**Тема 6**

**ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**6.1. Загальні положення**

 Підсилення залізобетонних конструкцій здійснюється в цілях підвищення несучої здатності та експлуатаційної придатності при зміні навантажень, що діють на них, і умов експлуатації, а також при виявленні дефектів і пошкоджень в конструкціях.

До підсилення залізобетонних конструкцій слід вдаватися лише після того, як будуть вичерпані всі можливості їх надійної експлуатації (обмеження технологічних навантажень, введення тимчасових розвантажуючих опор при монтажі-демонтажі устаткування, одночасного завантаження тимчасовими навантаженнями великих площ перекриттів багатоповерхових будівель, зниження рівня вібрації та ін.).

Визначення можливості і доцільності підсилення, а також вибір способів і схеми підсилення проводяться у кожному окремому випадку з урахуванням фактичного стану конструкції, агресивності середовища і пожароопасности виробничих приміщень, неприпустимості запиленої і зварювальних робіт у вибухонебезпечних приміщеннях, а також можливості виконання посилення без зупинки основного виробництва, величини корисних навантажень, вільних габаритів і умов виробництва робіт по підсиленню.

 Проектування підсилень залізобетонних конструкцій і основ проводиться відповідно до ДБН В.1.1-5-2000 Будінки та споруди на підроблюваних і просідаючих грунтах. Частіна 2, Держкомбуд Україні, Київ, 2000.

ДБН В.3.1-1-2002 Ремонт і підсилення несучих та огороджувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. Держкомбуд Україні, Київ, 2002р.

## Сутність, причини та основні способи підсилення залізобетонних конструкцій

Підсилення — це сукупність заходів, спрямованих на підвищення несучої здатності, жорсткості будівельних конструкцій.

Необхідність підсилення будівельних конструцій зумовленна наступними причинами:

– зміна умов експлуатації конструкцій в зв’язку з реконструкцією виробництва (збільшення розрахункових навантажень, зміна розмірів прогонів, висот, кроку колон);

– врата експлуатаційних властивостей конструкції через фізичне зношення при тривалому терміні експлуатації, агресивності виробничого середовища та інших несприятливих для роботи конструкції умовах;

– помилки під час проектування, виготовлення та монтажу конструкцій, які знизили несучу здатність конструцій;

– пошкодження стихійного характеру (пожежа, вибух, смерч, землетрус).

За ступенем капітальності підсилення може бути аварійним, тимчасовим, капітальним та перспективним.

Аварійне підсилення виконується для термінового відновлення несучої здатності конструкцій при їх аврійному стані. Для аварійного підсилення використовують найбільш простіші та технологічні рішення, розраховані на короткий строк — до капітального підсилення.

Тимчасове підсилення призначене для забезпечення надійності конструкцій на деякий обмеженний проміжок часу, наприклад до капітального підсилення або на час роботи конструкцій в інших, ніж в період експуатації, умовах.

Капітальне підсилення розв’язує глобальні проблеми підвищення несучої здатності конструкцій під час реконструкції.

Перспективне підсилення застосовуються для конструкцій, на які через певний час передбачається збільшення технологічного навантаження.

Важливе значення при проектуванні та виконанні підсилення має ступінь наватаженності конструкції на момент посилювання. В залежности від цього розрізняють наступні види підсилення: під наванавтаженням, при частковому розвантаженні, при повному розвантаженні.

Вибір того або іншого способу підсилення залежно від ступеня навантаженості має технічні та економічні аспекти.Так, спосіб підсилення під навантаженням є наскладнішим з технічного погляду. Таке підсилення вимагає детального обстеження конструкції, що підсилюється, оцінки її напруженного стану та спеціальних способів підсилення, які дозволяють ефективно включити елементи підсилення в роботу конструкції. З економічної позиції таке підсилення найефективніше, оскільки, як правило, не призводить до зупинки технологічного процесу.

Найбільш розповсюджене підсилення при частковому розвантаженні. Воно характерне для підсилення елементів покриття (ферм, прогонів) за відсутності снігового навантаження, для підсилення колон промбудівель при відсутності кранових та снігових навантажень.

Підсилення з повним розвантаженням характерне для аварійно-відновлювальних робіт з повною зупинкою технологічного обладнання, а також для підсилення конструкцій, для яких основними є змінні навантаження (підкранові балки, резервуари). В цьому випадку ступінь навантаженості конструкції на момент підсилення визначається тільки навантаженням від її власної ваги.

Посилення залізобетонних конструкцій досягається двома основними способами:

— пристроєм розвантажуючих елементів;

— посиленням бетоном і залізобетоном (тобто збільшенням поперечних перетинів конструкцій).

При цьому розрізняють розвантажуючі елементи жорсткі або неподатливі і гнучкі, такі, що мають пружну податливість. До перших відносяться елементи посилення, жорсткість яких мало відрізняється від жорсткості підсилюваної конструкції, до других — елементи, жорсткість яких значно менше жорсткості підсилюваної конструкції.

Введення тих, що включаються в спільну роботу з підсилюваною конструкцією розвантажуючих елементів супроводжується зміною первинної розрахункової схеми конструкції (тобто підвищенням ступеня зовнішньої статичної невизначності або зміною місця передачі навантаження) або її напруженого стану.

Посилення бетоном або залізобетоном не викликає зміни розрахункової схеми підсилюваній конструкції і її напруженого стану.

Жорсткі розвантажуючі елементи застосовуються (головним чином) в тих випадках, коли необхідне значне збільшення навантаження після посилення конструкції і коли не представляється можливим здійснити їх достатню попередню напругу, гнучкі — для посилення конструкцій, на які діє (в основному) постійне навантаження і коли посилення виконується при повному або майже повному завантаженні конструкції.

