdot 3800}{0{,}289 \cdot 120} = 54{,}8 < 70,$$

за п. 4.3 [11] знаходимо коефіцієнти подовжнього згину

$$\varphi_x = 1 - 0{,}8 \cdot (\lambda_x / 100)^2 = 1 - 0{,}8 \cdot (65{,}7 / 100)^2 = 0{,}655;$$

$$\varphi_y = 1 - 0{,}8 \cdot (\lambda_y / 100)^2 = 1 - 0{,}8 \cdot (54{,}8 / 100)^2 = 0{,}76.$$

Значення несучої здатності колони з умов стійкості в площинах *X* та *У* складають

$$N_x = \varphi_x \cdot R_c \cdot A = 0{,}655 \cdot 13 \cdot 24000 = 204400 Н;$$

Національний університет водного господарства та природокористування

$$N_y = \varphi_y \cdot R_c \cdot A = 0{,}76 \cdot 13 \cdot 24000 = 237100H .$$

Видно, що колону необхідно посилити для підвищення несучої здатності в площині X на $\Delta N_x = 240000 - 204400 = 35600H$ та вплощині $У$ на $\Delta N_y = 240000 - 237100 = 2900H$.

Посилення колони здійснюємо шляхом прикріплення до неї додаткового елемента перерізом $b_r \times h = 50 \times 200мм.$ Нарощення колони зазначеним елементом виконуємо за допомогою болтів діаметром *16мм*, розставлених з кроком *500мм* в два ряди по довжині колони.

Посилену колону розраховуємо як складений стержень на податливих в'язях, для якого за п. 4. 6 [11] маємо

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{(b_1 / 10) \cdot (h / 10) \cdot n_ш}{(l_{oy} / 1000)^2 \cdot n_c}} = \sqrt{1 + 0{,}078 \cdot \frac{17 \cdot 20 \cdot 1}{1{,}9^2 \cdot 4}} = 1{,}68 ,$$

де $k_c = 100/(5d^2) = 100/(5 \cdot 16^2) = 0{,}078$- коефіцієнт податливості з'єднання за табл. 12 [11];

$n_c = 4$ - кількість зрізів болтів на 1 м.п. колони;

$n_ш = 1$ - розрахункова кількість швів в елементі, що визначається числом швів.

Приведена гнучкість складеного стержня в площині $У$ (при $l_1 = 500мм > 7 \cdot b_r = 7 \cdot 50 = 350мм$) становитиме

$$\lambda_{пр} = \sqrt{(\mu_y \cdot \lambda_y)^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{(1{,}68 \cdot 38{,}7)^2 + 34{,}6^2} = 73{,}6 ,$$

де $\lambda_y = l_{oy} / (0{,}289 \cdot b_1) = 1900/(0{,}289 \cdot 170) = 38{,}7$;

$\lambda_1 = l_1 / (0{,}289 \cdot b_r) = 500/(0{,}289 \cdot 50) = 34{,}6$.

Коефіцієнт подовжнього згину φ_y (при $\lambda_{пр} > 70$) знаходимо за п. 4. 3 [11] $\varphi_y = 3000 / \lambda_{пр}^2 = 3000 / 73{,}6^2 = 0{,}554$.

Оскільки

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y \cdot A_1} = \frac{240000}{0{,}554 \cdot 170 \cdot 200} = 12{,}74МПа < R_c = 13МПа ,$$

то стійкість в площині *У* забезпечена. Оскільки гнучкість та коефіцієнт подовжнього згину в площині *Х* залишились незмінними $\lambda_x = 65{,}7$ та $\varphi_x = 0{,}655$, то стійкість посиленої колони в цій площині

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \cdot A_1} = \frac{240000}{0{,}655 \cdot 170 \cdot 200} = 10{,}78 МПа < R_c = 13 МПа$$

теж є забезпеченою.

Висновок. Нарощування перерізу колони за допомогою додаткового елемента перерізом $\delta \times h = 50 \times 200 мм$ забезпечує сприйняття нею нового підвищеного навантаження.

Приклад 4.19. Шарнірно оперта клєєдощата балка постійного поперечного перерізу $b \times h = 140 \times 630 мм$, прольотом $l_o = 9{,}0 м$ згинається під дією рівномірно-розподіленого навантаження (рис. 4.23). З метою підвищення несучої здатності балка посилюється шпренгелем, що передає подовжнє зусилля по осі балки (без ексцентриситету). Розрахувати елементи посилення, якщо граничне навантаження на балку необхідно збільшити в *2,5* рази. Балка виготовлена з соснових дощок 2-го сорту товщиною 35 мм.

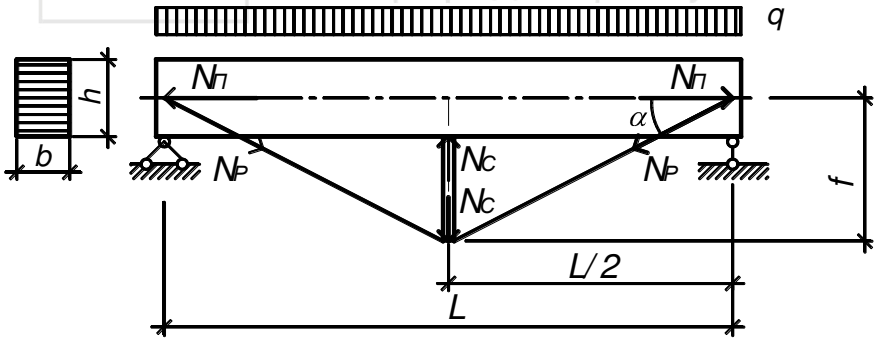


Рис.4.23. Схема посиленої дерев'яної балки за допомогою шпренгеля

Розв'язок. До посилення несуча здатність балки становить:

$$M_u = R_u \cdot m_б \cdot m_{сл} \cdot W = 13 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}99 \cdot 9261 \cdot 10^3 = 113{,}23 \cdot 10^6 Нмм,$$

де $R_u = 13 МПа$ - за табл.3 [11]; $m_{сл} = 0{,}99$ - за табл. 8 [11];

Національний університет водного господарства та природокористування

$m_б = 0,95$ - за табл.7[11]; $R'_u = R'_c = 13 \cdot 0,95 \cdot 0,99 = 12,23 МПа$;

$W = b \cdot h^2 / 6 = 140 \cdot 630^2 / 6 = 9261 \cdot 10^3 \, мм^3$.

Граничне рівномірно розподілене навантаження, яке може сприйняти балка, складає

$$q_u = 8 \cdot M_u / L^2 = 8 \cdot 113,23 \cdot 10^6 / 9000^2 = 11,18 Н / мм.$$

Встановлення шпренгеля змінить розрахункову схему балки. Вона почне працювати як двопролітна балка з однаковими прольотами $l = L / 2 = 9000 / 2 = 4500 \, мм$. Якщо навантаження зросте у 2,5 рази, то воно становитиме $q = 2 \cdot q_u = 2 \cdot 11,18 = 22,36 Н / мм$.

Приймемо основні параметри шпренгельної системи наступними:

$$f = L / 6 = 9000 / 6 = 1500 мм;$$

$$\alpha = arctg \, f / l = arctg(1500 / 4500) = 18,43^o;$$

$$\sin 18,43^o = 0,316; \; \cos 18,43^o = 0,949; \; tg \, \alpha = 0,333.$$

Зусилля в елементах шпренгельної системи становитимуть

$$N_c = 1,25 \cdot q \cdot L / 2 = 1,25 \cdot 22,36 \cdot 9000 / 2 = 125780 Н;$$

$$N_n = 1,25 \cdot q \cdot L / (4 \cdot tg \alpha) = 1,25 \cdot 22,36 \cdot 9000 / (4 \cdot 0,333) = 188850 Н;$$

$$N_p = 1,25 \cdot q \cdot L / (4 \sin \alpha) = 1,25 \cdot 22,36 \cdot 9000 / (4 \cdot 0,316) = 199010 Н.$$

Максимальний згинаючий момент, при умові роботи балки за двопрольотною схемою, буде над стійкою шпренгеля

$$M_{max} = q \cdot l^2 / 8 = 22,36 \cdot 4500^2 / 8 = 56,60 \cdot 10^6 \, Н мм.$$

Коефіцієнт, що враховує додатковий момент від подовжньої сили внаслідок прогину елемента, визначаємо за п. 4. 17 [11]

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3000} \cdot \frac{N_n}{A \cdot R'_c} = 1 - \frac{24,7^2}{3000} \cdot \frac{188850}{88200 \cdot 12,23} = 0,964,$$

де $\lambda = l / (0,289 \cdot h) = 450 / (0,289 \cdot 63) = 24,7$;

$A = b \cdot h = 140 \cdot 630 = 88200 мм^2$.

Перевіряючи за п. 4. 17 [11] міцність перерізу балки як стиснуто-зігнутого елемента

Національний університет водного господарства та природокористування

$$\sigma = \frac{N_n}{A} + \frac{M}{\xi \cdot W} = \frac{188850}{88200} + \frac{56{,}60 \cdot 10^6}{0{,}964 \cdot 9261 \cdot 10^3} = 8{,}48 МПа <$$

$$< R_c^{'} = 12{,}23 МПа,$$

констатуємо, що вона забезпечена.

За розтягуючим зусиллям в нижньому поясі шпренгеля N_p знайдемо необхідну площу його поперечного перерізу (при арматурі класу *A400 (III)*)

$$A_s = \frac{N_p}{m_o \cdot \gamma_c \cdot R_s} = \frac{199010}{0{,}8 \cdot 1 \cdot 365} = 682 мм^2,$$

де m_o - коефіцієнт послаблення стержня різьбою.

Використовуючи табл. 5. 58 [1] чи додаток Р, приймаємо 2 стержні діаметром *24 мм* (по різьбі - *20,1 мм*) з площею перерізу брутто $A = 904{,}2 мм^2$ (нетто - $A_n = 633 мм^2$).

Приймемо з конструктивних міркувань переріз стояка шпренгеля розмірами $b_c \times h_c = 140 \times 300 мм$ та перевіримо його стійкість, попередньо визначивши за п. 4. 3 [11] наступні параметри

$$\lambda_c = f\,/(0{,}289 \cdot b_c) = 1500/(0{,}289 \cdot 140) = 37{,}1 < 70;$$

$$\varphi = 1 - 0{,}8 \cdot (\lambda_c / 100)^2 = 1 - 0{,}8 \cdot (37{,}1/100)^2 = 0{,}889.$$

Оскільки

$$\sigma = \frac{N_c}{\varphi \cdot A_c} = \frac{1257810}{0{,}889 \cdot 140 \cdot 300} = 3{,}37 МПа < R_c = 13 МПа,$$

то стійкість стояка забезпечена.

Міцність деревини на зминання під стояком шпренгеля теж забезпечена, так як

$$\sigma_{см} = \frac{N_c}{A_{см}} = \frac{125{,}78 \cdot 10}{14 \cdot 30} = 2{,}99 МПа < R_{см} = 3 МПа.$$

Висновок. Посилення дерев'яної балки шпренгелем з 2-х арматурних стержнів *Ø24* класу *A400 (III) мм* забезпечує сприйняття нею нового навантаження, збільшеного в *2,5* рази у порівнянні з початковим.

Національний університет водного господарства та природокористування

4.5.4. Вправи до підрозділу

Вправа 4.17. Із-за неякісного виконання гідроізоляційних робіт відбулося повне прогнивання опорних частин дерев'яної балки перекриття перерізом $b \times h = 100 \times 200\,мм$. Пошкоджені ділянки балки вирішили посилювати за допомогою металевого протезу (рис. 4. 21). Необхідно розрахувати всі його елементи (стержень, болти і шайби), якщо відомо: $R = 7,8кН$; $a = 700\,мм$; $c = 450\,мм$; марка сталі $C235$; клас точності болтів *4,6*.

Вправа 4.18. Центрально навантажена колона перерізом $b \times h = 120 \times 220\,мм$ висотою $H = 3,6\,м$ була запроектована під умови експлуатації групи *А1*. Після реконструкції будівлі навантаження на колону збільшилося до $N = 260кН$, а умови експлуатації змінилися на групу *В1*. Колона виготовлена з сосни 2-го сорту, а коефіцієнти приведення її розрахункової довжини становлять відповідно $\mu_x = 1$; $\mu_y = 0,65$. Необхідно провести посилення колони та виконати відповідні розрахунки.

Вправа 4.19. Шарнірно оперта клеєдощата балка постійного поперечного перерізу $b \times h = 142 \times 595мм$, прольотом $l_o = 8,7\,м$ згинається під дією рівномірно-розподіленого навантаження (рис. 4. 23). З метою підвищення несучої здатності балка посилюється шпренгелем, що передає подовжнє зусилля відносно осі балки з ексцентриситетом $e_o = 50мм.$ Розрахувати елементи посилення, якщо граничне навантаження на балку необхідно збільшити в *2,2* рази. Для виготовлення балки прийняті соснові дошки 2-го сорту товщиною 35 мм.

РОЗДІЛ 5. НАТУРНІ ТА ЛАБОРАТОРНІ ВИПРОБУВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

5.1. Силове обладнання та пристрої для створення навантажень

В реальних умовах можливості пресового обладнання щодо випробування будівельних конструкцій дуже обмежені. Тому в польових умовах для випробувань застосовують найпростіші або збірно-розбірні інвентарні стенди, а у заводських чи лабораторних умовах – стенди з застосуванням стиснутого повітря, домкратні установки, стаціонарні, механізовані та автоматизовані стенди [12, 15, 24, 31, 42, 44].

Найпростіші стенди для випробування конструкцій в горизонтальному положенні мають чотири або дві опори (рис. 5.1), виконані з цегли, бетону чи збірних залізобетонних елементів. Між головними встановлюють страхувальні опори з клиноподібними підкладками для стримання конструкції у разі її миттєвого руйнування. Такі стенди використовують при випробуванні переважно плитних і рідше балочних конструкцій.

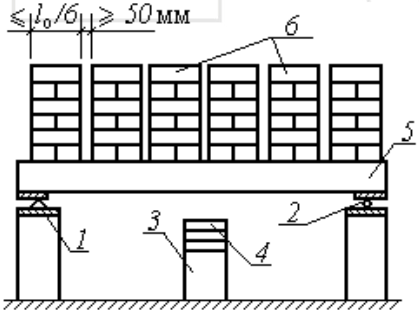


Рис. 5.1. Найпростіший стенд: 1 - шарнірно нерухома опора; 2 - шарнірно - рухома опора; 3 - страхувальні опори; 4 - підкладки; 5 - плита; 6 - вантажі

Збірно-розбірні інвентарні стенди, як правило, збираються з лінійних елементів різної довжини у вигляді двох металічних ферм, між якими встановлюють випробовувану конструкцію. Силове обладнання та сама конструкція повинні монтуватися так, щоб вони утворювали замкнуту систему, яка не буде передавати навантаження за межі цієї системи (рис. 5.2). Тобто, на опори повинна передаватися лише власна вага балочної конструкції та ферми.

Національний університет водного господарства та природокористування

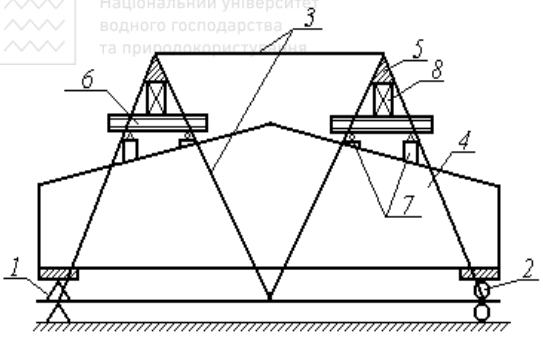


Рис. 5.2. Збірно - розбірний стенд інвентарний: 1 - нерухома опора; 2 - рухома опора; 3 –силова ферма; 4 - будівельна конструкція; 5 - поперечні балки; 6 - траверси; 7- опорні столики; 8 - домкрати

Основу **стаціонарних стендів** складають переважно монолітні залізобетонні чи металеві конструкції, розміщені на пружному монолітному фундаменті. Стенд обладнується пристроями, які дозволяють здійснювати кріплення вимірювальних приладів.

Одними з найбільш поширених є стаціонарні стенди із силовою підлогою. **Силова підлога** – це потужна плита із монолітного залізобетону, у верхню частину якої вмонтовані спеціальні струмки (рис.5.3). Струмки виконують, як правило, у вигляді металевої швелерної коробки з прорізсю і надійно анкерують в тілі бетону. У прорізи заводять металеві тяги, що сприймають зусилля від гідравлічних домкратів. Струмки дозволяють виставляти в робоче положення одночасно металеві тяги та обидві опори або, інакше кажучи, випробовувати лінійні елементи різної довжини. Крім цього, до складу силового обладнання стенду входять: комплект траверс та поперечних балок, опори та страхувальні пристрої.

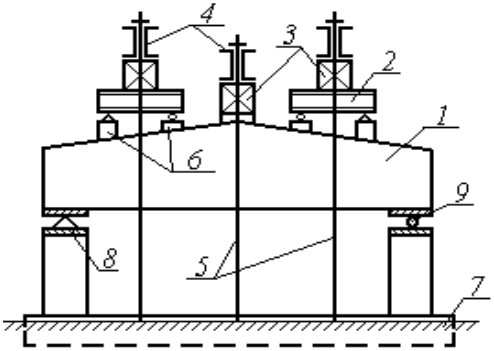


Рис. 5.3. Стаціонарний стенд: 1-будівельна конструкція; 2 - траверси; 3 - домкрати; 4 - поперечні балки; 5 - тяги; 6 - опорні столики; 7 – силова плита; 8 і 9 - опори

Досить ефективним для випробування різних типів плоских конструкцій може бути стенд з використанням стиснутого повітря

(рис.5.4), основним робочим елементом якого є пневматична подушка.

