



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства
та природокористування
Кафедра промислового, цивільного будівництва
та інженерних споруд

03-01-73

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання розрахунково-графічної роботи
з навчальної дисципліни

«Інженерні конструкції»

для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
за освітньо-професійною програмою «Гідроенергетика»
спеціальності 145 «Гідроенергетика»
денної і заочної форм навчання

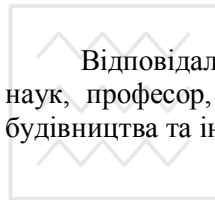
Рекомендовано
Науково-методичною радою з
якості ННІВГП
Протокол № 1 від 24.09.2019 р.

Рівне – 2019



Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи з навчальної дисципліни «Інженерні конструкції» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Гідроенергетика» спеціальності 145 «Гідроенергетика» денної і заочної форм навчання / Бабич В. Є., Романюк В. В. – Рівне : НУВГП, 2019. – 55 с.

Укладачі: Бабич В. Є., кандидат технічних наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд; Романюк В. В., кандидат технічних наук, професор кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.



Відповідальний за випуск – Бабич Є. М., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Керівник групи забезпечення спеціальності Рябенко О. А.

© Бабич В. Є.,
Романюк В. В., 2019
© Національний університет
водного господарства та
природокористування, 2019



ЗМІСТ

Вступ	4
1. Основні положення розрахунку сталевих балок суцільного перерізу	5
1.1. Загальні вимоги до проектування сталевих конструкцій	6
1.2. Розрахунок на міцність балок суцільного перерізу	9
1.3. Вибір розмірів сталевих балок для балок суцільного перерізу	9
1.4. Розрахунок сталевих балок суцільного перерізу за граничними станами другої групи	10
2. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок	10
2.1. Мета розрахунку залізобетонних балок та основні передбачення	12
2.2. Умови міцності нормальних перерізів залізобетонних балок з використанням спрощеної діаграми деформування бетону	14
2.3. Визначення площі розтягнутої арматури в балках прямокутного профілю з одиночною арматурою	15
2.4. Розрахунок міцності балок по похилим перерізам	20
2.5. Розрахунок балок за шириною розкриття тріщин	23
2.6. Розрахунок залізобетонних балок за деформаціями	25
3. Приклади розрахунків одно пролітних сталевих балок суцільного перерізу та залізобетонної балки	25
3.1. Розрахунок сталевих балок суцільного перерізу	25
3.2. Розрахунок залізобетонної балки	28
Список використаних джерел	36
Додаток А. Табличні дані для розрахунків балок	39
Додаток Б. Вихідні дані на виконання індивідуального розрахунково-графічного завдання	52



ВСТУП

Робоча програма з дисципліни «Інженерні конструкції» передбачає вивчення теоретичного матеріалу та набуття знань і вмінь з проектування інженерних конструкцій споруд гідроенергетичного призначення. Практичними вміннями проектувати конструкції здобувачі вищої освіти оволодівають і засвоюють на практичних заняттях та під час виконання індивідуальних занять.

В практичній частині розрахунково-графічна робота включає два завдання: розрахунок і конструювання сталеві балки суцільного перерізу та розрахунок і конструювання однопролітної залізобетонної балки прямокутного перерізу. Для цього в методичних вказівках наведені основи проектування згинальних залізобетонних елементів та сталевих елементів суцільного профілю за двома групами граничних станів.

В прикладах конкретно розглядаються однопролітні сталеві балки суцільного перерізу та залізобетонні балки прямокутного перерізу, на які діють рівномірно розподілені навантаження. Оволодіння методикою розрахунків і конструювання таких балок забезпечує набуття вміння студентами розраховувати і конструювати балки будь-якого поперечного перерізу та статичної схеми (розрізні, нерозрізні тощо).

В кінці вказівок наведені всі необхідні табличні дані для проектування балок та вихідні дані для виконання індивідуальних завдань.



1. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕВИХ БАЛОК СУЦІЛЬНОГО ПЕРЕРІЗУ

1.1. Загальні вимоги до проектування сталевих балок

Сталеві балки широко використовуються в будівництві як окремі несучі конструкції або в складі конструктивних систем будівель і споруд (перекриття, робочі площадки, естакади тощо). Як правило, сталеві балки виконують із фасонного прокату (двотаври, швелери) за ГОСТ 27772 (табл. А.1 додатку А).

Основні вимоги до будівель і інженерних споруд та до їхніх конструктивних елементів залежать від їхнього функціонального призначення та визначаються відповідними нормативними документами стосовно проектування та експлуатації. Усі будівлі та інженерні споруди повинні відповідати таким загальним вимогам:

- мати високу надійність протягом усього часу експлуатації;
- мати необхідні механічний опір та стійкість;
- зберігати показники експлуатаційної придатності в установлених межах;

Згідно з ДБН В.1.2-14-2009 підтвердження основної вимоги щодо механічного опору і стійкості будівельних об'єктів ґрунтується на концепції граничних станів із використанням відповідних моделей для розрахунку та, у разі необхідності, випробувань, якими враховуються всі відповідні змінні. Дотримання основних вимог до будівельних конструкцій забезпечується розрахунками з методом граничних станів.

Відповідно до ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» елементи і конструкції поділяються на три класи залежно від виду напружено-деформованого стану (НДС) розрахункового перерізу, що допускаються у розрахунках:

1-й клас – напружено-деформований стан, за якого нормальні напруження σ на всіх ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі R_y і можуть



досягати його лише у найбільш напружених волокнах перерізу $\sigma = R_y$ (пружна робота перерізу);

2-й клас - напружено-деформований стан, за якого нормальні напруження σ на деяких ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі R_y , а на інших дорівнюють йому $\sigma = R_y$ (пружно-пластична робота перерізу);

3-й клас - напружено-деформований стан, за якого нормальні напруження σ на всій площі розрахункового перерізу дорівнюють розрахунковому опору сталі R_y (пластифікація всього перерізу з утворенням пластичного шарніру).

Балки 1-го класу слід застосовувати для всіх видів навантажень і розраховувати в межах пружних деформацій.

Сталеві балки, які відносяться до згинальних елементів, необхідно розраховувати за граничними станами двох груп: за втратою несучої здатності або за повною непридатністю до подальшої експлуатації та за непридатністю до нормальної експлуатації.

За граничними станами першої групи виконують розрахунки:

- втрати міцності за нормальними, дотичними та приведеними напруженнями (відповідно σ , τ , σ_{red})
- втрати загальної та місцевої стійкості.

За граничними станами другої групи необхідно виконувати розрахунок балок за деформаціями.

1.2. Розрахунок на міцність балок суцільного перерізу

Методика розрахунку на міцність балок суцільного перерізу розглядається на прикладі розрахунку одно пролітної вільно опертої балки суцільного перерізу, на яку діє рівномірно розподілене зовнішнє навантаження, включаючи навантаження від власної ваги, внаслідок чого у вертикальній площині в перерізах балки виникають згинальні моменти M_{Ed} та поперечні сили Q_{Ed} (рис. 1).

Відповідно до ДБН В.2.6-198:2014 міцність розрахункового перерізу балки 1-го класу при дії згинального моменту від зовнішнього навантаження в одній із головних площин буде забезпечена при виконанні умови



$$\frac{M_{Ed} \gamma_n}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1)$$

а при дії поперечної сили, що спрямована паралельно серединній площині стінки, при виконанні умови

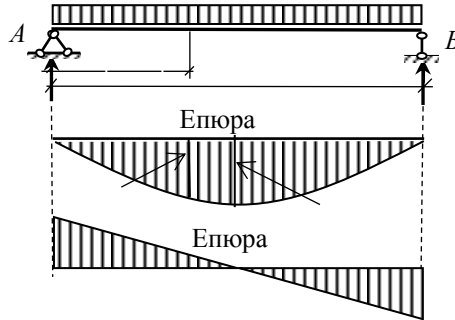


Рис. 1. Епюра моментів та поперечних сил в однопролітній балці

$$\frac{Q_{Ed} \gamma_n}{I_t w R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (2)$$

де M_{Ed} і Q_{Ed} – відповідно згинальний момент і поперечна сила, які виникають в розрахункових перерізах балки від дії зовнішнього розрахункового навантаження з урахуванням власної ваги;

R_y і R_s – відповідно розрахункові опори сталі згину та зсуву;
 γ_n і γ_c – відповідно коефіцієнт надійності за відповідальністю та коефіцієнт умов роботи балки;

$W_{n,min}$ – момент опору перерізу нетто;

I – момент інерції перерізу брутку;

t_w – товщина стінки балки.

Значення згинальних моментів M_{Ed} і поперечних сил Q_{Ed} , які виникають від дії розрахункового зовнішнього навантаження, визначаються методами будівельної механіки, а їх максимальні значення для одно пролітних балок від дії рівномірно розподіленого навантаження (див. рис. 1) можна визначити за формулами:

$$M_{Ed,max} = \frac{q_d l_d^2}{8}; \quad Q_{Ed,max} = \frac{q_d l_d}{2}, \quad (3)$$



де q_d – розрахункове рівномірно розподілене зовнішнє навантаження:

l_d – розрахунковий проліт балки.