Посилення бетоном і залізобетоном застосовується (за інших рівних умов) при необхідності збільшення несучої здатності і забезпеченні експлуатаційної надійності конструкції в умовах агресивного середовища.

Спосіб і вид посилення конструкцій, що працюють на вигин і позацентрове стиснення, вибирається залежно від ступеня міцності стислої і розтягнутої зон перетину.

* 1. **Основні види розвантажуючих елементів**

Жорсткі розвантажуючі елементи, введення яких супроводжується підвищенням ступеня зовнішньої статичної невизначності підсилюваної конструкції, застосовуються у вигляді металевих і залізобетонних стійок, підкошувань, напіврозкосів, портальних рам, паль і т. п., а також у вигляді залізобетонних балок, плит і перемичок, що бетонуються на місці посилення.

Такі елементи посилення рекомендується застосовувати з тим, щоб забезпечити своєчасне включення їх в роботу. Ступінь попередньої напруги може бути незначним, таким, що забезпечує усунення люфтів (при їх наявності) між підсилюваною конструкцією і розвантажуючими елементами.

Жорсткі розвантажуючі елементи, введення яких супроводжується зміною місця передачі навантаження, застосовуються у вигляді металевих або залізобетонних балок, що розташовуються зверху або знизу підсилюваній конструкції.

Характерною особливістю цього виду посилення є наявність зазору між підсилюваною конструкцією і розподільними балками по довжині між точками контакту.

Гнучкі розвантажуючі елементи застосовуються у вигляді:

— хрестових зв'язків і підвісок з арматурної сталі і прокатних профілів;

— балок з прокатних профілів, шпренгельных балок, збірних монолітних залізобетонних балок;

— двоконсольних кронштейнів, підкошувань і розкосів з прокатних профілів;

— горизонтальних, діагональних, шпренгельных затягувань з арматурної сталі, прокатних профілів і (рідше) листової сталі і шарнірно-стрижньових ланцюгів з арматурної сталі, прокатних профілів і (рідше) канатів;

— горизонтальних і похилих тяжей і хомутів з арматурної сталі;

— обойм і приставних стійок з прокатних профілів і листової сталі;

— коротких консолей — опорних столиків з прокатних профілів.

Гнучкі розвантажуючі елементи в переважній більшості випадків виконуються заздалегідь напруженими.

Жорсткі розвантажуючі елементи у вигляді стійок, портальних рам, підкошувань і напіврозкосів застосовуються, в основному, для посилення ригелів і стійок залізобетонних рам, балок збірних і монолітних перекриттів, що сприймають значні вертикальні навантаження (мал. 1, 2, 3, 4 додатку 1) і стрічкових фундаментів (мал. 5 додаток 1), а підвісні опори у вигляді підкошувань — для посилення рам, що сприймають значні горизонтальні навантаження (мал. 6 додатку 1). При цьому постановка підкошувань, що розвантажують ригель і стійки рам (в межах поверху), сприяє збільшенню загальної жорсткості каркаса будівлі.

Жорсткі елементи у вигляді додаткових опор — стійок можуть застосовуватися також для посилення (зокрема, створення неразрезности) кроквяних ферм (мал. 7, 8 додаток 1), а у вигляді паль — для посилення фундаментів (мал. 9—17 додатку 1).

Введення в напружений стан вказаних вище елементів (не стосується паль) здійснюється підклинюванням, за допомогою домкратів або напружених затягувань. При цьому слід прагнути до максимального розвантаження конструкції до моменту її підсилення, оскільки перерозподілятися по новій схемі буде тільки навантаження, прикладене до конструкції після включення в роботу підсилення.

При неможливості ефективного розвантаження підсилюваної конструкції виконується попередній підйом її в місці установки додаткової опори. Зусилля підйому може визначатися виходячи з величини прогину конструкції.

 Жорсткі елементи у вигляді розподільних балок застосовуються, головним чином, для часткового разгружения ребристих монолітних перекриттів (мал. 19, 20 додаток 1).

При постановці розподільних балок зверху підсилюваної конструкції зменшується трудомісткість виробництва робіт по підсиленню, але створюються незручності для пересування людей і підлогового транспорту, перепади відміток перекриття. Навантаження від розподільних балок на існуючу конструкцію передається через опорні подушки у вигляді сталевих листів.

При неможливості створення перепадів висот на перекритті розподільні балки підвішуються знизу підсилюваній конструкції. Навантаження від балок на існуючу конструкцію передається через тяжи, пропущені в отвори перекриття за допомогою сталевих пластин.

Зазор між підсилюваною конструкцією і розподільними балками приймається не менш максимальної величини прогину елементу (розподільної балки або підсилюваної конструкції), що розміщується вище.

 Гнучкі елементи у вигляді хрестових зв'язків і підвісок застосовуються при необхідності посилення ригелів або балок перекриттів окремих поверхів багатоповерхових будівель (мал. 21, 22 додатку 1), коли несучи конструкції вищерозміщених поверхів або колони, що, мають зайвий запас міцності.

Гнучкі елементи менш ефективні в порівнянні з жорсткими, проте дозволяють у меншій мірі забеспечити вільний простір приміщень.

Кріплення хрестових зв'язків і підвісок до колон і передача навантаження від підсилюваної конструкції здійснюється за допомогою спеціальних анкерних пристроїв у вигляді прокатних профілів і металевих обойм. Їх попередня напруга проводиться, найчастіше, за допомогою натяжних муфт.

 Пружно-податливі балки застосовуються для посилення і часткового розвантаження збірних залізобетонних ребристих плит, збірних балок, плит і балок монолітних перекриттів (мал. 23 - 29 додатку 1), а також фундаментів і фундаментних плит. Включення збірних залізобетонних балок і балок з прокатних профілів в роботу здійснюється підклинюванням, шпренгельних — шляхом натягнення затягування шпренгеля, а монолітних залізобетонних балок (формально) — після придбання бетоном посилення заданої міцності.