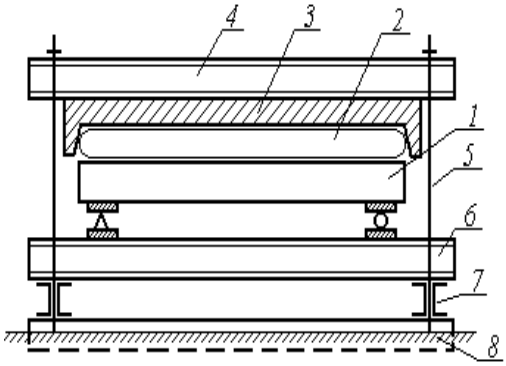


Рис. 5.4. Випробувальний стенд з використанням стиснутого повітря: 1 - досліджувана конструкція; 2 – пневматична подушка; 3 – упорний щит з обмежувачами; 4 - траверси; 5 - тяги; 6 - поперечні опорні балки (траверси); 7- подовжні опорні балки; 8 - фундамент

5.2. Вид, величина та спосіб навантаження

Для досліджуваних конструкцій вибір робочої схеми випробувань обмежений тільки варіантами завантаження. Тому необов'язково, аби робоча схема випробувань суворо копіювала розрахункову модель, що прийнята в проекті. Таким чином, немає необхідності в тому, щоб повністю покладатися на проектне навантаження. Тут варто знати лише еквівалент цього навантаження за внутрішніми зусиллями або переміщеннями. За формою та схемою прикладання еквівалентне навантаження повинно відповідати вимогам зручності контролю, простоти та економічності проведення випробувань. Крім того, необхідно домагатися, щоб під час випробувань вантажів було якнайменше, а число їх перестановок – мінімальним.

В залежності від виду випробувань (контрольні, приймальні, експлуатаційні, руйнівні) та типу конструкцій навантаження може бути **за величиною**:

- частиною нормативного (якщо уточнюється розрахункова модель несучого елемента);
- повним тимчасовим (якщо перевіряють умови досягнення другого граничного стану);
- сумою нормативного тимчасового навантаження та ваги незмонтованих частин будівлі (в період зведення);
- розрахунковим тимчасовим (за приймальних випробувань унікальних конструкцій особливого призначення);

- більше розрахункового (приймальні випробування споруд з перенавантаженням);
- руйнівним (заводські атестаційні випробування конструкцій).

Під час випробувань навантаження створюють штучними вантажами, сипкими матеріалами, посудинами з водою, пневматичними подушками, гідравлічними та гвинтовими домкратами. Штучними вантажами служать **гирі, металеві відливки, бетонні та залізобетонні блоки**, які перед випробуванням зважують і маркують. Довжина штучних вантажів не повинна перевищувати 1/6 прольоту досліджуваної конструкції. Для передачі навантажень використовують також **талі, поліспасти та лебідки разом з динамометрами**. Навантаження повинні бути стабільними у часі, надійно контролюватися та, саме основне, не створювати самонесучих склепів. Розглянемо основні способи створення зосереджених та рівномірно розподілених навантажень.

Найпростішим способом **створення зосереджених навантажень** є **підвішування вантажів**. Його основна перевага в порівнянні з іншими способами полягає в тому, що при підвішуванні вантажів діючі навантаження не залежать від прогинів досліджуваної конструкції. Однак в окремих випадках таке завантаження конструкцій може бути порівняно трудомістким та громіздким.

Під час **застосування натяжних пристроїв** відпадають роботи, пов'язані із зважуванням та переміщенням вантажів. Ці пристрої компактні, легко вписуються у різні технологічні схеми і практично не викликають ускладнень у стиснених умовах. Основними недоліками цього способу є: необхідність, у випадку одночасного прикладання ряду навантажень, здійснювати постійне регулювання зусиль; чутливість навантаження до зміни температури, до розвитку пластичних деформацій в конструкції за його тривалої дії.

Найбільше поширення у створенні зосереджених навантажень знайшли **домкрати**. Основними перевагами такого завантаження є: малогабаритність домкратів; простота створення та регулювання навантаження; можливість дії навантаження в любому напрямку. Найчастіше використовують гідравлічні домкрати з груповою насосною станцією, обладнаною електричним або ручним приводами. Цей спосіб забезпечує надзвичайно м'яке плавне завантаження конструкцій, але вимагає постійного регулювання величини навантаження.

Існує багато способів створення **розподіленого навантаження**. Найбільш універсальний із них пов'язаний з використанням **штучних вантажів**. Він дозволяє задавати навантаження, розподілені здовж конструкції за довільним законом. Однак у багатьох випадках цей спосіб може бути порівняно громіздким.

Для завантаження конструкцій з горизонтальною поверхнею можна використовувати **сипкі матеріали** або **воду**. Завантаження водою здійснюється її подачею з водопровідної мережі, а розвантаження – відкачуванням води насосами або за допомогою сифонів. Цей спосіб дозволяє досить точно визначити величину навантаження за висотою рівня води та плавно (із заданою швидкістю) розвантажувати конструкцію. Основним недоліком цього способу завантаження є те, що його можна використати лише за додатньої температури.

5.3. Особливості моделювання будівельних конструкцій

Відомо, що найбільш об'єктивну і повну інформацію про дійсну роботу конструкцій можна отримати в процесі натурних випробувань. Однак їх проведення пов'язане з великими матеріальними затратами і труднощами методичного характеру. Тому більшість задач під час дослідження будівельних конструкцій можна розв'язати значно простішим шляхом – через випробування моделей.

Модель – об'єкт (явище, процес, система, установка, елемент тощо), що знаходиться у відношенні подібності до реального об'єкта. Суть інженерного моделювання полягає у тому, що натурний об'єкт замінюють на його аналог – модель.

Розрізняють **фізичне моделювання**, коли дослідження ведуться на моделях, які зберігають фізичну природу явища, що вивчається, та **математичне моделювання** – на моделях іншої фізичної природи, стан яких, однак, описується тими ж математичними залежностями, що і реального об'єкту.

Фізичне моделювання можна умовно розділити на теплове, механічне, гідродинамічне, електродинамічне та інші. Для механічного моделювання характерна проста або розширена подібність натури та моделі. Спільними для **простої** та **розширеної** подібності є наступні умови:

- модель та натура повинні бути геометрично подібні;

- навантаження, що діють на модель повинні бути подібні навантаженням, що діють на натурний об'єкт;
- безрозмірні величини (коефіцієнт Пуассона, коефіцієнт тертя, відносна деформація і т.п.) для моделі та натури повинні бути однаковими;
- матеріали моделі та натури можуть бути різними за відповідного коефіцієнту перетворення напружень.

Різниця між простою та розширеною подібностями: для простої (лінійної) подібності масштаби всіх безрозмірних величин рівні 1; для розширеної (нелінійної) подібності ці масштаби можуть відрізнятися від 1, а різні величини однакової розмірності (напруги, модулі пружності, розподілене по площині навантаження) можуть мати і різні масштаби перетворення [15, 31, 42].

Перехід від натурної конструкції до моделі здійснюється за допомогою системи коефіцієнтів пропорційності, які називаються **масштабами перетворення**,

$$E_r = E_m / E_n, \quad \mu_r = \mu_m / \mu_n, \quad P_r = P_m / P_n, \quad L_r = L_m / L_n , \qquad (5.1)$$

де $E,\ P,\ L,\ \mu$ - відповідно модуль пружності, коефіцієнт Пуассона зусилля (навантаження) та геометричні розміри для натурної конструкції і моделі.

Так як масштаби перетворювань взаємозв'язані, то їх не можна призначати довільно. Наприклад, при завантаженні зосередженими силами подібність напружено-деформованого стану моделі та натури (оригіналу) буде забезпечена за виконання умов

$$P_r / E_r \cdot L_r^2 = 1, \qquad \mu_r = 1, \qquad (5.2)$$

а за рівномірно розподіленого лінійного навантаження –

$$q_r / E_r \cdot L_r = 1. \qquad (5.3)$$

Вирази (5.2) і (5.3) називають **індикаторами подібності.** За дотримання умов (5.1)…(5.3) зв'язок між напругами, відносними деформаціями і прогинами натурної конструкції та моделі можна відобразити формулами

$$\sigma_n = \sigma_m \cdot E_n/E_m, \qquad \varepsilon_n = \varepsilon_m, \qquad f_n = f_m \cdot L_n/L_m \qquad (5.4)$$

Взагалі ж побудова та дослідження моделей ґрунтується на трьох теоремах подібності, які складають основу теорії подібності.

Національний університет водного господарства та природокористування

5.4. Особливості випробування будівельних конструкцій

5.4.1. Загальні положення

Отримання об’єктивної оцінки технічного стану конструкцій, будівель і споруд є однаково важливим як під час зведення, так і під час експлуатації будівельних об’єктів. В результаті досліджень та відповідної експертизи вирішується питання щодо капітального ремонту об’єкту чи його реконструкції, розроблюються заходи з підсилення конструкцій або фіксується аварійний стан споруди, коли подальша її експлуатація вже не допускається.

Натурні дослідження споруд виконують в **два етапи**. На першому етапі під час **обстеження споруди** збирають інформацію щодо дійсних розмірів конструкцій, фізико-механічних характеристик будівельних матеріалів, дефектів конструкцій, відхилень від проекту. Роботи на цьому етапі передбачають: визначення мети та задач обстеження споруди; огляд об’єкту та вивчення проектної документації; інструментальні вимірювання геометричних та фізичних параметрів конструкцій; перерахунок конструкцій та підготовку заключних висновків.

Саме після відповідних перерахунків вирішується питання про необхідність проведення натурних випробувань або дається оцінка стану об’єкта за результатами тільки першого етапу досліджень.

Другий етап – **натурні випробування** будівельних конструкцій, що повинні проводитися за вимогами діючих нормативних документів [18, 19, 21]. Вони дозволяють отримати найповнішу інформацію про дійсний напружено-деформований стан конструкцій, їх найбільш відповідальних елементів та вузлів. Роботи, що зв'язані з натурними випробуваннями, можна умовно розділити на дві групи. До першої з них відносять **роботи підготовчого періоду**: підготовка технічного завдання; виготовлення та відбір конструкцій, їх огляд; розробка технічної документації (робочої програми та проекту випробувань); розрахунок конструкцій, що підлягають випробуванню. До другої групи можна віднести **роботи заключного періоду** випробувань: інструктаж з техніки безпеки; підготовка конструкцій, обладнання і приладів до випробувань; виставлення вимірювальних приладів в робоче положення; завантаження конструкцій та зняття відліків за всіма приладами; обробка результатів випробувань та оцінка стану

конструкцій; підготовка заключних висновків та технічного звіту.

Отже, дослідження будівель і споруд – це сума операцій, основою яких є інструментальні вимірювання. Тому особливу увагу слід звертати на принципові визначальні положення методики досліджень, типові прийоми аналізу експериментальної інформації та виявлення причин відказів конструкцій за критеріями (ознаками) граничної несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності.

5.4.2. Технічне завдання на проведення досліджень

Дослідження будівельних конструкцій та споруд починається з підготовки технічного завдання. Тут вказують мету і основні задачі обстеження будівель і споруд або випробування конструкцій в залежності від призначення таких досліджень.

У більшості випадків обстеження виконуються з метою оцінки технічного стану окремих конструкцій будівель або споруд. Така оцінка вкрай необхідна для: визначення залишкового ресурсу об'єктів, що експлуатуються; вирішення питань щодо модернізації чи реконструкції будівель; розробки технічних рішень з підсилення пошкоджених конструкцій чи їх елементів; фіксації аварійного стану споруди і, як наслідок, призупинення її подальшої експлуатації.

До окремої групи можна віднести обстеження, що виконуються з метою вдосконалення методики розрахунку споруд на надійність та довговічність. Тут, зокрема, вирішуються такі задачі: досліджують статистичні параметри реальних або дійсних навантажень; встановлюють степінь агресивності зовнішнього (навколишнього) середовища; визначають ступінь фізичного зношення однотипних конструкцій тощо.

Щодо експериментальних досліджень – випробувань, то **за призначенням** вони можуть бути приймальними, контрольними (атестаційними), науково-дослідними, експлуатаційними тощо. **Приймальні** випробування виконують для відповідальних споруд перед введенням їх в експлуатацію. **Атестаційні** випробування призначені для контролю і оцінки якості виготовлення конструкцій заводського виробництва. Під час **науково-дослідних випробувань** уточнюють теоретичні передумови розрахунку, вивчають властивості нових матеріалів тощо. Випробування конструкцій, що **експлуатуються в існуючих будівлях та спорудах**, переслідують

собою поглиблене вивчення стану таких об'єктів. Вони дозволяють більш точно оцінити вплив дефектів та пошкоджень на роботу несучих конструкцій та розробити технічні рішення щодо їх підсилення чи ремонту.

5.4.3. Правила відбору конструкцій та особливості виготовлення дослідних зразків

Кількість однотипних конструкцій, які необхідно випробувати, у загальному випадку залежить від того, з якою метою здійснюють випробування: науковою чи практичною.

Для вирішення практичних задач відбір конструкцій проводять у відповідності з проектом, технічними умовами або стандартами на виготовлення конкретних виробів. В інших випадках необхідно керуватися вимогами загальних стандартів. Зокрема, у відповідності з [19], залізобетонні конструкції повинні відбиратися в кількості не менше:

- для випробувань, що проводяться перед початком масового виготовлення конструкцій, і в подальшому при внесенні конструктивних змін чи зміні технології їх виготовлення – 1 шт;
- для періодичних випробувань – відповідно до табл. 5.1.

Якщо дослідження обмежуються обстеженнями, то відбір конструкцій проводиться вибірково за результатами попереднього огляду. Зокрема, в будівлях з однотипними несучими елементами повинні обстежуватися: кожна десята кроквяна ферма і колона, але не менше трьох в температурному блоці; в'язі між двома кроквяними фермами; один диск в'язів між колонами в кожному ряду і в температурному блоці. За значних корозійних пошкоджень здійснюється суцільне обстеження всіх елементів та конструкцій.

Таблиця 5.1

Правила відбору конструкцій для випробувань

Об'єм конструкцій, що виготовлені в період між випробуваннями, шт.	Число відібраних конструкцій, не менше, шт.
До 250	1
Від 250 до 1000 включно	2
Від 1000 до 3000 включно	3
Більше 3000	0,1 %

Національний університет

Під час проведення наукових досліджень виготовляють спеціальні експериментальні зразки переважно в трьох і більше екземплярах. Тут передбачають розміщення необхідних пристосувань для кріплення вимірювальних приладів, здійснюють відбір зразків для визначення фізико-механічних характеристик матеріалів тощо. Особливого значення надають абсолютній відповідності дослідних конструкцій проекту за ретельного контролю всіх технологічних операцій. Наприклад, під час виготовлення залізобетонних зразків перевіряють: основні властивості арматури та заповнювачів; якість виготовлення арматурних виробів та бетонної суміші; проектне положення арматури та якість попереднього напруження стержнів; якість ущільнення бетонної суміші та теплової обробки заформованих виробів і т.д.

Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій особливого значення надають контролю величини попереднього натягу арматури. Його можна здійснювати за допомогою динамометрів $\sigma_s = P / \Sigma A_{si}$; за величиною видовження арматури $\sigma_s = E \cdot \Delta l / l$; за зусиллям поперечного відтягування стержнів; за частотою вільних поперечних коливань арматури. Останній із названих методів контролю покладений в основу роботи таких відомих приладів, як ЭИН-МГ2, ИПН-7, ИПН-8.

5.4.4. Розробка технічної документації та підготовка конструкцій, приладів і обладнання до випробувань

Випробування конструкцій, як і обстеження споруд, починається з підготовки технічного завдання, відбору чи виготовлення дослідних зразків, їх огляду, інструментальних вимірювань та відповідних перерахунків.

Однак основним методичним документом випробувань є **робоча програма**, а її найважливішою складовою частиною – **методика випробувань**. У методиці випробувань повинні бути викладені наступні питання:

- робоча схема випробувань, де вказують розрахунковий проліт конструкції, схему її закріплення та тип навантаження;
- величини контрольних навантажень;
- схема та порядок, послідовність та величина ступенів

Національний університет
водного господарства
та природокористування
завантаження конструкцій;
- схема, кількість та місця розташування вимірювальних приладів;
- тип вимірювальних приладів.

Під час розробки методики випробувань варто пам'ятати, що, відповідно до вимог діючих стандартів [19], завантаження конструкцій необхідно виконувати ступенями. Величина кожного ступеню приймається в межах (5…10)% від контрольного навантаження за міцністю і в межах (10…20)% від контрольного навантаження за жорсткістю. Дозволяється виконувати випробування за неоднаковими ступенями завантаження. Відліки за приладами знімаються на кожному етапі навантаження двічі: зразу ж після завантаження та після витримки під навантаженням. Витримка на кожному ступені навантаження повинна бути не меншою 10 хвилин, а за досягнення контрольного навантаження за жорсткістю – не менше 30 хвилин.

Щодо розміщення вимірювальних приладів, то необхідно керуватися наступними вимогами:
- вимірюють значення найбільш відповідальних параметрів, що визначають напружений стан споруди чи конструкції;
- щоб уникнути можливих помилок, вимірювання необхідно дублювати, застосовуючи прилади різного принципу дії;
- для врахування впливу зовнішніх факторів на результати вимірювань необхідно використовувати контрольні однотипні прилади, розмістивши їх на ненавантажених зразках;
- кількість приладів, необхідних для вимірювання конкретних параметрів, повинна бути оптимальною (мінімально необхідною);
- за всіх рівних умов прилади встановлюють там, де досліджувані показники досягають найбільших значень;
- не дозволяється допускати порожніх вимірювань (тобто «мертвих ходів»).

Досліджувана конструкція повинна бути встановлена на випробувальний стенд, обладнана риштуваннями, штативами та вимірювальними приладами відповідно до схеми випробувань. Використовувати можна тільки ті вимірювальні прилади, котрі повірені (перевірені) метрологічними службами (інститутами, лабораторіями, станціями). Робочі повірки вимірювальних приладів необхідно проводити: один раз у 3…4 місяці; після 25-ти кратного використання; перед кожним відповідальним випробуванням. Окремі

прилади можуть бути протаровані самими дослідниками. Зокрема, це стосується тензоелектродатчиків, тарування яких можна здійснювати за нижченаведеною методикою (рис. 5.5).

На спеціальну металеву «тарувальну» балочку прямокутного перерізу у зоні чистого згину наклеюють необхідну кількість тензодатчиків (виходячи з об'єму їх використання, але не менше 3-х з кожної партії). Розміри «тарувальної» балочки такі, що за прогину в 1 мм фактичні відносні деформації матеріалу в зоні чистого згину складають $60 \cdot 10^{-5}$ одиниць. При цьому ж прогині балочки за шкалою автоматичного реєструючого приладу (АИД, ЦТК, ЦТМ, СИИТ) визначають відносну деформацію, яку фіксують тензодатчики. Такі вимірювання проводять за прогинів балочки в 1, 2 та 3мм на прямому та зворотному напрямках завантаження.

