

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА

А. М. СІРОМЕНКО
КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ
з курсу

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

*(для студентів 4 курсу денної форми
навчання напряму підготовки 6.030601 «Менеджмент»)*

Харків
ХНАМГ
2012

Сіроменко А. М. Конспект лекцій з курсу «Будівельні конструкції» (для студентів 4 курсу денної форми навчання напрямку підготовки 6.030601 «Менеджмент») / А. М. Сіроменко; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва.– Х.: ХНАМГ, 2012. – 66 с.

Автор: А. М. Сіроменко

Рецензент: доц., к.т.н. Н. О. Псурцева

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 4 від 26 грудня 2009 р.

Зміст

1. Вступ, суть залізобетону. Фізико-механічні властивості бетону, арматури, залізобетону. Види арматурних виробів.....	4
2. Методи розрахунку залізобетонних конструкцій. Навантаження на елементи конструкцій. Дві групи граничних станів. Розрахунок і конструювання елементів прямокутного профілю, що працюють на згин.....	11
3. Розрахунок і конструювання елементів таврового профілю, що працюють на згинання. Забезпечення їх міцності по нормальним і похилим перерізам.....	18
4. Проектування стиснутих і розтягнутих елементів.....	24
5. Основи конструювання фундаментів.....	27
6. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Особливості їх роботи та конструювання.....	33
7. Коротка історія розвитку металевих конструкцій. Номенклатура та область застосування металевих конструкцій. Основні властивості та робота матеріалів, що застосовуються у будівельних металевих конструкціях. Сталі, робота сталі під навантаженням.....	37
8. Основи розрахунку металевих конструкцій. Основні положення розрахунку. Навантаження та діяння. Нормативні та розрахункові опори сталі.....	41
9. Метод розрахунку за граничним станом: розтягнутих, стиснутих та згинальних елементів.....	44
10. Зварні з'єднання. Види зварки та їх характеристика. Види зварних з'єднань, класифікація швів та їх характеристика. Болтові з'єднання (заклепочні) та їх конструювання.....	50
11. Балочні конструкції-загальна характеристика. Розрахунок та конструювання центрово стиснутих колон. Компоновка конструкцій ферм, область застосування.....	58
Список джерел.....	66

1. ВСТУП, СУТЬ ЗАЛІЗОБЕТОНУ. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ, АРМАТУРИ, ЗАЛІЗОБЕТОНУ. ВИДИ АРМАТУРНИХ ВИРОБІВ

Протягом тисячоліть людство поступово розвивало будівельну справу, удосконалювало своє житло та споруджувало більш складні, унікальні будови, основою міцності яких були несучі будівельні конструкції. Давні зодчі зводили свої споруди без яких-небудь розрахунків, спираючись тільки на накопичений століттями досвід і за існуючими зразками.

Аж до 19ст. у будівництві використовувались в основному тільки кам'яні конструкції. Поступово в будівництві й архітектурі затверджуються раціональні ідеї використання будівельних матеріалів і конструкцій, вільний вибір стилю та застосування національних особливостей, традицій. Широко впроваджується цегляна архітектура, залізобетон, нові форми сталевих конструкцій у мостах та громадських будівлях.

У цей час залізобетонні конструкції є одними з найпоширеніших конструкцій у всіх галузях будівництва. Їх застосовують у промисловій, цивільній, сільсько-господарській, транспортній й інших областях будівництва. Із залізобетонних конструкцій зводяться заводи, будинки, лікарні й школи, мости й тунелі, гідроелектростанції й атомні реактори, греблі, стадіони й манежі, надшахтні споруди й кріплення підземних виробітків, метрополітени, стартові площадки для запуску космічних ракет й аеродромні покриття. Поява залізобетону збігається з періодом прискореного росту промисловості, транспорту й торгівлі в другій половині XIX століття. Вважається, що період виникнення залізобетону (1850-1885 рр.) характеризується появою перших запатентованих конструкцій з армованого бетону у Франції (Ламбо, 1850 р.; Куаньє, 1854 р.; садівник Моньє, 1867-1880 рр.), Англії (Уілкінсон, 1854 р.), США (Гіатт, 1855-1877 рр.).

Перші методи розрахунку ЗБК були запропоновані в 1867 р. Моньє.

У Росії розвиток залізобетону пов'язаний з ім'ям професора Н. А. Белелюбського, що в 1888-1891 р. зробив публічні випробування натурних залізобетонних конструкцій (плит, зводів, труб, мостів і т.п.). Перші залізо-

бетонні конструкції стін будинків були використані в 1879р. Жарінцевим Д. Ф. у м. Батумі (Грузія).

На Україні залізобетонні конструкції починають розвиватися з 1900р. В 1904р. у м. Миколаєві в морському порту був побудований унікальний залізобетонний маяк висотою 40,2 м.

Перші технічні умови на залізобетонні конструкції були видані в Росії в 1908 р.

Поряд із провідними науковими центрами миру м. Харків стає одним з головних міст з розвитку теорії й практики використання залізобетону як нового будівельного матеріалу. В 1928 році в Харкові споруджується унікальна будівля Держпрому із монолітного залізобетону, у будівлі Головпочтамту використовуються перші залізобетонні циліндричні оболонки, працюють спеціальні науково-дослідні інститути й цільові лабораторії.

Залізобетон - комплексний будівельний матеріал, що складається з бетону й арматурної сталі, що сприймає розтягуючі напруги.

Балка, з арматурою, розміщеною в розтягнутій зоні, має несучу здатність, що в 20 разів перевищує несучу здатність бетонної балки.

Залізобетонні елементи, що працюють на стиск, наприклад колони, також армують сталевими стрижнями для підвищення несучої здатності стислого елемента.

Спільна робота бетону й сталевих арматур обумовлюється вигідним сполученням фізико-механічних властивостей цих матеріалів:

- 1) при твердінні бетону між ним і сталеві арматурою виникають значні *си-ли зчеплення*;
- 2) бетон захищає арматуру від корозії, а також від безпосередньої дії вогню;
- 3) сталь і бетон мають близькі за значенням коефіцієнти температурного розширення, тому при змінах температури в межах до 100°C у обох матеріалах виникають несуттєві початкові напруження; ковзання арматури у бетоні не спостерігається.

До позитивних властивостей залізобетону відносять: міцність із часом, на відміну від інших матеріалів, зростає, а сталь у бетоні захищена від корозії; довговічність, малі експлуатаційні витрати, вогнестійкість, стійкість проти атмосферних впливів, можливість застосування місцевих будівельних матеріалів, простота виготовлення конструкцій, малі експлуатаційні витрати на утримання будинків і споруд й ін.

До негативних властивостей залізобетону відносяться: велика об'ємна вага, звукопроникність, теплопровідність, додаткові трудовитрати на твердіння бетону в часі, улаштування опалубки, що підвищує загальну трудомісткість виготовлення залізобетонних конструкцій.

Бетон і його основні властивості.

Бетон є основним складовим елементом залізобетонної конструкції. Він являє собою штучний кам'яний матеріал, що добре працює на стиск, але дуже слабо опирається розтягненню. На розтягання бетон працює в 10-20 разів слабкіше, ніж на стиск. Тому в розтягнутих зонах і встановлюється металева арматура, що сприймає розтяжні зусилля.

Структура бетону складається, як правило, з великого заповнювача, дрібного заповнювача (піску) та в'язучого (цемент, вапно, полімерні матеріали) і води. У кінцевому вигляді після затвердіння бетон являє собою псевдотверде тіло, у якому присутні три фази стану речовини: тверда, рідка й газоподібна.

Бетони підрозділяють з ряду ознак:

а) *за структурою* – щільної структури, у яких простір між зернами заповнювача зайнято затверділим в'язучим; великопористий, у яких немає піску або його дуже мало; поризовані, у яких створюється додаткова пористість в'язучого; чарунковий, у яких створюються тільки штучні пори; дрібнозернисті, у яких немає великого заповнювача й інших;

б) *за величиною середньої щільності*: особливо важкі $\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$, важкі $2200 \leq \rho \leq 2500 \text{ кг/м}^3$, полегшені $1800 \leq \rho \leq 2200 \text{ кг/м}^3$, легкі $500 \leq \rho \leq 1800 \text{ кг/м}^3$;

в) *по виду заповнювача* – граніт, гравій, черепашник, керамзит, шлаки й ін.

г) *по зерновому составу* – грубозернистий і дрібнозернистий;

д) за умовами твердіння – природного або із застосуванням тепло вологої обробки;

е) по виду в'язучого – цементні, вапняні, полімер-цементні, гіпсові й комбіновані.

У нормативних документах і проектній практиці використовуються скорочені найменування бетонів:

Важкі бетони – на щільних заповнювачах, крупнозернисті з величиною $\rho = 2200 \div 2500 \text{ кг/м}^3$;

Дрібнозернисті – щільної структури (групи А, Б, В), середньою щільністю $\rho > 1800 \text{ кг/м}^3$;

Легкі – бетони щільної й поризованої структури на пористих природних або штучних заповнювачах, середньою щільністю $\rho = 500 \div 1800 \text{ кг/м}^3$.

Чарункові – бетони на вапняному в'язучому з поризованою структурою, $\rho = 300 \div 500 \text{ кг/м}^3$.

Міцність бетонів – його здатність пручатися впливу зовнішніх сил, не руйнуючись.

Міцність залежить від багатьох факторів: марки й виду цементу, водоцементного відношення, виду й міцності великих заповнювачів, структури бетону. Міцність бетону зростає із часом. Наростання міцності найбільш інтенсивно відбувається в початковий період твердіння бетону, у перші 28 діб. Надалі вона сповільнюється, але триває ще протягом декількох років.

Величину міцності бетону оцінюють на підставі результатів випробувань зразків спеціальної форми (кубів, циліндрів, призм) і спеціальних розмірів, регламентованих у різних країнах своїми нормами.

Поряд з кубиковою (R) та призменою міцністю (R_b) для бетонів дуже важливо знати інші характеристики міцності й у першу чергу міцність бетону на розтяг R_{bt} . Крім основних міцнісних параметрів R , R_b , R_{bt} існує й ряд інших параметрів, що характеризують ті або інші властивості бетону: міцність бетону при зрізі й сколюванні, міцність бетону при тривалій дії навантаження, міцність при

багаторазово повторному навантаженні, динамічна міцність бетону, опір бетону проникаючої радіації й інших.

Установлено наступні класи за міцністю на осьовий стиск для важких бетонів: *B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B30; B40; B45; B50; B55; B60*. При цьому під класом бетону на осьовий стиск мається на увазі характеристика міцності одержана при стиску зразків розміром 15x15x15см, витриманих у нормальних умовах і випробуваних у віці 28 діб зі ступенем надійності результатів не менш 95%.

Деформативність бетонів - властивість змінювати розмір і форму під впливом силових впливів і несилових факторів.

Бетон має властивість змінювати розмір і форму під впливом зовнішніх навантажень і температурно-вологих факторів, що виникають у результаті взаємодії бетону із зовнішнім середовищем.

Слід зазначити ще дві специфічні властивості деформування бетонів - це усадку й повзучість.

Під усадкою розуміють властивість бетону зменшуватися в обсязі в часі під впливом зовнішнього температурно-вологого середовища. Процес усадки пов'язаний з фізико-хімічними процесами, що виникають при твердінні бетону й з випаром води, що перебуває в порах бетону. Усадка підвищує зчеплення бетону з арматурою, викликаючи її стиск, а в бетоні розтягання. Нерівномірність розвитку усадочних деформацій викликає появу в бетоні тріщин.

Якщо прикласти до бетону постійно діюче тривале навантаження, то в бетоні із часом деформації не стабілізуються, а продовжують розвиватися. Явище збільшення деформацій у часі без зміни прикладеного навантаження зветься повзучістю бетону. Дана властивість особливо інтенсивно проявляється в молодому віці бетону й згасає із часом. Всі процеси, що відбуваються в бетоні із часом називаються реологічними процесами. Деформації повзучості залежать від дуже багатьох факторів й, зокрема, від вологості навколишнього середовища, величини водоцементного відношення, кількості цементу, рівня напруженого стану й багатьох інших факторів.

Арматура.

Арматура в залізобетонних конструкціях встановлюється переважно для сприйняття зусиль розтягу і посилення бетону стислих зон конструкцій. Необхідну кількість арматури визначають розрахунком елементів конструкцій на навантаження й впливи.

Механічні властивості арматурної сталі.

Характеристики міцності й деформації арматурної сталі встановлюють за діаграмою $\sigma_s = \epsilon E$, одержаною з випробування зразків на розтяг. (мал. 1а).

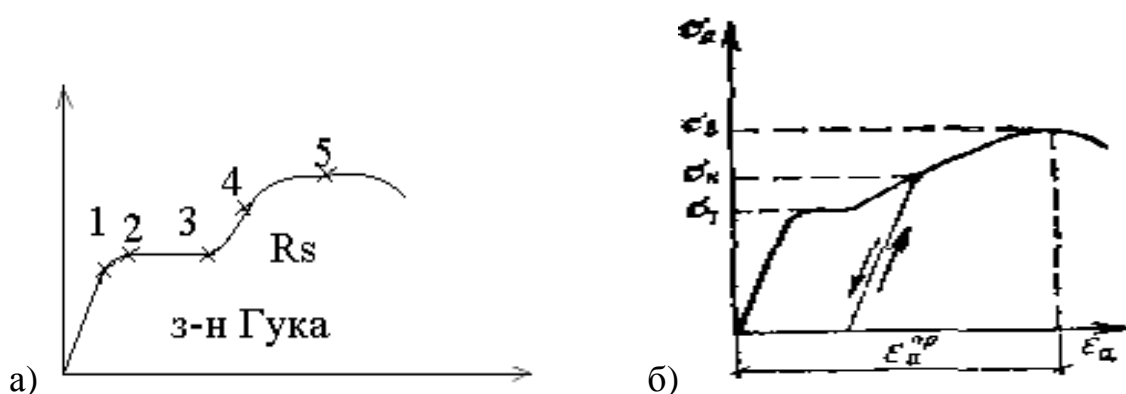


Рис 1 - Діаграми розтягу.

- (0-1 ділянка лінійної пропорційності в його межах дотримується закон Гука;
- 1-2 утворення шийки текучості;
- 2-3 площадка текучості;
- 3-4 перекристалізація кристалічних ґрат сталі, що підвищує її опір зростаючим навантаженням зміцненої сталі;
- 4-5 наростання напруг і деформацій аж до повного руйнування зразка;
- т.5 тимчасовий опір арматурної сталі)

Горячекатана арматурна сталь із площадкою текучості на діаграмі (м'яка сталь) має значне подовження після розриву, до 25% (мал. 1б). Напруга, при якій деформації розвиваються без помітного збільшення навантаження, називається фізичною границею текучості арматурної сталі σ_s , напруга, що безпосередньо передуює розриву, зветься тимчасовим опором арматурної сталі σ_u .