 Двоконсольні кронштейни і підкошування застосовуються при необхідності зменшення розрахункового прольоту балок збірних і монолітних перекриттів (мал. 30, дод. 1), тобто посилення несучої їх здатності по нормальних і похилих перетинах, а також при порушенні анкеровки арматури.

Кронштейни і підкошування встановлюються попарно з боку бічних граней підсилюваної конструкції і з'єднуються між собою опорними елементами.

Висота опорної частини кронштейна приймається рівній висоті опорних частин підсилюваних балок. Довжина вильоту консолей не перевищує 1/4—1/6 прольоту балки.

Включення кронштейнів в спільну роботу з підсилюваною конструкцією здійснюється розклинюванням з контролем прогину або підвіскою тарованого вантажу вагою, рівною величині опорної реакції, і укладанням в зазор, що утворився, фіксуючих прокладок, а включення в роботу підкошувань — за допомогою затягувань з натяжними муфтами (з контролем натягнення).

Підкошування і розкоси використовуються також для розвантаження фундаментів і фундаментних плит шляхом передачі частині навантаження від колони на обріз фундаменту (мал. 28 додаток 1), основу (мал. 27 додаток 1) або плиту.

Затягування застосовуються при посиленні плит і балок збірних покриттів (мал. 32—34 додаток 1), балок ребристих монолітних перекриттів і при посиленні кроквяних балок і розтягнутих елементів ферм. Шарнірно-стрижньові ланцюги застосовуються, переважно, при посиленні збірних балок, балок монолітних ребристих перекриттів і кроквяних ферм і балок.

Ці види розвантажуючих елементів забезпечують значний ефект при посиленні конструкцій, завантажених основним або повним навантаженням, але що потребують посилення унаслідок дефектів конструкцій. Їх постановка збільшує несучу здатність не тільки по нормальних, але і (стосовно балок) по похилих перетинах.

Конструкція анкерних пристроїв залежить від місця їх закріплення на підсилюваній конструкції. Для балочних конструкцій з вільними торцями анкерні пристрої приймаються з швелерів або листової сталі, що охоплюють надопорную частину конструкції. Для нерозрізних опор анкера приймаються у вигляді відрізань швелерів, що приварюються з боку бічних граней до оголеної арматури конструкції. Якщо опорами підсилюваної конструкції є колони, то анкерні пристрої виконуються у вигляді обойм, що охоплюють колони.

Попередня напруга затягувань здійснюється створенням ухилу гілок затягувань в горизонтальній і вертикальній площинах, а шарнірно-стрижньових ланцюгів — у вертикальній площині (з контролем кута перегину гілок). Ухил гілок у вертикальній площині створюється їх відхиленням від підсилюваної конструкції або підтяганням до конструкції. У разі малої ширини поперечного перетину або великої довжини конструкції, коли відстань між гілками затягування недостатньо для додання ним необхідного ухилу в горизонтальній площині, застосовується їх взаємне стягання декількома стяжними болтами з установкою між ними додаткових розпірок. У місцях перегину між шпренгельной затягуванням і підсилюваною конструкцією встановлюються прокладки з пластини, що запобігають взаємному зближенню гілок затягування при їх попередній напрузі взаємним стяганням, а в місцях перегинів шарнірно-стрижньових ланцюгів — розпірки з куточків і швелерів або пластин і (під вузлами ферм) спеціальні наполегливі елементи.

Попередня напруга затягувань і шарнірно-стрижньових ланцюгів може також здійснюватися стяжними муфтами, електротермічним нагріванням з контролем зусилля по загвинчуванню наполегливих і опорних гайок.

Величина попередньої напруги затягувань і шарнірно-стрижньових ланцюгів приймається рівною 70—100 МПа.

Тяжі застосовуються для посилення коротких консолей на колонах, що працюють головним чином на зріз, коротких балок монолітних перекриттів, опорних частин кроквяних ферм і балок і при пристрої температурних швів, а хомути — для посилення балок по похилих перетинах.

Попередня напруга тяжей і хомутів створюється доданням тяжам і хомутам ухилу шляхом їх попарного стягання за допомогою стяжних болтів або закручуванням гайок на кінцях при їх нагріві.

Величина попередньої напруги тяжей і хомутів приймається рівною 70—100 МПа.

Обойми і приставні стійки застосовуються для посилення стислих конструкцій — колон (мал. 35, 36 додаток 1) і стислих елементів кроквяних ферм і балок, опорних і проміжних вузлів кроквяних ферм, вузлів сполучення колон з фундаментами і паль з ростверками, а також для посилення стовпчастих фундаментів проти розколювання і продавлювання і посилення або виправлення зруйнованих елементів кріплення підкранових балок до колон.

При посиленні стислих конструкцій переваги заслуговують переднапружені розпірки, які в процесі монтажу включаються в роботу з підсилюваною колоною і дозволяють здійснювати контроль за ступенем їх напруженого стану.

Переднапружені розпірки бувають двосторонні (мал. 37 додаток 1) і односторонні (мал. 38 додаток 1). Перші застосовуються для збільшення несучої здатності центрально стислих колон і внецентренно стислих з двозначними моментами, других — при посиленні внецентренно стислих колон з великими і малими экцентриситетами.

Установка розпірок проводиться з перегином в середині висоти, упираючи верхні і нижні кінці в достатньо міцні і жорсткі конструкції (наприклад, фундаменти, балки перекриттів та ін.).

Введення в напружений стан розпірок здійснюється їх випрямлянням за допомогою натяжних монтажних болтів. Фіксуються розпірки в напруженому стані поперечними планками. Величина попередньої напруги розпірок
приймається рівною 70—100 МПа.