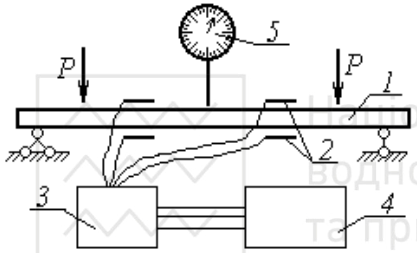


Рис.5.5. Схема тарування тензодатчиків: 1 – «тарувальна» балочка; 2 - датчики; 3, 4 – комутатор та блок вимірювань реєструючого приладу; 5 - індикатор

Тоді тарувальний коефіцієнт визначають за формулою

$$m_i = \varepsilon_{bi} / \varepsilon_{gi}, \qquad (5.5)$$

де ε_{bi} - відносні деформації балочки за вказаних прогинів;

ε_{gi} - середні відносні деформації за показами тензодатчиків при тих же прогинах, обчислюються за формулою (1.5).

5.4.5. Порядок випробування конструкцій

Випробування будівельних конструкцій здійснюють за робочою програмою і, зокрема, за розробленою методикою випробувань. Під час випробування будь-яких конструкцій необхідно додатково:

- дотримуватися одночасного зняття (запису) відліків за всіма вимірювальними приладами;
- відмічати час зняття відліків за вимірювальними приладами;
- ретельно описувати умови проведення випробувань (дані про

коливання температури, вологості та інших атмосферних факторів, випадкові поштовхи, удари тощо);

- неухильно дотримуватися правил техніки безпеки та охорони навколишнього середовища.

Після кожного ступеню навантаження проводять огляд поверхні досліджуваної конструкції. Для виявлення нових тріщин та нагляду за розвитком тріщин, які появилися раніше, досліджувані ділянки залізобетонних елементів рекомендується протирати рідиною, що швидко випаровується (попадаючи у тріщину, вона дає темні смуги). Виявлені дефекти, пошкодження та тріщини відмічають у журналі випробувань і позначають фарбою (крейдою або графітом) на поверхні конструкції. Лінію проводять уздовж тріщини на невеликій відстані від неї. Видимий кінець тріщини відмічають засічкою, перпендикулярною до траєкторії її розвитку, та вказують величину відповідного навантаження. Ширину розкриття тріщин вимірюють за допомогою мікроскопу чи спеціальної лінзи, щупів.

Якщо під час випробувань передбачають певне руйнування конструкцій, то за навантажень, що складають 80% від контрольного руйнівного за міцністю (P_{Ri} чи g_{Ri}), з досліджуваних зразків, як правило, знімають вимірювальні прилади. Надалі, за можливістю, для вимірювань використовують геодезичні інструменти.

5.4.6. Обробка результатів випробувань

Обробка результатів випробувань (експериментальних досліджень) здійснюється в два етапи. Перший етап – **польова обробка**, яка виконується безпосередньо під час випробувань і зводиться до заповнювання журналів та замальовування тріщин, місцевих руйнувань, загального вигляду руйнування тощо. Другий етап – **камеральна обробка**, яка дає інформацію про характер деформування конструкцій у процесі їх завантаження. На цій стадії аналізують результати вимірювань та оформляють їх у вигляді графіків, діаграм, таблиць, зведених карт тріщин та інших документів.

Обробка результатів практичних та науково-дослідних випробувань завжди супроводжується визначенням основних параметрів: конкретних значень досліджуваної величини $x = \Sigma x_i / n$; абсолютної і відносної похибок вимірювань, відповідно $\Delta x_i = x_i - x$

Національний університет водного господарства та природокористування

та $\Delta x_i / x$; середнього квадратичного відхилення вимірюваної величини $S(x)$та коефіцієнта варіації $\upsilon(x)$за формулами

$$S(x)=\sqrt{\Sigma(x_i - x)^2 /(n-1)}, \quad \upsilon(x)=S(x)/x. \qquad (5.6)$$

Під час обробки результатів науково-дослідних випробувань визначають ряд додаткових спеціальних критеріїв та статистичних параметрів. Серед них найважливішими є: коефіцієнт кореляції (r_{xy}); ймовірність лінійності (r_{xy} / m_r) і її похибка (m_{xy}); критерії перевірки грубої похибки, вагомості коефіцієнта кореляції та оцінки рівності середніх (критерій Стьюдента t); критерій перевірки закону розподілення (критерій погодження Пірсона χ^2); критерій порівняння дисперсій (критерій вагомості Фішера F або Кохрена G).

5.4.7. Оцінка стану конструкцій за результатами випробувань

Національний університет водного господарства та природокористування

Результати обстеження та випробування конструкцій, їх відповідна обробка і аналіз служать основою для оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості конструкцій. Окрема конструкція чи їх партія визнається придатною до експлуатації за міцністю, якщо руйнування відбулося за навантаження, не меншого від контрольного навантаження за міцністю (P_{Ri} чи g_{Ri}). Причому, під руйнуванням необхідно розуміти не фізичне руйнування, а стадію з характерними ознаками граничного (критичного) стану.

Основними серед цих ознак і спільними для всіх конструкцій можна назвати наступні:

- за рівних ступенів навантаження приріст деформацій матеріалу на останньому ступені перевищує сумарні деформації за п′ять попередніх ступенів навантаження;
- залишковий прогин після повного зняття навантаження перевищує для залізобетонних елементів 35%, для дерев'яних – 20%, для металевих – 5% пружної складової прогину;
- руйнування елементів конструкції та їх з′єднань (вузлів ферм, консолей колон тощо).

Крім того, для залізобетонних елементів характерними ознаками критичного стану можна назвати [19]:

- текучість сталі розтягнутої арматури класів *Вр-1, А-I, А-II, А-III* в нормальних перерізах (за перевірки жорсткості реальний прогин в 1,5 і більше разів перевищує контрольний прогин за жорсткістю, а ширина розкриття тріщин у бетоні досягає 1,5мм і більше);
- прогин конструкцій з високоміцною арматурою класів *А-IV* і вище перевищує 1/30 їх прольоту;
- руйнування бетону стиснутої зони в нормальному перерізі;
- руйнування бетону за похилим перерізом над похилою тріщиною;
- текучість подовжньої та поперечної розтягнутої арматури в похилому перерізі (ширина розкриття похилих тріщин досягає 1,5мм і більше);
- руйнування бетону в похилому перерізі між похилими тріщинами;
- розрив розтягнутої арматури;
- руйнування зон анкерування попередньо напруженої арматури (зміщення кінців арматури відносно бетону досягає 0,2мм і більше).

Основні ознаки граничного стану металевих конструкцій можна доповнити наступними:

- місцева втрата стійкості окремих елементів;
- зім'яття окремих елементів, руйнування болтових, клепаних та зварних з′єднань тощо.

Серед найхарактерніших ознак граничного стану дерев'яних конструкцій можна додатково виділити:

- сколювання окремих елементів, розриви волокон;
- розриви клеєвих швів, зім'яття деревини в болтових та клепаних з'єднаннях тощо.

В окремих випадках виникає необхідність у проведенні повторних випробувань. Зокрема, залізобетонні конструкції з арматурою класів *А-I...А-III* підлягають повторному випробуванню, якщо їхнє руйнування відбулося за навантажень, менших ніж контрольні (P_{Ri} чи g_{Ri}), але більших ніж $0{,}9P_{Ri}$ чи $0{,}9g_{Ri}$. Для конструкцій з іншою арматурою нижня межа повторних випробувань встановлена на рівні *85%* контрольного навантаження за міцністю.

Жорсткість залізобетонних конструкцій необхідно оцінювати за табл.5.2. Тут наведені відповідно, f_c – проектний, f_u - гранично допустимий, f_k – контрольний прогин конструкцій.

Тріщиностійкість залізобетонних конструкцій забезпечена за умови, коли фактична ширина розкриття тріщин a_{crc} не перевищує її контрольне значення [a_{crc}].

Таблиця 5.2

Правила оцінки жорсткості залізобетонних конструкцій

f_c / f_u	f / f_k	Оцінка жорсткості
≥ 0,85	≤ 1,10	придатні до експлуатації
	> 1,1 , але ≤ 1,15	повторні випробування
	> 1,15	непридатні до експлуатації
< 0,85	≤ 1,20	придатні до експлуатації
	> 1,2 , але ≤ 1,30	повторні випробування
	> 1,30	непридатні до експлуатації

Під час оцінки реального стану конструкцій необхідно проаналізувати додатково:

- чи відповідає фактичне руйнівне навантаження теоретичному і наскільки суттєвим є їхнє розходження;
- чи відповідають теоретичні значення прогинів і деформацій експериментальним величинам, отриманим при вимірюваннях тощо.

5.4.8. Підготовка заключних висновків та захист технічного звіту

Завершальний етап в дослідженні будівельних об'єктів – підготовка заключних висновків щодо дійсного стану окремих конструкцій чи всієї споруди в цілому. У цих висновках дають коротку інформацію про:

- основні задачі досліджень (обстежень чи випробувань);
- загальні відомості про об'єкт дослідження;
- найважливіші результати проведених обстежень та випробувань;
- кінцеву оцінку напружено-деформованого стану будівельних конструкцій та відповідність технічним вимогам умов їх виготовлення і експлуатації;
- висновки щодо подальшої експлуатації об'єкту (посилення конструкцій; удосконалення конструктивних рішень, технології

виготовлення чи монтажу конструкцій тощо).

Повну інформацію про дослідження (обстеження і випробування) будівель або споруд та їх окремих елементів і конструкцій приводять у технічному звіті. Цей звіт захищається перед технічною радою чи відповідною структурою замовника. В окремих випадках його прийняття супроводжується відповідною технічною експертизою.

Технічні рішення можливих варіантів підсилення будівельних конструкцій дозволяють продовжити нормальну експлуатацію будівель і споруд або виконати їх реконструкцію чи модернізацію. Розробка цих варіантів та вибір серед них найекономнішого неможливі без проведення зазначених вище досліджень (обстежень і випробувань), виконання конструктивних та порівняльних розрахунків.

5.4.9. Приклади розв'язку задач до параграфів 5.1 – 5.10

Приклад 5.1. У вузлах верхнього поясу дерев'яної ферми для передачі на неї навантажень (рис. 5.6) були підвішені металеві бочки. Який об'єм піску необхідно засипати в бочки на кожному із 12 однакових ступенів завантаження, якщо вузлове контрольне навантаження складає $P = 28кН$? Якою повинна бути мінімальна висота бочок за їх діаметру $D = 1{,}6м$ та власній вазі $0{,}81кН$? Об'ємна насипна густина піску складає $\gamma = 15{,}20\,кН/м^3$.

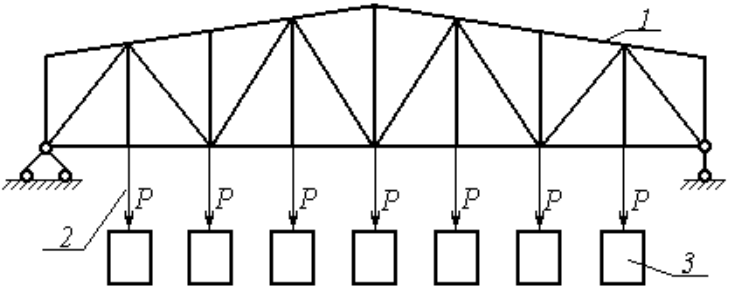


Рис.5.6. Схема завантаження ферми: 1 - ферма; 2 - металеві підвіски; 3 - ємкості

Розв'язок. Величина навантаження на кожному з 12-ти однакових ступенів повинна складати $P_i = P / 12 = 28/12 = 2{,}333кН.$ На

Національний університет
водного господарства
та природокористування

першому ступені в кожному вузлі ферми навантаження від піску повинно бути рівним $G_{n,1} = 2{,}333 - 0{,}81 = 1{,}523 кН$, а на всіх інших ступенях воно залишиться однаковим $G_{n,i+1} = P_i = 2{,}333 кН$. Таким чином, за відомої об'ємної насипній густини піску в кожну бочку необхідно насипати: на першому ступені завантаження по $V_{n,1} = G_{n,1} / \gamma = 1{,}523 / 15{,}20 = 0{,}1 м^3$ піску, а на всіх інших – по $V_{n,i+1} = G_{n,i+1} / \gamma = 2{,}333 / 15{,}20 = 0{,}153 м^3$ піску. Отже в кожну бочку слід помістити не менше $V_n = 0{,}1 + 11 \cdot 0{,}153 = 1{,}783 м^3$ піску. Виходячи з цього, висота кожної бочки повинна бути не меншою

$$H = V_n \cdot 4 / \pi \cdot D^2 = 1{,}783 \cdot 4 / (3{,}142 \cdot 1{,}6) = 0{,}89 м.$$

Висновок. Загальний об'єм піску, необхідний для випробування ферми, повинен скласти $V = 7 \cdot V_n = 7 \cdot 1{,}783 = 12{,}48 м^3$. Висота кожної бочки повинна бути не меншою $H = 0{,}89 м$. Під час випробування ферми в кожну бочку необхідно насипати: на першому ступені по $0{,}1 м^3$ піску, а на *11-ти* інших – по $0{,}153 м^3$ піску.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Приклад 5.2. Модель і натурна конструкція знаходяться в подібному напружено-деформованому стані. При навантаженні $q_m = 3{,}6 кН / м$ напруги в нижніх волокнах моделі балки рівні $\sigma_m = 200 МПа$. Якими будуть аналогічні напруги в балці σ_n за навантаження $q_n = 15{,}2 кН / м$? З якого матеріалу (металу – $E_s = (19...21) \cdot 10^4 МПа$; дерева – $E_д = (1{,}1...1{,}4) \cdot 10^4 МПа$ чи залізобетону – $E_b = (2{,}2...3{,}6) \cdot 10^4 МПа$) виготовлена натурна конструкція? Відомо, що $L_n = 6 м$, $L_m = 1{,}5 м$, $E_m = 19 \cdot 10^4 МПа$.

Розв'язок. Виходячи з умов задачі, коефіцієнти (масштаби) перетворення лінійних розмірів і навантаження складають відповідно $L_r = L_m / L_n = 1{,}5 / 6 = 0{,}25$ і $q_r = q_m / q_n = 3{,}6 / 15{,}2 = 0{,}237$. На основі першої теореми подібності, виходячи з формули (5.3), масштаб перетворення модуля пружності матеріалу повинен бути

Національний університет водного господарства та природокористування

рівним $E_r = q_r / L_r = 0{,}237/0{,}25 = 0{,}947$. Так як модуль пружності матеріалу балки $E_n = E_m / E_r = 19 \cdot 10^4 / 0{,}947 = 20 \cdot 10^4 МПа$, то вона виготовлена з металу. Напруги в нижніх найбільш розтягнутих волокнах сталевої балки за навантаження q_n будуть становити $\sigma_n = \sigma_m \cdot E_n / E_m = 200 \cdot 20 \cdot 10^4 / 19 \cdot 10^4 = 210 МПа$.

Висновок. Натурна балка виготовлена з металу, а напруги в її крайніх волокнах за навантаження $q_n = 15{,}2 кН / м$ сягатимуть $\sigma_n = 210 МПа$.

Приклад 5.3. Визначити величину попереднього напруження 5-ти арматурних стержнів *Ø25Am-V* ($E_s = 19 \cdot 10^4 МПа$) довжиною $l_o = 12 м$ в процесі комбінованого натягу арматури. Спочатку стержні нагрівалися до температури $t_1 = 160^\circ C$ (коефіцієнт температурного розширення арматурної сталі $\alpha_t = (1{,}2 \cdot 10^{-5})^\circ C^{-1}$), а потім були дотягнуті до проектної напруги механічним способом із зусиллям $\Sigma P_2 = 880 кН$.

Розв'язок. Під час нагрівання до температури $t_1 = 160^\circ C$ відносне видовження кожного стержня сягне

$$\varepsilon_t = \alpha_t (t_1 - t_o) = 1{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot (160 - 20) = 168 \cdot 10^{-5}.$$

Закріплення вказаних стержнів на упорах та їх наступне охолодження до нормальної температури призведе до попередньої напруги $\sigma_1 = \varepsilon_t \cdot E_s = 168 \cdot 10^{-5} \cdot 19 \cdot 10^4 = 319{,}2 МПа$. Наступне механічне дотягування арматури призведе до зростання напруги в кожному стержні на $\sigma_2 = 880 \cdot 10^{-3} / (5 \cdot 4{,}909 \cdot 10^{-4}) = 358{,}5 МПа$. Тоді повні напруги в арматурному стержні становитимуть $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 319{,}2 + 358{,}5 = 677{,}7 МПа$.

Висновок. Отже, кожен із 5-ти арматурних стержнів в процесі комбінованого натягу отримає попереднє напруження величиною $\sigma = 677{,}7 МПа$.

Приклад 5.4. Покажіть схему та назначте ступені еквівалентного завантаження залізобетонної балки зосередженими силами в стаціонарному стенді, коли для неї відомі контрольні навантаження за міцністю $g_R = 24{,}0кН/м$ та жорсткістю $g_f = 14{,}4кН/м$. Розрахункова довжина балки $l_o = 6{,}6м$.

Розв'язок. В дійсності створити ідеальне рівномірно розподілене навантаження під час випробувань практично неможливо. Тому замінимо його на еквівалентне зосереджене навантаження. Відповідно до загальних вимог з випробування залізобетонних конструкцій [19], для розподіленого навантаження число еквівалентних зосереджених сил у робочому прольоті повинно бути не меншим шести (рис.5.7).

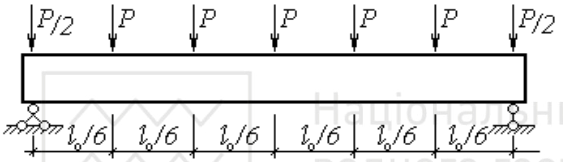


Рис.5.7. Схема еквівалентного завантаження балки

Крім того, повне максимальне навантаження на балку повинно залишитися незмінним: $g_R \cdot l_o = 24 \cdot 6{,}6 = 158{,}4кН$. Виходячи з цього, контрольні зосереджені навантаження за міцністю і жорсткістю будуть дорівнювати $P_R = g_R \cdot l_o / 6 = 24 \cdot 6{,}6 / 6 = 26{,}4кН$ та $P_f = g_f \cdot l_o / 6 = 14{,}4 \cdot 6{,}6 / 6 = 15{,}84кН$ відповідно.

Відповідно до [19], величину ступенів навантаження призначимо кратною $0{,}1 \cdot P_R = 0{,}1 \cdot 26{,}4 = 2{,}64кН$. Коли навантаження досягне $0{,}8 \cdot P_R = 0{,}8 \cdot 26{,}4 = 21{,}12кН$, величину ступеню зменшимо до $0{,}05 \cdot P_R = 0{,}05 \cdot 26{,}4 = 1{,}32кН$ (табл. 5.3).