Арматуру класифікують за наступними ознаками:

1. *Залежно від технології виготовлення* сталеві арматури залізобетонних конструкцій підрозділяють на:

- гарячекатану стрижневу;
- холоднотягнуту дротову($\varnothing = 6..40\text{мм}$).

2. *Залежно від способу наступного зміцнення* гарячекатана арматура може бути:

- *термічно зміцненою* - піддана термічній обробці;
- *зміцненою витяжкою* - піддана витяжці в холодному стані.

3. *За формою поверхні* арматура може бути:

- періодичного профілю;
- гладкою.

4. *За способом застосування* при армуванні залізобетонних елементів розрізняють:

- *напружувану* арматуру, що зазнає попереднє напруження;
- *ненапружувану* арматуру.

5. *За призначенням*:

- *робоча*;
- *конструктивна* – для рівномірного розподілу зусиль між стрижнями робочої арматури, для сприйняття навантажень від усадки, температури або повзучості;
- *монтажна* – використовується для фіксації робочої й конструктивної арматури у виробі, а також для здійснення транспортно-монтажних операцій з виробами.

Жорстка арматура у вигляді прокатних двотаврів, швелерів, кутків до отвердіння бетону працює як металева конструкція на навантаження від власної маси, маси опалубки, що підвішена до неї, і свіжоукладеної бетонної суміші. Вона може бути доцільною для монолітних великопролітних перекриттів, сильно завантажених колон нижніх поверхів багатоповерхових будинків й ін. *Гнучка* – у вигляді стрижнів, дроту.

Арматурний прокат виготовляють таких класів:

- A240 – із гладким профілем (границя текучості 240 Н/мм^2);
- A400С, A500С, A600, A600С, A600ДО, A800, A800К и A1000 - з періодичним профілем.

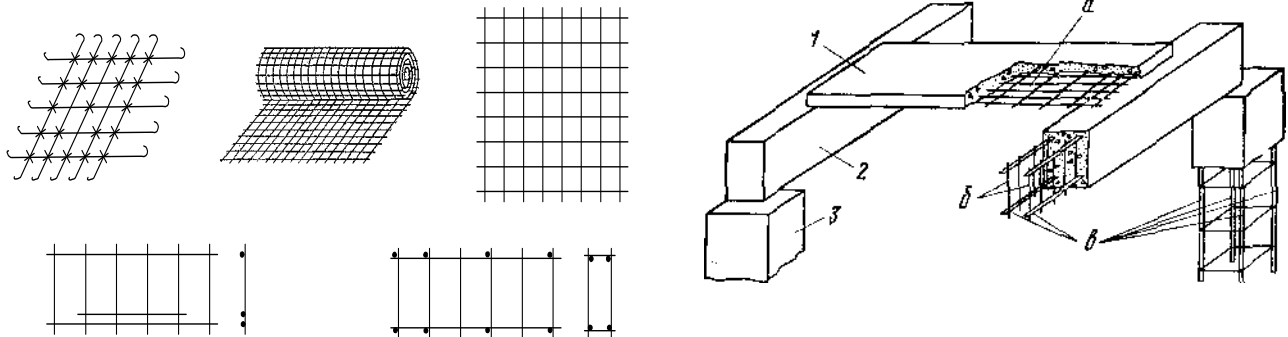


Рис. 2 - Арматурні вироби.

1-плита, 2-балка, 3-колона; а) стрижні сітки; б) поперечні стрижні; в) повздовжні стрижні

Робочу й монтажну арматури поєднують в арматурні вироби - каркаси, сітки. Каркаси (пласкі і просторові), які розміщують у залізобетонних елементах відповідно до характеру їхньої роботи під навантаженням (рис.2.).

2. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ. НАВАНТАЖЕННЯ НА ЕЛЕМЕНТИ КОНСТРУКЦІЙ. ДВІ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ПРЯМОКУТНОГО ПРОФІЛЮ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИНАННЯ

Перші методи розрахунку ЗБК були запропоновані в Росії наприкінці ІХХ ст. професором Белелюбським. Цей метод був механічно перенесений з опору матеріалів, де дотримувалися 2 основні гіпотези:

- гіпотеза прямої пропорційності
- гіпотеза плоских перерізів.

ЗБК, розраховані за цим методом виходили дуже масивними й неекономічними.

I. Метод розрахунку міцності перетинів елементів, що згинаються, за допустимими напруженнями, що історично сформувався першим; у ньому за основу взята стадія II напружено-деформованого стану й прийняті наступні допущення:

I. Метод розрахунку міцності перетинів елементів, що згинаються, за *допустимими* напруженнями, що, історично сформувався першим; у ньому за основу взята стадія II напружено-деформованого стану й прийняті наступні допущення:

- бетон розтягнутої зони не працює, що розтягує напруга сприймається арматурою;
- бетон стислої зони працює пружно, залежність між напруженням й деформаціями лінійна відповідно до закону Гука;
- нормальні до поздовжньої осі перерізи плоскі до вигину залишаються плоскими після вигину, тобто гіпотеза плоских перерізів.

Як наслідок цих допущень, у бетоні стислої зони приймається трикутна епюра напружень і постійне значення відношення модулів пружності матеріалів. Розглядається приведений однорідний переріз у якому площа перетину арматури F_a замінюється площею перетину бетону, рівної $n \cdot F_b$.

Основний недолік методу розрахунку перетинів за допустимими напруженнями, полягає в тому, що бетон розглядається як пружний матеріал. Дійсний розподіл напружень в бетоні за перерізом в стадії II не відповідає трикутній епюрі напружень. Установлено, що дійсні напруження в арматурі менше обчислених.

II. На початку XX століття професор Лоллейт у розвитку попереднього методу запропонував метод розрахунку ЗБК за *руйнуючими зусиллями*. Сутність методу полягає в принципі Лоллейта: «ЗБК будуть раціональні й економічні в тому випадку, якщо їх навантажувати до руйнування, а руйнування буде відбуватися одночасно по стислому бетоні й по розтягнутій арматурі».

Переваги:

- менш масивні конструкції;
- є можливість міняти перетин конструкцій по висоті (робити порожнечі).

Недолік - єдиний коефіцієнт запасу для всіх компонентів ЗБК.

III. Починаючи з 1962р. використовується метод розрахунку за *граничними станами*. Суть методу в тім, що конструкції розглядаються в її граничному стані, тобто в момент її руйнування.

При розрахунку вводиться 4 гр. коефіцієнтів запасу: коефіцієнт надійності з навантаження γ_f ; за призначенням γ_n ; за бетоном і сталлю γ_b, γ_s ; умови роботи γ_{bi}, γ_{si} .

Граничними вважаються стани, при яких конструкції втрачають здатність опиратися зовнішнім навантаженням і впливам або одержують неприпустимі переміщення або місцеві ушкодження. Існують дві *групи граничних станів*. Види граничних станів, розглянутих у теорії граничної рівноваги:

1. Розрахунок за міцністю (несучої здатності) виконується завжди й використовується для підбору перетину залізобетонного елемента.
2. Розрахунок за придатністю до нормальної експлуатації. Виконується тоді, коли в елементі неприпустимо або обмежена поява тріщин.

Навантаження на елементи.

Під час монтажу і експлуатації на конструкції діють різні навантаження, зумовлені власною масою конструкцій та деталей, масою снігу та ожеледі, технологічним обладнанням та масою матеріалів, що зберігаються, температурними та сейсмічними впливами тощо. Числові та якісні характеристики навантажень визначають за нормативними документами (наприклад, ДБН В.1.2-2:2006).

Основними характеристиками навантажень і впливів є їхні нормативні значення P_n , які відповідають нормальним умовам виготовлення, монтажу та експлуатації. Можливі несприятливі відхилення значень навантажень від нормативних враховують за допомогою коефіцієнтів надійності щодо навантажень

γ_f , які також приймають згідно з нормами. Розрахункові значення навантажень P обчислюють за рівнянням:

$$F = F_n \cdot \gamma_f.$$

Значення коефіцієнта γ_f залежить від мінливості даного навантаження. Наприклад, порівняно з проектними (нормативними) значеннями маса ізоляційних шарів, виконаних в умовах будівельного майданчика, може змінюватися у ширших межах, ніж тих самих шарів, виконаних у заводських умовах. Тому в першому випадку значення коефіцієнта надійності щодо навантаження вищі, ніж у другому (відповідно $\gamma_f = 1,3$ і $\gamma_f = 1,2$).

Це ж стосується маси несучих конструкцій, які загалом мають менші відхилення маси, ніж ізоляційні шари. Найменші відхилення спостерігаються для металевих конструкцій, що виготовляються на основі прокатних профілів чи листів з найменшими допусками до лінійних розмірів. У цьому випадку $\gamma_f = 1,05$. Для залізобетонних конструкцій, допуски на розміри яких ширші, значення коефіцієнта вище: $\gamma_f = 1,1$. Найвища мінливість характерна для навантажень, зумовлених атмосферними явищами — вітром, снігом. Відповідно найвищими є значення $\gamma_f = 1,4 \dots 1,6$ (ДБН В.1.2-2:2006). Високими є також значення коефіцієнта надійності для навантажень, які виникають під час транспортування і монтажу конструкцій.

Згідно з нормами навантаження класифікують за тривалістю їх дії. Ті, що діють на конструкцію безперервно з часу її виготовлення (власна маса, зусилля попереднього напруження, тиск ґрунту тощо), називають *постійними*. Навантаження, які діють лише певний час, називаються *тимчасовими*. У свою чергу, за тривалістю дії тимчасові навантаження поділяють на *довготривалі* (від маси технологічного обладнання, тиску газів, рідин, сипких матеріалів, що зберігаються у складських приміщеннях, тощо) та *короточасні* (від тиску вітру, зміни

температури, дії кранів, ті, які виникають при транспортуванні, ремонтних роботах, випробуваннях тощо).

Навантаження, що виникають тільки у певних умовах (сейсмічні впливи, впливи при аваріях технологічного обладнання, різкому осіданні ґрунтів, обривах тягових канатів тощо), називають *особливими*.

При одночасній дії кількох навантажень розрахунок конструкцій виконують на дію найнесприятливішого їх поєднання. При цьому, враховуючи ймовірність одночасної дії найневигодніших значень окремих навантажень, вводять як множник при навантаженнях коефіцієнт поєднання ψ (див. ДБН В.1.2-2:2006).

Для визначення розрахункових зусиль у конструкціях нормами встановлено два розрахункових поєднання навантажень:

- основне поєднання складається з постійних, довготривалих і короткочасних навантажень, дія яких є несприятливою;
- особливе поєднання містить несприятливі постійні, довготривалі, короткочасні та одне найнесприятливіше (з кількох можливих) особливе навантаження.

Коефіцієнт поєднання визначають залежно від тривалості дії навантаження першого виду, поєднання згідно з нормативними документами (ДБН В.1.2-2:2006).

Досліди з різними залізобетонними елементами, що згинаються, позацентрово розтягнуті, позацентрово стиснуті із двозначною епюрою напружень - показали, що при поступовому збільшенні зовнішнього навантаження можна спостерігати три характерні стадії напружено-деформованого стану:



Рис. 3 а - Розподіл напружень у перерізі

Стадія I. До появи тріщин у бетоні розтягнутої зони, коли напруги в бетоні менше тимчасового опору розтягання, розтягуючи зусилля сприймаються арматурою й бетоном спільно. Залежність між напругами й деформаціями лінійна й епюри нормальних напружень у бетоні стислої й розтягнутої зон перерізу трикутні. Зі збільшенням навантаження на елемент у бетоні розтягнутої зони розвиваються не пружні деформації, епюра напружень стає криволінійною, напруження наближається до межі міцності при розтязі. Цим характеризується кінець стадії I. При подальшому збільшенні навантаження в бетоні розтягнутої зони утворюються тріщини, настає новий якісний стан.

Стадія II. - після появи тріщин у бетоні розтягнутої зони, коли розтягуючи зусилля в місцях, де утворилися тріщини, сприймаються арматурою й ділянкою бетону над тріщиною, а на ділянках між тріщинами - арматурою й бетоном спільно. Кінець стадії II характеризується початком помітних не пружних деформацій в арматурі.

Стадія III, або стадія руйнування. Напруження в арматурі досягають умовної границі текучості, напруження в бетоні стислої зони під впливом зростаючого прогину елементу й скорочення висоти стислої зони також досягають тимчасового опору стиску. Руйнування залізобетонного елемента починається по арматурі розтягнутої зони й закінчується дробленням бетону стислої зони. Таке руйнування носить пластичний характер, його називають випадком 1.

Якщо елемент у розтягнутій зоні армований високоміцним дротом з малим відносним подовженням при розриві ($\sim 4\%$), то одночасно з розривом дроту відбувається й роздроблення бетону стислої зони, руйнування носить тендітний характер, його також відносять до випадку 1.

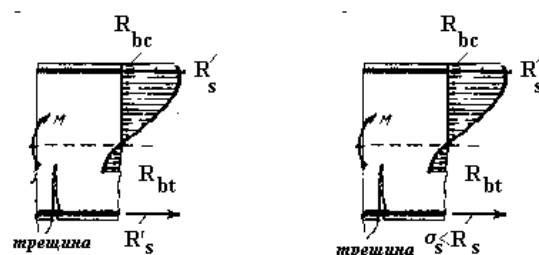


Рис. 3 б - Розподіл напружень у перерізі

В елементах з надлишковим змістом розтягнутої арматури - переармованих - руйнування відбувається по бетону стислої зони, перехід зі стадії II у стадію III відбувається раптово. Руйнування переармованих перетинів завжди носить тендітний характер при неповному використанні розтягнутої арматури; його називають випадком 2.

Розрахунок елементів, що згинаються.

Умова міцності елементів, що згинаються, формулюється у вигляді вимоги про те, щоб момент зовнішніх сил не перевершував моменту внутрішніх зусиль.