Посилення колон по всій довжині або частково (у місцях пошкоджень і найбільшої напруги) може також ефективно здійснюватися обоймами з термонапруженими поперечними планками, що встановлюються по довжині колони через 250— 300 мм. Подовжні елементи обойми встановлюються на безусадковому цементному розчині і притискаються струбцинами до колони. Поперечні планки, заздалегідь нагріті до 100—400°С, послідовно приварюються до стійок, утворюючи замкнуті переднапружені хомути.

Введення обойм в напружений стан може проводитися і за допомогою стяжних пристроїв.

Сталеві обойми і приставні стійки розраховуються як металеві конструкції з урахуванням їх гнучкості, визначуваної по фактичній вільній довжині стислих елементів з урахуванням прихильності точок їх закріплення до залізобетонної колони.

 **6.4. Основні види підсилення бетоном і залізобетоном. Область застосування.**

Підсилення бетоном і залізобетоном зазвичай здійснюється пристроєм обойм, сорочок і шляхом одностороннього, двостороннього і бічного нарощування.

Обоймами є конструктивні рішення, коли підсилювана конструкція охоплюється з усіх боків залізобетоном, сорочки — коли конструкція охоплюється бетоном тільки з трьох сторін. Нарощування може здійснюватися з боку стислої зони конструкції, з боку розтягнутої зони або з боку бічних граней конструкції по всій висоті перетину.

Обойми застосовуються для посилення центрально стислих конструкцій — колон (мал. 39 додаток 1) і (рідше) конструкцій, що згинаються, — балок, а також коротких консолей, стислих елементів кроквяних ферм і балок, вузлів сполучення колон з фундаментами і вузлів кроквяних ферм і балок.

Обойми можуть влаштовуватися по всій довжині конструкції (так, наприклад, обойми посилення колон — в межах одного або декількох поверхів з доведенням у верхньому перетині до рівня вищерозміщеного перекриття, в нижньому перетині — до верхнього обріза фундаменту або до перекриття, що пролягає нижче) або частково — в місцях пошкоджень і найбільшої напруги з перепусканням на непошкоджені ділянки не менше чим на п'ять товщини обойми, на ширину більшої грані конструкції і не менше чим на 400 мм. Обойма армується подовжньою робочою і поперечною арматурою.

Товщина обойми колони залежить від ступеня підсилення і зазвичай не перевищує 300 мм. Мінімальна товщина при укладанні бетону вібрацією приймається не менше 70—80 мм, а при укладанні торкретуванням — не менше 50 мм.

Площа поперечного перетину подовжньої арматури обойми встановлюється розрахунком, але її діаметр повинен бути не менше 16 мм для стислих зон і не менше 12 мм — для розтягнутих зон. Поперечна арматура у вигляді хомутів приймається діаметром не менше 6 мм і встановлюється з кроком не більше 15 діаметрів подовжньої арматури, не більш триразової товщини обойми і не більше 200 мм. У місцях концентрації напруги і біля опорних частин обойми хомути встановлюються з кроком, зменшеним удвічі.

Подовжня арматура в необхідних випадках може бути пропущена через вузли нерозрізних монолітних і збірно-монолітних конструкцій.

Спільна робота "старого" і "нового" бетону при збільшенні поперечного перетину підсилюваної конструкції досягається пристроєм в "старому" бетоні відкритих пазів, насічки або додатковим поперечним армуванням хомутами, що сполучаються з арматурою конструкції. Для поліпшення зчеплення "нового" бетону з "старим" окрім насічки, для місцевої обойми, рекомендується виконувати адгезійну грунтовку полимерраствором.

Обойми застосовуються також для збільшення або відновлення несучої здатності фундаментів і фундаментних плит різного призначення (мал. 31 дод. 3), з передачею навантаження, у разі потреби, від колони на палі (мал. 9—13 додаток 1), і посилення вузлів сполучення колон з фундаментами і паль з ростверками, а також для посилення стовпчастих фундаментів проти розколювання і продавлювання.

Сорочки використовуються для посилення внецентренно стислих колон і балок монолітних перекриттів, а також стислих елементів ферм. При цьому пристрій сорочок в конструкціях, що згинаються, найефективніше при одночасному нарощуванні плити зверху.

Сорочки влаштовуються зазвичай по всій довжині конструкції. Товщина сорочок визначається розрахунком, а мінімальна товщина — виходячи з умов бетонування.

Сорочки армуються подовжньою і поперечною арматурою, частина з якої є робочою, а решта частини ставиться конструктивно. Перетин робочої арматури визначається розрахунком. Встановлюється вона в розтягнутій зоні конструкції. Діаметр подовжньої арматури приймається не менше 12 мм, а поперечною — не менше 8 мм. Поперечна арматура виконується у вигляді окремих стрижнів або відкритих хомутів, що приварюються до тих, що існують. Хомути замикаються або з'єднуються зваркою із спеціальними анкерами (куточки, смугова сталь і т. д.). Якщо за розрахунком хомути не потрібні, вони ставляться конструктивно. При цьому крок може бути прийнятий максимальним, але не більш триразової товщини сорочки, не більше 15 кратного діаметру подовжньої арматури і не більше 200 мм. Біля опорних частин сорочок хомути встановлюються з кроком, зменшеним удвічі.

Сорочки застосовуються також для посилення фундаментів (мал. 40 додаток 1) і вузлів сполучення паль з растворками. Влаштовуються вони поверх існуючих конструкцій і армуються замкнутою горизонтальною арматурою і перпендикулярними стрижнями у вертикальних площинах. Робочою арматурою фундаментних сорочок є нижні горизонтальні стрижні, які встановлюються за розрахунком. Зазвичай фундаментні сорочки з'єднуються з обоймами посилення колон; якщо ж останні не посилюються, то під фундаментними сорочками влаштовуються обойми в межах нижньої частини колон на висоту не менше 1 м.