Таблиця 5.3

Значення ступенів завантаження балки

№ ступеню	Навантаження, кН	№ ступеню	Навантаження, кН	№ ступеню	Навантаження, кН
1	2,64	5	13,20	9	22,44
2	5,28	6	15,84	10	23,76
3	7,92	7	18,48	11	25,08
4	10,56	8	21,12	12	26,40

Висновок. Таким чином, завантаження балки будемо здійснювати за вказаною схемою та відповідно до вищенаведеної табл. 5.3. Навантаження над опорами не змінює напружено-деформований стан балки, тому ним нехтуємо.

Приклад 5.5. Випробування дерев'яної ферми проводили з метою дослідження розвитку її прогинів за дії малоциклового навантаження. Осадку опор контролювали за допомогою індикаторів типу ИЧ-10М, а вертикальні переміщення нижнього поясу у середині прольоту вимірювали прогиноміром 6ПАО. Побудуйте графік розвитку прогинів ферми за результатами досліджень, наведеними в табл. 5.4.

Таблиця 5.4

Результати експериментальних досліджень прогинів ферми при циклічному навантаженні

№ циклу		1-й				2-й	
Навантаження, кН		0	10	20	30	20	30
Відліки за вимірювальними приладами	И-1	081	098	112	130	128	133
	П-1	1046	1868	2769	3788	3423	4395
	И-2	037	063	088	113	112	116

Продовження табл. 5.4

№ циклу		3-й		4-й		5-й	
Навантаження, кН		20	30	20	30	20	30
Відліки за вимірювальними приладами	И-1	130	134	132	135	134	136
	П-1	3829	4831	4151	5139	4436	5402
	И-2	114	118	117	119	118	119

Розв'язок. Користуючись формулою (1.1), визначимо відповідні переміщення двох опорних та середнього (прольотного) перерізів досліджуваної ферми на першому ступені завантаження: $\Delta f_{1,0} = (98-81)\cdot 0{,}01 = 0{,}17 мм$; $\Delta f'_{1,0} = (63-37)\cdot 0{,}01 = 0{,}26 мм$; $\Delta f_{1,1} = (1868-1046)\cdot 0{,}01 = 8{,}22 мм$. Тоді чистий прогин складає $f_1 = \Delta f_{1,1} - (\Delta f_{1,0} + \Delta f'_{1,0})/2 = 8{,}22 - (0{,}17 + 0{,}26)/2 = 8{,}005 мм$.

Аналогічні обчислення виконаємо для всіх наступних ступенів завантаження і отримані результати внесемо до табл. 5.5.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 5.5

Переміщення та прогини ферми

№ циклу		1-й				2-й	
Навантаження, кН		0	10	20	30	20	30
Переміщення за показами приладів	И-1	0	0,17	0,31	0,49	0,47	0,52
	П-1	0	8,22	7,23	27,42	23,77	33,49
	И-2	0	0,26	0,51	0,76	0,75	0,79
Чистий прогин *f*, мм		0	8,005	16,82	26,80	23,16	32,83

Продовження табл. 5.5

№ циклу		3-й		4-й		5-й	
Навантаження, кН		20	30	20	30	20	30
Переміщення за показами приладів	И-1	0,49	0,53	0,51	0,54	0,53	0,55
	П-1	27,83	37,85	31,05	40,93	33,90	43,56
	И-2	0,77	0,81	0,80	0,82	0,81	0,82
Чистий прогин *f*, мм		27,20	37,18	30,40	40,25	33,23	42,88

За результатами виконаних обчислень будуємо графік розвитку прогинів ферми при її циклічному навантаженні (рис. 5.8)

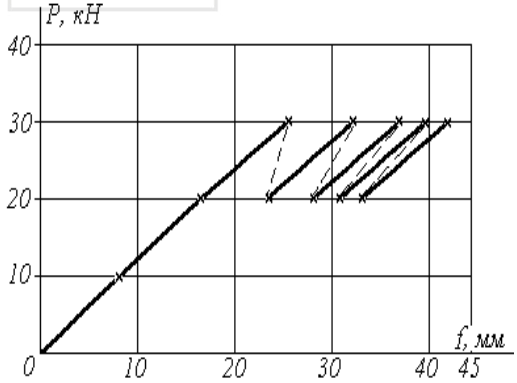


Рис.5.8. Розвиток прогинів ферми за циклічних навантажень

Висновок. Таким чином, графік розвитку прогинів ферми при її циклічному навантаженні засвідчує поступове вичерпання пластичних деформацій та певну стабілізацію розвитку прогинів.

Приклад 5.6. Проектний прогин балок типу БСД встановлений на рівні *92%* від гранично допустимого. Контрольний прогин для таких

Національний університет
водного господарства
та природокористування

балок (за проектом) складає *29,6мм*. Оцініть якість виготовлення балок за жорсткістю, якщо під час випробувань прогини балок за контрольного навантаження за жорсткістю склали відповідно: в першій – *28,8мм*; в другій – *35мм*; в третій – *32,3мм*.

Розв'язок. Знайдемо співвідношення між фактичними та контрольними значеннями прогинів для кожної з вищевказаних балок: $f_1 / f_k = 28{,}8 / 29{,}6 = 0{,}97$, $f_2 / f_k = 35 / 29{,}6 = 1{,}18$ та $f / f_k = 32{,}3 / 29{,}6 = 1{,}09$.

Відповідно до табл. 5.2, в балках, для яких проектний прогин встановлений не меншим *85%* від гранично допустимого, фактичний прогин не повинен перевищувати контрольний більше як на *10%*. Для другої балки таке перевищення склало *18%*.

Висновок. Таким чином, балки вказаного типу без повторних випробувань ($f / f_k > 1{,}15$) визнають непридатними до експлуатації за жорсткістю.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

5.4.10. Вправи до підрозділів 5.1 – 5.10

Вправа 5.1. Для випробування плит типу ПГ, розмірами 3×12 *м*, вибрані дрібнорозмірні бетонні блоки *300×400×600мм*. Визначте кількість блоків, необхідних для випробування вказаних плит, якщо густина бетону - $\gamma = 22$ *кН/м*^{3}, а контрольні навантаження за міцністю складають $g_1 = 8{,}6$ *кН/м*^{2} та $g_2 = 9{,}4$ *кН/м*^{2}.

Вправа 5.2. Яка кількість круглих металевих 25-ти кілограмових вантажів необхідна для випробування плит типу ПК, розмірами *1,5×9 м*, якщо контрольні навантаження за міцністю складають для них $g_1 = 9{,}20$ *кН/м*^{2} і $g_2 = 10{,}80$ *кН/м*^{2}.

Вправа 5.3. У вузлах верхнього поясу дерев'яної ферми для передачі на неї навантажень (рис. 5.9) були підвішені металеві бочки. Який об'єм води необхідно мати для завантаження вказаної ферми, якщо вузлове контрольне навантаження за міцністю складає $P = 30$ *кН* ? Який діаметр повинні мати бочки, якщо їх висота рівна *1,5 м*, а власна вага сягає *1,0 кН* ?

Національний університет
водного господарства
та природокористування

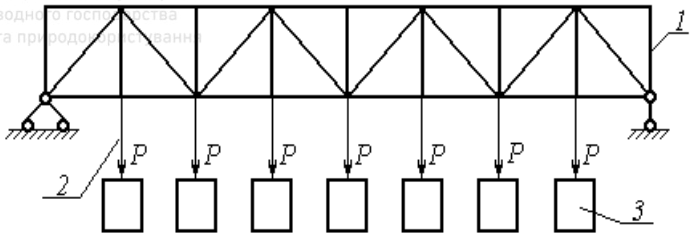


Рис.5.9. Схема завантаження ферми: 1 - ферма; 2 - металеві підвіски; 3 - ємкості

Вправа 5.4. Для випробування залізобетонної балки вибраний стаціонарний стенд з гідродомкратами. Яким повинен бути тиск в гідросистемі (за манометром) за максимального навантаження? Відомо, що робочий діаметр поршня гідродомкрата становить *150мм*, а контрольні навантаження за міцністю складають $P_1 = 169кН$ і $P_2 = 191кН$ (рис. 5.10).

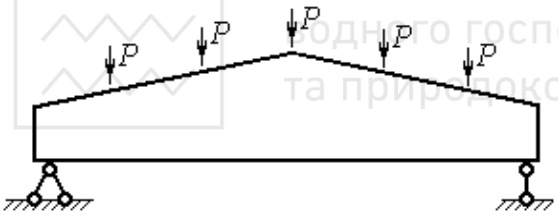


Рис.5.10. Схема завантаження (випробування) балки

Вправа 5.5. Навантаження на *6-ти* метрову дерев'яну балку (рис.5.11) вирішили передавати через підвісні платформи. Яка кількість цегли необхідна для випробування балки, якщо розміри цеглин – *65×125×250мм*, їх об'ємна густина - $\gamma = 16\ кН/м^3$, а контрольне навантаження за міцністю складає *P = 31 кН*?

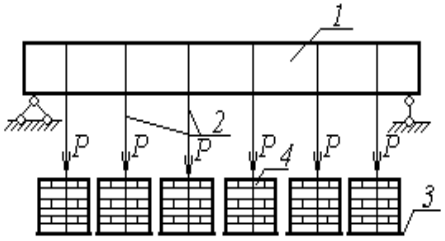


Рис.5.11. Схема завантаження балки : 1 - балка; 2 - підвіски; 3 - платформа; 4 - вантаж

Національний університет
та природокористування

Вправа 5.6. Якою повинна бути довжина моделі ферми L_m, щоб вона була в подібному (однаковому) напружено-деформованому стані з натурною конструкцією? Вихідні параметри натурної конструкції наступні: $L_n = 12м$; $P_n = 30кН$; $E_n = 1{,}2 \cdot 10^4 МПа$. Для моделі є відомими $P_m = 2{,}0кН$ та $E_m = 1{,}2 \cdot 10^4 МПа$.

Вправа 5.7. Із залізобетону $(E = (2{,}2...3{,}4) \cdot 10^4 МПа)$, дерева $(E = (1{,}1...1{,}4) \cdot 10^4 МПа)$ чи сталі $(E = (19...21) \cdot 10^4 МПа)$ повинна бути виготовлена модель ферми, щоб вона була в подібному напружено-деформованому стані з натурною конструкцією? З параметрів моделювання відомо, що $L_n = 18м$, $E_n = 2{,}6 \cdot 10^4 МПа$, $P_n = 25{,}4кН$, $L_m = 1{,}5м$, $P_m = 0{,}2кН$.

Вправа 5.8. Визначте повне руйнівне навантаження для металевої ферми P_n, коли відомо, що її модель, будучи в подібному напружено-деформованому стані, зруйнувалася при сумарному $P_m = 2{,}3кН$. З інших параметрів моделювання відомими є $L_n = 15м$, $L_m = 2{,}5м$, $E_n = 19{,}8 \cdot 10^4 МПа$, $E_m = 20{,}6 \cdot 10^4 МПа$.

Вправа 5.9. Контрольне руйнівне навантаження для залізобетонного ригеля становить $q_n = 16{,}2кН/м$. Яку максимальну інтенсивність погонного навантаження q_m може витримати модель у подібному напружено-деформованому стані при параметрах: $L_n = 7{,}2м$, $L_m = 0{,}6м$, $E_n = 3{,}4 \cdot 10^4 МПа$, $E_m = 20 \cdot 10^4 МПа$.

Вправа 5.10. Який прогин f_n буде мати металева балка за навантаження $q_n = 26{,}4кН/м$, якщо її модель у подібному напружено-деформованому стані при навантаженні $q_m = 5{,}2кН/м$ отримала прогин $f_m = 13{,}5мм$. З параметрів моделювання відомо, що $E_n = 20 \cdot 10^4 МПа$, $l_m = 1{,}8м$, $E_m = 19 \cdot 10^4 МПа$.

Національний університет
та природокористування

Вправа 5.11. Визначити напруги σ_m в крайніх волокнах моделі балки прольотом, яка за навантаження $q_m = 4,1кН/м$ знаходиться у подібному напружено-деформованому стані з натурною конструкцією. Слід врахувати, що за навантаження $q_n = 22,5кН/м$ напруги в крайніх волокнах балки рівні $\sigma_n = 12,8МПа$. З інших параметрів моделювання маємо $l_n = 7,5м$, $E_n = 3,4 \cdot 10^4 МПа$, $l_m = 1,5м$.

Вправа 5.12. Під час виготовлення багатопустотних плит типу ПК90.15-3Ат-VI попередній натяг арматурних стержнів з робочою довжиною $l_{os} = 9,0м$ контролювали приладом ИПН-7. Необхідно визначити середнє значення величини попереднього напруження 6-ти арматурних стержнів *Ø18мм* за наведеними в табл. 5.6 результатами контролю.

Таблиця 5.6

Результати контролю натягу арматури

№ стержнів	1	2	3	4	5	6
Частота поперечних коливань за приладом n_i	184	180	178	176	182	183

Вправа 5.13. Визначити величину попереднього напруження арматурних стержнів *Ø20А-IV* ($E_s = 19 \cdot 10^4 МПа$) коли відомо, що внаслідок механічного натягу арматури на упори початкова відстань між захватами $l_o = 6100мм$ зросла до $l_1 = 6116мм$.

Вправа 5.14. До якої температури необхідно нагріти арматурні стержні *5Ø22Ат-V* ($E_s = 19 \cdot 10^4 МПа$) довжиною $l = 9,0м$, щоб напруги в кожному із них після наступного закріплення і охолодження були рівні $\sigma_o = 460МПа$? Коефіцієнт лінійного температурного розширення арматури становить $\alpha_t = (1,25 \cdot 10^{-5})^\circ C^{-1}$.

Вправа 5.15. Під час виготовлення дослідних балок величину

Національний університет
водного господарства
та природокористування

попереднього натягу арматурних стержнів *Ø18А-IV* ($E_s = 19 \cdot 10^4 МПа$) контролювали за допомогою тензодатчиків. Якими повинні бути кінцеві покази N_1 тензоелектродатчика, коли відомо, що значення контрольної напруги в стержні складає $\sigma_o = 520МПа$ (початкові покази – N_0=*4261*; тарувальний коефіцієнт *m = 0,178*; реєструючий прилад – СИИТ-3М).

Вправа 5.16. Якою повинна бути початкова довжина l_o арматурного стержня *Ø8Вр-II* ($E_s = 20 \cdot 10^4 МПа$), щоб його абсолютне видовження величиною в $\Delta l = 20мм$ викликало в стержні попереднє напруження величиною $\sigma_o = 890МПа$?

Вправа 5.17. Покажіть схему та карту завантаження залізобетонної ребристої плити типу ПГ (розмірами *3х6м*) металевими вантажами (вага *P=250Н, d= 250мм*) при наступних контрольних навантаженнях: за міцністю – q_{R1} = *8,4кН/м*^{2} і g_{R2} = *9,8кН/м*^{2}; за жорсткістю - g_f = *=5,8кН/м*^{2} та за тріщиностійкістю – g_{crc} = *4,6кН/м*^{2}.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Вправа 5.18. В табл. 5.7 наведені результати випробування бетонної призми, розмірами *150×150×600мм*, з метою визначення модуля деформацій (модуля пружності) бетону. Обчисліть $E'_b(E_b)$, якщо деформації вимірювалися тензодатчиками з базою *50мм* за допомогою приладу ЦТМ-5. Тарувальний коефіцієнт для тензорезисторів складає *0,485*.

Таблиця 5.7

Результати експериментальних досліджень деформацій бетону

Навантаження, кН		0	30	60	90	120	150
Відліки за приладом	Д-1	3148	3157	3178	3215	3272	3351
	Д-2	1263	1275	1301	1343	1404	1486

Продовження табл. 5.7

Навантаження, кН		180	210	240	270	308
Відліки за приладом	Д-1	3451	3581	3744	3957	руйну-вання
	Д-2	1591	1728	1899	2121	

Національний університет

Вправа 5.19. За наведеними в табл. 5.8 результатами вимірювань побудуйте графік осадки опор стенду. Зміщення опор під час випробування металевої балки контролювали індикаторами ИЧ-10М.

Таблиця 5.8

Результати контролю осадки опор стенду

Навантаження, кН/м		0	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0
Відліки за приладами	И-1	104	177	225	257	283	303	322	338	354	369
	И-2	218	286	330	364	392	417	439	459	476	492

Вправа 5.20. Під час повторних випробувань плит типу ПК перша із них зруйнувалася при *10,1 кН/м*^{2}, друга – при *8,8 кН/м*^{2}, а третя – при *8,05 кН/м*^{2}. У відповідності з проектом, контрольне навантаження за міцністю (за $c = 1,35$) встановлене рівним $g_{R,1}$= *9,6 кН/м*^{2}. Оцініть за міцністю якість виготовлення плит, у яких за робочу використали арматуру класу *Ат-V*.

Вправа 5.21. Проектний прогин залізобетонних балок прямокутного перерізу встановлений на рівні *82%* гранично допустимого. Контрольний прогин для них складає *12,4мм*. Оцініть якість виготовлення балок за жорсткістю, якщо під час проведення повторних випробувань їх прогини за контрольного навантаження за жорсткістю (g_f) склали відповідно: для першої – *12,3мм*; для другої – *13,8мм*; для третьої – *14,9мм*.

5.5. Лабораторні дослідження

5.5.1. Вимірювальні прилади, силове обладнання та пристрої для випробувань

А. Мета та задачі роботи

Метою даної роботи є вивчення основ методології експериментальних досліджень, методів та засобів створення силових навантажень і вимірювань в інженерному експерименті.

В лабораторній роботі необхідно вирішити такі **задачі:**

- ознайомитися з основами моделювання будівельних конструкцій;
- отримати навички щодо вибору величини та характеру

Національний університет водного господарства та природокористування
навантаження;

- вивчити будову силового обладнання, установок та пристроїв, за допомогою яких можна створити статичні навантаження;
- ознайомитися з методами та засобами вимірювання приміщень і прогинів, кутових та лінійних деформацій;
- вивчити роботу вимірювальних приладів та пристроїв, за допомогою яких проводять обстеження та випробування будівельних конструкцій і споруд.