При розрахунку залізобетонних елементів, що згинаються, приймають 3 гіпотези:

1. Епюра напружень у стислій зоні бетону приймається у вигляді прямокутника;
2. Напряга в бетоні R_b ;
3. Опором розтягнутого бетону над тріщиною зневажають.

x – граничне значення висоти стислої зони, відповідає такому залізобетонному елементу, який буде руйнуватися одночасно по арматурі і бетону.

$$\xi = \frac{x}{h_0} \text{ відносна величина стислої зони}$$

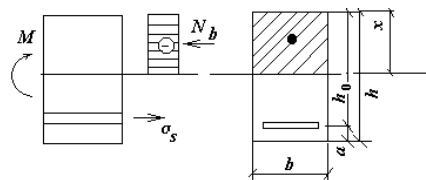


Рис. 4 - Напруги в залізобетонному елементі при згині

Запишемо цю умову щодо осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури:

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right);$$

$$M \leq \sigma_s \cdot A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right);$$

$$R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \sigma_s \cdot A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right).$$

Якщо $\xi \leq \xi_R$, то $\sigma_s < R_s$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{b \cdot R_b}, \quad (x = \xi \cdot h_0);$$

$$M \leq R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0 \cdot \left(h_0 - \frac{\xi \cdot h_0}{2} \right);$$

$$M \leq R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2} \right);$$

$\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = \xi - \frac{\xi^2}{2}$ - безрозмірний момент;

$$M = R_b \cdot h_0^2 \cdot \alpha_m;$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2};$$

$$M = R_s \cdot A_s \left(h_0 - \frac{h_0 \cdot \xi}{2} \right), \quad (\xi = 1 - \frac{\xi}{2});$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0}.$$

3. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИНАННЯ. ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЇХ МІЦНОСТІ ПО НОРМАЛЬНИМ І ПОХИЛИМ ПЕРЕРІЗАМ

Елементи таврового профілю широко застосовуються в практиці промислового, цивільного й сільськогосподарського будівництва. Тавровий перетин мають балки, прогони, підкранові балки, плити покриття, елементи монолітних перекриттів, арки й цілий ряд інших елементів.

Таврові перетини ощадливіші ніж прямокутні, тому що площа стислого бетону при наявності стислої полиці збільшується, а непрацюючого - розтягнутого - скорочується. В основному таврові перетини армують у розтягнутій зоні розрахунковою арматурою, у стислій полиці встановлюють тільки конструктивну арматуру.

У монолітних ребристих перекриттях ширина полки b'_f приймається не більше відстані між поздовжніми ребрами з (рис. 5) і не більше $1/3$ прольоту поздовжнього ребра з додаванням ширини b .

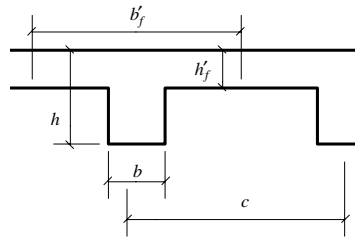


Рис. 5 - Визначення таврового перерізу у монолітному балковому перекритті

Для вільних звисів b'_f обмежується розмірами звисів у кожен бік не більше $6h'_f$ при відношенні $h'_f/h \geq 0,1$, при меншому відношенні величина звису приймається $3 h'_f$.

При розрахунку таврових перетинів розрізняють два характерних випадки, пов'язаних з положенням нейтральної осі. Може бути розташування цієї осі в полці, а може бути в ребрі. Для визначення випадку розрахунку використовують величину несучої здатності полки M_f :

$$M_f = \gamma_{b_2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f).$$

Якщо $M_f > M$, де M – зовнішній момент, тоді нейтральна вісь проходить у полці, і розрахунок виконується як для прямокутного перетину шириною b'_f . Якщо $M_f < M$, тоді нейтральна вісь опускається в ребро, і розрахунок виконується з урахуванням роботи окремо ребра й окремо полиць. У наступних записах γ_{b_2} умовно опускається. Умова міцності для першого випадку розрахунку записується у вигляді: $M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5x)$.

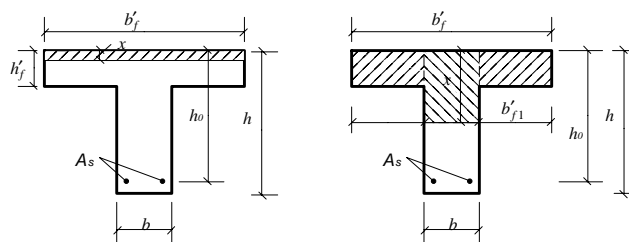


Рис.6 - Розташування нейтральної осі в таврових перетинах (у полці й ребрі)

Положення висоти стислої зони бетону визначається з рівняння:

$$R_b b'_f x = R_s A_s.$$

Для випадку, коли нейтральна вісь перетинає ребро, умова міцності записується у вигляді:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f).$$

Підбір арматури для таврових перетинів виконується в наступній послідовності:

- 1) визначається розташування нейтральної осі за формулою;
- 2) якщо нейтральна вісь проходить у полиці, тоді обчислюється параметр α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2};$$

за цим параметром з таблиці знаходять ζ і ξ ;

- 3) обчислюють площу арматури A_s :

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0};$$

4) якщо нейтральна вісь проходить у ребрі, тоді спочатку визначають величину моменту, що сприймають звиси полиці:

$$M_{f_1} = R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$$

- 5) за цим моментом обчислюють частину робочої арматури A_{s_1} :

$$A_{s_1} = \frac{M_{f_1}}{R_s (h_0 - 0,5h'_f)}$$

- 6) потім визначають другу частину арматури, що відповідає роботі ребра:

$$\alpha_m = \frac{M - M_{f_1}}{R_b b h_0^2}; \text{ по таблиці знаходять } \zeta \text{ і } \xi$$

$$A_{s_2} = \frac{M - M_{f_1}}{\zeta R_s h_0}$$

- 7) визначається сумарна площа арматури:

$$A_s = A_{s_1} + A_{s_2};$$

Розрахунок похилих перерізів (розрахунок поперечної арматури каркасів).

Армування балки виконується звичайно двома каркасами (отже $n=2$), у яких поперечні стрижні поєднують поздовжні робочі й поздовжні монтажні стрижні. Поперечні стрижні призначають конструктивно, мінімально можливого діаметра відповідно до технології контактного електрозварювання.

Крок поперечних стрижнів S_{wI} (на ділянках прилягаючих до опор по довжині не менш $1/4$ прольоту) приймається залежно від висоти балки. При $h \leq 45,0$ см; $S_{w1} \leq \frac{h}{2}$ і $S_{wI} \leq 15,0$ см; при $h > 45,0$ см; $S_{w1} \leq \frac{h}{3}$ і $S_{wI} \leq 30,0$ см; в середній частині прольоту балок $S_{w2} \leq \frac{3}{4}h$; і $S_{w2} \leq 50,0$ см.

Розрахунок залізобетонних елементів за похилими перетинами повинен виконуватись для забезпечення міцності:

а) На дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами;

$$Q_{\max} \leq 0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

Якщо ця умова не дотримується, то збільшуються розміри перетину балки або підвищується клас бетону.

де φ_{wI} - коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури.

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1,3;$$

$$\text{де } \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_{w1}};$$

E_s - модуль пружності поперечної арматури; E_b - початковий модуль пружності бетону; A_{sw} - площа перетину поперечної арматури.

$A_{sw} = A_{swI} \cdot n$; де A_{swI} - площа перетину одного поперечного стрижня;

n - кількість поперечних стрижнів у перетині, S - крок поперечних стрижнів по довжині елемента в зоні дії поперечної сили.

φ_{b1} – коефіцієнт, що враховує вплив міцності бетону:

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,1 R_b \left(R_b \dots \dots \frac{\kappa H}{\text{см}^2} \right)$$

б) Розрахунок на дію поперечної сили по найнебезпечнішому похилому перетині виконується з умови:

$$Q_{\max} \leq Q_b + Q_{sw};$$

Спочатку визначається необхідність розрахунку похилих перетинів з урахуванням армування:

$$Q_{\max} \leq Q_b;$$

Якщо умова виконується, то подальший розрахунок похилих перетинів не робиться, а поперечна арматура встановлюється конструктивно.

де
$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c};$$

і не менш
$$\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

де $\varphi_{b2}=2$; $\varphi_{b3}=0,6$ для важкого бетону;

φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стислих полиць у таврових і двотаврових елементах.

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0},$$

але не більше 0,5;

де $b'_f = b + 3 \cdot h'_f$

c - довжина проекції найнебезпечнішого похилого перетину на поздовжню вісь елемента

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h'_0}{q}};$$

де q - навантаження на елемент (кН/см) при цьому приймається

$$0,6h_0 \leq c \leq 2,5h_0;$$

Далі визначається зусилля в хомутах на одиницю довжини елементу q_{sw} на ділянці, що прилягає до опор із кроком S_{w1}

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_{w1}};$$

При цьому для хомутів, встановлених з розрахунку повинна задовольнятися умова:

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b}{2};$$

У випадку невиконання цієї умови варто збільшити діаметр поперечних стрижнів або зменшити їхній крок.

Граничне зусилля в поперечних стрижнях Q_{sw} визначається за наступною формулою:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0,$$

де c_0 – довжина проекції похилого армованого перетину із тріщиною на вісь елемента:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}};$$

$$h_0 \leq c_0 \leq 2h_0;$$

Несуча здатність армованого за розрахунками елемента визначається як сума Q_b й Q_{sw} і рівняється або більша Q_{max} . В цьому випадку, прийнята поперечна арматура забезпечує несучу здатність похилого перетину.

4. ПРОЕКТУВАННЯ СТИСЛИХ І РОЗТЯГНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

До **стислих елементів** відносяться колони, стійки рам, верхні пояси й стійки залізобетонних ферм, перегородки й стіни будинків, стіни прямокутних резервуарів з покриттям, елементи сільськогосподарських будинків і багато інших конструкцій. У більшості випадків стислі елементи випробовують вплив поздовжньої сили N і згинального моменту M . У цьому випадку говорять про позацентровий стислий елемент. Ексцентриситет $e_0 = M/N$, що з'являється в цьому випадку, називають розрахунковим. Якщо ж момент M відсутній, а впливає тільки стискаюча сила N , тоді даний вид стиску називається з випадковим ексцентриситетом. Розмір випадкового ексцентриситету e_a приймають рівним більшому зі значень: 1/600 довжини елемента й 1/30 висоти перетину елемента, але не менш 1 см.

При розрахунку стислих елементів з'являється небезпека прояву втрати стійкості. Втрата стійкості розглядається 1-го роду, тобто відбувається інтенсивне руйнування стислого елемента від наростання прогинів. У розрахунках це явище оцінюється за допомогою коефіцієнтів φ і η .

Розрахунок умовно центрально стислих елементів.

Умовно центрально стислим елементом називається такий, у якого є тільки стискальне зусилля N , а $M = 0$.

Такі елементи можуть ще називатися стислими елементами з випадковими ексцентриситетами. У літературі існує спрощений метод розрахунку несучої здатності таких елементів. Розрахункова довжина їх не повинна перевищувати $e_0 \leq 20h$, армовані вони симетричною арматурою класів А-240С, А-400С, а перетин має квадратну або прямокутну форму.

Умова міцності для цих елементів має такий вигляд:

$$N = \eta \varphi [R_b A_b + R_{sc} (A_s + A'_s)] ,$$

де N – розрахункова поздовжня сила;

A_b – площа бетону, $A_b = bh$;

A_s й A'_s – верхня й нижня площа арматур;

η – коефіцієнт поперечного переріза, $\eta = 1$ при $h > 200\text{мм}$ й $\eta = 0,9$ при $h \leq 200\text{мм}$;

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, що залежить від гнучкості елемента $\lambda = l_0/h$;

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_s - \varphi_b) \frac{R_{sc} (A_s + A'_s)}{R_b A_b} , \quad (*)$$

при цьому $\varphi_b \leq \varphi_s$; R_{sc} – розрахунковий опір арматур стиску. Значення коефіцієнтів φ_s й φ_b приймається по таблиці «Значення коефіцієнтів φ_s й φ_b залежно від λ і відношення N_l/N .

Послідовність розрахунку арматури при заданих параметрах перетину b й h полягає в наступному. Спочатку задають значення $\eta = \varphi = 1$, потім визначають $(A_s + A'_s)$:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \varphi (R_b + \mu R_{sc})} ;$$

Після цього визначається за формулою (*) значення φ з урахуванням параметрів φ_b й φ_s по таблиці. Потім при отриманому значенні φ , уже не рівному 1, уточнюється сумарна площа A_s й A'_s . По цій площі за сортаментом підбирається конкретна арматура й розподіляється по перетину. Даний метод розрахунку зветься методом послідовних наближень.

При рішенні завдання з одночасного підбору площі бетону й арматури при заданому навантаженні приймають $\eta = \varphi = 1$ і додатково задають коефіцієнт армування $\mu = 0,01$. Одержують площу перетину бетону:

$$A_b = \frac{N}{\eta\varphi(R_b + \mu R_{sc})}.$$

Ця площа служить для призначення розмірів перетину b й h . Розміри приймаються кратними 50 мм. Після чого підбирається площа арматури за вищенаведеною методикою. Максимальний відсоток армування не повинен перевищувати 3%.

Конструктивні особливості стислих елементів.

Колони армують поздовжніми стрижнями $\varnothing 12\text{--}40$ мм, для збірних конструкцій мінімальний \varnothing арматури 16 мм. Клас арматури приймається, А400С. Поперечна арматура виконується зі сталі класу А240С й Вр-I. Діаметр поперечної арматури не менш 5 мм і приймається в межах $0,25d_{\text{прод.}}$, найчастіше діаметр поперечної арматури 6-8 мм. Поздовжні стрижні встановлюють із кроком не більше 400 мм. Тому, якщо з розрахунку досить установити 2 стрижні по одній грані на ширині 500 мм, то за конструктивними вимогами між ними повинен бути встановлений ще один стрижень діаметром 12-16 мм. Мінімальний захисний шар бетону повинен бути не менш діаметра арматури і не менш 20 мм. Поперечна арматура встановлюється з урахуванням умови зварювання різних діаметрів.

Насичення поперечного перерізу поздовжньою арматурою оцінюють коефіцієнтом (або відсотком) армування μ в %. В елементах з випадковим ексцентриситетом $\mu = (A_s + A'_s)/bh$, а в елементах з розрахунковим ексцентриситетом визначається два значення μ : для розтягнутої зони – $\mu = A_s/bh_0$ і для стислої зони – $\mu = A'_s/bh_0$. Оптимальним відсотком армування вважається $\mu = 1\div 2\%$. Мінімальний установлюється залежно від гнучкості елемента. При гнучкості $\lambda < 17$ $\mu_{\min} = 0,05\%$ (для A_s й A'_s), при гнучкості $17 \leq \lambda \leq 35$ $\mu_{\min} = 0,1\%$, при гнучкості $35 \leq \lambda \leq 83$ $\mu_{\min} = 0,2\%$, при гнучкості $\lambda > 83$ $\mu_{\min} = 0,25\%$. Рекомендується максимальне значення $\mu = 3\%$; більший відсоток армування допускається лише при відповідному обґрунтуванні.

При загальному насиченні елемента поздовжньою арматурою більше 3% крок хомутів приймають не більше 300 мм й $10d$.

Позацентрово стислі елементи виконують із бетону класу В15 і вище (включаючи стійки рам, окремі колони й розпірки), при $N \geq 2000$ кН використовують - В25. Перетин колон від 250х250 мм до 500х500мм.

Розтягнуті елементи.