Нарощування застосовується як для посилення збірних ребристих плит і балок покриттів, плит збірних і монолітних перекриттів, так і для посилення внецентренно стислих колон, коротких консолей колон і верхніх крайніх частин підкранових балок.

Застосовується нарощування і для посилення стрічкових і плиткових фундаментів, а також для посилення вузлів сполучення паль з ростверками і перевлаштування стовпчастих фундаментів в стрічкових і стрічкових в плиткових.

Нарощування плит і балок зверху проводиться в основному при необхідності значного збільшення несучої здатності конструкції і здійснюється бетонуванням зверху потовщуючої плити. При посиленні плит монолітних перекриттів над опорами (зверху) встановлюється додаткова арматура (як надопорная арматура нерозрізних балок).

Спільна робота "старого" і "нового" бетону досягається за рахунок механічного зачеплення, пристроєм насічки або за рахунок установки додаткової поперечної арматури, приварюванням, що сполучається, до тієї, що існує. Для підвищення зчеплення "старого" і "нового" бетону можуть застосовуватися також композиції на основі епоксидного, акрилового і інших видів синтетичних клеїв.

Товщина нарощування визначається розрахунком. Мінімальна товщина нарощування при укладанні бетону вібрацією складає 35 мм, а при укладанні торкретуванням — 25 мм.

Поперечна арматура приймається діаметром не менше 6 мм і встановлюється з кроком не більше 15 діаметрів додаткової подовжньої арматури.

Нарощування плит і балок знизу проводиться зазвичай при неможливості посилення нарощуванням зверху і при необхідності незначного збільшення несучої здатності конструкції. Посилення здійснюється за рахунок установки додаткової подовжньої арматури, що приварюється до тієї, що існує. Приварювання виконується ділянками по 50—150 мм через кожних 500—1000 мм по довжині стрижня. Додаткові стрижні подовжньої арматури приварюються або безпосередньо до тих, що існують, або через коротиш діаметром від 10 до 40 мм і завдовжки від 80 до 200 мм вразбежку. Можлива також установка додаткової подовжньої арматури на полимеррастворе.

При необхідності значного нарощування застосовуються спеціальні приварені відгини, які повинні повністю сприймати зрушуючу силу, що діє в площині контактного шва.

Діаметр додаткових арматурних стрижнів приймається не менше 12 мм.

Стрижні обштукатурюються цементним розчином або ж покриваються торкретбетоном міцністю не нижче за клас В25.

Приварювання додаткової арматури до напруженої арматури, що існує заздалегідь, не допускається.

Приварювання додаткової арматури до тієї, що існує без попереднього разгруження конструкції також не допускається якщо напруги в арматурі найбільш несприятливого перетину конструкції перевищують 85% її межі текучості. Визначення напруги в арматурі підсилюваної конструкції проводиться при фактичних (нормативних) значеннях навантажень, що діють, міцності бетону і арматури, площі поперечного перетину арматури за вирахуванням перетину існуючого зварюваного стрижня.

Мінімальна товщина нарощування плит знизу при укладанні бетону вібрацією складає 60 мм, при укладанні торкретуванням — 35 мм. При нарощуванні нижнього поясу балок безопалубочним методом (торкретуванням) набетонка виконується завтовшки не менше 50 мм.

Характер нарощування внецентренно стислих колон залежить (за інших рівних умов) від величини ексцентриситету подовжньої сили, що діє на конструкцію після її підсилення.

При малих ексцентриситетах підсилення проводиться з боку більш стислій грані конструкції з установкою додаткової подовжньої арматури.

При великих ексцентриситетах і необхідності значного збільшення несучої здатності конструкції, посилення проводиться з боку стислої грані з установкою додаткової подовжньої арматури, а при неможливості посилення стислої зони або необхідності незначного збільшення несучої здатності конструкції— з боку розтягнутої грані.

Посилення коротких консолей колон може здійснюватися збільшенням їх поперечного перетину шляхом нарощування. Нарощування проводиться, як правило, знизу з установкою додаткової замкнутої поперечної арматури діаметром не менше 6 мм. Клас бетону нарощування приймається не менше чим на один клас вище, ніж у бетону колони. Поперечна арматура нарощування з'єднується з оголеною арматурою колони. Крок хомутів приймається не більше чверті вильоту консолі і не більше 150 мм. Необхідна висота нарощування визначається розрахунком і повинна складати не менше довжини вильоту консолі.

При необхідності одночасного посилення консолі і стислої зони колони нижче за консоль застосовується нарощування на всю висоту підконсольної частини колони.

При підсиленні обоймами, сорочками, нарощуванням слід прагнути до максимального розвантаження підсилюваної конструкції. При підсиленні конструкції під навантаженням рекомендується застосовувати, в основному, заздалегідь напружені гнучкі елементи посилення.

Підсилення плит і балок по похилих перетинах, а також підсилення опорних частин і вузлів кроквяних ферм і балок може здійснюватися установкою додаткової поперечної арматури у вигляді вертикальних і похилих хомутів.

Спільна робота хомутів з підсилюваною конструкцією забезпечується приварюванням до існуючої арматури, приклеюванням до бетону за допомогою епоксидного, акрилового і інших видів синтетичних клеїв, закріпленням кінцями у верхній і нижній зонах за допомогою залізобетонних плит або (частіше) анкерних пристроїв у вигляді куточків або швелерів, що оздоблюють верхню і нижню грані конструкції. При посиленні конструкцій таврового перетину кріпильні куточки влаштовуються під полицею упритул до ребра і заанкериваются болтами, що пропускаються через отвори в полиці.