Б. Обладнання, прилади та документація

Для виконання лабораторної роботи необхідно мати такі вимірювальні прилади та обладнання: тимчасовий (стаціонарний) стенд з усіма пристроями для випробувань; вантажі штучні – (цеглу, бетонні блоки, металеві гирі тощо) або сипучі (пісок, камінь, гравій тощо), пневмоподушку (з компресором) або домкрати (з насосною станцією); вагу; рулетку та лінійку; прогиноміри 6ПАО або Максимова; індикатори ИЧ-10М та 1МИГ (2МИГ); тензометри Аістова та Гугенбергера; тензорезистори з автоматичним реєструючим приладом типу СИИТ, ЦТМ-5, ЦТК-1, АИД-4 тощо; компаратор; теодоліт і нівелір; важільний клинометр; молоток Кашкарова; «ОНИКС-2.5»; прилад типу КМ; прес-насос ГПНВ-5 (ГПНС-4); прилад Пєвцова; твердомір Брінелля; ультразвуковий прилад УК-14ПМ (УК-10П, «Бетон-12», УТ-98 «СКАТ»;); електромагнітний прилад «ПОИСК-2.5» (ИЗС-10Н, ИЗС-2); частотний прилад ЭИН-МГ2 (ИПН-7); гідравлічний прес; форму для виготовлення попередньо напружених конструкцій; каталог вимірювальних приладів або інструкції до їх користування.

В. Порядок виконання роботи

1. За допомогою каталогів чи відповідних інструкцій ознайомитись з призначенням, будовою та принципом дії зазначених вимірювальних приладів.
2. Вивчити будову та принцип дії стаціонарного (тимчасового) стенду, допоміжного обладнання та різних пристроїв, за допомогою яких здійснюють випробування (включаючи пневмоустановки з компресором і домкрати з насосною станцією).

3. Вибрати спосіб завантаження заданої конструкції. За використання штучних вантажів визначити їх габаритні розміри та масу. Результати вимірювань занести до табл. 5.9. При застосуванні гідродомкратів у таблицю заносять масу домкратів та розподільчих траверс, а також габаритні розміри останніх. За використання пневмоустановок до таблиці необхідно занести розміри пневмоподушки та основні параметри компресора.
4. Виміряти довжину та розміри поперечного перерізу натурної (заданої) конструкції і занести їх до табл. 5.10.
5. За допомогою виразів (5.1)…(5.4) визначити основні параметри великомасштабної моделі (за відомого масштабу лінійних перетворень), що могла б характеризувати роботу заданої конструкції. Результати обчислень занести до табл. 5.10. Аналогічні розрахунки виконати для натурної конструкції, якщо задані параметри моделі.

Г. Обробка результатів вимірювань

Таблиця 5.9

Основні параметри вантажів та вантажних пристроїв

№ за п.	Ескіз	Розміри, мм	Маса, кг
1			
2			
…			
n			

Таблиця 5.10

Основні параметри натурної конструкції та її моделі

Елементи	Параметри						
	Лінійні розміри			Модуль пружності $E \cdot 10^{-4}$, МПа	Коефіцієнт Пуассона μ	Контрольне навантаження за міцністю P_R, кН	Контрольний прогин f_k, мм
	l, м	h, см	b, см				
Натурна конструкція							
Модель							
Масштаб перетворення							

Національний університет водного господарства та природокористування

Д. Звіт до роботи

1. Вказати мету та задачі лабораторної роботи.
2. Дати коротку характеристику основних вимірювальних приладів та пристроїв, за допомогою яких будуть проведені обстеження і випробування заданих будівельних конструкцій.
3. Коротко описати вибраний спосіб завантаження. Навести результати відповідних вимірювань (табл. 5.9).
4. Дати коротку характеристику великомасштабної моделі відповідної конструкції. Вказати основні її параметри (табл. 5.10).

Е. Контрольні запитання

1. Модель. Суть моделювання.
2. Види моделювання.
3. Проста та розширена подібність.
4. Індикатори подібності. Масштаби перетворення.
5. Вимоги до навантаження.
6. Класифікація навантажень за величиною.
7. Способи створення статичних навантажень, типи вантажів.
8. Типи та класифікація випробувальних стендів.
9. Будова та робота тимчасового стенду під час випробувань.
10. Будова та робота стаціонарного стенду під час випробувань.
11. Методи вимірювань.
12. Класифікація вимірювальних приладів за призначенням.
13. Класифікація вимірювальних приладів за принципом дії.

5.5.2. Відбір конструкцій для випробувань та їх обстеження

А. Мета та задачі роботи

Мета роботи – ознайомитися з особливостями виготовлення будівельних конструкцій та основними правилами їх обстеження і відбору для випробувань.

Задачі, поставлені в даній роботі:

- вивчити методику обстеження будівельних конструкцій;
- коротко ознайомитися з особливостями виготовлення будівельних конструкцій та правилами їх відбору для випробувань;
- вивчити методи та засоби контролю величини попереднього натягу

Національний університет водного господарства та природокористування

арматури під час виготовлення напружених конструкцій;

- провести огляд конструкцій, відібраних для випробувань, та визначити (візуально) найбільш характерні дефекти.

Б. Обладнання, прилади та документація

Для виконання лабораторної роботи необхідні: конструкції, що були відібрані для випробувань; при дослідженні попередньо напружених залізобетонних конструкцій – форми з арматурними стержнями, натягнутими до контрольного напруження ($\sigma_{sp,o}$), та частотний прилад ЭИН-МГ2 (ИПН-7); рулетка, лінійка металічна; штангенциркуль; мікроскоп типу ПМ-5; каталог вимірювальних приладів або відповідні інструкції.

В. Порядок виконання роботи

1. Через нормативну, методичну та навчальну літературу ознайомитися з методикою обстеження будівельних конструкцій, особливостями їх виготовлення та правилами відбору для випробувань.
2. Використовуючи каталоги чи відповідні інструкції, ознайомитися з роботою та порядком підготовки до вимірювань приладу ЭИН-МГ2 (ИПН-7).
3. За необхідності, визначити величину попереднього напруження арматурних стержнів (у відібраних для випробувань конструкціях стержні мають таке ж початкове напруження). Результати вимірювань занести до табл. 5.11.
4. За використання приладу ИПН-7 величину контрольного напруження в арматурному стержні обчислити за формулою

$$\sigma_{sp,o} = n_m^2 \cdot l_{os}^2 / 3080, \qquad (5.7)$$

де n_m - середнє значення числа коливань стержня за лічильником приладу;

l_{os} - довжина стержня між захватами, м.

5. У відібраних для випробувань конструкціях візуальним шляхом визначити найбільш суттєві дефекти. Дати кількісну і якісну оцінку виявлених дефектів. Результати проведених досліджень занести до табл. 5.12.

6. Оформити акт обстеження, в якому необхідно: дати короткі відомості про обстежені конструкції, відмітити найхарактерніші дефекти та вказати способи їх усунення (під час підсилення, реконструкції або модернізації споруди).

Г. Обробка результатів вимірювань

Таблиця 5.11

Результати вимірювання величини попереднього напруження арматурних стержнів:

а – для приладу ЭИН-МГ2

Характеристика стержня		№ вимірювань	Напруження в арматурі, МПа	
Клас арматури та її діаметр, мм	Робоча довжина l_{os}, м		$\sigma_{sp,\,oi}$	$\sigma_{sp,\,o}$
		1		
		…		
		n		

б – для приладу ИПН-7

Характеристика стержня		№ вимірювань	Кількість імпульсів		Напруження $\sigma_{sp,\,o}$, МПа
Клас арматури та її діаметр, мм	Робоча довжина l_{os}, м		n_i	n_m	
		1			
		…			
		n			

Таблиця 5.12

Характеристика дефектів та пошкоджень

№ за п.	Назва дефекту чи пошкодження	Параметри дефектів: $h_g \times b_g \times l_g$, мм; $\varnothing$, мм; a_{crc}, мм	Ймовірні причини появи дефекту	Вплив дефекту на стан та роботу конструкції
1				
…				
n				

Д. Звіт до роботи

1. Вказати мету та задачі роботи.
2. Навести результати вимірювання величини попереднього напруження арматурних стержнів.
3. Дати коротку характеристику відібраних для випробувань

Національний університет
конструкцій та навести результати їх обстеження.
4. Як проміжний звіт скласти та захистити акт обстеження відібраних для випробувань конструкцій.

Е. Контрольні запитання

1. Назвіть етапи дослідження конструкцій будівель та споруд.
2. Назвіть основні роботи першого етапу досліджень.
3. Назвіть основні роботи другого етапу досліджень.
4. Структура технічного завдання та проведення досліджень (обстежень та випробувань). Класифікація випробувань за призначенням.
5. Особливості виготовлення та правила відбору конструкцій для випробувань при вирішенні: науково-дослідних задач; чисто практичних задач.
6. Призначення, порядок підготовки до вимірювань та принцип дії приладів ЭИН-МГ2 і ИПН-7.
7. Способи контролю величини попереднього напруження арматури.
8. Суть та мета обстеження конструкцій, відібраних для випробувань.
9. Назвіть основні дефекти та пошкодження будівельних конструкцій: бетонних та залізобетонних; металічних; кам'яних та армокам'яних; дерев'яних.

5.5.3. Визначення міцності матеріалів та прихованих дефектів в конструкціях

А. Мета та задачі роботи

Метою даної роботи є вивчення основних методів та засобів неруйнівного контролю якості будівельної продукції.

У роботі необхідно вирішити наступні **задачі**:

- вивчити найпоширеніші неруйнівні методи дослідження (випробування) будівельних конструкцій;
- ознайомитися з роботою механічних, акустичних, електромагнітних та інших приладів неруйнівного контролю якості будівельної продукції;
- визначити наявність прихованих дефектів в конструкціях, відібраних для випробувань; скласти карту дефектів;
- застосовуючи методи та прилади неруйнівного контролю,

визначити міцність вихідних матеріалів (бетону, металу, дерева тощо) у відібраних конструкціях;

- для залізобетонних конструкцій визначити товщину захисного шару бетону, положення та діаметр арматури.

Б. Обладнання, прилади та матеріали

Під час виконання лабораторної роботи використовують такі вимірювальні прилади і обладнання: ультразвукові прилади ГСП УК-14ПМ, ГСП УК-10П, УТ-98 «СКАТ» або "Бетон-12"; механічні прилади – молоток Кашкарова, прилад Пєвцова, твердомір Брінелля, «ОНИКС-2.5», ГПНВ-5 чи ГПНС-4; електромагнітні прилади індукційного типу «ПОИСК-2.5», ИЗС-10Н або ИЗС-2; каталог вимірювальних приладів чи відповідні інструкції до них; гідравлічний прес та дослідні зразки вихідних матеріалів (куби, призми, балочки, пластини, стержні або інші зразки з бетону, металу, дерева тощо) для контрольних випробувань.

В. Порядок виконання роботи

1. За допомогою нормативної, методичної та навчальної літератури ознайомитися з основними неруйнівними методами дослідження (випробування) будівельних конструкцій.
2. Використовуючи каталог або відповідні інструкції, вивчити будову, порядок підготовки до вимірювань та принцип дії необхідних вимірювальних приладів.
3. За допомогою ультразвукових чи інших приладів визначити наявність прихованих дефектів в досліджуваних конструкціях та відмітити їх у "дефектній" відомості (табл. 5.12). Скласти карту прихованих дефектів, вказати їх місцезнаходження, глибину залягання та наближені розміри.
4. Визначити міцність вихідного матеріалу (бетону, металу, дерева тощо) в заданій конструкції за допомогою механічних або ультразвукових приладів. Результати вимірювань занести до табл. 5.13…5.15 або до таблиць, подібних до них за структурою.
5. Визначити фактичну міцність вихідних матеріалів у досліджуваних конструкціях (бетону, металу, дерева тощо) шляхом випробування у пресі контрольних зразків (кубів, призм, стержнів тощо). Результати випробувань занести до табл. 5.16.

Національний університет

6. За допомогою електромагнітного приладу «ПОИСК-2.5» (ИЗС-10Н, ИЗС-2) визначити в залізобетонних конструкціях положення і діаметр поздовжньої та поперечної арматури. Виміряти товщину захисного шару бетону для поздовжньої робочої арматури. Всі результати вимірювань занести до табл. 5.17.
7. Провести обробку результатів відповідних вимірювань.

Г. Обробка результатів вимірювань

Таблиця 5.13

Результати дослідження міцності бетону молотком Кашкарова

№ зони	№ удару	Відбитки		$\Sigma d_b/\Sigma d_s$	Міцність в зоні R_i, МПа	Розходження $R_i - R$	$(R_i-R)^2$
		на бетоні d_b, мм	на еталоні d_s, мм				
I	1						
	2						
	3						
	4						
	5						
…	…						
n	1						
	…						
	5						

$R=\Sigma R_i/n=$ $\Sigma(R_i-R)^2=$

Таблиця 5.14

Результати дослідження міцності ультразвуковими приладами

№ зони	№ досліду	База прозвучування l_o, м	Час проходження УЗК t, мкс	Швидкість УЗК V, м/с	Міцність в зоні R_i, МПа	Розходження R_i-R	$(R_i-R)^2$
I	1						
	2						
	3						
	4						
	5						
…	…						
n	1						
	…						
	5						

$R=\Sigma R_i/n=$ $\Sigma(R_i-R)^2=$

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 5.15

Результати дослідження міцності бетону приладом ГПНВ-5

№ зони	№ досліду	Виривне зусилля P_R, кН	Міцність в зоні R_i, МПа	Розходження $R_i - R$	$(R_i - R)^2$
I	1				
…	…				
…	…				
n					

$R = \Sigma R_i / n =$ $\Sigma (R_i - R)^2 =$

Таблиця 5.16

Результати визначення фактичної міцності матеріалу

№ за п.	Розміри зразків a x b x h, см	Площа поперечного перерізу зразка A, см^2	Руйнівне навантаження P_R, кН	Міцність матеріалу $R_{i,f}$, МПа	Середня міцність R_f, МПа	Розходження $(R-R_f)/R_f$
1						
…						
…						
n						

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 5.17

Результати дослідження захисного шару бетону арматури

Тип арматури	Діаметри стержнів за шкалою приладу d_s, мм	Відліки		Різниця відліків II-I, мм	Товщина прокладки	Висновок
		I – без прокладки	II – з прокладкою			
	4					$d_s =$,мм
	5					$a_{зш} =$,мм
	6					$u_s =$,мм
	8					
	10					
	12					
	14					
	16					
	18					
	20-25					
	28-32					

Національний університет
та природокористування

Д. Звіт до роботи

1. Вказати мету та задачі роботи.
2. Навести результати всіх випробувань та результати відповідних вимірювань (табл. 5.13… 5.17).
3. Доповнити характеристику досліджуваної конструкцій такими відомостями: ступенем відповідності проектних та фактичних властивостей матеріалів (класу бетону, класів та діаметрів поздовжньої і поперечної арматури, кроку поперечних стержнів і т.д.); картою прихованих дефектів.

Е. Контрольні запитання

1. Назвіть головні критерії, за якими оцінюють якість будівельних конструкцій.
2. Дайте класифікацію неруйнівних методів випробувань.
3. Класифікація неруйнівних механічних методів випробувань.
4. Суть випробувань за методом: пластичних деформацій; пружного відскоку; місцевих руйнувань.
5. Наведіть класифікацію неруйнівних фізичних методів дослідження якості будівельної продукції.
6. Дайте класифікацію акустичних методів випробувань.
7. Суть випробувань за методом: ультразвуковим імпульсним; ударним акустичним; імпульсним “ехо-методом”; “тіньовим”.
8. Будова, порядок підготовки до вимірювань та принцип дії ультразвукових приладів УТ-98 «СКАТ», ГСП УК-14ПМ, ГСП УК-10П або “Бетон-12”.
9. Будова, порядок підготовки до вимірювань та принцип дії механічних приладів: молотка Кашкарова; «ОНИКС-2.5»; ГПНВ-5 або ГПНС-4; приладу Пєвцова; твердоміра Брінелля.
10. Будова, порядок підготовки до вимірювань та принцип дії магнітних індукційних приладів «ПОИСК-2.5», ИЗС-10Н та ИЗС-2. Назвіть технічні можливості цих приладів.
11. Дайте коротку характеристику досліджень за методами “проникаючих середовищ”.
12. Вкажіть області застосування неруйнівних методів дослідження будівельних конструкцій.
13. Назвіть основні переваги та недоліки неруйнівних випробувань.

Національний університет водного господарства та природокористування

5.5.4. Підготовка будівельних конструкцій до випробувань

А. Мета та задачі роботи

Мета роботи – вивчити методику підготовки будівельних конструкцій до випробувань.

Задачі, що потребують вирішення в даній роботі:

- розробити методику випробування конкретно заданих конструкцій;
- виконати монтаж конструкцій та підготувати обладнання і вимірювальні прилади до випробувань;
- у разі використання тензорезисторів (датчиків опору) необхідно виконати їх тарування;
- позначити місця розташування вимірювальних приладів та змонтувати їх на конструкціях.

Б. Обладнання, прилади та документація

Національний університет водного господарства та природокористування

Для виконання лабораторної роботи необхідні такі вимірювальні прилади, обладнання та устаткування: тимчасовий (стаціонарний) стенд з усіма пристроями для випробувань; вантажі штучні або сипучі; пневмоподушка з компресором або гідродомкрати з насосною станцією; лінійка; рулетка; прогиноміри 6ПАО або Максимова; індикатори ИЧ-10М та 1МИГ (2МИГ); тензометри Аістова та Гугенбергера, тензорезистори з автоматичним реєструючим приладом типу СИИТ-3, ЦТК-1, ЦТМ-5, АИД-1 чи АИД-4; нівелір; каталог вимірювальних приладів, установок та пристроїв чи відповідні інструкції до них.

В. Порядок виконання роботи

1. Користуючись нормативною, методичною та науковою літературою, розробити методику випробування заданих конструкцій.
2. Відібрану для випробувань конструкцію виставити на опори стенду, змонтувати пристрої та підготувати вантажі.
3. Побілити поверхню бетонних конструкцій в зонах можливої появи тріщин.
4. Виставити поміст чи огорожу так, щоб забезпечити вільний доступ

Національний університет
до досліджуваної конструкції та вимірювальних приладів.
5. Виставити вимірювальні прилади відповідно до розробленої схеми випробувань.
6. За використання тензорезисторів (датчиків опору) провести їх тарування.
7. Результати вимірювань занести до табл. 5.18.

Г. Обробка результатів вимірювань

Таблиця 5.18

Результати тарування тензорезисторів

№ за/п	f, мм	$\varepsilon_{si} \times 10^5$	Покази за реєструючим приладом				Відносні деформації за датчиками (приріст відліків) $\varepsilon_{gi} \times 10^5$				Середні відносні деформації датчиків $\varepsilon_{gi} \times 10^5$	m_i	m
			Д 1	Д 2	Д 3	Д 4	Д 1	Д 2	Д 3	Д 4			
1	0	0											
2	1	60											
3	2	120											
4	3	180											
5	3	180											
6	2	120											
7	1	60											
8	0	0											

Національний університет водного господарства та природокористування

Д. Звіт до роботи

1. Вказати мету та задачі роботи.
2. Коротко описати методику випробування відповідних конструкцій, привести робочу схему випробувань, карту завантаження та схему розташування вимірювальних приладів.
3. Навести результати тарування тензорезисторів. Вказати значення тарувального коефіцієнта.