В умовах центрального (осьового) розтягу перебувають затяжки арок, нижні пояси й спадні розкоси ферм, стінки круглих у плані резервуарів для рідин і деякі інші конструктивні елементи. Центрально-розтягнуті елементи застосовують, як правило, попередньо-напружуваними, що є радикальним засобом істотного підвищення їхнього опору утворенню тріщин в бетоні.

Стрижнева робоча арматура, застосована без попереднього напруження, з'єднується по довжині, як правило, на зварюванні; стики внапусток без зварювання допускаються тільки в плитних й стінових конструкціях.

В умовах позацентрового розтягу перебувають стінки резервуара (бункерів) прямокутних у плані, що випробовують тиск від вмісту, нижні пояси безрозкісних ферм.

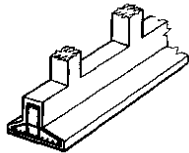
Руйнування центрально-розтягнутих елементів відбувається після того, як у бетоні утворюються наскрізні тріщини й він у місцях тріщин виключається з роботи, а в арматурі напруження досягають межі плинності (якщо сталь має площадку плинності) або тимчасового опору. Несуча здатність центрально-розтягнутого елемента обумовлена граничним опором арматури без участі бетону.

Відповідно до цього міцність центрально-розтягнутих елементів, у загальному випадку:

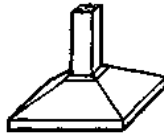
$$N_{sect} = A_s \cdot R_s.$$

5. ОСНОВИ КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

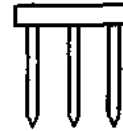
Фундаменти є одним з найголовніших елементів будинку. Наскільки вдало й технічно грамотно запроектовані фундаменти, настільки забезпечується надійність і довговічність експлуатації всього будинку або споруд. Найчастіше фундаменти проектують залізобетонними в монолітному або збірному варіантах. Поряд із цим існують фундаменти цегельні, кам'яні, дерев'яні й навіть металеві.



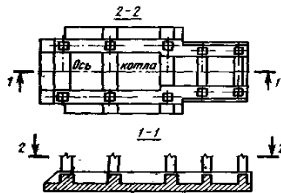
а) стрічкові



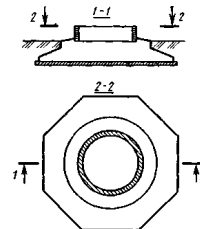
б) окремо варті стовпчасті



в) пальові



г) плитні



д) фундаменти-оболонки

Рис.7 - Різновиди залізобетонних фундаментів

За формою монолітні фундаменти, що сполучають із монолітними колонами: бувають з одним уступом; з багатьма уступами і пірамідальні.

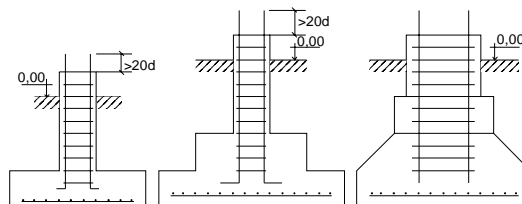
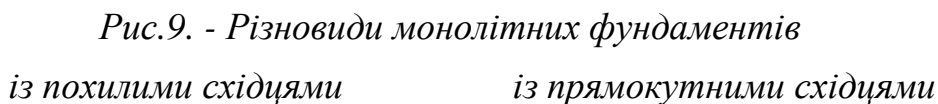


Рис. 8 - Монолітні фундаменти за формою: 1) з одним уступом; 2) з багатьма уступами; 3) пірамідальні

Загальна висота плитної частини фундаменту приймається такою, щоб не було потрібно її армування хомутами й відгинами. Тиск від колон у фундаменті

Монолітні й збірні фундаменти армують у нижній плиті плоскою звареною або в'язаною сіткою (за розрахунковими результатами кількість сіток може бути дві й більше). При розмірах сторони підосви більше 3 м з метою економії сталі можна застосовувати нестандартні зварені сітки, у яких половину стрижнів не доводять до кінця на 1/10 загальної довжини фундаменту.

Збірні залізобетонні фундаменти залежно від їхніх розмірів можуть бути цільними або складовими. Розміри цільних фундаментів у плані коливаються від 1500 до 2100 мм, висота від 600 до 900. Розміри фундаментів прагнуть робити кратними 300 мм. В окремих випадках ці розміри можуть бути кратними 100 мм. Фундаменти виконують із важких бетонів класів В10-В25. Встановлюють їх на піщано-гравійну або бетонну підготовку товщиною 80-100 мм. Мінімальна товщина захисного шару бетону для збірних фундаментів при наявності підготовки становить 30 мм, без підготовки 70 мм.



Збірні колони замурують у спеціальні поглиблення фундаментів. Глибину закладення h_{cm} приймають рівною $1 \div 1,5$ більшого розміру поперечного перерізу колони. Товщина нижньої плити стакану повинна бути: понизу не менш 50 мм, поверху не менш 75 мм. Розрахунок центрально стислих фундаментів.

Найчастіше розміри підосви фундаментів призначають відповідно до вимог норм проектування підвалин і фундаментів. При цьому виходять із умов деформативності ґрунтових підвалин, отже, навантаження на фундамент приймаються нормативні. Потім обов'язково перевіряється тиск під підосвою фундаменту. Цей тиск не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту, що визначається залежно від глибини закладення фундаменту, наявності підвалу, ширини фундаменту, геологічних характеристик нижнього шару й інших параметрів.

Тиск на ґрунт біля краю фундаменту, позацинрово завантаженого в одному напрямку, не повинен перевищувати $1,2R$.

Для цнтрового-завантаженого фундаменту спочатку визначається попередня площа підосви фундаменту:

$$A = \frac{N_{ser}}{R - \gamma_m H},$$

де N_{ser} – зусилля, на фундамент від нормативних навантажень;

γ_m – усереднена щільність ґрунту з урахуванням ваги фундаменту;
($\gamma_m = 18 \div 20$ кН/м³);

H – глибина закладення фундаменту (від поверхні ґрунту до підосви фундаменту).

Центрально завантажені фундаменти в основному роблять квадратними або близькими до цієї форми. Після попереднього призначення розмірів підосви фундаменту приступають до його конструювання. Мінімальну висоту монолітного або збірного фундаменту із квадратною підосвою визначають умовним розрахунком міцності на продавлювання в припущенні, що продавлювання

може відбуватися по поверхні піраміди продавлювання, бічні грані якої починаються біля колон і закінчуються на рівні нижньої сітки плити, кут нахилу граней становить 45° . Ця умова виражається формулою:

$$P \leq R_{bt} h_0 u_m.$$

Якщо умова не задовольняється, тоді треба збільшити висоту нижнього щабля або підвищити клас бетону, або скорегувати розміри фундаменту в плані,

де R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягу;

u_m – середній периметр піраміди продавлювання ($u_m = 2(h_{col} + b_{col} + 2h_0)$),

h_0 – робоча висота фундаменту;

P – сила, що продавлює.

Сила P , що продавлює, приймається відповідно до розрахунку по першій групі граничних станів на рівні верху фундаменту за винятком тиску ґрунту по площі основи піраміди продавлювання:

$$P = N - A_I p,$$

де $A_I = (h_{col} + 2h_0)(b_{col} + 2h_0)$;

$p = N/A$, де N – розрахункове зусилля; A – повна площа фундаменту.

Корисна висота фундаменту з умов продавлювання може бути обчислена за наближеною формулою:

$$h_0 = -\frac{h_{col} + b_{col}}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}}.$$

Повну висоту й всі інші розміри фундаменту, включаючи розмір сходин і стакану, призначають із урахуванням конструктивних вимог і з кратністю в плані 300 мм, а по висоті 150 мм.

Далі розраховують площу перетину арматури нижньої плити. Розрахункова схема фундаментної плити - консоль, затиснена в місці обпирання колони на фундамент і завантажена реактивним тиском ґрунту.

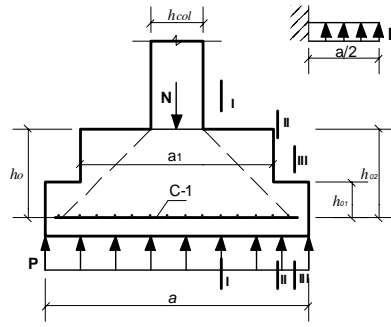


Рис.10 - Розрахункова схема центрально стислого фундаменту

Зовнішні частини фундаменту під дією реактивного тиску знизу працюють консолям, що згинаються; їх розраховують у перетинах I-I, II-II, і т.д. залежно від кількості сходин; у деяких випадках розраховують перетин III-III по межі піраміди продавлювання.

Значення згинальних моментів від розрахункових навантажень у перетинах I-I й II-II визначаються:

$$\left. \begin{aligned} M_{I-I} &= 0,125 p (a - h_{col})^2 \cdot b \\ M_{II-II} &= 0,125 p (a - a_1)^2 \cdot b \end{aligned} \right\}.$$

Перетин арматури нижньої сітки C-1 на ширину фундаменту b (для квадратних фундаментів $a = b$) визначається в кожному перетині I-I, II-II, і т.д. як для елементів, що згинаються. Параметр η для фундаментів дорівнює 0,9, тоді:

$$A_s(I-I) = \frac{M_{I-I}}{0,9 R_s h_{01}}$$

$$A_s(II-II) = \frac{M_{II-II}}{0,9 R_s h_{02}}.$$

Кількість арматури у розрахунковому перетині повинна бути не нижче мінімально припустимого відсотка армування для елемента, що згинається, тобто $A_{s,min} = 0,0005 b h_0$.

При прямокутній підшві перетин арматури фундаменту визначається розрахунком в обох напрямках.

Розрахунок позацентрово стислих фундаментів.

Фундаменти вважаються позацентрово завантаженими в тому випадку, якщо на них діють згинальні моменти M и стискальне зусилля N . З'являється розрахунковий ексцентриситет $e_0 = M/N$, що і впливає на весь розрахунковий апарат. Площа підшви таких фундаментів робиться прямокутною, витягнутою убік дії згинального моменту.

Величини сторін a й b призначають кратними 300 мм. Співвідношення сторін повинні бути в межах $b/a = 0,6 \div 0,8$. При визначенні розрахункових тисків на ґрунт, за якими підбирається арматура нижньої плити, використовуються розрахункові зусилля M , N , Q (тобто з коефіцієнтами надійності з навантаження).

За отриманим значенням M_{i-i} підбирають арматури плити в кожному i -тому перетині:

$$A_{si} = \frac{M_{i-i}}{0,9R_s h_{0i}},$$

де h_{0i} – робоча висота щабля, де визначається арматура.

При розрахунку на продавлювання у позацентрово стислих фундаментах перевіряється кожна грань окремо. Спочатку перевіряються грані за коротким напрямом, тобто по ширині b , a , потім за довгим (сторона a).

6. КАМ'ЯНІ ТА АРМОКАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ. ОСОБЛИВОСТІ ЇХ РОБОТИ ТА КОНСТРУЮВАННЯ

Кам'яні конструкції мають велику область застосування, включаючи цивільні, промислові й сільськогосподарські будинки. Кам'яні конструкції з важких порід застосовуються при будівництві спеціальних споруд: мостів, димарів, бункерів, шляхопроводів, підпірних стін та ін. споруд, з легких порід при облицюванні.

Недоліком кам'яної кладки є її незначний опір розтягу в порівнянні з опором зрізу. Застосування армокам'яних і комплексних (із з\б сердечниками) конструкцій дозволяє розширити область застосування.

Конструкції з каменів, покладених у певній системі перев'язки, називаються *кладкою*.

Матеріали для кам'яної кладки складаються з каменів і розчину. Бувають природні камені (піщаники, вапняки, черепашники, граніти) і штучні (цегла, суцільні й пустотілі бетонні блоки, керамічні камені).

Застосовуються наступні види цегли: стандартна нормальна цегла 250x120x65мм, полуторна 250x120x103мм, модульна 250x120x88. Силікатний щільністю $\rho=18...20\text{кН/м}^3$, глиняний - $\rho=17...19\text{кН/м}^3$.

Основною характеристикою кам'яних матеріалів є їхня міцність, обумовлена марками й класами. Марка встановлюється за опором стиску (межі міцності). Вибір марки каменю або класу бетону виробляється залежно від необхідної несучої здатності конструкції.

Якщо матеріал анізотропний, опір установлюється в тому напрямку, у якому матеріал працює в кладці. Опір пустотілих каменів підраховується за площею бруто.

Розчини для кам'яної кладки – цементні, вапняні й змішані - підрозділяються на важкі (щільність у сухому стані 1500 кг/м^3 і більше) і легкі (щільність 1500 кг/м^3).

Якість розчинів значною мірою визначається їх водоутримуючою здатністю, причому найменшою володіють цементні розчини, найбільшою - глиняні й вапняні.

Для кладки стін будівель найчастіше застосовуються розчини марок 10...100. Вибір марки розчину виробляється залежно від ступеня довговічності будинку й умов експлуатації конструкцій.

Для кам'яних конструкцій варто застосовувати арматури зі сталі наступних класів:

- для сітчастого армування - А-1 і Вр-1;

- для поздовжньої й поперечної арматури, анкерів і зв'язків - А-1; А-П; Вр-1.

Види кладок. Кладка - конструкція виконана з каменів, покладених на кладочному розчині в певній послідовності. Принцип послідовності полягає в тому, що залежно від товщини кладки виконується різна перев'язка (- це розбіжність швів по вертикалі).

Види: ланцюгова (американка), багаторядна.

Міцнісні й деформаційні властивості кам'яної кладки.

Камінь і розчин у кладці перебувають в умовах складного напруженого стану навіть при рівномірному розподілі стискаючого навантаження по всьому перетині елемента. Вони одночасно піддані позацентровому й місцевому стиску, вигину, зрізу й розтягу. Це пояснюється тим, що щільність і жорсткість розчину за довжиною й шириною шва внаслідок різних факторів - нерівномірність водовіддачі й усадки, нерівномірність розстеляння розчину муляром, наявність порожнеч у горизонтальних і вертикальних швах - неоднорідна, а також тим, що передача зусилля з вищележачих каменів на нижче лежачих внаслідок неоднорідності швів і наявності порожнеч відбувається не тільки у вертикальному, але й у похилому напрямку.

У роботі кам'яної (цегельної) кладки на стиск розрізняють чотири стадії. *Перша стадія* відповідає нормальній експлуатації кладки, коли зусилля, що виникають у ній під навантаженням, не викликають видимих її ушкоджень.

Друга стадія роботи кладки характеризується появою в окремих цеглинах невеликих тріщин. Значення навантаження N_{crc} відповідає 60—80 % руйнуючої N_u і подальшого розвитку тріщин не відбувається, якщо навантаження не збільшується.