Розрахунковий опір фасонного прокату згину R_y залежно від марки сталі приймають відповідно до ДБН В.2.6-198:2014 (табл. А2 додатку А), а розрахунковий опір сталі зсуву приймають рівним $R_s = 0,58R_y$.

Значення коефіцієнту надійності за відповідальністю γ_n (табл. А.3 додатку А) залежить від класу наслідків відмов об'єкта та типу розрахункових ситуацій відповідно до ДБН В.1.2-14-2009 (в індивідуальних завданнях можна приймати $\gamma_n = 1,05$, як для конструкцій категорії відповідальності В класу наслідків СС2 за усталених розрахункових ситуаціях). Коефіцієнт умов роботи конструкцій γ_c для балок суцільного перерізу приймають $\gamma_c = 0,9$.

Геометричні характеристики перерізів балок приймають за сортаментом залежно від номера прокатного профілю (табл. А.4 додатку А).

Від дії зовнішнього навантаження в перерізах балок виникають нормальні напруження σ в поперечних перерізах (перпендикулярних поздовжній осі балок) та дотичні напруження τ (рис. 2), які визначаються за формулами опору матеріалів:

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W_n}; \quad \tau = \frac{Q_{Ed} S_x}{I t_w}, \quad (4)$$

де S – статичний момент зсувної частини перерізу бруто відносно нейтральної лінії.

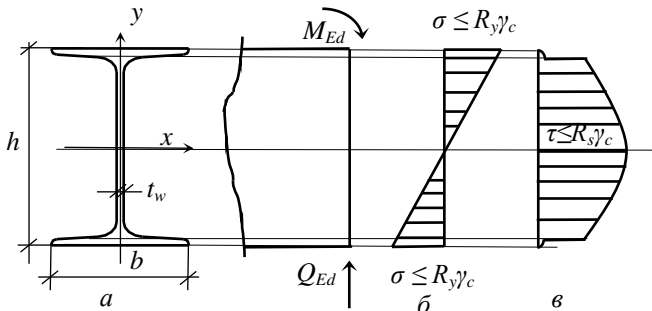


Рис. 2. Напружено-деформований стан балки 1-го класу:
 a – форма суцільного поперечного перерізу; b – опора нормальних напружень σ ; δ те саме, дотичних τ



Враховуючи формули (4), умови міцності розрахункових перерізів балок можна записати у вигляді:

$$\sigma = \frac{M_{Ed}\gamma_n}{W_{n,min}} \leq R_y\gamma_c; \quad (5)$$

$$\tau = \frac{Q_{Ed}S_x\gamma_n}{I t_w} \leq R_s\gamma_c. \quad (6)$$

1.3. Вибір розмірів сталевого прокату для балок суцільного перерізу

В граничному стані в розрахунковому перерізі балки нормальні напруження σ можуть досягти розрахункової межі текучості, тобто $\sigma = R_y\gamma_c$ рис. 2 . Враховуючи такий стан, формула (5) перетворюється у рівняння, з якого при дії максимального згинального моменту можна знайти необхідний момент опору перерізу сталевих прокату, тобто

$$W_{n,min} = \frac{M_{Ed,max}\gamma_n}{R_y\gamma_c}. \quad (7)$$

За знайденим значенням $W_{n,min}$ за сортаментом (табл. А.4 додатку А) вибирається номер двотавра і приймаються основні його фактичні характеристики: A ; h ; W_n ; I_x ; I_y ; I_t ; S_x ; t_w ; i ; q (маса). При цьому повинна виконуватися умова $W_n \geq W_{n,min}$ та умова (6).

1.4. Розрахунок сталевих балок суцільного перерізу за граничними станами другої групи

Метою розрахунку балок за граничними станами другої групи (за деформаціями) є обмеження прогинів балок, щоб вони відповідали вимогам їх нормальної експлуатації. Розрахунок полягає у перевірці умови

$$f \leq f_y, \quad (8)$$

де f – фактичний прогин балки від дії зовнішнього навантаження;

f_u – гранично допустимий прогин балки.

Граничні прогини f_u (у відносних одиницях до розрахункового прольоту) встановлюються стандартом ДСТУ Б.В.1.2-3:2006 залежно від конструктивних, фізіологічних, естетико-психологічних та технологічних вимог, які ставляться



до конструкції. В усіх випадках прогини балок від дії зовнішніх навантажень не повинні перевищувати 1/150 прольоту, тобто $f_u = l_d/150$.

Фактичний прогин балок визначається за формулами будівельної механіки як для пружної системи. Для однопролітної балки при дії рівномірно розподіленого навантаження прогин f може бути обчислений за формулою

$$f = \frac{5}{48} \frac{M_E}{EI_x} l_d^2, \quad (9)$$

де M_E – максимальний згинальний момент в перерізі балки;

E – модуль пружності сталі;

I_x – момент інерції перерізу в площині згину.

Значення згинального моменту M_E може визначатися залежно від таких умов:

- якщо вихід за граничний стан може бути допущений у середньому один раз за весь проектний період експлуатації, то значення M_E визначається від дії розрахункових навантажень за формулою (3). В цьому випадку $M_E = M_{Ed,max}$;

- якщо вихід за граничний стан може бути допущений упродовж певної частки часу проектного терміну експлуатації, то значення M_E визначається від дії характеристичного (експлуатаційного) навантаження. В цьому випадку M_E також визначається за формулою (3), але значення q_d замінюється на значення q_k – характеристичне зовнішнє навантаження ($\gamma_f = 1,0$).

В переважній більшості випадків розрахунок балок за деформаціями виконують від дії характеристичних навантажень.

Якщо умова (8) не виконується, збільшують профіль прокатного двотавра (збільшується I_x) і перевірку повторюють.

2. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

2.1. Мета розрахунку залізобетонних балок та основні передбачення

Залізобетонні балки являють собою конструктивні елементи будівель і споруд, що працюють на згин, довжина (проліт) яких не менше ніж утричі перевищує загальну висоту



поперечного перерізу. Балки – це найбільш поширені залізобетонні конструкції, які використовуються при зведенні різноманітних будівель і споруд: житлових і цивільних будинків, промислових будівель, силосних корпусів, підземних переходів, резервуарів, естакад тощо. Балки можуть мати різні обриси поперечного перерізу: прямокутні, таврові і двотаврові, трикутні, коробчасті та інші. Вони можуть зводитися як окремі вільно лежачі конструкції, нерозрізними багато пролітними, одно пролітними з двома або однією консоллю. В практиці будівництва оптимальними вважаються прольоти балок в межах 5 ... 7 м, а їхня висота - в межах (1/10 ... 1/15) від прольоту.

Основною метою проектування залізобетонних балок, яке включає їхній розрахунок, є недопущення в процесі їх експлуатації настання будь-якого граничного стану, тобто, забезпечити необхідну надійність і придатність конструкцій до нормальної експлуатації. Розрахунок конструкцій виконується за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає у тому, що враховується приріст у перерізах не зусиль (напружень), а деформацій матеріалів.

Несуча здатність залізобетонних елементів без попереднього напружування арматури на дію згинальних моментів визначається, виходячи з наступних передумов:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону і арматури по довжині ділянки між тріщинами, якщо такі є;
- деформації у звичайній арматурі однакові з оточуючим її бетоном, як при розтягу, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті (гіпотеза плоских перерізів);
- зв'язок між напруженнями σ_c і деформаціями ε_c у стиснутому бетоні приймається криволінійним (допускається використання спрощеної залежності);
- зв'язок між напруженнями σ_s і деформаціями ε_s в арматурі приймається у вигляді дволінійної діаграми;
- роботу бетону в розтягнутій зоні допускається не урахувати.



За критерій вичерпання несучої здатності нормального перерізу балок приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах “момент – кривизна (прогин)”) – екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій.

2.2. Умови міцності нормальних перерізів залізобетонних балок з використанням спрощеної діаграми деформування бетону

Основні положення проектування залізобетонних конструкцій передбачають використання в розрахунках криволінійних залежностей між напруженнями і деформаціями бетону, але допускають також використання спрощеної (дволінійної) діаграми (рис. 3). Розрахункові значення деформаційних характеристик бетону для цієї діаграми наведені в табл. А.5 додатку А.

В даній методиці допускається криволінійну епюру напружень в стиснутій зоні бетону замінити прямокутною, використовуючи коефіцієнт λ , який визначає розрахункову висоту стиснутої зони і приймається рівним $\lambda = 0,8$ (рис. 4). Також вводиться коефіцієнт η , який визначає вплив різних факторів на міцність бетону. За відсутності конкретних даних рекомендується приймати $\eta = 1,0$.