Е. Контрольні запитання

1. Які питання повинні знайти своє вирішення під час розробки методики випробування будівельних конструкцій?

2. Порядок завантаження конструкцій та зняття відліків за вимірювальними приладами.
3. Вимоги, яких необхідно дотримуватися під час розташування вимірювальних приладів.
4. Покажіть робочу схему тарування тензоелектродатчиків.
5. Коротко обґрунтуйте доцільність та опишіть методику тарування датчиків опору (тензорезисторів).
6. Поясність суть температурної компенсації тензорезисторів.
7. З якою метою здійснюють повірку вимірювальних приладів? Вкажіть частоту її проведення.

5.5.5. Випробування будівельних конструкцій статичним навантаженням

А. Мета та задачі роботи

Метою даної лабораторної роботи є вивчення і закріплення на практиці основних положень методики випробування будівельних конструкцій.

В лабораторній роботі необхідно вирішити такі **задачі:**

- випробувати конкретні будівельні конструкції за допомогою статичного навантаження;
- вивчити дійсний стан (поведінку) досліджуваних конструкцій під час дії навантаження;
- результати вимірювань зафіксувати в журналі випробувань.

Б. Обладнання, прилади та документація

Для виконання даної лабораторної роботи необхідні ті ж самі вимірювальні прилади та обладнання, що й для попередньої. Додатково слід підготовити мікроскоп (лупу), психрометр або гігрометр, термометр, графіт або крейду, ацетон.

В. Порядок виконання роботи

1. Зняти початкові (нульові) відліки за всіма вимірювальними приладами та занести їх до табл. 5.19, 5.20.
2. Відповідно до карти та схеми завантаження, прикласти

навантаження першого ступеню до досліджуваної конструкції. Зняти відповідні відліки за всіма вимірювальними приладами і занести їх до табл. 5.19 та 5.20. Виявлені тріщини позначити на поверхні залізобетонних конструкцій та відмітити у журналі випробувань. Виміряти ширину їх розкриття.

3. Всі зазначені вище операції необхідно повторити аж до закінчення випробувань, дотримуючись основних положень розробленої методики їх проведення.
4. Зняти вимірювальні прилади з досліджуваної конструкції і повністю розвантажити її.

Г. Обробка результатів вимірювань

Таблиця 5.19

Покази за приладами при вимірюванні лінійних переміщень …

№ за п.	Навантаження, кгс (кН)	Навантаження, кПа	Покази за приладами						a_{crc}, мм	Примітки
			П-1	…	…	П-2	…	…		
1	0	0								
…										
n										

Таблиця 5.20

Покази за приладами при вимірюванні відносних деформацій …

№ за п.	Навантаження, кгс (кН)	Навантаження, кПа	Покази за приладами							Примітки
			Тензометрів з базою … мм			Датчиків з базою … мм				
			Т-1			Д-1				
0	0	0								
…										
n										

Д. Звіт до роботи

1. Мета та задачі роботи.
2. Результати випробування конструкцій (табл. 5.19 і 5.20).
3. Описати умови проведення випробувань.
4. Навести розгортку (карту) утворення та розвитку тріщин в залізобетонних конструкціях.

Національний університет
та природокористування

Е. Контрольні запитання

1. Назвіть додаткові вимоги, яких необхідно дотримуватися під час випробування конструкцій.
2. Опишіть методику виявлення та реєстрації розвитку тріщин.
3. Назвіть особливості випробування конструкцій при доведенні їх до повного руйнування.
4. Наведіть порядок завантаження конструкцій та зняття відліків за приладами.
5. Для чого та як визначають осадку опор стенда під час вимірювання прогинів конструкції?

5.5.6. Обробка результатів випробувань та оцінка стану конструкцій

А. Мета та задачі роботи

Національний університет
та природокористування

Мета роботи – вивчити та закріпити на практиці методику обробки результатів випробування будівельних конструкцій та методику оцінки їх стану.

Задачі роботи:

- вивчити методику обробки результатів обстеження та випробування будівельних конструкцій;
- обробити результати випробування заданої конструкції;
- оцінити стан (тобто міцність, жорсткість та тріщиностійкість) конструкцій за результатами їх обстеження та випробування.

Б. Порядок виконання роботи

1. Провести обробку результатів вимірювання лінійних переміщень. Приріст переміщень за показами вимірювальних приладів необхідно визначити за формулою (5.8)

$$\Delta N_i = N_i - N_o, \qquad (5.8)$$

де N_o і N_i - відповідно початковий відлік (за $P = 0$) та відлік на i-му ступені навантаження, які приймають з табл. 5.19.

2. Результати обробки необхідно занести до табл. 5.21.

Національний університет водного господарства та природокористування

Таблиця 5.21

Переміщення конструкції в досліджуваних точках

№ за п.	Навантаження, кгс	Навантаження, кПа	Приріст за показами приладів								Примітки
			П-1	…	…	…	П-2	…	…	…	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
…											
n											

3. За формулою (5.9) вирахувати прогин досліджуваної конструкції на кожному ступені навантаження

$$f_i = (\Delta N_{i1} - \Delta N_{io}) \cdot c, \qquad (5.9)$$

де ΔN_{i1} - приріст за показами приладів, розміщених в прольоті (за табл. 5.21);

ΔN_{io} - середній приріст за показами приладів, що фіксують осадку опор (за табл. 5.21);

c - ціна поділки однотипних вимірювальних приладів.

4. Результати обчислень необхідно занести до табл. 5.22 (для плит до таблиці занести більший прогин однієї із сторін).

Таблиця 5.22

Прогини досліджуваної конструкції

Навантаження, кПа (кН)	0											
Прогин f, мм	0											

5. Провести обробку результатів вимірювання відносних деформацій матеріалів конструкцій (табл. 5.20). Відносні деформації, які визначені за допомогою тензометрів (індикаторів), обчислюють за формулою (5.10)

$$\varepsilon_i = \Delta N_i \cdot c / a_u, \qquad (5.10)$$

де a_u - база вимірювань, мм.

6. Деформації, визначені за допомогою тензоелектродатчиків, обчислюють за формулою (5.11)

$$\varepsilon_i = \Delta N_i \cdot m, \qquad (5.11)$$

де m - середнє значення тарувального коефіцієнта для використаних датчиків (табл. 5.12).

7. Результати обробки необхідно занести до табл. 5.23.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця 5.23

Відносні деформації матеріалу в досліджуваних точках

№ за п.	Навантаження, кН	Навантаження, кПа	Відносні деформації $\varepsilon_i \cdot 10^5$								Примітки
			за тензометрами				за датчиками				
			Т-1	…	…	…	Д-1	…	…	…	
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
…											
n											

8. Побудувати графіки розвитку прогинів, відносних деформацій матеріалів (бетону, арматури, дерева і тощо) під дією навантаження, тобто $f=f(P)$, $\varepsilon_b=f(P)$, $\varepsilon_s=f(P)$, $\varepsilon_g=f(P)$ і тощо.
9. Керуючись п. 6 [20] і п. 4.4 даного посібника, оцінити міцність, жорсткість та тріщиностійкість досліджуваних конструкцій.
10. Скласти акт випробування заданих конструкцій. (Зразок його оформлення наведений у додатку Е).

Національний університет
водного господарства
та природокористування

В. Звіт до роботи

1. Мета та задачі роботи.
2. Результати обробки експериментальних даних (табл. 5.21, 5.22, 5.23 тощо).
3. Графіки $f = f(P)$, $\varepsilon_b = f(P)$, $\varepsilon_s = f(P)$, $\varepsilon_g = f(P)$ і тощо.
4. Кінцева оцінка стану досліджуваних конструкцій з відповідною аргументацією.
5. Акт випробування заданих конструкцій.

Г. Контрольні запитання

1. Назвіть етапи обробки результатів випробувань.
2. Особливості обробки результатів науково-дослідних випробувань.
3. За якими основними параметрами оцінюють загальний стан досліджуваних конструкцій?
4. Назвіть ознаки граничного (критичного) стану будівельних конструкцій.
5. Поясніть, як за експериментальними даними визначають: “чистий” прогин конструкції; фактичні значення відносних деформацій матеріалів конструкцій (бетону, арматури, дерева тощо)?

Національний університет водного господарства та природокористування

5.5.7. Розробка заключних висновків та захист технічного звіту

А. Мета та задачі роботи

Мета роботи – вивчити структуру заключних висновків про стан та оцінку якості будівельних конструкцій.

Задачі, які необхідно вирішити в даній роботі:

- за результатами обстеження та випробування конструкцій підготовити заключні висновки про їх стан та якість виготовлення;
- підготувати технічний звіт за результатами проведених досліджень та захистити його.

Б. Порядок виконання роботи

1. Підготовити заключні висновки про стан та якість виготовлення конструкцій за результатами їх обстежень та випробувань (аналіз табл. 5.11, 5.12, 5.13, 5.14, 5.15, 5.16, 5.17, 5.21, 5.22, 5.23 тощо).
2. Оформити технічний звіт, об'єднавши разом звіти з усіх лабораторних робіт.
3. Акт обстеження та акт випробування конструкцій оформити як додатки до звіту.
4. Звіт необхідно захистити публічно на засіданні технічної ради.

Національний університет водного господарства та природокористування

ЛІТЕРАТУРА

1. Бабич Василь Іванович. Таблиці для проектування будівельних конструкцій: довідник / В. І. Бабич, В. І. Огороднік, В. В. Романюк. – Рівне : РДТУ, 1999. – 506 с. : табл. – ISBN -.
2. Барашиков Арнольд Яковлевич. Оцінка технічного стану будівельних конструкцій промислових будинків і споруд [Текст] / А. Я. Барашиков, О. М. Малишев. – К. : НМЦ Держнаглядохорогпраці України, 1998. - 232 с. : іл., табл. – ISBN 5-8238-0586-1.
3. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР : СНиП 2.03.01-84*. - [Введ. 01.01.86, изм. 01.01.90]. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 80 с.
4. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля : ГОСТ 22690-88. - [Введ. 01.01.91]. – М. : Изд-во стандартов, 1988. - 22 с.
5. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности : ГОСТ 17624-87. - [Введ. 01.01.88]. – М. : Изд-во стандартов, 1987. - 16 с.
6. Бойко Максим Денисович. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий [Текст] / М. Д. Бойко. – Л. : Стройиздат, Ленинград. отд-ние, 1975. – 336 с. : ил., табл. – ISBN -.
7. Болты с шестигранной головкой класса точности В : ГОСТ 7798-70* (СТ СЭВ 4728-84). – [Введ. 01.01.72]. – М. : Из-во стандартов, 1970. - 5 с.
8. Бродецький Всеволод Олександрович. Випробування будівельних матеріалів [Текст] / В. О. Бродецький. –К.: Будівельник, 1976. - 60 с. : іл. – ISBN -.
9. Вахненко Петр Федорович. Каменные и армокаменные конструкции [Текст] / П. Ф. Вахненко. – 2-е изд., перераб. и доп. – К. : Будивэльнык, 1990. - 184 с. : ил., табл. – ISBN 5-7705-0316-5.
10. Гроздов Вячеслав Тихонович. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений [Текст] / В. Т. Гроздов. – С-Пб. : Издательский дом KN+ , 2000. - 48 с. : ил., табл. – ISBN 5-88756-013-4.
11. Деревянные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР : СНиП II-25-80. - [Введ. 01.01.82]. – М. : Стройиздат, 1983. - 31 с.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

12. Долидзе Дмитрий Евсеевич. Испытание конструкций и сооружений : учеб. пособ. для вузов / Д. Е. Долидзе. – М. : Высш. школа, 1975. - 252 с. : ил., табл. – ISBN -.
13. Залізобетонні конструкції : підручник / П. Ф. Вахненко, А. М. Павліков, О. В. Горик, В. П. Вахненко; за ред. проф. П. Ф. Вахненка. – К. : Вища школа, 1999. – 508 с. : іл., табл. – ISBN 5-11-004828-2.
14. Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР : СНиП 2.03.11-85. - [Введ. 01.01.86]. – М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. - 61 с.
15. Золотухин Юрий Дмитриевич. Испытание строительных конструкций : учеб. пособие для вузов / Ю. Д. Золотухин. – Минск : Высш. школа, 1983. - 208 с. : ил., табл. – ISBN -.
16. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР : СНиП II-22-81. - [Введ. 01.01.83]. – М. : Стройиздат, 1983. – 40 с.
17. Клименко Федір Єлісеєвич. Металеві конструкції : підручник / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко; за ред. Ф. Є. Клименка. – 2-ге вид. випр. і доп. – Львів : Світ, 2002. - 312 с. : іл., табл. – ISBN 966-603-151-5.
18. Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови : ДСТУ Б В. 2.6-2-95. - [Чинний від 01.07.96]. – К. : Держкомітет України з містобудування і архітектури, 1996. - 22 с. – (Національний стандарт України).
19. Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробування навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості : ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). - [Чинний від 01.01.96]. – К. : Держкомітет України з містобудування і архітектури , 1997. - 11 с. – (Національний стандарт України).
20. Конструкції будинків і споруд. Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури / НДІБК : ДСТУ Б В.2.6-4-95 (ГОСТ 22904-93). - [Чинний від 01.01.95]. – К. : Держкомітет України з містобудування і архітектури, 1996. - 11 с. – (Національний стандарт України).
21. Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталеві будівельні. Методи випробування навантаженням / УкрНДІПроектсталь

Національний університет
конструкція : ДСТУ Б В.2.6-10-96. - [Чинний від 01.07.97]. – К. : Держкомітет України з містобудування і архітектури, 1997. – 11 с. – (Національний стандарт України).
22. Конструкции железобетонные. Методы измерения натяжения арматуры : ГОСТ 22362-77. - [Введ. 01.07.77]. – М. : Изд-во стандартов, 1977. - 18 с.
23. Конструкции из дерева и пластмасс : учеб. для вузов / [Г. Г. Карлсен, В. В. Большаков, М. Е. Каган и др.]; под ред. Г. Г. Карлсена. – Изд. 4-е, перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1975. - 688 с. : ил., табл. – ISBN -.
24. Леонтьев Никифор Леонтьевич. Техника испытаний древесины [Текст] / Н. Л. Леонтьев. – М. : Лесная промышленность, 1970. - 160 с. : ил., табл. – ISBN -.
25. Металлические конструкции. Общий курс : учеб. для вузов / [Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Веденików и др.]; под общ. ред. Е. И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1986. - 560 с.: ил., табл. – ISBN -.
26. Металлы. Методы испытаний. Измерение твёрдости по Бринеллю : ГОСТ 9012-59* (СТ СЭВ 468-88). - [Введ. 01.01.60, послед. изм. 01.06.07]. – М. : Изд-во стандартов, 1959. - 9 с.
27. Метод определения ударной твёрдости : ГОСТ 16483.16-81. - [Введ. 01.01.83]. – М. : Изд-во стандартов, 1981. – 11 с.
28. Навантаження та впливи. Норми проектування / Мінбуд України : ДБН В.1.2-2:2006. - [Чинні від 01.01.07]. – К. : Сталь, 2006. – 60 с.
29. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету / ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко : ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87). - [Введ. 01.07.88]. – М. : Изд-во стандартов, 1987. - 8 с.
30. Нормативні документи з питань обстеження та паспортизації будівель і споруд з метою забезпечення їх надійної експлуатації [Текст] / Нормативний акт Держкомітету будівництва, архітектури та житлової політики України та Держнаглядохоронпраці України від 27.11.97, №32/288. – 67 с.
31. Обследование и испытание сооружений : учеб. для вузов / О. В. Лужин, А. Б. Злочевский, И. А. Горбунов, В. А. Волохов; под ред.
О. В. Лужина. – М.: Стройиздат, 1987. - 264 с. : ил., табл. – ISBN -.
32. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації : ДБН 362-92. -

Національний університет
та природокористування
[Чинні від 01.07.92]. – К. : УкрНДІПроектстальконструкція, 1992. - 35 с.
33. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. - М. : ВДПП Госстроя СССР, 1989. - 239 с.
34. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / УкрНИИПроектстальконструкция Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1989. - 159 с.
35. Почтовик Геннадий Яковлевич. Дефектоскопия бетона ультразвуком в энергетическом строительстве [Текст] / Г. Я. Почтовик, В. Г. Линник, А. М. Филонидов. – М. : Изд-во «Энергия», 1977. - 121 с. : ил., табл. – ISBN -.
36. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений : СП 13-102-2003. - [Введ. 01.01.04]. - С-Пб. : Изд-во ДЕАН, 2004. - 64 с. – ISBN 5-93630-429-9.
37. Правила оценки физического износа жилых зданий: ВСН 53-86. - [Введ. 01.07.87]. – М. : Госгражданстрой, 1988. – 69 с.
38. Правила оцінки фізичного зносу жилих будинків : КДП 2041-12, № 226-93. - [Наказ №52 Держжитлокомунгоспу України від 02.07.93]. - К. : Держкомітет України по житлово-комунальному господарству, 1993. – 90 с.
39. Проектирование железобетонных конструкций: справоч. пособие / [А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук и др.]; под ред. А. Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К. : Будивэльнык, 1990. - 542 с. : ил., табл. – ISBN 5-7705-0015-8.
40. Ремонт і підсилення несучих і огороджувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд : ДБН В.3.1-1-2002. - [Чинні від 01.07.03]. - К. : Держкомітет України з будівництва і архітектури, 2003. - 82 с.
41. Рибицки Р. Повреждения и дефекты строительных конструкций [Текст] / Пер. с нем. К. Ф. Плитта; под ред. И. А. Физделя. – М.: Стройиздат, 1982. – 432 с. : ил., табл. – ISBN -.
42. Ромашко Василь Миколайович. Обстеження та випробовування споруд: практикум / В. М. Ромашко. – Рівне : РДТУ, 1999. – 117 с.: іл., табл. – ISBN -.
43. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР : СНиП II-23-81*. - [Введ. 01.01.82, изм. 01.07.90]. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1991. - 96 с.