На *третьій стадії* при збільшенні навантаження виникають і розвиваються нові тріщини, які з'єднуються між собою, перетинаючи значну частину кладки у вертикальному напрямку. При тривалій дії цього навантаження, навіть без її збільшення, внаслідок розвитку пластичних деформацій буде поступово відбуватися подальший розвиток тріщин, що розшаровують кладку, і третя стадія

неминуче переходить у четверту - стадію руйнування від втрати стійкості, розчленованої тріщинами кладки.

На міцність кладки впливають марка каменю (цегли), марка розчину, і його водоутримуюча здатність, розміри, форма й характер поверхні каменю, вид кладки, спосіб перев'язки швів та ін.

Міцність кладки з каменів правильної форми з перев'язаними швами більше, ніж з каменів неправильної форми або при незаповнених і неперев'язаних швах. Міцність кладки навіть при дуже міцному розчині завжди менше міцності каменю (цегли) на стиск.

Міцність кладки при стиску.

$$R_u = A \cdot R_1 \left(1 - \frac{a}{B + \frac{R_2}{2R_1}} \right),$$

де R_u нормативна міцність кладки

A – конструктивний коефіцієнт запасу ($A=0,7...0...0,95$);

a, b – емпіричні коефіцієнти ($a \approx 0,2$ $b \approx 0,3$);

R_1 – міцність на стиск каменю;

R_2 – міцність на стиск розчину.

У деяких випадках кладка може працювати на розтяг по неперев'язаному, наприклад у позацентрово стислих стінах і стовпах, або перев'язаному перетину, наприклад у круглих резервуарах, силосах й інших спорудах. Руйнування кладки по неперев'язаному перетину в більшості випадків відбувається по площині зіткнення каменю й розчину в горизонтальних швах. Руйнування кладки по перев'язаному перетину відбувається або по розчину, або по каменях і розчину.

Вихідною характеристикою при визначенні розрахункових опорів кладки є її середній, найбільш імовірна (очікувана) межа міцності R_u при заданих фізико-механічних характеристиках каменю й розчину й при якості кладки, що досягає в практиці масового будівництва.

Розрахунковий опір R визначається розподілом середньої (очікуваної) межі міцності кладки R_u на коефіцієнт безпеки $k=2...2,5$, що враховує як статистичні, так й інші фактори, які можуть викликати несприятливі відхилення меж міцності кладки від її найбільш імовірних значень, тобто

$$R = R_u \gamma_s / k ,$$

де R_u - руйнівне напруження;

γ_s – коефіцієнт умови роботи $\gamma_s \leq 1$ (0,7...0,9).

7. КОРОТКА ІСТОРІЯ РОЗВИТКУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ. НОМЕНКЛАТУРА ТА ОБЛАСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ, ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ. РОБОТА СТАЛІ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ

У будівництві застосовують різноманітні металеві конструкції, форма і конструктивне вирішення яких найчастіше залежать від призначення:

- елементи металевих чи змішаних каркасів виробничих будівель — балки, прогони, ферми, ригелі, колони, з'єднання тощо;
- листові конструкції, до яких належать трубопроводи великих діаметрів, місткості для зберігання рідин (резервуари), газів (газгольдери), сипких матеріалів (бункери і силоси), споруди і установки металургійних, нафтопереробних, хімічних виробництв, об'єктів енергетики (захисні й несучі оболонки домен, повітронагрівачів, ректифікаційних колон, реакторів тощо);
- висотні споруди — вежі й щогли ліній радіо- та телезв'язку, мереж електропередач, бурові вежі, геодезичні знаки, димові й вентиляційні труби;
- конструкції автомобільних та залізничних мостів, естакади підприємств; рухомі конструкції мостових, баштових і порталних кранів, великих екскаваторів, гідротехнічні споруди тощо;
- каркаси багатоповерхових (висотних) цивільних будівель;
- великопрольотні конструкції покрівель ангарів, цехів авіа, судно та машинобудування, лабораторій, громадських споруд (театрів, кіноконцертних залів, ринків, критих стадіонів, виставкових павільйонів);

- інші конструкції, до яких висувають особливі вимоги, наприклад, пов'язані з дослідженням космосу, атомною енергетикою тощо.

Широке застосування металевих конструкцій у будівництві є наслідком таких основних позитивних характеристик: висока надійність, зумовлена однорідністю металу; легкість (висока міцність й модулі пружності сталей і алюмінієвих сплавів зумовлюють меншу їх масу порівняно з аналогічними залізобетонними чи дерев'яними); індустріальність (металеві конструкції виготовляють з готових прокатних, пресованих чи гнутих профілів, найчастіше на високоомеханізованих підприємствах, монтують їх спеціалізовані організації з мінімальними витратами ручної праці, вони мають високий ступінь заводської готовності); непроникність для рідин і газів, високі захисні властивості від впливу іонізуючих та інших шкідливих випромінювань.

Одночасно суттєвими є недоліки металевих конструкцій, а саме: недостатня корозійна стійкість, спричинена високою хімічною активністю металу внаслідок взаємодії з різними реагентами середовища і його руйнуванням при переході в оксиди, солі та інші сполуки; мала вогнестійкість внаслідок швидкого нагрівання елементів металевих конструкцій до температури переходу в пластичний стан через високу теплопровідність металу та невеликі розміри перерізів.

Сучасний підхід до застосування металевих конструкцій передбачає створення оптимальної конструктивної форми, економічної на всіх етапах виготовлення, монтажу та експлуатації. Основні критерії її вибору:

- відповідність функціонального призначення будівлі та споруди умовам експлуатації і технологічним вимогам виробництва;
- достатня несуча здатність, надійність і довговічність;
- щонайменші маса та трудомісткість виготовлення і монтажу конструкцій;
- мінімальна вартість як кожної окремої конструкції, так і будівлі в цілому;
- висока продуктивність монтажу;
- відповідність умовам потокового високоомеханізованого та автоматизованого виготовлення (найменша кількість типорозмірів конструкцій, зручні для

переміщення потоковими лініями габарити елементів, можливість поділу конструкцій на частини, що поступово укрупнюються):

- естетичність зовнішнього вигляду;
- зручність догляду під час експлуатації.

У будівництві найсуттєвішої економії металу досягають при підвищенні його міцнісних характеристик, тобто при застосуванні сталей підвищеної та високої міцності, ширшому запровадженні алюмінієвих сплавів, економічніших профілів і прогресивних конструктивних форм.

Активні експериментальні й теоретичні дослідження виконують у напрямі оптимізації форми прокатних і холодноформованих профілів та розширення їх сортаменту, особливо таких ширококовжливаних, як двотаврові, швелерні, кутникові, трубні тощо.

Створення попередньо напружених металевих конструкцій зі штучним регулюванням зусиль дає змогу досягнути сприятливого розподілу останніх шляхом активного втручання у роботу окремих конструкцій чи їх систем і таким чином зменшити витрату металу.

На стадії виготовлення та монтажу найбільший ефект дає уніфікація об'ємно-планувальних рішень і типізація конструктивних форм, яка зумовлює збільшення повторюваності вузлів, окремих деталей, елементів конструкцій і тим самим сприяє підвищенню рівня механізації та автоматизації процесів. Крім того, проекти багаторазового використання (у тому числі типові) відзначаються вищим технічним рівнем. При їх використанні економія сталі досягає 10 %, а продуктивність праці зростає на 10... 12 %.

Більшість будівельних металевих конструкцій виготовляють з прокатної сталі, її частка становить близько 95 % всього обсягу металевих конструкцій; конструкцій з алюмінієвих сплавів — близько 5 %, а виливків зі сталі та чавуну — менше 1 %.

Перевага сталі як матеріалу для металевих конструкцій зумовлена високою міцністю та значно нижчою вартістю і енергомісткістю порівняно з алюмінієвими сплавами. Окрім цього, сталь має вищі значення модуля пружності, межі

витривалості, вогнестійкості, менший коефіцієнт лінійного розширення, а також простіше зварюється.

Однак необхідно зазначити, що обсяги використання алюмінієвих сплавів у будівництві зростають з року в рік. Цьому сприяє збільшення виробництва алюмінію та зниження його вартості. Переваги алюмінієвих сплавів — значно ширша сировинна база, менша щільність, вища корозійна стійкість, простота формоутворення профілів, вища транспортабельність

Як зазначено вище, сталі та алюмінієві сплави мають зернисту будову з хаотичною орієнтацією кристалічних ґраток зерен, чим і пояснюються однакові властивості металу в усіх напрямках. Під дією невеликого навантаження розтягу атомні ґратки зерен дещо спотворюються і зразок металу деформується. Після припинення дії навантаження форма зерен та кристалічних ґраток відновлюється, а атоми займають попередні місця. Тобто деформація має пружний характер. Залежність між деформацією і значенням зусилля лінійна.

Під дією навантажень, які дорівнюють або перевищують напруження межі текучості чи умовної межі текучості, у кристалічних ґратках відбуваються зсуви, після припинення дії навантаження з'являється залишкова пластична деформація, яка не відновлюється. Накопичення пластичних деформацій призводить до порушення цілісності металу, тобто до його руйнування.

Руйнування буває в'язке (пластичне) — від зсуву; крихке — внаслідок відриву, і змішане.

Дотичні напруження та пластичні деформації, зумовлені переміщенням дислокацій, є причинами *в'язкого руйнування*. У процесі такого руйнування відбувається скупчення дислокацій і пов'язаних з ними пластичних деформацій у певних місцях, що зумовлює виникнення шийки — потоншення матеріалу та появу тріщин.

Крихке руйнування є наслідком розвитку пружних деформацій металу до руйнівних в умовах, коли утруднені пластичні зсуви (наприклад, при плоскому чи об'ємному розтягу). У цьому випадку спостерігається розрив міжатомних зв'язків кристалічних ґраток більшості зерен при дуже незначних зсувах в

окремих зернах. Опір матеріалу на відрив суттєво залежить від його структури. Грубозернистість знижує опір відривові і межу текучості. Отже основним завданням легування і термічної обробки є отримання дрібнозернистої однорідно зміцненої структури.

При роботі на стиск метал поводить себе, як при розтязі. Значення межі текучості модуля пружності і довжина ділянки текучості дорівнюють аналогічним показникам при розтягу. Але зруйнувати внаслідок стискання короткі зразки, виготовлені з пластичних металів, не вдається, оскільки зразок розплющується.

8. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ.

ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ.

НОРМАТИВНІ ТА РОЗРАХУНКОВІ ОПОРИ СТАЛІ

Групи граничних станів

Метою розрахунку будівельних конструкцій є забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди і достатньої їх міцності при найменших витратах матеріалів та праці на виготовлення, монтаж і експлуатацію, тобто найменшій зведеній вартості. Останнім часом конструкції розраховують на силові та інші впливи за граничними станами, при яких вони перестають задовольняти вимоги, поставлені під час зведення та експлуатації.

Граничні стани об'єднують у дві групи:

- граничні стани першої групи призводять до вичерпання несучої здатності конструкцій, зумовлюють їх непридатність до подальшої експлуатації;
- граничні стани другої групи зумовлюють непридатність конструкцій до нормальної експлуатації чи знижують їх довговічність внаслідок значного деформування.

Нормальною вважають експлуатацію, яка здійснюється відповідно до технологічних або побутових умов без обмежень, передбачених у нормах чи завданні на проектування. При граничних станах другої групи експлуатація конструкцій можлива тільки при встановленні відповідних обмежень.

Найпоширенішими граничними станами першої групи є в'язке, крихке, втомне чи іншого характеру руйнування, спричинене силовими впливами; руйнування від одночасної дії силових факторів та несприятливих впливів зовнішнього середовища; загальна втрата стійкості форми; втрата стійкості положення; якісна зміна конфігурації; резонансні коливання; стани, при яких виникає необхідність припинити експлуатацію через текучість матеріалу, зсуви у з'єднаннях, повзучість, наявність тріщин у металевих конструкціях тощо.

До граничних станів другої групи належать надмірні переміщення, осідання, кути поворотів, коливання, розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях.

Надійність конструкцій забезпечується розрахунком, який повинен враховувати невідомі значення навантажень та їх поєднання, несприятливі впливи, можливі відхилення у механічних характеристиках матеріалів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції. Розрахунок виконують на основі ідеалізованих припущень та розрахункових схем, які мають відображати дійсні передумови роботи конструкції. При необхідності враховують геометричну і фізичну нелінійність, деформаційні властивості матеріалів, просторову роботу конструкцій.

Нормативні й розрахункові опори.

Основними показниками опору металу силовим впливам є нормативні опори R_{yn} та R_{un} , встановлені відповідно до межі текучості, чи умовної межі текучості, та межі міцності. Ці значення регламентуються нормами проектування з урахуванням статистичної мінливості опорів та умов контролю таким чином, щоб їхня забезпеченість становила не менше 0,95. Оскільки за державними стандартами контрольні чи бракувальні характеристики металу мають рівну або вищу забезпеченість (0,95... 0,995), то для металевих конструкцій значення нормативних опорів матеріалів дорівнюють їм.

Значення нормативного опору приймають за межею текучості чи межею міцності залежно від характеру роботи конструкції і властивостей сталі. У більшості випадків при обчисленнях використовують нормативний опір за межею текучості, оскільки при перевищенні напруженнями межі текучості в еле-

ментах, що згинаються чи розтягуються, розвиваються пластичні деформації і спостерігаються великі переміщення, а стиснені елементи втрачають стійкість. У випадках, коли застосовуються пластичні сплави і згідно з характером роботи конструкції допускаються значні деформації, а несуча здатність визначається міцністю (наприклад, відтяжки, більшість тросових конструкцій, деякі конструкції з високоміцних сталей), нормативний опір приймають за межею міцності.

Оскільки механічні властивості металів перевіряються на металургійних заводах шляхом вибірових випробувань, у конструкції може потрапити метал з властивостями, нижчими за встановлені державним стандартом. Окрім цього, механічні властивості металу контролюють при осьовому розтягові на невеликих зразках правильної форми. Насправді метал працює у великорозмірних конструкціях, найчастіше при складних напружених станах, металовироби можуть мати також від'ємні допуски до розмірів. Вплив цих факторів на зниження несучої здатності конструкцій враховується коефіцієнтом надійності за матеріалом γ_m . Розрахунковий опір визначають шляхом ділення на нього нормативного опору:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}.$$

Значення γ_m залежить від статистичних даних про однорідність металу. Наприклад, для вуглецевих сталей, які масово випускають тривалий час за добре опрацьованою технологією (ТУ 14-1-3023-80), його значення найменші: $\gamma_m = 1,025$, а для відносно нової сталі 12 ГН2МФАЮ (ТУ 14-1-11772-76) – $\gamma_m = 1,15$.

Приймаючи числові значення нормативних R_{yn} , R_{un} і розрахункових R_y , R_u опорів та коефіцієнтів надійності за матеріалом, необхідно керуватися відповідними нормами (наприклад, для сталі – СНиП П-23-81*). Зазначені опори служать для оцінки міцності елементів конструкцій на дію розтягу, стиску, згину. Водночас при роботі матеріалу на зсув, зминання, розтяг у напрямку товщини прокату міцність матеріалу інша. Тому нормативними документами встановлені розрахункові опори також і для різних напружених станів: R_s – зсув, R_p – зминання торцевої поверхні, R_{th} – розтяг поперек товщини прокату та інші.