Після установки в проектне положення додаткова поперечна арматура обетонируется або покривається антикорозійними і вогнезахисними складами.

Додаткова поперечна арматура може також встановлюватися в підготовлених пазах із закріпленням полимерраствором.

**6.5. Розрахунок підсилюваних залізобетонних конструкцій. Основні розрахункові положення**

Розрахунок підсилюваних конструкцій по граничних станах проводиться для двох стадій роботи:

— до включення в роботу бетону посилення (розвантажуючих елементів) — на навантаження і дії, що включають навантаження від бетону посилення (розвантажуючих елементів);

— після включення в роботу бетону посилення (розвантажуючих елементів) — на повні експлуатаційні навантаження.

Розрахунок конструкцій на стадії до включення в роботу бетону посилення (розвантажуючих елементів) проводиться відповідно до пп. 6.10-6.21 СНіП 2.03.01-84\* зі змінами.

Розрахунок конструкцій, що підсилюються розвантажуючими елементами, введення яких супроводжується зміною їх первинної розрахункової схеми і напруженого стану (або тільки розрахункової схеми), проводиться по зусиллях у вказаних конструкціях як в системах із зміненою розрахунковою схемою і зміненим напруженим станом (або тільки із зміненою розрахунковою схемою).

Розрахунок конструкцій, що підсилюються розвантажуючими елементами, введення яких супроводжується зміною напруженого стану, проводиться відповідно до СНіП 2.03.01-84\* як стислозгинутих залізобетонних елементів.

Розрахунок по міцності підсилюваних конструкцій проводиться для перетинів нормальних і похилим до подовжньої осі конструкції, а також просторових перетинів (за наявності крутящих моментів).

Крім того проводиться розрахунок по міцності контактних швів між підсилюваною конструкцією і бетоном підсилення.

 **6.5.1.Міцність перетинів, нормальних до подовжньої осі**

**конструкції**

Центрально стислі конструкції (колони), що підсилюються залізобетонними обоймами

Перевірка міцності конструкцій, що підсилюються монолітними залізобетонними обоймами (рис. 6.1), при збільшеному розрахунковому навантаженні проводиться з умови

 (6.1)



Рис. 6.1. Поперечний перетин центрально стислої колони

підсилюваною залізобетоною обоймою

де:

φ — коефіцієнт подовжнього вигину, визначуваний по табл. 5.1;
*Аb2 —* площа поперечного перетину бетону обойми;

 γh — коефіцієнт умов роботи обойми, що приймається рівним 0,8.

 Таблиця 6.1

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| lo/b | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 28 |
| φ | 1 | 0,98 | 0,96 | 0,92 | 0,89 | 0,85 | 0,81 | 0,77 | 0,71 | 0,68 | 0,64 |

де:

lo - розрахункова довжина стрижня, визначувана по табл. 32 СНіП 2.03.01-84;

 b – наименьший розмір прямокутного перетину.

При армуванні обойми в межах 1% можна прийняти

  ( 6.2 )

тоді

  ( 6.3 )

Розрахункова ширина обойми визначається по формулі

  ( 6.4 )

Площа перетину подовжньої додаткової арматури  визначається з урахуванням набутих при розрахунку значень φ та *Аb2.*

**6.5.2. Конструкції ( балки, балочні плити ), що згинаються, та підсилюються нарощуванням**

При підсиленні конструкції нарощуванням зверху (рис. 6.2) товщина нарощування d2 визначається з умови, щоб кількість наявної арматури *Аs1* була достатньою при збільшеному згинаючому моменті в прольоті конструкції.

Перевірка міцності перетину, показаного на рис. 6.2. а, проводиться залежно від положення межі стислої зони:

а) якщо межа проходить в полиці, тобто дотримується умова

 ( 6.5 )

розрахунок проводиться як для конструкції прямокутного перетину шириною виконаною з бетону одного класу з умови

  ( 6.6 )



***bf***

***bf***

Рис. 6.2. Поперечний перетин балки, що підсилюється нарощуванням бетону стислої зони

При цьому висота стислої зони *х* визначається по формулі

  ( 6.7 )

б) якщо умова ( 5.5 ) не дотримується ( мал. 5.2, а ), розрахунок проводиться з урахуванням різних бетонів в стислій зоні конструкції, тобто з умови



 ( 6.8 )

Висота стислої зони *х* визначається по формулі

  ( 6.9 )

Перевірка міцності перетину, показаного на мал. 6.2. б, проводиться залежно від положення межі стислої зони:

а) якщо межа стислої зони проходить в полиці, тобто дотримується умова (6.5), розрахунок проводиться як для конструкції прямокутного перетину шириною — див. вище;

б) якщо межа стислої зони проходить в ребрі (мал. 6.2. б), тобто умова ( 6.5 ) не дотримується, розрахунок виконується з умови ( 6.10 )

(6.10)

Висота стислої зони *х* визначається по формулі

  ( 6.11 )

## Визначення навантажень та впливів

З першого січня 2007р. введено в дію нові норми [ДБН В.1.2-2:2006.], що встановлюють основні положення та правила визначення навантажень, впливів, а також їх сполучень. Норми розповсюджуються на проектування будівельних конструкцій новобудов та будівель, що реконструюються.

Під час обстеження уточнюються навантаження та впливи на будівлі та споруди, які реконструюють. При цьому виявляється режим роботи кранів, агресивність виробничого середовища, місця накопичування пилу, його масу.

**Постійні навантаження.** Характеристичне значення ваги несучих та захисних конструкцій визначають, як правило, за даними обмірювання та густини *ρ* матеріалів. Для залізобетону густина приймається рівною *ρ*=2500кг/м3, для сталі — *ρ* =7850кг/м3, для цегляної кладки — *ρ*=1800кг/м3. Характеристичні значення навантаження від ваги 1м2 найбільш розповсюджених конструктивних елементів будівель наведені в табл.