Дійсну висоту стиснутої зони x визначають за допомогою гіпотези плоских перерізів, тобто:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_s} d = \xi d. \quad (16)$$

Якщо за межу переходу від переармованих перерізів, в яких руйнування супроводжується деформаціями текучості арматури в межах $\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$, а руйнування елемента відбувається по стиснутій зоні, то граничне значення відносної висоти стиснутої зони ξ_{max} визначиться за формулою

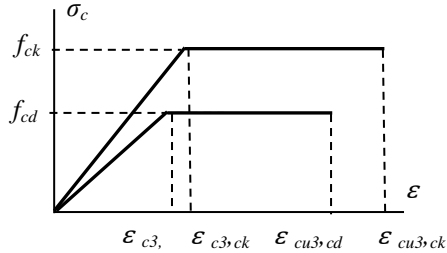


Рис. 3. Дволінійна залежність «напруження-деформації» в бетоні (f_{ck} – характеристичні значення призмової міцності бетону; f_{cd} – розрахункові значення призмової міцності бетону)

$$\xi_{max} = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{s0}}, \quad (17)$$

де $\epsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$ (f_{yd} – розрахунковий опір арматури розтягу (таблиця А.6 додаток А)).

Значення ξ_{max} для різних класів бетону і арматури наведені в табл. А.7 додатку А.

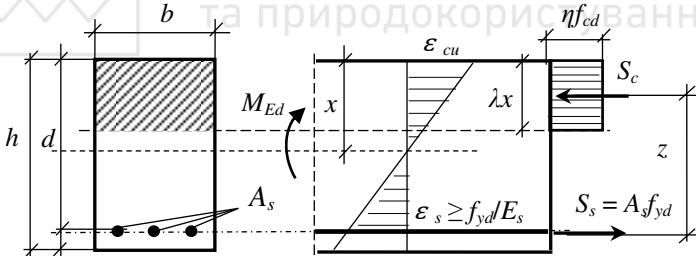


Рис. 4. Розподіл деформацій, напружень та зусиль в нормальному перерізі елемента при спрощеній діаграмі деформування бетону

Якщо $\xi \leq \xi_{max}$ або $x \leq x_{max} = \xi_{max}d$, залізобетонні згинальні елементи проектують з одиночною арматурою, розташованою тільки в розтягнутій зоні перерізу, а якщо $\xi > \xi_{max}$ або $x > x_{max}$, елементи проектують з подвійною арматурою, частина якої розташовується в розтягнутій зоні, а частина – в стиснутій зоні перерізу.



Рівняння рівноваги відповідно до рис. 4 при дії будь-якого значення згинального моменту від зовнішнього навантаження M має вигляд

$$M = S_c z = b \lambda x \eta f_{cd} d - 0,5 \lambda x. \quad (18)$$

Беручи до уваги, що $x = \xi d$, $\xi = x/d$, а коефіцієнти $\lambda = 0,8$ і $\eta = 1$, рівняння (18) набуває вигляду

$$M = b f_{cd} 0,8 \xi d d - 0,5 \times 0,8 \xi d = 0,8 b d^2 f_{cd} 1 - 0,4 \xi. \quad (19)$$

Позначивши $\alpha = 0,8 \xi 1 - 0,4 \xi$, формула (19) може бути представлено у спрощеному вигляді

$$M = \alpha b d^2 f_{cd}, \quad (20)$$

з якого

$$\alpha = \frac{M}{b d^2 f_{cd}}. \quad (21)$$

При дії розрахункового згинального моменту від зовнішнього навантаження M_{Ed} міцність поперечного перерізу балки буде забезпечена при виконанні умови

$$M_{Ed} \leq \alpha b d^2 f_{cd}, \quad (22)$$

$$S_c = S_s; \quad 0,8 x b f_{cd} = A_s f_{yd}, \quad (23)$$

де f_{yd} – розрахунковий опір арматури розтягання.

Для елементів з одиночним армуванням коефіцієнт α , який входить в умову (22), не повинен перевищувати максимального значення α_{max} , яке визначається за формулою

$$\alpha_{max} \leq 0,8 \xi_{max} 1 - 0,4 \xi_{max}. \quad (24)$$

2.3. Визначення площі розтягнутої арматури в балках прямокутного профілю з одиночною арматурою.

Необхідну площу розтягнутої арматури A_s можна знайти шляхом спільного рішення рівнянь (22) і (23), замінивши в умові (22) знак нерівності на знак рівності. Із рівняння (22) знаходиться коефіцієнт α (табл. А.9 додатку А)

$$\alpha = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}}, \quad (25)$$

за значенням якого обчислюється відносна величина стиснутої зони бетону ξ за формулою

$$\xi = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \alpha} \quad (26)$$



і перевіряється умова $\xi \leq \xi_{max}$. Якщо умова виконується, то площа поперечного перерізу поздовжньої арматури A_s визначається з умови (23)

$$A_s = \frac{0,8xbf_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8\xi dbf_{cd}}{f_{yd}}. \quad (27)$$

Якщо умова $\xi \leq \xi_{max}$ не виконується, необхідно збільшити розміри поперечного перерізу балки або підвищити клас бетону. Крім цього, площа арматури повинна бути не меншою $A_{s,min}$, яка визначається за формулою

$$A_{s,min} = 0,26bd \frac{f_{cm}}{f_{yk}}, \quad (28)$$

де f_{cm} – середня призмова міцність бетону;

f_{yk} – характеристичне значення опору арматури розтягу.

За визначеною необхідною площею поздовжньої арматури A_s за сортаментом (табл. А.10 додатка А) вибирається кількість і діаметр арматурних стержнів з урахуванням умов зварювання (табл. А.11 додатку А).

2.4. Розрахунок міцності балок по похилим перерізам

В згинальних залізобетонних елементах на ділянках, де одночасно діють згинальні моменти і поперечні сили, в похилих перерізах виникають головні стискаючі та головні розтягуючі напруження. Якщо головні розтягуючі напруження будуть перевершувати міцність бетону на розтяг, то в похилих перерізах утворюються тріщини.

Система похилих тріщин розділяє елемент на окремі блоки, які з'єднані між собою поздовжньою арматурою в розтягнутій зоні, поперечною арматурою і нетріснутою частиною бетону над похилою тріщиною в стиснутій зоні. Руйнування залізобетонного елемента може відбуватися по похилій тріщині за текучості поперечної арматури внаслідок текучості чи порушення анкерування поздовжньої арматури (руйнування в розтягнутій зоні переважно від дії згинального моменту) або руйнування бетону над вершиною похилої тріщини (руйнування від зрізу переважно під дією поперечної сили).

Для сприйняття головних розтягуючих напружень і забезпечення несучої здатності похилих перерізів влаштовують



поперечну арматуру. Поперечна арматура може бути виконана у вигляді тільки поперечних стержнів (рис. 5а), у вигляді тільки похилих стержнів (рис. 5б). У всіх випадках поперечна арматура повинна перетинати можливі похилі тріщини.

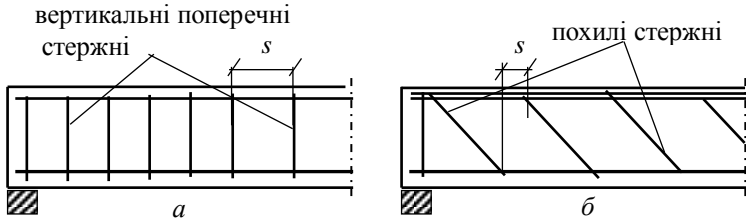


Рис. 5. Способи армування похилих перерізів:

a – поперечними стержнями; *б* – похилими стержнями

Правилами проектування залізобетонних конструкцій передбачено міцність по похилим перерізам розглядати як опір перерізу зсуву (зрізу). Розрахункові перерізи призначаються залежно від виду опор та місця теоретичного обривання стержнів. Місце теоретичного обривання – це переріз, де поздовжній стержень за розрахунком не потрібний, а несуча здатність нормального перерізу забезпечують інші поздовжні стержні. В одно пролітних балках на вільній опорі розрахунковий переріз знаходиться в точці перетину верхньої грані балки з лінією, проведеною під кутом 45° з точки примикання балки до внутрішньої грані опори.

У загальному вигляді несуча здатність похилих перерізів балок забезпечується при виконанні умови

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + V_{Rd,s}, \quad (29)$$

де V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили від дії зовнішнього навантаження в розрахунковому перерізі;

$V_{Rd,c}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечний переріз без поперечної арматури;

$V_{Rd,s}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може прийняти поперечна арматура на границі текучості.



Якщо поперечне армування відсутнє, то розрахункову поперечну силу повинен сприйняти бетон. В цьому випадку міцність похилого перерізу забезпечується за умови

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}. \quad (30)$$

Міцність похилих перерізів визначається опором зсуву бетону, розрахункове значення якого знаходиться за формулою

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k 100 \rho_1 f_{ck}^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} b_w d, \quad (31)$$

і приймається не менше

$$V_{Rd,c} = V_{min} + k_1 \sigma_{cp} b_w d, \quad (32)$$

f_{ck} – характеристична призмova міцність бетону;

$$k = 1 + \frac{200}{d} \leq 2,0; \quad d - \text{в мм};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

A_{sl} – площа розтягнутої арматури, яка продовжується на відстань рівну або більшу ($l_{bd} + d$) за переріз, що розглядається;

b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні, мм;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}, \text{ МПа};$$

N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням або попереднім напруженням, Н ($N_{Ed} > 0$ при стиску);

A_c – площа поперечного перерізу бетону, мм²;

k_1 – коефіцієнт, який за відсутності точних даних, приймається рівним $k_1 = 0,15$;

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c;$$

γ_c – коефіцієнт надійності бетону;

$$V_{min} = 0,035 \frac{f_{ck} k^3}{f_{ck} k^3}.$$

Міцність похилого перерізу за поперечною силою повинна завжди задовольняти умову

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd}, \quad (33)$$

де v – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (f_{ck} \text{ в МПа}). \quad (34)$$



Якщо умова (30) не виконується, то в похилих перерізах можливе утворення тріщин, що обумовлює необхідність для прийняття розтягуючих зусиль в похилих перерізах встановлювати розтягнуту вертикальну або похилу поперечну арматуру.