9. МЕТОД РОЗРАХУНКУ ЗА ГРАНИЧНИМ СТАНОМ: РОЗТЯГ- НУТИХ, СТИСНУТИХ ТА ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ.

Метод граничних станів

Відповідно до перелічених положень граничні нерівності розрахунку можуть бути записані у такому вигляді:

для першої групи граничних станів:

$$\sum f(F_i) \cdot \psi \cdot \gamma_f \leq R_n \frac{\gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_m},$$

де $f(F_i)$ – функція, яка відображає зв'язок між навантаженням F і зумовленими ним напруженнями; R_n – нормативний опір матеріалу; для другої групи граничних станів:

$$\delta \leq \delta_u \frac{1}{\gamma_n},$$

де δ і δ_u – відповідно деформація елемента, зумовлена поєднанням навантажень, і граничне значення деформації.

Розвиток методу полягає в удосконаленні параметрів розрахункових формул, що характеризують залежність між навантаженням і напруженням, та прийомів розрахунку конструкцій і споруд, виявленні нових граничних станів і особливостей їх виникнення та уточненні значень коефіцієнтів ψ , γ_c , γ_f , на підставі статистичної обробки існуючих даних будівельної практики і досліджень, визначенні впливу різних умов експлуатації та розробці більш досконалих конструктивних рішень з урахуванням цих впливів, поглибленому вивченні властивостей матеріалів при різних напружених станах і впливах і уточненні значень K_n , γ_n , γ_m .

Центрово-розтягнені елементи

Робота центрально-розтягнутого елемента під навантаженням описується діаграмою розтягу металу. Розрахунок таких елементів виконують за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – осьове зусилля розтягу; A_n – площа поперечного перерізу стержня нетто за вирахуванням усіх змін перерізу, отворів тощо.

Розрахунок міцності розтягнених елементів, у яких під час експлуатації допускаються пластичні деформації, для сталей зі співвідношенням $\frac{R_n}{\gamma_u} > R_y$ можна виконати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

У цьому випадку доцільно використовувати сталі, які мають великі запаси пластичних деформацій.

У центрово-розтягнених елементах складеного перерізу, які утворені кількома прокатними профілями (наприклад, двома швелерами, з'єднаними у двотавровий чи замкнений прямокутний переріз, двома кутниками, що утворюють тавровий чи хрестовий переріз), крок прокладок або інших з'єднувальних елементів не повинен перевищувати $80i$, де i – найменший радіус інерції окремого профілю.

Центрово-стиснені елементи. Міцність і стійкість

Міцність коротких центрово-стиснених стержнів розраховують аналогічно за формулами для центрово-розтягнених, що пояснюється відповідністю діаграм розтягу та стиску металу.

У довгих стиснених елементах несуча здатність вичерпується внаслідок втрати стійкості. Якщо прямий стержень стискати центрально прикладеною силою, то він буде залишатися прямолінійним і навіть при невеликому відхиленні, зумовленому деяким впливом, повертатиметься у попередній прямолінійний стан після припинення впливу. Тобто стержень перебуває у стійкому стані рівноваги. При поступовому збільшенні навантаження стискальна сила досягає такого значення, що будь-яке невелике відхилення стержня від початкового

прямолинійного зумовлює швидке зростання викривлення. У цьому випадку осьова сила досягає свого критичного значення.

Значення критичного навантаження і відповідного йому критичного напруження залежить від способу закріплення стержня та геометричних характеристик перерізу. Збільшення кількості зв'язків, якими закріплені кінці стержня, зумовлює підвищення несучої здатності. За основу для порівняння взято стержень з шарнірним закріпленням кінців. Зміна способу кріплення спричинює зміну форми поздовжнього згину при втраті стійкості. Але її можна привести до основної схеми шляхом заміни дійсної довжини l її розрахунковим значенням l_{ef} :

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

де μ – коефіцієнт зведення довжини стержня.

Аналогічно, впливає жорсткість перерізу. Чим вищий момент інерції перерізу стержня I при сталій площі, тим вища його несуча здатність. Застосуємо відому з курсу опору матеріалів формулу обчислення критичного навантаження для центрово-стисненого стержня, виведену Ейлером:

$$F_{cr} = \pi^2 E \frac{I_{\min}}{l_{ef}^2}.$$

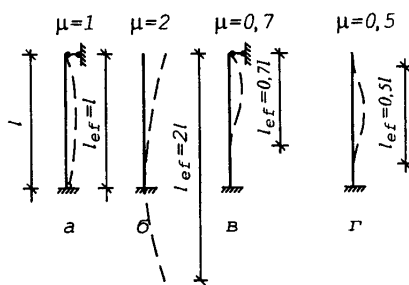


Рис.11 - Розрахункові довжини стиснених стержнів

Перейшовши до критичних напружень

$$\sigma_{cr} = \frac{F_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{l_{ef}^2} \frac{I_{\min}}{A}$$

та підставивши радіус інерції $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$ і гнучкість $\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{\min}}$, одержуємо

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Таким чином, несуча здатність залежить лише від гнучкості стержня, оскільки чисельник — величина стала. Отже, несучу здатність стержня можна підвищити за рахунок зменшення гнучкості, не збільшуючи площі перерізу і, тим самим, матеріаломісткості.

Формула Ейлера справедлива тільки для сталих значень модуля пружності металу E , що спостерігається при великій гнучкості і напруженнях, менших за межу пропорційності. Водночас розрахунковий опір металу має вищі значення. Теоретичне обчислення критичних напружень дуже ускладнюється, оскільки втрата стійкості проходить при частковому розвитку пластичних деформацій і змінних значеннях E . Сьогодні цю задачу розв'язують, використовуючи замість модуля пружності E зведений модуль T , за допомогою якого стержень, що працює у пружно-пластичній стадії, замінюють еквівалентним йому пружним. У нормативних документах критичні напруження рекомендовано обчислювати спрощено як добуток розрахункового опору R_y і коефіцієнта поздовжнього згину φ :

$$\sigma_{cr} = R_y \cdot \varphi$$

Таким чином, перевірка стійкості матиме вигляд:

$$\sigma < \sigma_{cr},$$

або у розгорнутому вигляді з урахуванням коефіцієнта умов роботи конструкції:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c$$

При обчисленні коефіцієнта φ доцільно використовувати таблиці, в яких подано його значення залежно від гнучкості. У нормах також наведені аналітичні залежності з використанням умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Отримані за рекомендаціями норм значення коефіцієнта поздовжнього згину дещо нижчі, ніж за формулою Ейлера. Рівняння Ейлера справедливе для ідеально прямолінійного стержня в умовах центрального стиску. Разом з тим реальні елементи практично завжди мають деяку кривизну, а при завантаженні спостерігаються випадкові ексцентриситети. Це знижує стійкість стержнів і враховується шляхом зменшення коефіцієнта ϕ .

У дуже гнучких стержнях зазначені випадковості можуть призвести до передчасної втрати стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості.

Елементи, що згинаються

Найбільш типовим прикладом елементів, що згинаються, є балка, на яку одночасно діють згинальні моменти M та перерізувальні сили Q . Згинальні моменти зумовлюють виникнення в поперечних перерізах нормальних напружень

$$\sigma = \frac{M}{I} y,$$

а перерізувальні сили – дотичних

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b},$$

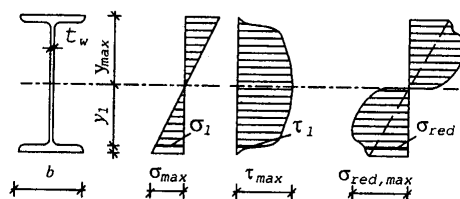


Рис. 12 - Епюри напружень у двотавровому перерізі балки

де y – відстань від центра ваги перерізу до шару волокон, у яких визначають нормальні напруження; I – момент інерції перерізу відносно головної центральної осі, перпендикулярної до площини дії моменту; S – статичний момент частини площі перерізу, розміщеної між рівнем y і краєм перерізу, відносно цієї ж осі; b – ширина чи товщина перерізу на цьому рівні.

Умова міцності при дії нормальних напружень:

$$\sigma_{\max} \leq R_y \gamma_c$$

Найбільші нормальні напруження спостерігаються у волокнах, які знаходяться найдалі від центра ваги перерізу, тобто при $y = y_{\max}$, отримуємо

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_n} R_y \gamma_c,$$

де W_n – момент опору нетто, який враховує послаблення.

Найбільші значення дотичних напружень спостерігаються на рівні нейтральної осі перерізу. Умова міцності при дії цих напружень:

$$\tau_{\max} \leq R_y \gamma_c$$

Далі маємо

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} R_s \gamma_c,$$

де S – статичний момент частини перерізу, розміщеної вище або нижче нейтральної осі; t_w – товщина стінки перерізу на рівні нейтральної осі.

При згині стержня у двох площинах відносно осей x та y (так званий косий згин) відповідні нормальні напруження додають і перевірка міцності матиме вигляд:

$$\sigma_{tot} = \sigma_{M_x} + \sigma_{M_y} = \frac{M_x}{W_{xn}} + \frac{M_y}{W_{yn}} \leq R_y \gamma_c$$

Для балок є обов'язковими перевірки міцності стінки на дію дотичних і зведених напружень.

10. ЗВАРНІ З'ЄДНАННЯ. ВИДИ ЗВАРКИ ТА ЇХ ХАРАКТЕРИСТИКА. ВИДИ ЗВАРНИХ З'ЄДНАНЬ, КЛАСИФІКАЦІЯ ШВІВ ТА ЇХ ХАРАКТЕРИСТИКА. БОЛТОВІ З'ЄДНАННЯ (ЗАКЛЕПОЧНІ) ТА ЇХ КОНСТРУЮВАННЯ

Класифікація та характеристика зварних швів

За конструктивними ознаками розрізняють стикові, кутові й прорізні шви.

Стиковими швами з'єднують елементи, розміщені в одній площині (рис. 13, а). Ці шви найраціональніші, бо створюють найменші концентрації напружень. Їхнім недоліком є необхідність додаткової обробки граней з'єднуваних елементів значної товщини для забезпечення повного провару (рис. 13, в—є). Чим більша товщина елементів, які підлягають з'єднанню, тим складніший вид обробки використовують і більший кут зрізання граней. Загалом рекомендовані кути найчастіше перебувають у межах $\alpha = 30 - 70^\circ$.

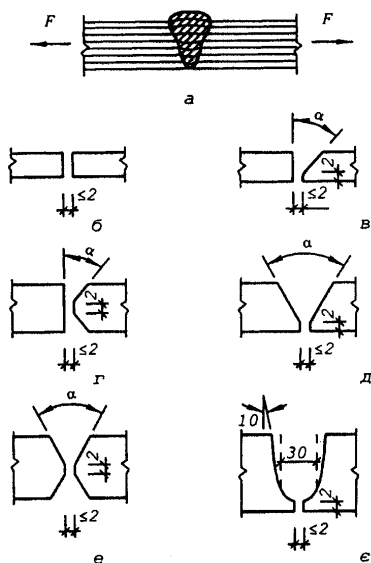


Рис. 13 - Стикові шви і обробка граней перед зварюванням:
а – стикове з'єднання і характер силових ліній; б – без обробки; в, г – односторонні Y- та K-подібні; б, е – двосторонні V- та X-подібні; е – криволінійна обробка

Кутові шви утворюються при наплавленні шва в куті, складеному гранями з'єднуваних елементів. За формою вони близькі до трикутника. Залежно від положення відносно напрямку дії зусилля кутові шви поділяють на флангові й лобові. Шви, паралельні лінії дії зусилля, називаються *фланговими* (рис. 14, а), а перпендикулярні — *лобовими* (рис. 14, б).

Кутові шви створюють значні концентрації напружень, оскільки при передачі зусилля з одного елемента на другий силові лінії дуже викривлюються (рис. 14, в).

Прорізні шви утворюються при заповненні металом прорізів у з'єднуваних елементах (рис. 15). Необхідно зазначити, що виготовлення прорізів дуже трудомі-

стке. Різновидом прорізних швів є електрозаклепки, утворені наплавленням металу в отвори одного зі з'єднуваних елементів (рис. 15.). Для виготовлення електрозаклепок використовують електроди з тугоплавкими обмазками. Під час зварювання електрод поступово заглиблюється у розплавлений метал, поки верхній елемент не буде проплавлено наскрізь. Тугоплавка обмазка електрода плавиться повільніше, ніж сталеве осердя, і захищає дугу від розплавленого металу. Після видалення електроду розплав заповнює отвір і утворює електрозаклепку.

За призначенням шви поділяють на робочі (розрахункові), які служать для передачі зусиль, близьких до їхньої несучої здатності, та конструктивні, що служать лише для фіксації елементів і не передають значних зусиль.

За протяжністю розрізняють шви суцільні й переривчасті.

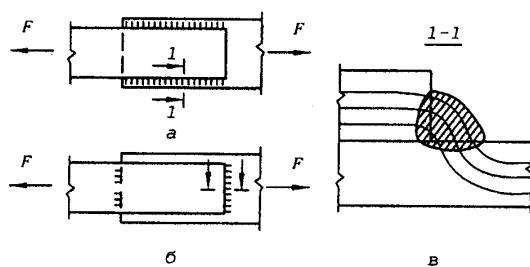


Рис. 14 - З'єднання на кутових швах:
а – флангових; б – лобових; в – переріз кут-
ового шва і характер силових ліній

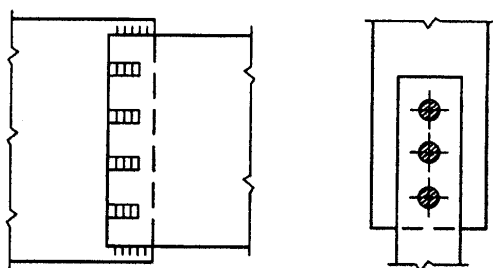


Рис. 15 - Прорізні шви

За положенням у просторі під час зварювання шви поділяють на нижні, вертикальні, стельові, горизонтальні на вертикальній поверхні та човником (мал.14). Найзручнішими для виконання є нижні шви. Шви на вертикальній площині складніші й вимагають висококваліфікованого підходу. Найскладнішими є стельові шви, що накладаються знизу. Якість таких швів нижча, тому при

конструюванні їх необхідно уникати.