додатка .

Граничні розрахункові значення навантажень від ваги конструкцій та ґрунтів визначають за формулою:

 , ( 6.12)

де

*F0* — характеристичне значення навантаження,

*γfm* — коефіцієнт надійності за граничним навантаженням, що визначається за табл. додатка.

Експлуатаційні розрахункові значення того ж навантаження визначаються за формулою

 , ( 6.12)

де:

*γfe*=1 — коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням.

Граничні розрахункові значення навантажень використовуються для перевірки конструкцій на міцність та стійкість, експлуатаційні розрахункові значення — для перевірки жорсткості (деформацій) конструкцій.

У додатку наведено збір навантажень на 1м2 покрівлі (табл. 4), горищного перекриття, (табл. 5), міжповерхового перекриття (табл. 3) та суміщеного покрівельного покриття (табл. 6).

**Змінні тривалі навантаження.** До змінних тривалих навантажень належать вага стаціонарного устаткування з його заповненням рідинами та сипкими матеріалами. Характеристичне значення ваги обладнання слід визначати на основі стандартів, каталогів, за паспортними даними заводів-виробників. Граничне розрахункове значення від ваги обладнання визначається за формулою

 , ( 6.13)

де:

*Q0* — характеристичне значення навантаження,

*γfm* — коефіцієнт надійності за граничним навантаженням від ваги устаткування, значення якого наведенні у табл. додатка .

Під час обстеження промислових будівель нерідко виявляють значні відкладення виробничого пилу. Характеристичне значення навантаження на 1м2 поверхні покрівлі від виробничого пилу визначається за формулою

 , ( 6.14)

де:

*t* — визначенна прямим замірюванням товщина шару виробничого пилу,

*ρ* — густина пилу, яка може складати 400…100 кг/м3.

**Змінні короткочасні навантаження.** У табл. додатка наведено характеристичні значення навантажень *q0* на перекриття житлових та громадських будівель. До короткочасних належать граничне *qm* та експлуатаційне *qe*навантаженя, значення обчислюють за формулами

 , ( 6.15)

 . ( 6.16)

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням *γfm*=1,3 при характеристичному значені *q0*<2кН/м2, γfm=1,2 при характеристичному значені *q0*≥2кН/м2. Коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням *γfe*=1.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття розраховується за формулою

 , ( 6.17)

де:

 *s0* — характеристичне значення снігового навантаження, визначається залежно від снігового району за картою [4]. Для деяких населених пунктів України характеристичне значення снігового навантаження наведені в табл. додатка.

Коефіцієнт *С* визначається за формулою

 , ( 6.18)

де:

*µ* — коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, залежить від кута уклону покрівлі; якщо кут уклону покрівлі *α*<25°, то *µ*=1; якщо *α*>60°, то *µ*=0, проміжні значення *µ* визначаються лінійною інтерполяцією.

Коефіцієнт *Се* враховує режим експлуатації покрівлі. При визначенні снігового навантаження для неутеплювальних покриттів цехів з підвищеним тепловиділенням з уклоном покрівлі більше 3% та із забезпеченням належного відведення талої води *Се* приймають 0,8. За відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт Се допускається приймати рівним 1.

Коефіцієнт *Calt* враховує висоту *H* (в кілометрах) розміщення об’єкта будівництва над рівнем моря і визначається за формулою

 , ( 6.19)

при *Н*<0,5км, *Calt* =1.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження *γfm* визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності *Т* за табл. 6.2 Проміжні значення коефіцієнта *γfm* визначають лінійною інтерполяцією.

 Таблиця 6.2

 Значення коефіцієнта *γfm* для снігового навантаження

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *Т*, років | 1 | 5 | 10 | 20 | 40 | 50 | 60 | 80 | 100 | 150 | 200 | 300 | 500 |
| *γfm* | 0,24 | 0,55 | 0,69 | 0,83 | 0,96 | 1,00 | 1,04 | 1,10 | 1,14 | 1,22 | 1,26 | 1,34 | 1,44 |

Для об’єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності *Т* приймати рівним встановленому строку експлуатації конструкцій *Тef*. Приблизні строки експлуатації будівель та споруд *Тef* наведені в табл. додатка.

Під час розрахунків підсилення конструкцій будівель, що експлуатуються, значення *Т* можна визначати за формулою

 , ( 6.20)

де:

*Т0* — строк служби будівлі, що реконструюється, до підсилення.

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою

 , ( 6. 21)

де:

*γfe* — коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження, визначається за табл. 6.3 залежно від частки часу *η*, протягом якої можуть порушуватись умови другого граничного стану.

Проміжні значення коефіцієнта *γfe* слід визначати лінійною інтерполяцією. Значення *η* приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування в залежності від їх призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об’єктів масового будівництва допускається приймати *η*=0,02.

 Таблиця 6.3

Значення коефіцієнта *γfe* для снігового навантаження

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *η* | 0,002 | 0,005 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 1 |
| *γfe* | 0,88 | 0,74 | 0,62 | 0,49 | 0,40 | 0,34 | 0,28 | 0,10 |

За граничними значеннями снігового навантаження *sm* визначають граничні зусилля в конструкції, які використовують для перевірки міцності та стійкості. Експлуатаційне значення снігового навантаження використовують для перевірки жорсткості конструкцій.

Вітрове навантаження також є змінним, для нього встановлено два розрахункових значення. Граничне розрахункове значення обчислюється за формулою

 , ( 6.22)

експлуатаційне значення за формулою

 , ( 6.23)

де:

 *w0* — характеристичне значення вітрового навантаження, визначається залежн від вітрового району за картою [4]. Для деяких населених пунктів України характеристичне значення вітрового навантаження наведено в табл. додатка.