Для елементів з вертикальним поперечним армуванням за опір зсуву приймається менша із величин:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta ; \quad (35)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \cot \theta + \tan \theta , \quad (36)$$

де A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури;

s – крок поперечних стержнів

f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури;

v_1 – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві;

α_{cw} – коефіцієнт, який враховує рівень напружень у стиснутому поясі;

$$z = 0,9d.$$

Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше ніж 80% від характеристичних напружень текучості ($f_{ywd} < 0,8f_{yk}$), при $f_{ck} \leq 60$ МПа значення коефіцієнта v_1 можна приймати рівним $v_1 = 0,6$.

Рекомендується також приймати значення коефіцієнта α_{cw} такими:

$$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) - \text{при } 0 > \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} ,$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 - \text{при } 0,25f_{cd} > \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd} ,$$

$$\alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) - \text{при } 0,50f_{cd} > \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd} ,$$

де σ_{cp} – середнє напруження стиску, прийнятим позитивним у бетоні, викликане розрахунковою осьовою силою (визначається шляхом осереднення в межах бетонного перерізу з урахуванням арматури, знаходиться на відстані від грані, більшій за $0,5dc \cot \theta$).

Смуга бетону між сусідніми похилими тріщинами працює на стиск, а кут нахилу стиснутих смуг змінюється в межах $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ($1 \leq \cot \theta \leq 2,5$). Величина кута залежить від діючої поперечної сили, розмірів поперечного перерізу та класу бетону і орієнтовно може бути визначена за формулою



$$\cot\theta = k_2 \sqrt{4,5 - 0,15v_{Ed}^2 - 0,09v_{Ed}} \leq 2,5, \quad (37)$$

де $v_{Ed} = V_{Ed} / b_w d$;

k_2 – коефіцієнт, який враховує клас бетону і може прийматися за табл. А.8 додатку А.

З урахуванням формул (35) і (36) умови забезпечення міцності похилих перерізів з поперечною арматурою набувають вигляду

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}, \quad (38)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}. \quad (39)$$

Виконання умови (38) свідчить про те, що несуча здатність похилого перерізу забезпечується поперечною арматурою, а умови (39) – міцністю бетонної смуги на стиск, яка розташована між суміжними похилими тріщинами. Для залізобетонних елементів умови (38) і (39) повинні виконуватися одночасно.

Збірні залізобетонні балки та в більшості випадків монолітні балки для забезпечення міцності по похилим перерізам армують вертикальною поперечною арматурою (рис. 6). Для визначення площі поперечного перерізу поперечних стержнів в одній площині можна використати вираз (35), а в умові (38) прийняти рівність, тобто

$$V_{Ed} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot\theta. \quad (40)$$

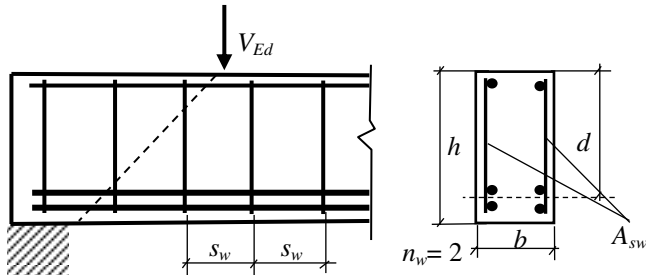


Рис. 6. До розрахунку вертикальної поперечної арматури

Рівняння (40) містить два невідомі значення: крок поперечних стержнів s_w та їхня площа поперечного перерізу в одній площині A_{sw} , з чого випливає, що для знаходження A_{sw}



необхідно знати крок стержнів s_w . Нормами крок поперечних стержнів обмежується виразом

$$s_{w,max} = 0,75d \cdot 1 + \cot \alpha . \quad (41)$$

Оскільки для вертикальних поперечних стержнів кут $\alpha = 90^\circ$, то для них $s_{w,max} = 0,75d$. З урахуванням наведеного площу поперечного перерізу вертикальних поперечних стержнів в одній площині можна визначити за формулою

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} s_{w,max}}{z f_{ywd} \cot \theta} . \quad (42)$$

За значенням A_{sw} знаходиться площа поперечного перерізу одного поперечного стержня a_{sw} , для чого з конструктивних міркувань призначається кількість поперечних стержнів в одній площині n_w (в основному за кількістю каркасів). За знайденим значенням $a_{sw} = A_{sw} / n_w$ за табл. А.10 додатку 10 приймається діаметр поперечного стержня d_{sw} .

Діаметр поперечних стержнів повинен задовольняти умовам зварювання з поздовжніми стержнями та бути не меншим $d_{s,w} \geq 6$ мм.

За прийнятою фактичною площею поперечного перерізу поперечної арматури A_{sw} визначається коефіцієнт поперечного армування за формулою

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w b_w \sin \alpha} , \quad (43)$$

який повинен задовольняти умову

$$\rho_w \geq \rho_{w,min} = 0,08 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} . \quad (44)$$

Якщо умова (44) не виконується, необхідно збільшити діаметр поперечних стержнів або зменшити їхній крок.

2.5. Розрахунок балок за шириною розкриття тріщин

В залізобетонних елементах тріщини можуть виникати внаслідок перенапруження матеріалів під час експлуатації, умов твердіння, усадки бетону, зміни температури тощо. Тріщини від перенапруження, як правило, виникають в розтягнутих зонах елементів. Утворення тріщин обумовлено малою розтяжністю бетону, який не здатний слідувати за суттєвими деформаціями арматури. Досвід експлуатації залізобетонних конструкцій



свідчить, що утворення тріщин обмеженої ширини в розтягнутих зонах не є небезпечним і не порушує загальної монолітності і довговічності залізобетонних конструкцій. В зв'язку з цим виконується спеціальний розрахунок, який обмежує ширину розкриття тріщин.

Розрахунок за розкриттям тріщин виконують із умови, за якою ширина розкриття тріщин від зовнішнього навантаження w_k не повинна перевищувати гранично допустимого значення ширини розкриття тріщин $w_{k,u}$:

$$w_k \leq w_{k,u} . \quad (45)$$

В правилах проектування ДСТУ Б В.2.6:2010 для визначення ширини розкриття тріщин пропонується формула

$$w_k = s_{r,max} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} , \quad (46)$$

де $s_{r,max}$ – максимальний крок тріщин;

ε_{sm} – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень;

ε_{ctm} – середня деформація бетону між тріщинами.

Теоретично обґрунтованих аналітичних залежностей для визначення величин $s_{r,max}$ і $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$ наразі не розроблено, а тому в національних і європейських нормах проектування пропонуються залежності, які задовільно відповідають експериментальним даним. Так, значення $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$ можна визначати за формулою

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_s \rho_{p,eff})}{E_s} \leq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} , \quad (47)$$

де σ_s – напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщинами;

$$\alpha_s = E_c / E_{cm} ;$$

$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$ (для елементів без попереднього напружування арматури);

$A_{s,eff} = b \times h_{s,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що

оточує арматуру;

$h_{s,eff}$ - висота розтягнутого бетону, значення якої

приймається меншим із значень: $2,5 h - d$; $h - x$; $\frac{h}{2}$;



k_t - коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження:

$k_t = 0,6$ – для короткотривалого навантаження;

$k_t = 0,4$ – для довготривалого навантаження;

E_{cm} – середнє значення початкового модуля пружності бетону;

$f_{ct,eff}$ – середнє значення міцності бетону на розтяг (зазвичай приймають $f_{ct,eff} = f_{ctm}$).

Максимальний крок розташування тріщин залежить від відстані між розтягнутими стержнями в розтягнутій зоні:

- якщо віддаль між центрами стержнів не перевищує $5(c + d_s/2)$

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2d_s/\rho_{p,eff}; \quad (48)$$

- якщо віддаль між центрами стержнів більший ніж $5(c + d_s/2)$

$$s_{r,max} = 1,3 h - x, \quad (49)$$

де c – захисний шар бетону;

d_s – діаметр поздовжніх стержнів;

k_1 – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури ($k_1 = 0,8$ для стержнів періодичного профіля; $k_1 = 1,6$ для стержнів із гладкою поверхнею);

k_2 – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій ($k_2 = 0,5$ для згинальних елементів).