Загалом у конструкціях зі зварними з'єднаннями необхідно передбачати використання механізованих і автоматизованих способів зварювання. При проектуванні конструкцій з нижніми швами значної довжини найпродуктивніше автоматичне зварювання. Напівавтоматичне зварювання менш продуктивне. Але

при цьому можливе виконання швів будь-якого просторового положення. Можна рекомендувати автоматичне зварювання під шаром флюсу для поясних швів балок, колон та інших елементів довжиною понад 3 м, а також стикових швів – понад 500 мм; напівавтоматичне в середовищі вуглекислого газу – при менших довжинах швів.

Якщо ж автоматичне чи напівавтоматичне зварювання виконати неможливо, застосовують ручне.

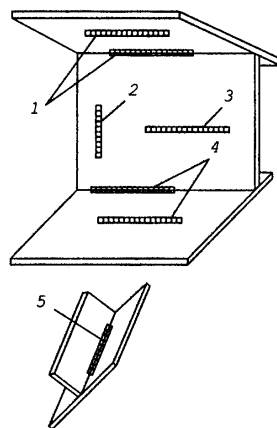


Рис. 16 - Положення швів у просторі: 1 – стельові; 2 – вертикальні; 3 – горизонтальні на вертикальній поверхні; 4 – нижні; 5 – човником.

Види зварних з'єднань

Стандарти на електродугове зварювання передбачають такі види з'єднань: стикове, кутове, таврове, внапуск .

Стикові з'єднання виконують за допомогою стикових швів у балках, ригелях, колонах будівель, резервуарах, газгольдерах, бункерах, силосах, трубопроводах тощо. Особливо доцільні вони в листових конструкціях, оскільки забезпечують найменшу концентрацію напружень, економічні, зручні для фізичних методів контролю якості, герметичності швів.

Таврові й кутові з'єднання використовують для скріплення взаємно перпендикулярних елементів, наприклад, поясних швів балок і колон, приєднання ребер тощо. Такі з'єднання можуть бути з повним і неповним проплавленням товщини.

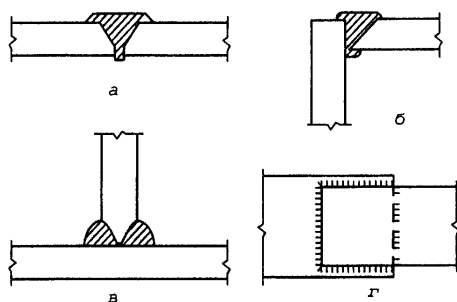


Рис. 17 - Види зварних з'єднань:
а – стикове; б – кутове; в – таврове;
г – внапуск.

При статичних навантаженнях проектують неповне проварювання, бо проплавлення всієї товщини ускладнює процес зварювання і зумовлює його подорожчання. Повне проплавлення передбачають лише у достатньо обґрунтованих випадках, наприклад, у поясних з'єднаннях підкранових балок, оскільки не провар у корені шва є концентратором напружень і зумовлює значне зниження втомної міцності металу шва.

З'єднання *внапуск* утворюють за допомогою кутових швів і використовують у більшості монтажних стиків та досить часто у заводських умовах. Для цього виду з'єднання допускаються менші точності виготовлення деталей та спрощується виконання. На відміну від стикових з'єднань *внапуск* властиві значні концентрації напружень, що негативно впливають на їхню роботу при динамічних навантаженнях. При статичних навантаженнях і використанні пластичних сталей негативний вплив концентрацій напружень у кутових швах незначний.

Застосування у будівельних конструкціях прорізних швів, електрозаклепок і переривчастих швів обмежене. Їх можна використовувати у несучих конструкціях, на які не впливають рухомі чи вібраційні навантаження та розтягувальні зусилля, а також у допоміжних елементах. Відстань між переривчастими швами не повинна перевищувати $15t$ у стиснених і $30t$ у розтягнених неробочих елементах (t – найменша товщина з'єднуваних елементів).

Якість зварних швів обов'язково контролюють. Методи контролю регламентовані у частині III „Будівельних норм і правил” на виконання і приймання робіт.

З'єднання на болтах і заклепках

У металевих конструкціях використовують переважно болти діаметром 10...30 мм. Діаметри анкерних болтів досягають 100 мм та більше. Довжина болтів зумовлена конструкцією з'єднання і може змінюватися у широких межах. Розмір головки болта під ключ найчастіше становить $1,5d$.

Розрізняють болти грубої та нормальної точності, підвищеної точності і високоміцні.

Болти грубої та нормальної точності здебільшого використовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів. Переважно використовують болти М20, а для дрібного фасонного прокату – М16 та М12. Встановлюють болти в отвори, діаметр яких більший за діаметр болтів на 3 мм (для зазначених діаметрів). Отвори формують в окремих з'єднуваних деталях шляхом пробивання чи свердлення. Тому при складанні спостерігається деяке неспівпадіння осей отворів.

При дії сил зсуву використовують болти підвищеної точності та високоміцні болти.

Болти підвищеної точності встановлюють у отвори, номінальні діаметри яких відповідають діаметрам болтів, тобто забезпечуємо щільний контакт між болтом і стінкою отвору. При цьому отвори в усіх з'єднуваних деталях повинні накладатися, бо інакше не вдасться встановити болти. Тому отвори просвердлюють у зібраному й зафіксованому пакеті з'єднуваних елементів або попередньо просвердлюють чи пробивають отвори меншого діаметра в окремих деталях, а після збирання пакету розсвердлюють їх на проектний діаметр. Можливе свердлення отворів в окремих деталях відразу на проектний діаметр. Але тоді обов'язковим є використання кондукторів, які забезпечують точне розміщення отворів.

Виготовляють болти грубої, нормальної, а також підвищеної точності найчастіше з маловуглецевих сталей. При цьому використання болтів з автотної сталі у будівельних конструкціях не допускається, що необхідно зазначати на кресленнях. Доволі широко застосовують також сталі підвищеної міцності.

Залежно від міцності матеріалу болти об'єднують у класи, які позначають двома числами, розділеними крапкою (наприклад, 4.6, 5.6, 6.6, 8.8). Перше число, помножене на 100, позначає найменше значення межі міцності (МПа), а добуток першого числа на друге збільшений у 10 разів, - значення межі текучості (МПа). Приймають клас болтів згідно з рекомендаціями норм відповідно до напруженого стану та враховуючи кліматичні особливості району будівництва.

Клас міцності гайок повинен відповідати міцності болтів. Гайки класу міцності 4 використовують для болтів класів 4.6, 4.8, 5.6 та 5.8, класів міцності 5 і 6 — відповідно для болтів класів 6.6 і 8.8, класу 8 — для болтів класу 10.9.

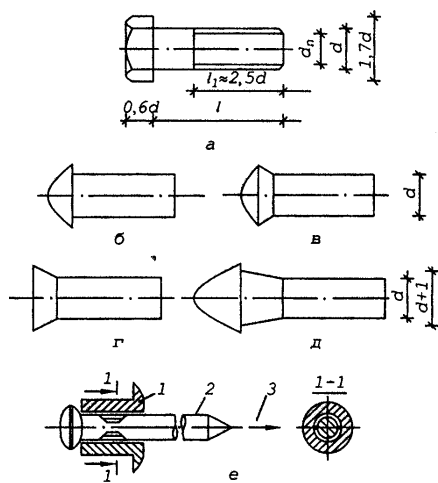


Рис. 18 - Болти та заклепки:
а – болт; заклепки з напівкруглою (б),
напівпотаємною (в), потаємною (г) та
підвищеною (д) закладними головками;
е – комбінована заклепка.

Під головки болтів грубої, нормальної та підвищеної точності та гайки обов'язково, повинні встановлюватися круглі шайби: не більше двох під гайку і однієї під головку. У місцях прилягання головки болтів до похилих площин ставлять косі шайби, нахили поверхонь яких відповідають кутам спряження площин з'єднуваних елементів. Для закріплення гайок на постійних болтах застосовують

контргайки чи пружинні шайби. Вид закріплення необхідно зазначати у проекті. Високоміцні болти виготовляють лише з високоміцних сталей: 40 Х Селект, 38 ХС Селект, 40 ХФА Селект, 30 ХЗМФ, 30 Х2НМФА та інших і піддають термічній обробці для додаткового зміцнення. Застосовують їх у робочих (розрахункових) з'єднаннях, які працюють на зсув чи розтяг. Найпоширенішими є болти діаметрами 20, 24, 30 мм. Встановлюють такі болти в отвори, діаметр яких перевищує діаметр болтів на 1...4 мм.

Утворюють (пробивають чи свердлять) отвори в окремих деталях, тому при збиранні конструкцій має місце певне неспівпадіння отворів.

Висока міцність болтів дає змогу інтенсивно обтиснути пакет з'єднаних деталей. Як наслідок, на контактних поверхнях виникають значні зусилля тертя, які забезпечують нерухомість з'єднання при зсувних навантаженнях. Доцільними є такі болти і в з'єднаннях, що передають великі зусилля розтягу. При невеликих зусиллях розтягу більш раціональним є використання дешевших болтів грубої чи нормальної точності.

Для кріплення профільованого настилу до прогонів та елементів фахверку найчастіше використовують самонарізальні болти, які мають спеціальний профіль для нарізання різьби в отворах з'єднаних деталей під час загвинчування. Найпоширенішими є болти діаметром до 8 мм.

Анкерні (фундаментні) болти передають зусилля розтягу на фундамент. Сортамент анкерних болтів передбачає діаметри від 12 до 140 мм. Конструкція анкерних болтів повинна забезпечувати їх надійне закріплення в бетоні.

Останнім часом замість заклепкових з'єднань у сталевих конструкціях найчастіше застосовують високоміцні болти та зварювання. Заклепки використовують дуже обмежено, лише при значних динамічних та вібраційних навантаженнях, їх виготовляють з м'яких сталей (наприклад, Ст2закл., Ст3закл., 09Г2 та інші). Залежно від форми закладної головки розрізняють заклепки з напівкруглими, напівпотаємними, потаємними та підвищеними головками (рис.18б-д).

Заклепки встановлюють у отвори, діаметр яких на 1,0...1,5 мм більший від діаметра стержня заклепки. Заклепкове з'єднання утворюють у два етапи. Перший – осаджування стержня до повного заповнення отвору, другий – формування замикальної головки. При звичайних заклепках (рис.18 б, в) щільне заповнення отвору забезпечується для пакетів товщиною до $3,5d$. Більші товщини вимагають осаджування з двох сторін, тобто частина металу закладної головки також повинна переходити в отвір. У цьому випадку використовують заклепки з підвищеною головкою і конічною частиною стержня (рис.18 д).

Клепання виконують за допомогою клепальних молотків чи скоб у гарячому та холодному станах. За гарячим методом заклепки попередньо нагрівають.

При машинному клепанні заклепки з вуглецевої сталі нагрівають до $650...700^{\circ}\text{C}$ (яскраво-червоне свічення), а при клепанні пневматичним молотком – до $1000...1100^{\circ}\text{C}$. Заклепки з низьколегованих сталей при будь-якому способі клепаання нагрівають до $1000...1100^{\circ}\text{C}$. Далі заклепки встановлюють у отвори, осаджують стержень і формують замикальну головку. Тобто деформування заклепок здійснюють при високих температурах, коли матеріал перебуває у пластичному стані. Охолоджуючись, заклепка вкорочується, стискаючи тим самим пакет. Як наслідок, між окремими з'єднуваними елементами виникають суттєві сили тертя, що поліпшують роботу з'єднання на зсув. Для отримання якнайбільших сил тертя дуже важливо витримати заклепку під тиском клепальної скоби чи ударами клепального молотка до температури, нижчої від температури розпаду аустеніту ($600...650^{\circ}\text{C}$), оскільки при переході аустеніту в ферит об'єм металу збільшується, а це знижує величину обтиску пакету. При дотриманні цієї умови залишкові напруження натягу заклепки становлять $120...140\text{ МПа}$.

У холодному стані заклепки ставлять за звичайних температур, коли матеріал має значну міцність. Тому для осаджування стержня і формування замикальної головки потрібні потужніші клепальні скоби. Натомість не потрібно нагрівати заклепки і витримувати їх під тиском. Тому холодне клепаання продуктивніше від гарячого. Зусилля натягу заклепок у цьому випадку менші (близько $20...60\text{ МПа}$), оскільки виникають лише внаслідок пружної віддачі з'єднаних елементів, стиснутих клепальною скобою.

Листи профнастилу з'єднують між собою комбінованими заклепками діаметром 5 мм, які дають змогу склепати листи, виконуючи роботи з одного боку конструкції, при товщині пакету до 3 мм.

11. БАЛОЧНІ КОНСТРУКЦІЇ – ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТИХ КОЛОН. КОМПОНОВКА КОНСТРУКЦІЙ ФЕРМ, ОБЛАСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ

Балками називають елементи, довжина яких значно перевищує розміри перерізу, що працюють на поперечний згин та мають суцільний переріз. Це одні з найпоширеніших конструкцій, які використовують як несучі елементи в перекриттях і покрівлях будівель та споруд, робочих майданчиків, естакад, галерей, у мостах тощо. Балки застосовують як при малих (наприклад, прогони легких покрівель), так і значних навантаженнях (балки мостів, підкранові балки тощо).

Найраціональнішими є балки довжиною до 20 м, хоча при інтенсивних навантаженнях ділянка раціональних прольотів збільшується. Так, з успіхом експлуатуються балкові мости з прольотами до кількох сотень метрів.

За статичною схемою балки поділяють на однопролітні розрізні, консольні та нерозрізні багатопролітні (рис. 19). За витратою металу ефективнішими є нерозрізні та консольні балки. Але трудомісткість їх виготовлення та монтажу вища, ніж однопролітних.

Найчастіше проектують металеві балки двотаврового перерізу (рис. 20). Такий переріз економічний щодо витрати металу і зручний у конструюванні. Застосування двостінних балок виправдано лише при наявності значних крутих моментів. Легкі балки часто виготовляють зі швелерів (наприклад, прогони). Економічними є й балки з перфорованою стінкою, які виготовляють шляхом розрізування прокатних двотаврів по ламаній лінії з подальшим зварюванням виступних частин.

Залежно від прольоту і навантаження балки виготовляють: з прокатних, пресованих та гнутих профілів (рис. 20, а, б, в) і складеного перерізу (рис. 20, г, д).

Проектуючи конструкції, необхідно пам'ятати, що балки складеного перерізу дорожчі й трудомісткіші, їх використання обґрунтоване лише тоді, коли

прокатні чи гнуті профілі не задовольняють вимоги міцності, жорсткості, стійкості тощо.

Серед балок складених перерізів більш економічними є балки, в яких елементи перерізу з'єднані зварюванням. Трудомісткість виготовлення клепа-них балок вища приблизно на 20 %, а металомісткість – на 15 %. Застосування клепаних балок доцільне при значних змінних та динамічних навантаженнях, оскільки вони краще витримують дію таких навантажень.