Національний університет водного господарства та природокористування

44. Тетиор Александр Никанорович. Обследование и испытание сооружений : учеб. пособие для вузов / А. Н. Тетиор, В. Н. Померанец. – К. : Вища школа, 1988. - 206 с. : ил., табл. – ISBN – 5-11-000077-8.
45. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений : справоч. пособие / [М. Д. Бойко, А. И. Мураховский, В. З. Величкин и др.]; под ред. М. Д. Бойко. –М. : Стройиздат, 1993. – 208 с. : ил., табл. – ISBN 5-274-01906-4.
46. Технічна експлуатація, реконструкція і модернізація будівель : навч. посіб. / [А. І. Гавриляк, І. Б. Базарник, Р. І. Кінаш та ін.]; під ред. А. І. Гавриляка. – Львів : НУ «Львівська політехніка», 2006. - 540 с. : ил., табл. – ISBN 966-553-509-9.
47. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований [Текст] / [А. Б. Голышев, П. И. Кривошеев, П. М. Козелецкий и др.] – К. : Логос, 2004. – 219 с. : ил., табл. – ISBN 966-581-469-9.
48. Хило Евгений Романович. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния [Текст] / Е. Р. Хило, Б. С. Попович. – Львов : Вища школа, Из-во при Львовском ун-те, 1976. - 147 с. : ил., табл. – ISBN -.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

ДОДАТКИ

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток А

ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА

до проведення лабораторних робіт з дисципліни
«Діагностика та відновлення будинків і споруд»

№ бригади		1	2	3	4
Досліджувана конструкція		плита типу ПГ, ПК	балка чи ферма	плита ПГ, ПК	балка, ферма чи арка
Прилади для виявлення дефектів і визначення міцності матеріалів в конструкціях		ГСП УК-14ПМ; ОНИКС- 2.5	ГСП УК-14ПМ; ГПНВ-5; прилад Пєвцова	ГСП УК-10П; ГПНС-4; ОНИКС-2.5	ГСП УК-10П; молоток Кашкарова; твердомір Брінелля
Прилади для вимірювання ∅ арматури та товщини захисного шару бетону		ПОИСК-2.5	ИЗС-10Н	ПОИСК-2.5	ИЗС-2
Прилади для вимірювання величини попереднього напруження арматури		ИПН-7; ЭИН-МГ2	ГСП АП-12; ЭИН-МГ2	ДИНА-82; ЭИН-МГ2	ИПН-7; ЭИН-МГ2
Навантаження, тип вантажів для руйнівних випробувань		металеві гирі; бетонні куби, цегла та тимчасовий стенд	гідродомкрати і стаціонарний стенд	пнемоподушка та тимчасовий стенд	гідродомкрати та стаціонарний стенд
Прилади для вимірювання прогинів		прогиномір Максимова; індикатори ИЧ-10М	прогиномір 6ПАО; індикатори ИЧ-10М	прогиномір 6ПАО; індикатори ИЧ-10М	прогиномір Максимова; індикатори ИЧ-10М
Прилади для вимірювання деформацій	бетону	тензодатчики	індикатори 2МИГ	тензодатчики	тензометр Аістова
	арматури	тензометри Гугенбергера	тензодатчики	індикатори 1МИГ	тензодатчики
Тип реєструючого приладу		СИИТ-3М	ЦТМ-5	АИД-4	ЦТК-1
Прилади для вимірювання ширини розкриття тріщин, розривів		мікроскоп ПМ-5	мікроскоп МПБ-2	мікроскоп МПБ-2	мікроскоп ПМ-5

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток Б

Міцність бетону за молотком Кашкарова

d_b/d_s	R, МПа	d_b/d_s	R, МПа	d_b/d_s	R, МПа	d_b/d_s	R, МПа	d_b/d_s	R, МПа
3,00	3,5	2,60	8,0	2,20	13,0	1,80	18,3	1,40	33,0
2,99	3,6	2,59	8,12	2,19	13,1	1,79	18,55	1,39	33,8
2,98	3,7	2,58	8,24	2,18	13,2	1,78	18,8	1,38	34,6
2,97	3,8	2,57	8,36	2,17	13,3	1,77	19,05	1,37	35,4
2,96	3,9	2,56	8,48	2,16	13,4	1,76	19,3	1,36	36,2
2,95	4,0	2,55	8,6	2,15	13,5	1,75	19,55	1,35	37,0
2,94	4,1	2,54	8,72	2,14	13,6	1,74	19,8	1,34	37,8
2,93	4,2	2,53	8,84	2,13	13,7	1,73	20,05	1,33	38,6
2,92	4,3	2,52	8,96	2,12	13,8	1,72	20,3	1,32	39,4
2,91	4,4	2,51	9,08	2,11	13,9	1,71	20,55	1,31	40,2
2,90	4,5	2,50	9,2	2,10	14,0	1,70	20,8	1,30	41,0
2,89	4,65	2,49	9,35	2,09	14,12	1,69	21,12	1,29	42,0
2,88	4,8	2,48	9,5	2,08	14,24	1,68	21,44	1,28	43,0
2,87	4,95	2,47	9,65	2,07	14,36	1,67	21,76	1,27	44,0
2,86	5,1	2,46	9,8	2,06	14,48	1,66	22,08	1,26	45,0
2,85	5,25	2,45	9,95	2,05	14,6	1,65	22,4	1,25	46,0
2,84	5,4	2,44	10,1	2,04	14,72	1,64	22,72	1,24	47,0
2,83	5,55	2,43	10,25	2,03	14,84	1,63	23,04	1,23	48,0
2,82	5,7	2,42	10,4	2,02	14,96	1,62	23,36	1,22	49,0
2,81	5,85	2,41	10,55	2,01	15,08	1,61	23,68	1,21	50,0
2,80	6,0	2,40	10,7	2,00	15,02	1,60	24,0	1,20	51,0
2,79	6,1	2,39	10,8	1,99	15,36	1,59	24,35	1,19	51,9
2,78	6,2	2,38	10,9	1,98	15,52	1,58	24,7	1,18	52,8
2,77	6,3	2,37	11,03	1,97	15,68	1,57	25,05	1,17	53,7
2,76	6,4	2,36	11,14	1,96	15,84	1,56	25,1	1,16	54,6
2,75	6,5	2,35	11,25	1,95	16,0	1,55	25,75	1,15	55,5
2,74	6,6	2,34	11,36	1,94	16,16	1,54	26,1	1,14	56,4
2,73	6,7	2,33	11,47	1,93	16,32	1,53	26,45	1,13	57,3
27,2	6,8	2,32	11,58	1,92	16,48	1,52	26,8	1,12	58,2
2,71	6,9	2,31	11,69	1,91	16,64	1,51	27,15	1,11	59,1
2,70	7,0	2,30	11,8	1,90	16,8	1,50	27,5	1,10	60,0
2,69	7,1	2,29	11,92	1,89	16,95	1,49	28,05		
2,68	7,2	2,28	12,04	1,88	17,1	1,48	28,6		
2,67	7,3	2,27	12,16	1,87	17,25	1,47	29,15		
2,66	7,4	2,26	12,28	1,86	17,4	1,46	29,7		
2,65	7,5	2,25	12,4	1,85	17,55	1,45	30,25		
2,64	7,6	2,24	12,52	1,84	17,7	1,44	30,8		
2,63	7,7	2,23	12,64	1,83	17,85	1,43	31,35		
2,62	7,8	2,22	12,76	1,82	18,0	1,42	31,9		
2,61	7,9	2,21	12,88	1,81	18,15	1,41	32,45		

Національний університет
водного господарства

Додаток В

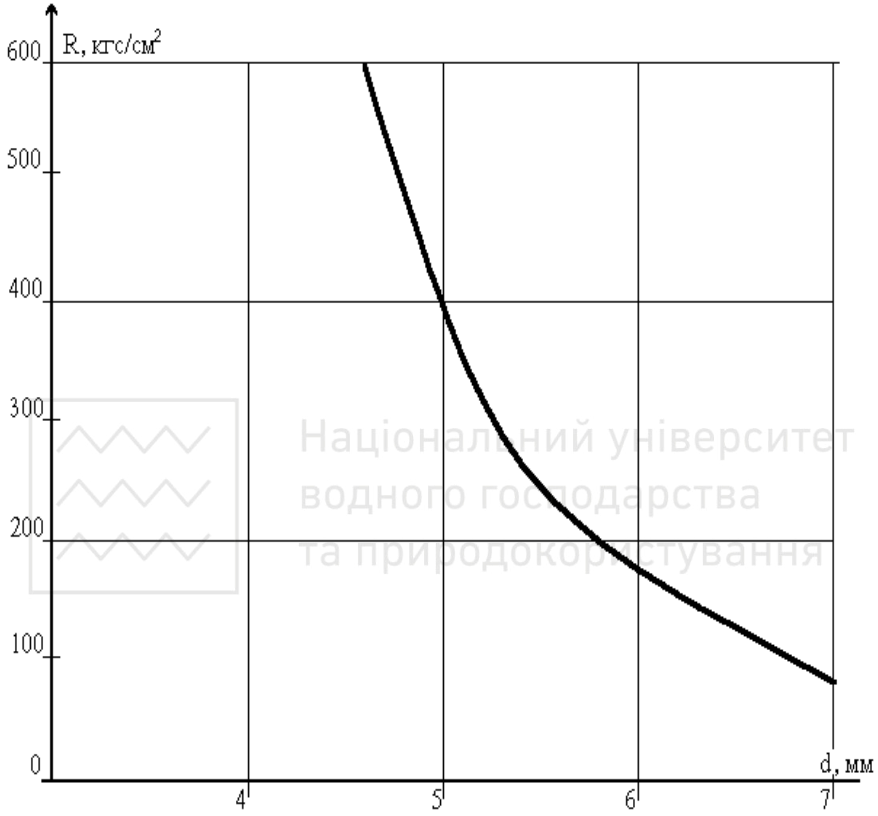
Виривне зусилля анкера за показами манометра приладу ГПНВ-5

Покази манометра, атм	Виривне зусилля, кН	Покази манометра, атм	Виривне зусилля, кН	Покази манометра, атм	Виривне зусилля, кН	Покази манометра, атм	Виривне зусилля, кН
17	5,00	60	16,84	107	28,33	152	38,70
18	5,28	61	17,10	108	28,57	153	38,97
19	5,56	62	17,37	109	28,81	154	39,14
20	5,83	63	17,63	110	29,05	155	39,36
21	6,11	65	18,16	112	29,52	157	39,79
22	6,39	66	18,42	113	29,76	158	40,00
23	6,66	67	18,68	114	30,00	159	40,22
24	6,84	69	19,21	115	30,24	160	40,44
25	7,22	70	19,47	117	30,71	162	40,89
26	7,50	71	19,74	118	30,95	163	41,11
27	7,78	73	20,24	119	31,19	164	41,33
28	8,05	74	20,48	120	31,43	165	41,56
29	8,33	75	20,71	122	31,90	167	42,00
30	8,61	77	21,19	123	32,14	168	42,22
31	8,89	78	21,43	124	32,38	169	42,44
32	9,16	79	21,67	125	32,62	170	42,67
33	9,44	80	21,90	126	32,86	172	43,11
34	9,72	82	22,38	127	33,09	173	43,33
35	10,00	83	22,62	129	33,56	174	43,56
36	10,28	84	22,85	130	33,81	175	43,78
37	10,55	85	23,09	131	34,05	177	44,22
38	10,83	87	23,57	133	34,52	178	44,44
40	11,39	88	23,81	134	34,76	179	44,67
41	11,67	89	24,05	135	35,00	180	44,89
42	11,94	90	24,28	137	35,44	182	45,33
44	12,50	92	24,76	138	35,65	183	45,55
45	12,78	93	25,00	139	35,87	184	45,89
46	13,05	94	25,24	140	36,09	185	46,01
48	13,61	95	25,48	142	36,52	187	46,44
49	13,89	97	25,95	143	36,74	188	46,67
50	14,17	98	26,19	144	36,95	189	46,90
52	14,72	99	26,43	145	37,17	190	47,12
53	15,00	100	26,87	146	37,38	192	47,55
54	15,26	102	27,14	147	37,62	193	47,79
56	15,79	103	27,38	148	37,84	194	48,01
57	16,05	104	27,62	149	38,05	195	48,22
58	16,32	105	27,86	150	38,27	197	48,67

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток Г

Тарувальний графік для визначення міцності бетону приладом ГПНВ-5 за методом пластичних деформацій



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Примітки: 1. Кількість випробувань за цим способом повинна бути не меншою п’яти в зоні дослідження.

2. Випробування проводять за відповідними правилами методу пластичних деформацій (п.1.1, молоток Кашкарова).

3. Обробку отриманих результатів випробувань виконують за загальноприйнятою методикою (п.1.1).

4. За необхідності, вносять відповідні поправки на вік та вологість бетону (п.1.1, формула (1.7)).

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток Д

АКТ

обстеження основних несучих конструкцій
підвальної частини будівлі

Відповідно до договору № 103.3/06 від 25 травня 2006 року між кооперативно-державним проектно-вишукувальним інститутом «Рівнеагропроект» і Національним університетом водного господарства та природокористування, співробітниками останнього були виконані візуальні обстеження та інструментальні дослідження колон і несучих конструкцій перекриття підвалу будівлі існуючого корівника № 1 в с. Зоря Рівненського району з метою оцінки міцності бетону, фактичного армування та загального технічного стану вказаних конструкцій.

Будь-яка проектна документація на існуючу будівлю чи її окремі елементи відсутня. При аналізі результатів досліджень використовувались деякі обмірні креслення, виконані інститутом «Рівнеагропроект», типові проекти та каталоги на конструкції колон, плит і ригелів виробничих будівель.

Для інструментальних досліджень характеристик бетону та армування конструкцій були використані спеціальні прилади неруйнівного контролю: «ПОИСК-2.5» (вимірювач захисного шару бетону), «ОНИКС-2.5» (вимірювач міцності бетону).

При візуальному огляді та обмірюванні конструктивних елементів підвального приміщення встановлено: перекриття виконано ребристими плитами двох типів (5550×1500×400мм та 5550×750×400мм); ригелі нерозрізні трьохпрольотні (проліт 8 м, висота перерізу 800мм) мають полиці для обпирання плит; крайні колони монолітні перерізом 1000×1000мм, середні колони збірні залізобетонні одноповерхові перерізом 400×400мм з консолями. Висота підвального приміщення від рівня підлоги до низу ригеля становить 4650мм.

Шляхом інструментальних досліджень встановлено: в поздовжніх ребрах **плит перекриття** розмірами 5550×1500 розміщено по 2 Ø 25 АIIIв, в поздовжніх ребрах плит перекриття розмірами 5550×750 розміщено по 1 Ø 22 АIII. Середня кубова міцність бетону в плитах перекриття коливалася в межах 29,4…51,2 МПа. Відповідно до проекту типових конструкцій, виробів і вузлів будівель та споруд (Серия 1.442.1-1 «Плиты перекрытий

железобетонные ребристые высотой 400 мм, укладываемые на полки ригелей»): плита шириною 1,5 м може мати марку 1П3-6 АIIIв Т (нормативне значення корисного тимчасового навантаження $g_н$=*34,55 кН/м*^{2}), плита шириною 0,75 м може мати марку 1П7-5 АIII Т з таким же корисним навантаженням. В окремих поздовжніх ребрах плит попередньо напружена арматура оголилася повністю і внаслідок корозії її діаметр зменшився до 18…20 мм (зокрема, плити № 7 від осі Г між осями 14-15 та 15-16). Відповідні розрахунки показали, що плити з таким армуванням можуть сприймати тимчасове корисне навантаження на перекриття **не більше *17,35 кН/м*^{2} .**

За допомогою неруйнівного контролю виявлено, що **ригелі** армовані в нижній зоні 3 Ø 32мм, а міцність бетону в них коливається в межах 34,8…43,1 МПа. Відповідно до проекту типових конструкцій і деталей будівель та споруд (Серия ИИ23-2/70 «Железобетонные ригели пролетом 9 м с полками для обпирання плит»): ригелі можуть мати марку ИБ4-2 (нормативне значення корисного тимчасового навантаження $g_н$ =*10,00 кН/м*^{2}). Відповідні розрахунки показали, що внаслідок деякого зменшення міцності бетону такі ригелі (зокрема, по осях 9 та 15 між осями Б і В) можуть сприймати тимчасове корисне навантаження на перекриття **не більше *9,00 кН/м*^{2}.**

За результатами інструментальних досліджень встановлено, що середні **збірні залізобетонні колони** мають поздовжнє армування з 4 Ø 22АIII, а поперечне – стержнями діаметром 8 мм з кроком 400 мм. Міцність бетону в колонах коливалася в межах 14,5…21,5 МПа. Відповідно до каталогу типових конструкцій, виробів та вузлів (Серия 1.423-3 «Железобетонные колоны прямоугольного сечения для одноэтажных производственных зданий безмостовых кранов высотой до 9,6 м»): колони можуть мати марку К60-21 (К60-22). Відповідні розрахунки показали, що внаслідок зменшення міцності бетону до 14,5МПа такі колони можуть сприймати тимчасове корисне навантаження на перекриття **не більше *16,00 кН/м*^{2}.**

Візуальний огляд конструкцій колон, ригелів та плит перекриття також показав:

- попередньо напружена арматура в багатьох подовжніх ребрах плит, розміщених здовж гноєвідвідних решіток частково або повністю оголена та зазнала значної корозії (в окремих випадках до 30-50%); значної корозії зазнав бетон (його міцність в цих ребрах зменшилась на 30-40%);

- в окремих плитах нижній попередньо напружений стержень оголений практично по всій довжині ребра, що свідчить про відсутність його анкерування та щеплення з бетоном, а отже і його повне виключення з роботи плити (практичну відсутність арматурного стержня);
- подовжня арматура поперечних ребер майже половини плит також частково оголена, внаслідок чого прогресує її інтенсивна корозія;
- в арматурних сітках полиць багатьох плит недотриманий захисний шар бетону, внаслідок чого відбувається інтенсивна корозія арматури;
- арматурні каркаси полиць плит розміщені без достатнього захисного шару бетону, а тому процес корозії в них прогресує;
- виявлена корозія бетону ригелів в місцях розміщення гноєвідвідних решіток;
- гідроізоляційні покриття поверхні більшості колон частково або повністю зруйновані, внаслідок чого відбулась корозія бетону та значне зниження міцності бетону;
- внаслідок потрапляння дощових вод в підвальне приміщення дія агресивного середовища на всі конструкції будівлі не припиняється.