За формулою (47) значення ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}$), в основному, залежить від напруження в арматурі σ_s в перерізі з тріщиною, яке повинно визначатися від дії характеристичних значень навантаження за деформаційною моделлю. Для визначення напруження в арматурі σ_s від відповідного навантаження можна використати припущення, що відносна висота стиснутої зони бетону при дії розрахункових і характеристичних навантажень практично однакова. В цьому випадку значення коефіцієнта ξ можна прийняти за формулою (26) а напруження в арматурі від будь якого виду навантаження визначити за формулою

$$\sigma_s = \frac{M_E}{A_s d - 0,4\xi d}, \quad (50)$$

де M_E – згинальний момент від зовнішнього навантаження (постійного, тривалого, короткочасного тощо).



На повну ширину розкриття тріщин w_k впливають змінні тривалі навантаження, які визначаються відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». В цьому випадку повна ширина розкриття тріщин w_k визначається за формулою

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3}, \quad (51)$$

де w_{k1} - ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих та короткочасних навантажень (повного навантаження);

w_{k2} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і мінних тривалих навантажень;

w_{k3} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

При визначенні ширини розкриття тріщин w_k в формулу (47) підставляється наступні значення напружень σ_s та коефіцієнта k_t : при визначенні w_{k1} напруження σ_s знаходяться за дії згинального моменту M_{Ek} від нетривалої дії постійних і змінних тривалих і короткочасних навантажень, значення k_t приймають рівним $k_t = 0,6$; при визначенні w_{k2} напруження σ_s знаходяться за дії згинального моменту M_{Eks} від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень, значення k_t приймають рівним $k_t = 0,6$; при визначенні w_{k3} напруження σ_s знаходяться за дії згинального моменту M_{Ekl} від тривалої дії постійних і змінних тривалих і навантажень, значення k_t приймають рівним $k_t = 0,4$. Значення σ_s обчислюються за формулою (50) від дії відповідного згинального моменту.

Допустимого значення ширини розкриття тріщин $w_{k,u}$ залежно від умов експлуатації та властивостей матеріалів встановлюються нормами проектування. Для неагресивного середовища можна приймати $w_{k,u} \leq 0,3$ мм.

2.6. Розрахунок залізобетонних балок за деформаціями

Деформації залізобетонних балок не повинні несприятливо впливати на їх належне функціонування і зовнішній вигляд. Їх розрахунок за деформаціями виконують за умови, що прогини або переміщення конструкцій f від дії зовнішнього навантаження не повинні перевищувати гранично допустимих значень прогинів або переміщень f_u :



$$f \leq f_u. \quad (52)$$

Прогин одно пролітних вільно лежачих балок можна визначати за формулою

$$f = k_m \frac{1}{r} l^2 = k_m \chi l^2, \quad (53)$$

де $\frac{1}{r} = \chi$ – кривизна у перерізі із найбільшим згинальним

моментом від окремого зовнішнього навантаження;

k_m – коефіцієнт, який залежить від розрахункової схеми балки

та характеру навантаження (для одно пролітних балок при рівномірно розподіленому навантаженні $k_m = 5/48$).

Вплив тривалої дії навантаження на збільшення прогину допускається враховувати шляхом множення відповідного значення прогину (кривизни), визначеного як для короткочасної дії навантаження, на коефіцієнт повзучості бетону, наведений в табл. А.7 додатку А.

Кривизну балки від дії зовнішнього навантаження, використовуючи гіпотезу плоских перерізів, можна визначити за формулою

$$\chi = \frac{M_E}{A_s d 1 - 0,4\xi}, \quad (54)$$

де ξ – коефіцієнт, який визначається за формулою (26).

Повна величина прогину f з урахуванням дії постійних та змінних тривалих і короткочасних навантажень визначається за формулою

$$f = f_1 - f_2 + f_3, \quad (55)$$

де f_1 - прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих

та короткочасних навантажень (повного навантаження);

f_2 - прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень;

f_3 - прогин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

Визначений за формулою (55) прогин повинен задовольняти умові (52). Гранично допустимі прогини f_u слід призначати згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 залежно від технологічних, конструкційних, фізіологічних та естетико-



психологічних вимог. Для елементів конструкцій будівель і споруд, граничні прогини яких не обумовлені цим нормативним документом та іншими нормативними документами, вертикальні прогини від постійних, тривалих і короточасних навантажень не повинні перевищувати $1/150$ прольоту балки або $1/75$ вильоту консолі.

3. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ОДНО ПРОЛІТНИХ СТАЛЕВОЇ БАЛКИ СУЦІЛЬНОГО ПЕРЕРІЗУ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ

3.1. Розрахунок сталеві балки суцільного перерізу

Підібрати переріз прокатної балки настилу робочого майданчика за такими даними: балка однопролітна на двох опорах; характеристичне навантаження $q_k = 25 \text{ кН/м}^2$; проліт балки $l = 6,2 \text{ м}$; крок розташування балок $a = 1,7 \text{ м}$; коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{f_m} = 1,13$; відносний граничний прогин $f_{ul}/l = 1/200$; матеріал балки – сталь марки ВСтЗпсб-2; клас відповідальності споруди – СС1, категорія відповідальності конструкції В. Розрахунок виконати з урахуванням пружної роботи матеріалу.

Розв'язок задачі

1) Визначаємо величини згинаючого моменту та поперечної сили, які виникають в балці від прикладеного навантаження:

$$M_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{48,03 \cdot 6,2^2}{8} = 230,78 \text{ кНм};$$

$$Q_d = \frac{q_d l}{2} = \frac{48,03 \cdot 6,2}{2} = 148,89 \text{ кН},$$

де $q_d = q_k a \gamma_f = 25 \cdot 1,7 \cdot 1,13 = 48,03 \text{ кН/м}$.



2) Згідно з табл. А.1 додаток А марці сталі ВСтЗпс6-2 відповідає клас сталі С275, для якого згідно з табл. А.2 додаток А $R_y = 270 \text{ МПа}$ (приймаємо для товщини прокату до 20 мм).

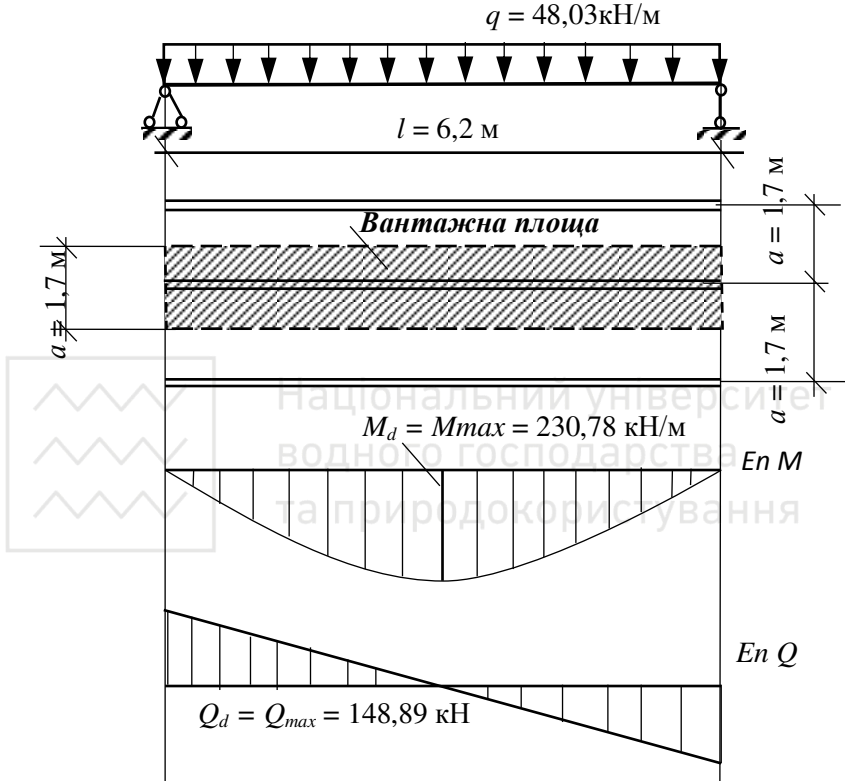


Рис. 1. Розрахункова схема балки

3) Необхідний момент опору за пружної роботи матеріалу

$$M_{op} = \gamma_c M_{ed} = 1.0 \cdot 230.78 = 230.78 \text{ кН/м}$$

де $\gamma_c = 1,0$ – оскільки конкретні умови застосування балки робочого майданчика не обумовлені;



$\gamma_n = 0,90$ – згідно з табл. А.3 додаток А для класу відповідальності споруди СС1, категорія В, перехідна розрахункова ситуація.

4) З сортаменту двотаврових балок (таблиця А.4 додаток А) приймаємо двотавр № 40, для якого: $W_x = 953 \text{ м}^3$; $S_x = 545 \text{ м}^2$; $I_x = 19062 \text{ м}^4$; $h = 40 \text{ см}$, $b_f = 15 \text{ см}$, $t_f = 13 \text{ см}$; $t_w = 0,83 \text{ м}$

5) Виконуємо перевірки міцності:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{230,78 \cdot 10^3}{1 \cdot 953} = 242,2 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n =$$

$$= 270 \cdot 1,0 / 0,9 = 300 \text{ МПа}$$

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x t_w} = \frac{148,89 \cdot 545 \cdot 10}{19062 \cdot 0,83} = 51,29 \text{ МПа} <$$

$$< R_s \gamma_c / \gamma_n = 174 \text{ МПа.}$$

Недонапруження становить



Недонапруження перевищує 5%, але використання меншого профілю, тобто двотавра № 36, неможливе, оскільки у цьому випадку $\sigma > R_y \gamma_c / \gamma_n$.