З метою економії рекомендується використовувати у найбільш напруже-них ділянках поясів сталі підвищеної міцності, виконуючи всі інші частини з менш міцної вуглецевої сталі (так звані бісталеві балки). Знаходять застосуван-ня і попередньо напружені металеві балки, які внаслідок внутрішнього пере-розподілу зусиль і використання високоміцних сталей мають зменшену мета-ломісткість і вищу жорсткість.

Балки використовують як у вигляді окремих несучих конструкцій (напри-клад, підкранові шляхи), так і у вигляді системи перехресних балок (так званих балкових кліток). Поверх балкових кліток влаштовують настил.

Розглянемо найбільш поширені типи балкових кліток.

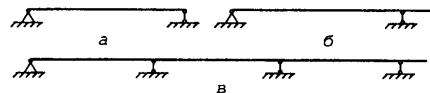


Рис. 19 - Найпоширеніші статичні схеми балок:
а – однопролітна розрізна; б – консольна; в – багатопролітна нерозрізна.

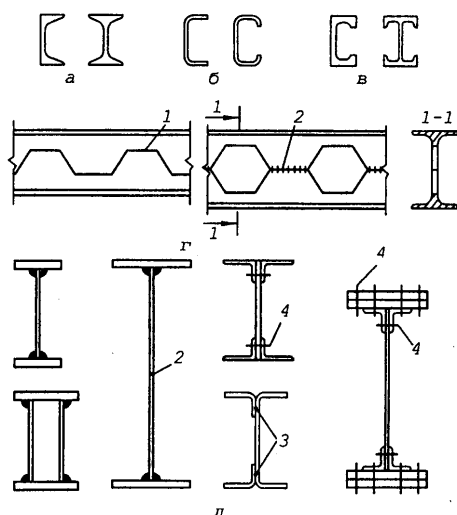


Рис. 20 - Приклади найпоширеніших перерізів балок:
а – прокатних; б – гнутих; в – пресо-ваних; г – з перфорованою стінкою;
д – складеного перерізу; 1 – лінія роз-різу; 2 – стиковий шов; 3 – точкове зварювання; 4 – болти або заклепки

Спрощений (рис. 21, а) – складається з балок лише одного напрямку, які найчастіше спираються на несучі стіни. Тут корисне навантаження сприймається настилом, передається на балки і далі на стіни.

Нормальний тип (рис. 21, б) містить дві системи балок: головні балки та балки настилу, що спираються на головні. Корисне навантаження настилом передається на балки настилу, які, в свою чергу, передають його на головні, а ті — на опори.

Ускладнений тип (рис. 21, в) крім головних балок і балок настилу містить ще й допоміжні. Ланцюжок передачі навантаження такий: настил – балки настилу – допоміжні балки – головні балки – конструкції опор (наприклад, колони).

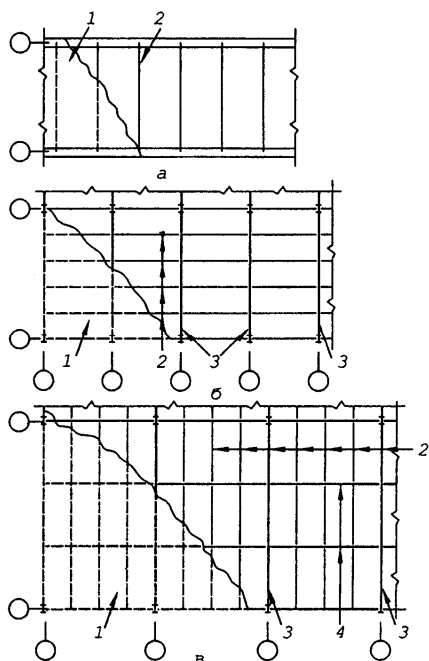


Рис. 21 - Типи балкових кліток: а – спрощений; б – нормальний; в – ускладнений; 1 — настил; 2 — балки настилу; 3 – головні балки; 4 – допоміжні балки

Крок головних балок – 3...6 м, а балок настилу залежить від матеріалу настилу – 0,6...1,6 м при металевому і 2,0...3,5 м – при залізобетонному.

Ускладнений тип застосовують порівняно рідко, лише при розрідженій сітці колон і значних навантаженнях. Це найбільш конструктивно складний і трудомісткий тип балкової клітки.

Найпоширенішим і найдешевшим є спрощений тип балкової клітки. Його застосування доцільне при малих прольотах, коли балки можуть бути виконані з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок балок зумовлений конструктивним рішенням настилу.

Широко використовують і нормальний тип балкових кліток. Головні балки, як правило, мають складені перерізи, а балки настилу виготовляють з прокатних, гнутих чи пресованих профілів.

Колони, як і балки, - найбільш поширені конструкції. Вони призначені для підтримання елементів робочих майданчиків, перекриттів, покрівель, трубопроводів, естакад, шляхопроводів тощо. Навантаженням для колон є опорні реакції конструкцій, що на них спираються. Далі ці зусилля найчастіше передаються на фундаменти або, в окремих випадках, на нижче розміщені конструкції.

Колона складається з трьох елементів:

оголовника – конструктивного елемента, на який безпосередньо передаються опорні реакції конструкцій, що спираються на колону;

бази – елемента, який передає зусилля колони на бетон фундаменту;

стержня – основного конструктивного елемента, який передає навантаження з оголовника на базу.

Матеріалом металевих колон найчастіше є сталь. У минулому були поширені чавунні колони. Але маса таких колон велика. Окрім цього, з'єднання чавунних колон з іншими конструкціями складне. Алюмінієві сплави застосовують рідко через високу вартість матеріалу і низьку загальну та місцеву стійкість. За конструкцією колони можуть бути суцільного перерізу та наскрізні.

Найдешевшими є колони з прокатних широко-полічкових двотаврів, ширина перерізу яких наближена до висоти. Звичайні двотаври не вигідні, тому що мала ширина перерізу спричинює їх низьку стійкість у площині, паралельній полічкам.

При великих навантаженнях (5000 кН і більше) доцільні складені суцільні перерізи. Найпростіші й економічніші зварні двотаври, які виготовляють на потокових високомеханізованих та автоматизованих лініях.

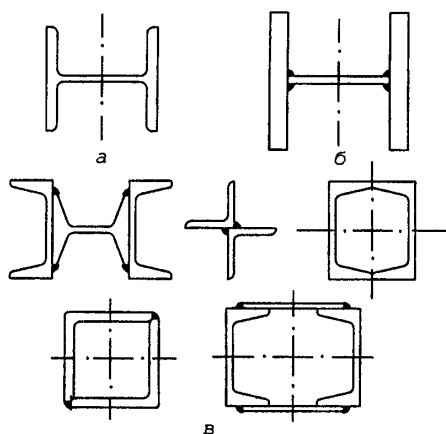


Рис. 22 - Поширені типи перерізів суцільних колон

Менш економічно вигідними за витратами металу, але простішими у виготовленні (особливо в умовах будівельного майданчика) є колони з прокатних профілів. Але через обмеженість сортаменту вони мають відносно невелику несучу здатність. З прокатних профілів можуть компонуватися як відкриті, так і замкнені

перерізи. Колони замкненого перерізу мають кращий зовнішній вигляд і близьку чи рівну загальну стійкість у всіх напрямках. Але їх внутрішні поверхні недоступні для огляду і захисту від корозії. Тому при підвищеній агресивності зовнішнього середовища внутрішній об'єм таких колон треба герметизувати, що найпростіше виконати у колонах з труб, але приєднання до них інших конструкцій є складним.

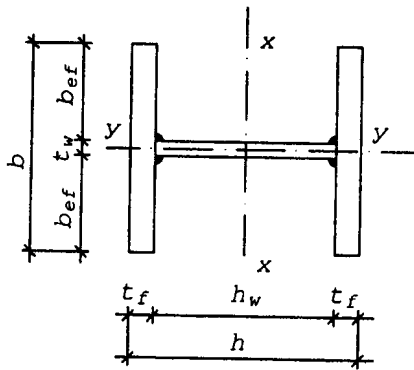


Рис. 23 - Розрахунковий переріз двотаврової колони.

При великих навантаженнях і малих розрахункових довжинах і розмірах перерізу (наприклад, колони багатоповерхових висотних будівель) застосовують суцільні прямокутні перерізи, набрані з окремих листів, зварених між собою. Легкі колони під невеликі навантаження можуть бути виконані з

гнутих профілів.

Добираючи суцільний переріз колони, завантаженої осьовою силою N , у першу чергу визначають потрібну площу:

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

Для знаходження коефіцієнта поздовжнього згину φ попередньо задаються гнучкістю λ . Як свідчить досвід проектування, у першому наближенні доцільно приймати $\lambda = 50 \dots 100$ (що більше навантаження, то меншу гнучкість обирають).

Крім площі, обчислюють також потрібні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda}; \quad i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda},$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ — розрахункові довжини колони у площинах, перпендикулярних до осей x і y .

Значення l_{ef} обчислюють за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x; \quad l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y,$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ — геометричні довжини колони або її ділянок між точками закріплення конструкціями перекриттів, покрівлі або між зв'язками у відповідних площинах; μ_x, μ_y — коефіцієнти зведення довжини, які приймають залежно від способу закріплення колони у відповідних площинах.

Найчастіше колону приймають защемленою у фундаменті та шарнірно з'єднаною з конструкціями перекриття. При шарнірному кріпленні обох кінців передбачають зв'язки, які забезпечували б незмінність положення колони.

Знаючи потрібні значення площі та радіусів інерції перерізу, за сортаментом знаходять номер прокатного широко полчкового двотавра чи іншого профілю. Коли ж наявні у сортаменті профілі недостатні, переходять до складених перерізів. При цьому додатково обчислюють найменші значення генеральних розмірів перерізу:

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1}; \quad b = \frac{i_y}{\alpha_2},$$

де коефіцієнти α_1 і α_2 відображають залежність між радіусами інерції та відповідними йому генеральними розмірами перерізу.

Значення коефіцієнтів α_1 і α_2 кожного з видів перерізу змінюються у відносно вузьких межах. Так, для найпоширенішого двотаврового перерізу можна приймати $\alpha_1 = 0,43$, $\alpha_2 = 0,24$; для труб $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,35$. Для інших профілів ці коефіцієнти приймають згідно з довідковою літературою.

За отриманими величинами A , b і h komponують переріз. Для складеного двотаврового та подібних до нього перерізів з міркувань забезпечення технологічності з'єднань приймають $h = b$ за більшою з величин.

Розміри окремих елементів перерізу b_{ef}, t_f, h_w, t_w остаточно приймають згідно з сортаментом такими, щоб забезпечити вимоги щодо місцевої стійкості. При $\bar{\lambda} = (0,8...4)$

для полицки

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

для стінки

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

але

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2,9 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

де $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – зведена гнучкість. При інших значеннях $\bar{\lambda}$ див. нормативні документи (СНиП П-23-81*). Компонуючи переріз, доцільно основну масу металу зосереджувати у полицках. Це поліпшує загальну стійкість колони.

Запроектувавши переріз, перевіряють його з урахуванням фактичних геометричних характеристик A, i_x, i_y та гнучкостей λ_x, λ_y .

Перевірка загальної стійкості описується формулою

$$\frac{N}{A} \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

де φ менше зі значень φ_x чи φ_y , отриманих відповідно за λ_x чи λ_y .

За наявності у перерізі значних послаблень перевіряють також міцність колони:

$$\frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Коли ж умови не задовольняються, переріз збільшують. Доцільно збільшувати генеральні розміри перерізу. Порівняно з нарощуванням товщини полочок і стінки при незмінних основних розмірах це сприяє економії металу.

Значні запаси стійкості та міцності свідчать про перевитрати металу і потребу зменшити переріз. Будь-яка зміна перерізу повинна завершуватися перевіркою його міцності та стійкості.

Розміри поясних швів приймають конструктивно найменшими з умови зварюваності. У колоні, яка працює на центральний стиск, усі частини перерізу напружені рівномірно і зусилля зсуву між окремими частинами перерізу відсутні. Невеликі зусилля зсуву з'являються при випадкових ексцентриситетах прикладення осової сили, деякій непрямолінійності осі колони, незначних поперечних навантаженнях. Саме тому поясні шви і приймають якнайменшими.

Список джерел

- 1 Артемьева И. Н. Аллюминий в строительстве. Л., 1985.
- 2 Беленя Е.И. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции. – М., 1975.
- 3 Байков В. Н., Сигалов Э.В. Железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1985.
- 4 Барашиков А. Я. Залізобетонні конструкції. - К.: Вища школа, 1995.
- 5 Васильев В. А. Металлические конструкции. – М., 1976.
- 6 ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия.
- 7 ДСТУ 3760-98. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия. – К.: Госстандарт Украины, 1998. – 20с.
- 8 Железобетонные конструкции / Под ред. Л. П. Полякова, Е. Ф. Лысенко и Л. В.Кузнецова. – К.: Вища школа, 1984.
- 9 Клименко Ф. Є., Барабаш В. М. Металеві конструкції: Підр. для вузів. – Львів, 1994.
- 10 Лихтарников Я. М. Техничко-економічні основи проектування будівельних конструкцій. – К., 1980.
- 11 Лихтарников Я. М., Ладиженский Д. В., Климов В. М. Расчет стальных конструкций. К., 1984.
- 12 Мандриков А. П. Примеры расчета металлических конструкций. – М., 1991.
- 13 Металлические конструкции / Под ред. Е. И. Беленя. – М., 1986.
- 14 Металлические конструкции. Специальный курс / Под ред. Е. И. Беленя. – М., 1976.
- 15 Проектирование металлических конструкций / В. В. Бирюлев, И. И. Кошин, И. И. Крылов, А. В. Сильвестров. – Л., 1990.
- 16 Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения. – К.: Госстрой Украины, 2002. – 39 с.
- 17 Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). - М.: Стройиздат, 1977. – 328 с.30.
- 18 Сахновский И. М. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. – К, 1984.
- 19 Сахновский К. В. Железобетонные конструкции. – М.: Госстройиздат, 1959.
- 20 СНиП П.23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М., 1988.
- 21 СНиП 2.03.П-85. Защита строительных конструкций от коррозии. М., 1986.
- 22 Стороженко Л. І., Семко А. В., Ефименко В. Л. Сталежелезобетонні конструкції. – К., 1997.
- 23 Якубовский Б. В. Железобетонные и бетонные конструкции Учебник для строит. вузов. - М.: Высшая школа, 1972.

Навчальне видання

СІРОМЕНКО Анна Миколаївна

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ
з курсу

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

*(для студентів 4 курсу денної форми навчання
напряму підготовки 6.030601 «Менеджмент»)*

Відповідальний за випуск *Г. А. Молодченко*

Редактор *О. Н. Монтян*

Комп'ютерне верстання *О. А. Балашова*

План 2010, поз.1Л

Підписано до друку 31.03.2011	Формат 60х84/16
Друк на ризографі	Ум. друк. арк. 2,8
Зам №	Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4064 від 12.05.2011