ВИСНОВКИ

1. Плити перекриття з повністю оголеними попередньо напруженими стержнями та їх корозією, що перевищує 30%, перебувають в аварійному стані, тому підлягають терміновому демонтажу.
2. Крім демонтажу вищезазначених плит для використання будівлі під тимчасове корисне навантаження на перекриття до $g_н$=9,0кН/м^2 необхідно також провести ремонтні роботи по захисту оголеної арматури плит та ригелів від подальшої корозії.
3. При використанні будівлі під тимчасове корисне навантаження на перекриття більше $g_н$ =9,0кН/м^2 необхідне посилення всіх ригелів без виключення.
4. Якщо нормативне значення корисного тимчасового навантаження на перекриття буде перевищувати $g_н$ =16,0 кН/м^2, крім ригелів також необхідне посилення всіх колон без виключення (без додаткового обстеження). Можливе посилення колон за окремими групами після попереднього обстеження кожної з них.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

5. Якщо нормативне значення корисного тимчасового навантаження на перекриття буде перевищувати $g_н=17,0кН/м^2$, необхідне посилення всіх без виключення конструкцій (без додаткового обстеження). Можливе посилення колон та плит за окремими групами після їх попереднього обстеження.
6. Використання будівлі корівника під нормативне значення корисного тимчасового навантаження на перекриття більше $g_н=9,0кН/м^2$ є мало доцільним, оскільки потребує значних затрат на посилення більшості конструкцій підвалу будівлі.
7. Розробка проектів посилення неможлива без проведення детального обстеження основ ґрунтів, фундаментів, колон та конструкцій перекриття підвальної частини. Все це може бути виконано лише на основі окремого договору.
8. Необхідно негайно ліквідувати джерело все ще існуючого агресивного середовища роботи конструкцій в підвалі будівлі колишнього корівника.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

5 липня 2006 року

Ст.н.с., к.т.н. М.А.Шевчук
Мл.н.с. В.М.Марчук

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток Е

АКТ

випробування багатопустотних плит перекриття

Відповідно до договору № 54/7 від 29 червня 1997 року між Рівненським заводом надміцних залізобетонних конструкцій (РЗНЗБК) та Рівненським державним технічним університетом (РДТУ) співробітниками галузевої науково-дослідної лабораторії ефективних залізобетонних конструкцій (ГНДЛ ЕЗБК) були проведені випробування багатопустотної плити перекриття типу ПК90.15-8Ат-V, виготовленої на РЗНЗБК за типовим проектом серії 1.241-1 “Панели перекрытий железобетонные многопустотные. Выпуск 39. Предварительно напряженные длиной 898 мм, шириной 99, 119 и 149 см, армированные стержнями из стали класса Ат-V”. Випробування проведені з метою відладки технології виготовлення плит перед запуском їх у масове виробництво.

За попередньо напружену арматуру у плиті використана сталь класу Ат-V в кількості шести стержнів діаметром 18 мм замість восьми проектних стержнів діаметром 16 мм. Ця плита, названа в подальшому ПП-1, була виготовлена 25 липня 1997 року, а випробувана 7 серпня 1997 року. Міцність бетону в плиті на день її випробування, визначена за допомогою молотка Кашкарова, склала 326,0 кгс/см^2. Проектний клас бетону дорівнює ≈ В30 (М400). Візуальний огляд плити і лінійні вимірювання показали, що розміри плити та величини захисного шару бетону, в основному відповідають вимогам проекту. Однак, висота перерізу плити відхилялася від проектної значно більше, ніж допускає ДСТУ Б В. 2.6-2-95 «Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови». Виявлено, що в плиті ПП-1 один із попередньо напружених стержнів був обірваний при її формуванні, а другий проковзнув при відпуску стержнів (поздовжня тріщина з шириною розкриття 0,3 мм). Виходячи з цього, було вирішено провести відбір другої плити, названої в подальшому ПП-2, для можливих повторних випробувань.

Плита ПП-1 випробовувалась дрібнорозмірними вантажами (бетонними блоками 350×400×600 мм) відповідно до проектної схеми завантаження. Для контролю прогинів використовувались прогиноміри системи Аістова-Овчинникова (6ПАО) та індикатори

Національний університет
годинникового типу з ціною поділки 0,01мм. Для контролю проковзування арматури були використані індикатори годинникового типу з тою ж ціною поділки. Випробування багатопустотної плити проводили відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94) «Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості».

Вік плити ПП-1 на день випробування склав 13 діб. Відповідно до таблиці контрольних параметрів за проектом, контрольні навантаження склали: при перевірці жорсткості 6,1кПа (620кгс/м^2); при перевірці тріщиностійкості 7,3кПа (745кгс/м^2); при перевірці міцності 12,75 кПа (1300 кгс/м^2) та 15,0 кПа (1530 кгс/м^2) в залежності від характеру руйнування (с=1,4 та с=1,6). Контрольний прогин склав 21,6мм, а контрольна ширина розкриття тріщин – 0,20мм. Максимальний фактичний прогин, за якого плити визнаються придатними до експлуатації, не повинен перевищувати 23,8мм.

Повторні випробування необхідні в тому випадку, коли: руйнівне навантаження буде менше 12,75кПа (1300кгс/м^2), але перевищить 10,85кПа (1105кгс/м^2) при с=1,4; руйнівне навантаження буде меншим 15кПа (1530кгс/м^2) при с=1,6; фактичний прогин перевищить 23,8 мм, але буде не більшим 24,9 мм.

Після кожного ступеню завантаження проводилась 10-ти хвилинна витримка, протягом якої знімали відліки за приладами та проводили огляд плити. Після досягнення контрольного навантаження за жорсткістю, відліки за приладами знімали двічі: зразу ж після завантаження та після 30-ти хвилинної витримки.

За контрольного навантаження за жорсткістю прогин плити досяг 18,82 мм, а ширина розкриття тріщин, за контрольного навантаження за тріщиностійкістю – досягла 0,12 мм. За навантаження в 12,22кПа (1245кгс/м^2) прогин плити перевищив 298,45мм (початковий 30 сантиметровий зазор між плитою і страхувальною плитою був вичерпаний), тобто перевищив гранично допустиме значення l_o/30=295мм. Таким чином, плита ПП-1 вичерпала свою несучу здатність за вказаного навантаження.

ВИСНОВКИ

1. Випробувана плита ПК90.15-8Ат-V відповідає вимогам ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94) «Конструкції будинків і споруд. Вироби

Національний університет
водного господарства
та природокористування

будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості» за жорсткістю та тріщиностійкістю. Вимоги за міцністю не забезпечені.

2. Виходячи з результатів випробувань плити (несуча здатність вичерпана при навантаженні більшому 10,85 кПа (1105 кгс/м^2), але меншому 12,75 кПа (1530 кгс/м^2)), необхідно провести повторні випробування плит.

7 серпня 1997 року

Ст.н.с., к.т.н.	П.М.Савчук
Мл.н.с.	А.В.Сахнюк

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток Ж

Нормативні та розрахункові характеристики важкого бетону, МПа

Клас бетону	Розрахунковий опір для граничних станів 2-ої групи		Розрахунковий опір для граничних станів 1-ої групи		Початковий модуль пружності $E_b \cdot 10^{-3}$
	Стиск осьовий $R_{b,\,ser}$	Розтяг осьовий $R_{bt,\,ser}$	Стиск осьовий R_b	Розтяг осьовий R_{bt}	
В 7,5	5,5	0,70	4,5	0,48	16,0
В 10	7,5	0,85	6,0	0,57	18,0
В 12,5	9,5	1,00	7,5	0,66	21,0
В 15	11,0	1,15	8,5	0,75	23,0
В 17,5	13,0	1,275	10,0	0,825	25,0
В 20	15,0	1,40	11,5	0,90	27,0
В 22,5	16,75	1,50	13,0	0,975	28,5
В 25	18,5	1,60	14,5	1,05	30,0
В 27,5	20,25	1,70	15,75	1,125	31,25
В 30	22,0	1,80	17,0	1,20	32,5
В 35	25,5	1,95	19,5	1,30	34,5
В 40	29,0	2,10	22,0	1,40	36,0
В 45	32,0	2,20	25,0	1,45	37,5
В 50	36,0	2,30	27,5	1,55	39,0
В 55	39,5	2,40	30,0	1,60	39,5
В 60	43	2,50	33,0	1,65	40,0

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток И

Нормативні і розрахункові характеристики арматури, МПа

Клас арматури	Розрахунковий опір для граничних станів 2-ої групи $R_{s,\,ser}$	Розрахунковий опір для граничних станів першої групи			Модуль пружності $E_s \cdot 10^{-3}$
		Розтягу		Стиску R_{sc}	
		Подовжня R_s	Поперечна R_{sw}		
1	2	3	4	5	6
A-200 (I)	235	225	175	225	210
A-300 (II)	295	280	225	280	210
A-400 (III) діаметром, мм					
6-8	390	355	285	355	200
10-40	390	365	290	365	200
A-500 (IV)	590	510	405	400	190
A-V	785	680	545	400	190
A-VI	980	815	650	400	190
A-IIIв з контролем					
видовження та напруг	540	490	390	200	180
тільки видовження	540	450	360	200	180
Bp –I діаметром, мм					
3	410	375	270;300*	375	170
4	405	365	265;295*	365	170
5	395	360	260;290*	360	170

* для випадку використання у в’язаних каркасах

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток К

Коефіцієнти для розрахунку згинальних елементів

ξ	η	α_o	ξ	η	α_o
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,30	0,85	0,255	0,66	0,67	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289			
0,36	0,82	0,295			

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток Л

Граничні значення характеристик стиснутої зони бетону

Коефіцієнт	Клас розтягнутої арматури	Позначення	Значення ω, ξ_R, α_R для елементів із бетону класів											
			B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
0,9	Довільний	ω	0,768	0,757	0,796	0,788	0,766	0,746	0,726	0,710	0,690	0,670	0,650	0,634
	A-400 (III) (Ø 10-40) і Bp-I (Ø 4; 5)	ξ_R	0,629	0,617	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564	0,542	0,521	0,500	0,484
		α_R	0,431	0,427	0,443	0,440	0,430	0,422	0,413	0,405	0,395	0,381	0,376	0,367
	A-300(II)	ξ_R	0,657	0,644	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592	0,571	0,550	0,531	0,512
		α_R	0,441	0,437	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417	0,408	0,399	0,390	0,381
	A-200(I)	ξ_R	0,676	0,664	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612	0,591	0,570	0,551	0,533
		α_R	0,448	0,444	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,416	0,407	0,399	0,391
1,0	Довільний	ω	0,761	0,747	0,790	0,782	0,758	0,734	0,714	0,694	0,674	0,650	0,630	0,610
	A-400(III) (Ø 10-40) і Bp-I (Ø 4; 5)	ξ_R	0,594	0,578	0,628	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519	0,498	0,473	0,453	0,434
		α_R	0,418	0,411	0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361	0,350	0,340
	A-300(II)	ξ_R	0,626	0,610	0,660	0,650	0,623	0,593	0,573	0,551	0,530	0,505	0,485	0,465
		α_R	0,430	0,424	0,442	0,439	0,429	0,417	0,409	0,399	0,390	0,378	0,367	0,357
	A-200(I)	ξ_R	0,648	0,633	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553	0,528	0,508	0,488
		α_R	0,438	0,433	0,449	0,447	0,437	0,427	0,419	0,410	0,400	0,389	0,379	0,369

Національний університет водного господарства та природокористування

Додаток М

Сортамент гарячекатаної стержневої арматури, звичайного та високоміцного арматурного дроту

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, $см^2$, за числа стержнів									Маса п.м., кг	Сортамент арматури						
											стержневої класів					дротової	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		А-I, А-III	А-II	А-IV	А-V	Ат-IV, Ат-V, Ат-VI ГОСТ10884-81	Вр-I, ГОСТ6727-80	В-II, Вр-II ГОСТ 7348- 81
											ГОСТ 5781-82						
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,052	-	-	-	-	-	+	+
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,092	-	-	-	-	-	+	+
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,144	-	-	-	-	-	+	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	+	-	-	-	-	-	+
7*	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	+	-	-	-	-	-	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	-	-	-	-	-	+
9*	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	+	-	-	-	-	-	-
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	+	+	+	-	-
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	+	+	+	-	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	+	+	+	-	-

Продовження додатку М

1	16	18	20	22	25	28	32	36	40
2	2,011	2,545	3,142	3,801	4,909	6,158	8,042	10,18	12,56
3	4,02	5,09	6,28	7,60	9,82	12,32	16,08	20,36	25,12
4	6,03	7,63	9,41	11,40	14,73	18,47	24,13	30,54	37,70
5	8,04	10,18	12,56	15,20	19,63	24,63	32,17	40,72	50,24
6	10,05	12,72	15,71	19,00	24,54	30,79	40,21	50,90	62,80
7	12,06	15,27	18,85	22,81	29,45	35,95	48,26	61,08	75,36
8	14,07	17,81	21,99	26,61	34,36	43,10	56,30	71,25	87,92
9	16,08	20,36	25,14	30,41	39,27	49,26	64,34	81,44	100,48
10	18,09	22,90	28,28	34,21	44,18	55,42	72,38	91,62	113,10
11	1,578	1,998	2,466	2,984	3,853	4,834	6,313	7,990	9,865
12	+	+	+	+	+	+	+	+	+
13	+	+	+	+	+	+	+	+	+
14	+	+	+	+	+	+	+	-	-
15	+	+	+	-	-	-	-	-	-
16	+	+	+	+	+	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток Н

Основні параметри формування арматурних каркасів і сіток за допомогою контактного точкового зварювання

Більший діаметр стержнів одного напрямку, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	40
Найменший допустимий діаметр стержнів другого напрямку, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10
Найменша допустима відстань між осями стержнів одного напрямку, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200
Найменша відстань між осями стержнів подовжньої арматури за їх дворядного розміщення в каркасах, мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Коефіцієнти умов роботи арматури

Фактори, що обумовлюють введення коефіцієнта умов роботи арматури	Характеристика арматури		Умовне позначення коефіцієнта	Значення коефіцієнта
	вид	клас		
1. Робота арматури на дію поперечних сил	поперечна	незалежно від класу	γ_{s1}	0,8
2. Наявність зварних з'єднань арматури за дії поперечних сил	поперечна	A-III і Bp-I	γ_{s2}	0,9
3. Багатократно повторне навантаження	подовжня та поперечна	незалежно від класу	γ_{s3}	табл. 24 [1]
4. Наявність зварних з'єднань за багатократного навантаження	подовжня та поперечна за зварного з'єднання арматури	A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V	γ_{s4}	табл. 24 [1]
5. Зона передачі напруг для арматури без анкерів і зона анкерування ненапруженої арматури	подовжня напружувана подовжня ненапружувана	незалежно від класу також	γ_{s5}	l_x/l_p l_x/l_{an}
6. Робота високоміцної арматури за напруг вище умовної межі текучості	подовжня розтягнута	A-IV, A-V, A-VI, B-II, Bp-II, K-7, K-19	γ_{s6}	табл. 24 [1]
7. Елементи із легкого бетону класу ≥ B7,5	поперечна	A-I, Bp-I	γ_{s7}	0,8
8. Елементи із чарункового бетону класу B7,5 і нижче	подовжня стиснута поперечна	незалежно від класу також	γ_{s8}	$\frac{190+40B}{R_{sc}} \le 1$ $25B/R_{sc} \le 1$
9. Захисне покриття арматури в елементах із чарункового бетону	подовжня стиснута	незалежно від класу	γ_{s9}	табл. 24 [1]

Примітки: 1. Коефіцієнт γ_{s5} вводиться не тільки до R_s, але й до попередньої напруги арматури σ_{sp} .

2. В поз. 5 l_x - відстань від початку зони передачі напруг до розрахункового перерізу; l_p і l_{an} - відповідно довжина зони передачі напруг і зони анкерування арматури.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток Р

Болти та тяжі для конструкцій з деревини

Діаметр, мм		Площа перерізу, $см^2$		Маса, кг			Квадратні шайби для зім'яття деревини поперек волокон			
							для робочих болтів		для зтягуючих болтів	
d	d_n	A	A_n	1 м болта	шести-гранної гайки	квад-ратної гайки	розміри, мм	маса, кг	розміри, мм	маса, кг
6	4,70	0,283	0,173	0,22	0,004	0,004	30×30×3	0,010	-	-
8	6,38	0,505	0,316	0,39	0,008	0,007	40×40×4	0,048	-	-
10	8,05	0,785	0,509	0,62	0,014	0,014	50×50×5	0,095	-	-
12	9,73	1,130	0,774	0,89	0,020	0,021	60×60×6	0,164	45×45×4	0,06
16	13,40	2,010	1,408	1,58	0,052	0,053	80×80×8	0,386	55×55×4	0,09
20	16,75	3,140	2,182	2,47	0,093	0,095	100×100×10	0,760	70×70×5	0,18
24	20,10	4,521	3,165	3,55	0,141	0,144	120×120×12	1,314	90×90×7	0,42
27	23,10	5,722	4,180	4,49	0,182	0,187	140×140×14	2,091	100×100×8	0,59
30	25,45	7,065	5,060	5,55	0,291	0,297	160×160×16	2,930	-	-
36	30,80	10,170	7,440	7,99	0,496	0,506	190×190×18	4,957	-	-
42	36,15	13,840	10,250	10,88	0,814	0,831	220×220×20	7,318	-	-
48	41,50	18,090	13,520	14,21	1,244	1,373	260×260×24	12,39	-	-

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток С

Нормативні та розрахункові характеристики нової арматури, МПа

Клас арматури	Розрахунковий опір для граничних станів 2-ої групи $R_{s,\,ser}$	Розрахунковий опір для граничних станів першої групи			Модуль пружності $E_s \cdot 10^{-3}$
		розтягу		стиску R_{sc}	
		подовжня R_s	поперечна R_{sw}		
А-240(I)	240	215	170	215	200
А-300 (II)	300	270	215	270	200
А-400 (III)	400	355	285	355	200
А-500	500	435	300	435(400)	200
А600	600	520	≤300	470(400)	200
А800	800	695	≤300	500(400)	200
А1000	1000	830	≤300	500(400)	200
В-500(Вр-1)	500	415	300	415(360)	200
Вр-1200	1200	1000	≤300	500(400)	200
Вр-1300	1300	1070	≤300	500(400)	200
Вр-1400	1400	1170	≤300	500(400)	200
Вр-1500	1500	1250	≤300	500(400)	200
К-1400	1400	1170	≤300	500(400)	180
К-1500	1500	1250	≤300	500(400)	180

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Навчальне видання

Ромашко Василь Миколайович

ДІАГНОСТИКА ТА ВІДНОВЛЕННЯ БУДИНКІВ І СПОРУД. ПРАКТИКУМ

Навчальний посібник

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Друкується в авторській редакції