6) Перевіряємо жорсткість балки



де



7) Перевірку місцевої стійкості поясів і стінки балки не виконуємо, оскільки вона забезпечується прийнятими товщинами елементів під час прокатування профілів

3.2. Розрахунок залізобетонної балки.

Вихідні дані для проектування балки

1. Проліт балки $l = 6,4$ м.
2. Характеристичні навантаження:
тривале $g = 33$ кН/м;
змінне короточасне $p = 28$ кН/м.
3. Коефіцієнти надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,25$.
4. Клас бетону **C16/20**.
5. Клас робочої арматури:
поздовжньої – **A400С**,
поперечної – **A240С**.
6. Спосіб армування – зварними каркасами.
 $a = 200$ мм

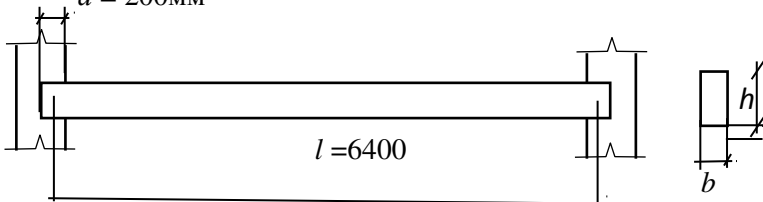


Рис. 7. Основні розміри однопролітної залізобетонної балки



Визначення навантажень на балку

Крайніми опорами для балки є цегляні стіни з довжиною площі обпирання, рівною $a = 20$ см (див. рис. 1). Балка опирається на стіни шарнірно, а опорна реакція прикладена по центру довжини обпирання.

Розрахунковий проліт балки: $l_d = l = 6,4$ м.

Розрахункові значення навантажень визначаємо множенням характеристичних значень на коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fn} . Коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням $\gamma_{fe} = 1,0$. Повні навантаження q визначаємо як суму тривалих і змінних короткочасних навантажень, тобто $q = g + p$.

Значення навантажень на балку наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Значення навантажень на балку

Вид навантаження	Характеристичні, кН/м	Розрахункові навантаження, кН/м			
		Експлуатаційні		Граничні	
		γ_{fe}	Значення	γ_{fn}	Значення
Тривалі, g	33,0	1,0	33,0	1,1	36,3
Короткочасні, p	28,0	1,0	28,0	1,25	35,0
Повні, q	61,0	1,0	61,0		71,3

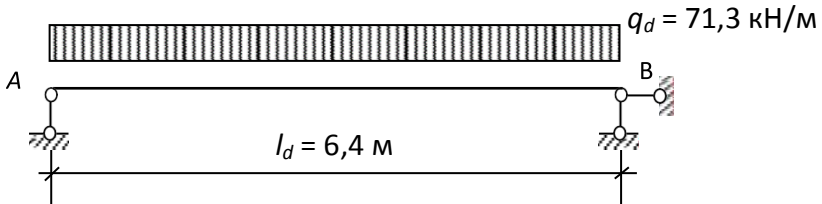


Рис. 8. Розрахункова схема балки



Визначення згинальних моментів і поперечних сил в перерізах балки

Визначимо величини згинальних моментів і поперечних сил від дії повного розрахункового граничного навантаження q_m . Максимальний згинальний момент на середині прольоту визначається за формулою:

$$M_{Ed} = \frac{q_d l_d^2}{8} = \frac{71,3 \times 6,4^2}{8} = 365,06 \text{ кНм.}$$

Опорні реакції $R_A = R_B = \frac{q_d l_d}{2} = \frac{71,3 \times 6,4}{2} = 228,16 \text{ кН}$

Умова рівності: суми всіх сил $R_A + R_B = 456,32 \text{ кН} = 71,3 \times 6,4 = 456,32 \text{ кН}$ виконується.

Розрахунок міцності нормальних перерізів балки

Визначення оптимальних розмірів поперечного перерізу балки

Висоту балки орієнтовно прийємо рівною $h = l_n / 10 = 640 / 10 = 64,00 \text{ см}$. Остаточо прийємо висоту балки кратною 100 мм і рівною $h = 70 \text{ см}$. Ширину балки прийємо $b = 0,4h = 0,4 \times 70 = 28 \text{ см}$. Приймаємо $b = 30 \text{ см}$.

Матеріали для проектування

Бетон класу C16/20 розрахунковий опір (міцність) бетону стиску $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$.

Робоча поздовжня арматура класу A400C: розрахунковий опір арматури розтягу $f_{yd} = 375 \text{ МПа}$.

Розрахунок міцності нормальних перерізів

Армування балки прийємо одинарним в розтягнутій зоні за допомогою чотирьох стержнів робочої поздовжньої арматури. Робочу арматуру об'єднуємо в два зварних плоских каркаси КР.

Прийємо захисний шар бетону $c = 20 \text{ мм}$ ($\geq 15 \text{ мм}$; $\geq \varnothing$ найбільшого стержня). Приймаємо $a = 50 \text{ мм}$. *Робоча висота перерізу:*

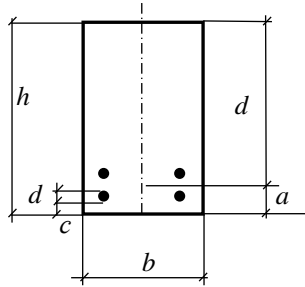


Рис. 9. Розрахунковий поперечний переріз балки

$$d = h - a = 70 - 5 = 65 \text{ см}$$

Знаходимо значення коефіцієнта α_m за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{365,06 \times 100 \times 10}{30 \times 65^2 \times 11,5} = 0,25.$$

За значенням $\alpha_m = 0,25$ за таблицями визначаємо:

- відносну висоту стиснутої зони бетону $\xi = 0,37$;

- коефіцієнт $\zeta = 0,852 \leq 0,95$.

За таблицею (табл. А.7 додатку А) згідно класу бетону та арматури вибираємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi_R = 0,65$.

Оскільки $\xi = 0,37 \leq \xi_R = \xi_{\max} = 0,65$ то умова виконується і переріз проектуємо з одиничним армуванням.

Необхідну площу поздовжньої арматури визначимо за формулою

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \zeta d} = \frac{365,06 \times 100 \times 10}{375 \times 0,825 \times 65} = 18,65 \text{ см}^2.$$

Приймаємо арматуру в прольоті $4\emptyset 25$ А400С з площею, рівною $A_s = 19,63 \text{ см}^2$.

Процент армування складає\

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{19,63}{30 \times 65} \times 100\% = 1,00\% < 4\%.$$



Мінімальна площа поздовжньої арматури $A_{s,min} = 0,0013bd = 0,0013 \times 30 \times 65 = 2,53 \text{ см}^2 < A_s = 19,63 \text{ см}^2$. Визначена площа поперечного перерізу поздовжньої арматури відповідає конструктивним вимогам.

4. Розрахунок міцності похилих перерізів балки на поперечну силу

4.1. Перевірка необхідності поперечної арматури.

Робоча висота перерізу $d = h - a = 700 - 50 = 650 \text{ мм}$

Коефіцієнт армування поздовжньою арматурою

$$\rho_1 = A_{s1}/(bd) = 1963/(300 \cdot 650) = 0,010 < 0,02$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/650} = 1,554 < 2$$

Приймаємо $k = 1,554$, $k_1 = 0$, $\sigma_{cp} = 0$.

Визначаємо розрахункову міцність перерізу бетону на зсув (зріз), армованого поздовжньою арматурою

$$v_{Ed,c} = G_{Rd,c} k (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + \sigma_{cp} k_1 = 0,26 \cdot 1,554 \cdot (100 \cdot 0,010 \cdot 15)^{\frac{1}{3}} + 0 \cdot 0 = 0,99 \text{ МПа}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{(b_w d)} = \frac{365,06 \cdot 10^3}{300 \cdot 650} = 1,87 \text{ МПа}$$

У зв'язку з тим, що $v_{Ed,c} < v_{Ed}$, стає необхідним армування похилих перерізів розрахунковою поперечною арматурою.

Коефіцієнт v :

$$v = 0,6 \cdot [1 - (\frac{f_{ck}}{250})] = 0,6 \cdot [1 - (\frac{15}{250})] = 0,564 < 0,6$$

Максимальна міцність бетону на зріз при $\cot \theta = 2,5$;

$$\text{tg } \theta = 0,4; \cot^2 \theta = 6,25:$$

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot (\frac{\cot \theta + \text{tg } \theta}{1 + \cot^2 \theta}) = 0,564 \cdot 11,5 \cdot (\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25}) = 2,59 \text{ МПа}$$



Крок поперечної вертикальної арматури:

$$S_w = \frac{h}{3} = \frac{700}{3} = 233 \text{ мм}$$

Приймаємо крок кратним 50 мм $S_w = 100$ мм.