Коефіцієнт *С* визначається за формулою

 , ( 6.24)

де:

*Caer* — аеродинамічний коефіцієнт, який залежно від форми споруди може мати значення:

* коефіцієнта зовнішнього впливу *Се*, який враховують при визначені вітрового тиску, який прикладений нормально до зовнішньої поверхні будівлі;
* коефіцієнта внутрішнього впливу *Сі*, який враховується при визначені вітрового тиску, який прикладений нормально до внутрішньої поверхні будівлі з проникаючим огородженням, з прорізами, що відчиняються чи відчинені постійно;
* коефіцієнта лобового тиску *Сх* і коефіцієнта поперечної сили *Су*, які враховуються для окремих конструкцій при визначені складових загального опору тіла, що діють у напрямку вітрового потоку (*Сх*) або перпендикулярно вітровому потоку (*Су*);
* коефіцієнта тертя *Сf*, який враховують при визначені сил тертя, що спрямовані за дотичною до зовнішньої поверхні.

Значення аеродинамічного коефіцієнта зовнішнього впливу *Се* для будівель з двоскатним покриттям наведені в табл. додатка. Для будівель з іншими видами покриттів значення аеродинамічних коефіцієнтів наведені в додатку [4].

Коефіцієнт *Сh* враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти конструкції або її частини, що розглядається, над поверхнею землі *Z*, типу навколишньої місцевості та визначається за мал. 9.2 [4]. Наближені значення *Ch*, отримані за графіком мал. 9.2 [4], наведені в табл. додатка.

Коефіцієнт *Calt* враховує географічну висоту *Н* розміщення об’єкта будівництва над рівнем моря. Для об’єктів розміщених у гірській місцевості (*H*>0,5км), значення коефіцієнта *Calt* обчислюється за формулою

 , ( 6.25)

при *H*<0,5км *Calt* =1.

Коефіцієнт *Crel* враховує мікрорельєф місцевості поблизу ділянки, на якій розміщено об’єкт будівництва. Якщо рельєф місцевості спокійний, *Crel* =1; якщо об’єкт будується на пагорбі чи схилі, значення *Crel* визначають за вказівками норм [4].

Коефіцієнт *Cdir* враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямом вітру. Для більшості випадків *Cdir*=1. Значення *Cdir*, відмінне від одиниці допускається враховувати за умови спеціального обґрунтування лише для відкритої рівнинної місцевості.

Коефіцієнт динамічності *Cd* враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження та просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Для будівель із залізобетонним каркасом та цегляних будівель значення коефіцієнта динамічності *kd* визначається за графіком мал. 6.3, а; для будівель зі сталевим каркасом — за графіком мал. 6.3, б. Вказані на графіках ширина та діаметр прийняті в перерізі, що перпендикулярний вітровому потоку. Значення *Cd* необхідно приймати за лівою кривою відповідного графіка.

У випадку, коли *Cd* >1,2 необхідно виконати спеціальний динамічний розрахунок.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження *γfm* визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності *Т* за табл. 6.4.

Проміжні значення *γfm* необхідно визначати лінійною інтерполяцією. Для об’єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності *Т*

|  |  |
| --- | --- |
| а)  | б) |

Мал. 6.3 — Значення коефіцієнта динамічності *Cd*:

а — кам’яні будівлі та будівлі із залізобетонним каркасом;

б — будівлі зі сталевим каркасом.

 Таблиця 6.4

 Значення коефіцієнта *γfm* для вітрового навантаження

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *Т*, років | 5 | 10 | 15 | 25 | 40 | 50 | 70 | 100 | 150 | 200 | 300 | 500 |
| *γfm* | 0,55 | 0,69 | 0,77 | 0,87 | 0,96 | 1,00 | 1,07 | 1,14 | 1,22 | 1,28 | 1,35 | 1,45 |

приймати рівним встановленому терміну експлуатації конструкцій *Tef* . Приблизні терміни експлуатації будівель та споруд *Tef* наведені у табл. додатка.

Під час розрахунку підсилення конструкцій будівель, що експлуатуються, значення *Т* можна визначати за формулою

 , ( 6.26)

Де:

*Т0* — термін служби будівлі, що реконструкції, до підсилення.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

 , ( 6.27)

де:

*γfe* — коефіцієнт надійності за еквівалентним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначається за табл. 6.5 залежн від частки часу *η*, протягом якої можуть порушуватись умови другого граничного стану.

 Таблиця 6.5

Значення коефіцієнта *γfe* для вітрового навантаження.

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *η* | 0,002 | 0,005 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 1 |
| *γfe* | 0,42 | 0,33 | 0,27 | 0,21 | 0,18 | 0,16 | 0,14 | 0,09 |

Проміжні значення коефіцієнта *γfe* — необхідно визначати лінійною інтерполяцією.

Значення *η* приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їх призначення, відповідальності та наслідків виходу за межі граничного стану. Для об’єктів масового будівництва допускається приймати *η* =0,002.

**Контрольні питання.**

1. Причини підсилення залізобетонних конструкцій.
2. Основні способи підсилення залізобетонних конструкцій.
3. Основні види розвантажуючих елементів.
4. Гнучкі розвантажуючі елементи.
5. Основні види підсилення бетоном і залізобетоном.
6. Посилення конструкцій установкою розпірок.
7. Розрахунок підсилюваних залізобетонних конструкцій.
8. Міцність перетинів, нормальних до подовжньої осі конструкції
9. Конструкції ( балки, балочні плити ), що згинаються, та підсилюються нарощуванням
10. Постійні навантаження
11. Змінні тривалі навантаження
12. Змінні короткочасні навантаження

##  Визначення навантажень та впливів