Через те, що при $\cot \theta = 2,5$ $V_{Rd, max} = 2,59$ МПа $> v_{Ed} = 1,87$ МПа, площа поперечної вертикальної арматури при її кроці $S_w = 100$ мм становитиме:

$$A_{sw} = \frac{v_{Ed} S_w b_w}{0,8 f_{ywd} \cot \theta} = \frac{1,87 \cdot 100 \cdot 300}{0,8 \cdot 170 \cdot 2,5} = 160,57 \text{ мм}^2$$

Коефіцієнт армування поперечною арматурою:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w S_w} = \frac{160,57}{300 \cdot 100} = 0,00535 > \rho_{w, min} = 0,00129$$

$$A_{sw, min} = \left(\frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \right) \cdot S_w b_w = \left(\frac{0,08 \cdot \sqrt{15}}{240} \right) \cdot 100 \cdot 300 = 37,72 \text{ мм}^2$$

$$\rho_{w, min} = \frac{A_{sw, min}}{b_w S_w} = \frac{37,72}{300 \cdot 100} = 0,00129$$

Приймаємо: 2Ø10A240C з кроком $S_w = 100$ мм, $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$.

5. Армування балки. Побудова епюри матеріалів

Епюра матеріалів – графічне відображення несучої здатності балки, що будується на основі огинаючої епюри моментів і дозволяє економити арматурну сталь шляхом обриву поздовжньої робочої арматури в перерізах, де можна зменшити її площу (точка теоретичного обриву арматури).

При армуванні балки стержні меншого діаметра робочої поздовжньої арматури розміщуємо у другому ряду плоских зварних каркасів (площа арматури, що залишається має бути \geq загальної площі робочої арматури).

Визначаємо несучу здатність перерізів армованих стержнями 2Ø25 A400C ($A_{s1} = 9,82 \text{ см}^2$), приймаючи їх на повну довжину



від лівої до правої опори. Для цих стержнів робоча висота перерізу складає:

$$d = h - c - \frac{d}{2} = 70 - 2,5 - \frac{2,5}{2} = 66,25 \text{ см}$$

$$\text{Коефіцієнт армування } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{9,82}{30 \cdot 66,25} = 0,005$$

$$\text{Визначаємо коефіцієнт: } \zeta = 1 - 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 * 0,005 * \frac{375}{11,5} = 0,924$$

За значенням $\zeta=0,924$ по таблиці визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону $\xi=0,19 \leq \xi_R=0,65$.

Згинальний момент (несуча здатність перерізу), визначимо за формулою:

$$M_{u1} = \zeta d f_{yd} A_{s1} = 0,924 * 66,25 * 375 * 9,28 * 10^{-3} = 207,34 \text{ кНм.}$$

Аналогічно визначаємо момент, який можуть сприйняти всі стержні, які розташовані в прольоті, а саме 4Ø25 А400С, $A_{s2} = 19,63 \text{ см}^2$.

робоча висота перерізу складає:

$$d = h - c - d - 0,5v_1 = 70 - 2,5 - 2,5 - 0,5 * 5 = 62,5 \text{ см}$$

$$\text{Коефіцієнт армування } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{19,63}{30 \cdot 62,5} = 0,0105$$

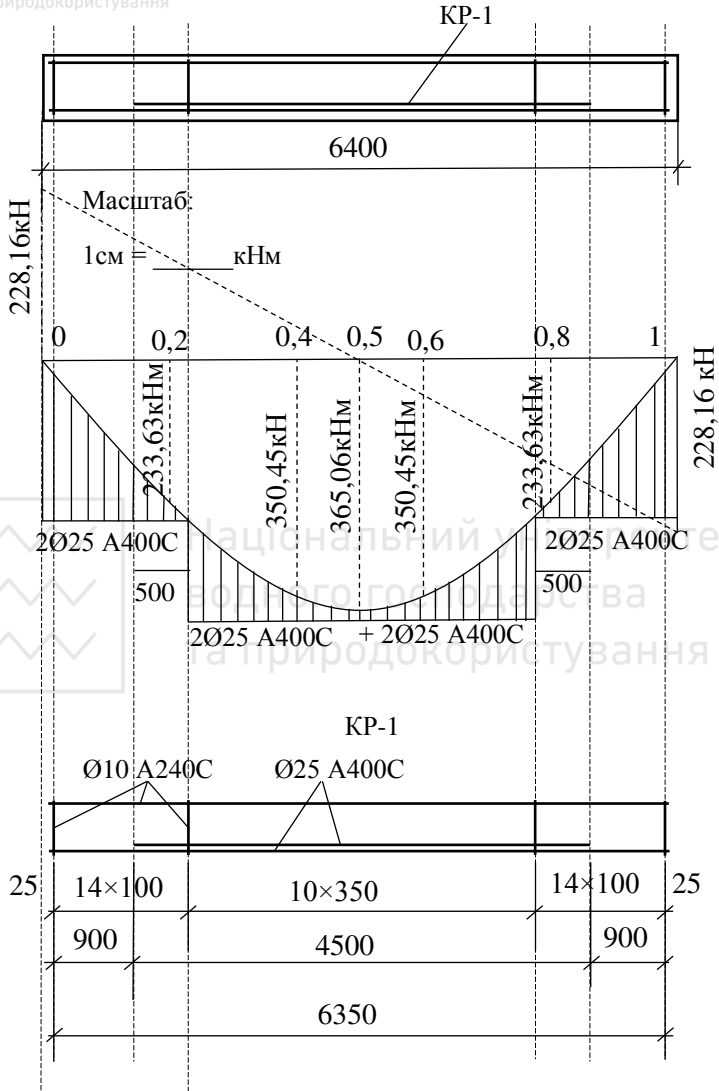
$$\text{Визначаємо коефіцієнт: } \zeta = 1 - 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 * 0,0105 * \frac{375}{11,5} = 0,833$$

За значенням $\zeta=0,833$ по таблиці визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону $\xi=0,41 \leq \xi_R=0,65$.

Згинальний момент (несуча здатність перерізу), визначимо за формулою:

$$M_{u2} = \zeta d f_{yd} A_{s1} = 0,833 * 62,5 * 375 * 19,63 * 10^{-3} = 373,025 \text{ кНм.}$$

Оскільки $M_{u2} = 373,025 \text{ кНм} \geq M_{max} = 365,06 \text{ кНм}$ – несуча здатність забезпечена.





Список використаних джерел

1. Бабаєв В. М. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2008 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і ЕН 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова, П. А. Резнік, Є. Г. Стоянов, В. С. Шмуклер / За загальною редакцією В. С. Шмуклера. Харків : «Золоті сторінки», 2015. 208 с.
2. Бабич Є. М. Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, В. В. Савицький. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди* : збірник наукових праць. Рівне : НУВГП, 2012. Випуск 23. С. 94 – 103.
3. Бабич Є. М. Розрахунок нормальних перерізів залізобетонних балок з одиночним армуванням / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, В. В. Савицький, П. С. Гомон. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди* : збірник наукових праць. Рівне : НУВГП, 2013. Випуск 25. С. 205 – 211.
4. Бамбура А. М. Основні положення національних нормативних документів ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 щодо проектування бетонних та залізобетонних конструкцій / А. М. Бамбура, О. Б. Гурківський, М. С. Безбожна, О. В. Дорогова, І. Р. Сазонова. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди* : збірник наукових праць. Рівне : НУВГП, 2011. Випуск 22. С. 187 – 195.
5. Бліхарський З. Я. Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів / З. Я. Бліхарський, І. І. Кархут, Р. Ф. Струк. Львів : Видавництво Львівської політехніки, 2014. 144 с.
6. Вахненко П. Ф. Залізобетонні конструкції / П. Ф. Вахненко, А. М. Павліков, В. П. Вахненко. Київ : Вища школа, 1999. 508 с.



7. Гольшев А. Б. Железобетонные конструкции / А. Б. Гольшев, В. П. Полищук, В. Я. Бачинский / Под редакцией А. Б. Гольшева. К. : Логос, 2001. Том 1. 420 с.
8. ДБН В.1.2–14–2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Норми проектування. [Чинний від 2009–12–01]. Вид. офіц. К. : Мінрегіонбуд України, 2009. 37 с.
9. ДБН В.1.2–2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007–01–01]. Вид. офіц. К. : Сталь, 2006. 59 с.
10. ДСТУ Б В.1.2–3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [Чинний від 2007–01–01]. Вид. офіц. К. : Сталь, 2006. 10 с.
11. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
12. ДБН В.2.6–165:2011. Алюмінієві конструкції. Норми проектування. [Чинний від 2012–07–01]. Вид. офіц. К. : ДП «Укрархбудінформ», 2012. 80 с.
13. ДБН В.2.6–198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. [Чинний від 2015–01–01]. Вид. офіц. К. : ДП «Укрархбудінформ», 2014. 199 с.
14. Залізобетонні конструкції / А. Я. Барашиков, Л. М. Будникова, та інші. Київ: Вища школа, 1995. 591 с.
15. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л. І. Металеві конструкції : підручник. 2-е вид., випр. і доп. Львів : Світ, 2002. 312 с.
16. Металеві конструкції : підручник / О. О. Нілов та ін.; за ред. О. О. Нілова та О. В. Шимановського. 2-е вид., перероб. і доп. К. : «Сталь», 2010. 869 с.
17. Металлические конструкции : в 3 т. Элементы конструкций : учебник / В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. 3-е изд., М. : Высш. шк., 2004. Т.1. 551 с.
18. Металлические конструкции : в 3 т. Конструкции зданий : учебник / В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. 3 -е изд., М. : Высш. шк., 2004. Т.2. 528 с.



19. Металлические конструкции : в 3 т. Стальные конструкции зданий и сооружений : справочник / под ред. В. В. Кузнецова. М. : АСВ, 1998. Т.2. 512 с.
20. Металлические конструкции. Общий курс : учебник / Ю. И. Кудишин и др.; под ред. Ю. И. Кудишина. М. : «Академия», 2008. 680 с.
21. Методичні рекомендації до розрахунків несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів з дисципліни «Будівельні конструкції» / В. Є. Бабич, В. В. Савицький. Рівне : НУВГП, 2012. 28 с.
22. Мурашко Л. А. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 / Л. А. Мурашко, В. М. Колякова, Д. В. Сморгалов. Київ : «Київський університет», 2012. 72 с.
23. Павліков А. М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник. ПолтНТУ. Полтава: ТОВ«АСМ», 2016. 284 с.
24. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009) : навчальний посібник / А. М. Павліков, О. В. Бойко. За ред. А. М. Павлікова. Полтава : ПолтНТУ, 2012. 85 с.
25. Романюк В. В. Робочі майданчики виробничих будівель : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2007. 281 с.
26. Романюк В. В. Металеві конструкції. Розрахунок елементів і з'єднань : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2014. 449 с.
27. EN 1992-1-1: Eurocode 2. Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and Rules for Buildings draft. December, 2004.



ДОДАТОК А. ТАБЛИЧНІ ДАНІ ДЛЯ РОЗРАХУНКІВ БАЛОК

Таблиця А.1

**Класи сталей, що відповідають маркам сталей згідно з
ГОСТ 27772-88**

Сталі за ГОСТ 27772-88	Марка сталі, що замінюється	ГОСТ або ТУ
1	2	3
С235	ВСт3кп2	ГОСТ 380-71**
	ВСт3кп2-1	ТУ 14-1-3023-80
	18кп	ГОСТ 23570-79
С245	ВСт3пс6 (листовий прокат товщиною до 20 мм, фасонний – до 30 мм)	ГОСТ 380-71**
	ВСт3пс6-1	ТУ 14-1-3023-80
	18пс	ГОСТ 23570-79
С255	ВСт3сп5, ВСт3Гпс5, ВСт3пс6 (листовий прокат товщиною понад 20 до 40 мм, фасонний – понад 30 мм)	ГОСТ 380-71**
	ВСт3сп5-1, ВСт3Гпс5-1	ТУ 14-1-3023-80
	18сп, 18Гпс, 18Гсп	ГОСТ 23570-79



продовження табл.А.1

1	2	3
C275	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023-80
C285	ВСтЗсп5-2, ВСтЗГпс5-2	ТУ 14-1-3023-80
C345, C345Т	09Г2	ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73*
	09Г2С, 14Г2 (листовий, фасонний прокат товщиною до 20 мм)	ГОСТ 19282-73*
	15ХСНД (листовий прокат товщиною до 10 мм, фасонний до 20 мм)	
C345, C345Т	12Г2С гр. 1	ТУ 14-1-3023-88
	09Г2 гр.1, 09Г2 гр.2, 09Г2С гр.1, 14Г2 гр.1, (фасонний – до 20 мм)	ТУ 14-1-3023-80

Таблица А.2

Характеристичні та розрахункові опори розтягу, стиску та згину для листового, широкоштабового універсального та фасонного прокату згідно з ГОСТ 27772-88

Сталь	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , МПа (Н/мм ²), прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , МПа (Н/мм ²), прокату			
		листового, широкоштабового універсального		фасонного		листового, широкоштабового універсального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
С235	від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 40 до 100	215	360	-	-	210	350	-	-
	понад 100	195	360	-	-	190	350	-	-

продовження табл. А.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
С245	від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 30	-	-	235	370	-	-	230	360
С255	від 2 до 3,9	255	380	-	-	250	370	-	-
	від 4 до 10	245	380	255	380	240	370	250	370
	понад 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
С275	від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	понад 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
С285	від 2 до 3,9	285	390	-	-	280	380	-	-
	від 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	понад 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380

Таблиця А.3

Коефіцієнти надійності за відповідальністю γ_n

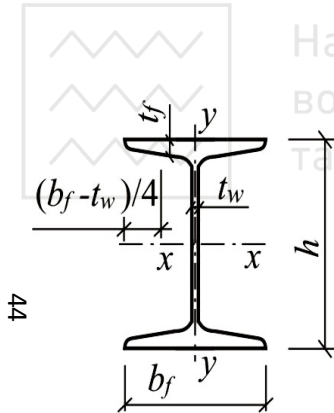
Клас наслідків (відповідальності) будівлі або споруди	Категорія відповідальності конструкції	Значення γ_n , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		граничні стани груп				
		1	2	1	2	1
СС3 (значні наслідки)	А	1,250	1,000	1,050	0,975	1,050
	Б	1,200		1,000		
	В	1,150		0,950		
СС2 (середні наслідки)	А	1,100	0,975	0,975	0,950	0,975
	Б	1,050		0,950		
	В	1,000		0,925		
СС1 (незначні наслідки)	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

Примітки:

1. Якщо у нормах проектування певних типів будівель або споруд не наведено конкретних рекомендацій щодо розподілу конструкцій за категоріями відповідальності відповідно класів наслідків (відповідальності), то дозволяється їх відносити до категорії Б.
2. Для тимчасових будівель і споруд із встановленим терміном експлуатації до трьох років значення приймаються як для об'єктів класу В незалежно від класу наслідків (відповідальності) конструкції.

Таблица А.4

Двутаврові балки за ГОСТ 8239–89



44

h – висота балки; b_f – ширина полиці; t_w – товщина стінки; t_f – середня товщина полиці; R – радіус внутрішнього заокруглення; A – площа поверхні перерізу; J – момент інерції; W – момент опору; S – статичний момент напівперерізу; i – радіус інерції; J_t – момент інерції у разі кручення.

Умовне позначення Γ 30/ГОСТ 8239–89

Но- мер бал- ки	Розміри, мм					A , см ²	Маса 1м, кг	J_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	J_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	J_t , см ⁴
	h	b_f	t_w	t_f	R										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10	100	55	4,5	7,2	7	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22	2,28

продовження табл. А.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
12	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88
14	140	73	4,9	7,5	8	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	3,59
16	160	81	5	7,8	8,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7	4,46
18	180	90	5,1	8,1	9	23,4	18,4	1290	143	7,42	82,4	82,6	18,4	1,88	5,6
20	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	21	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07	6,92
22	220	110	5,4	8,7	10	30,6	24	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27	8,6
24	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	27,3	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37	11,1
27	270	125	6	9,8	11	40,2	31,5	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	13,6
30	300	135	6,5	10,2	12	46,5	36,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	17,4
33	330	140	7	11,2	13	53,8	42,2	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	23,8
36	360	145	7,5	12,3	14	61,9	48,6	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	31,4

продовження табл. А.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
40	400	155	8,3	13	15	72,7	57	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	40,6
45	450	160	9	14,2	16	84,7	66,5	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09	54,7
50	500	170	10	15,2	17	100	78,5	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23	75,4
55	550	180	11	16,5	18	118	92,6	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39	100
60	600	190	12	17,8	20	138	108	76806	2560	23,8	1491	1725	182	3,54	135

Таблиця А.5

Характеристики міцності і деформативності бетону

Характеристики	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/45	C45/55
$f_{ck,cube}$ (МПа)	15	20	25	30	35	40	45	50	55
$f_{cm,cube}$ (МПа)	19	25	32	38	45	51	58	64	71
$f_{ck,prism}$ (МПа)	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5
$f_{cd,prism}$ (МПа)	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30
f_{cm} (МПа)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9
E_{cm} (ГПа)	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5
E_{ck} (ГПа)	20	23	26	29	31	32	34	35	36
E_{cd} (ГПа)	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33
$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98
$\varepsilon_{c1,cd}$ (‰)	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87
$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50
$\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10
$\varepsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91
$\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰)	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19



Таблиця А.6

Міцнісні та деформаційні характеристики арматури

Характеристики арматури	Клас арматури				
	A240C	A400C	A500C		Bp-I
			Ø8 - 22	Ø25 - 40	
f_{yk} , МПа	240	400	500		395
f_{yd} , МПа	228	360	435	420	320
f_{ywd} , МПа	170	285	300		260
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$		$1,7 \times 10^5$
ϵ_{ud}	0,025	0,025	0,020		-

Таблиця А.7

Граничні значення відносної дійсної висоти стиснутої зони бетону ξ_R

Бетон		Арматура		
Клас	$\epsilon_{cu,3} \times 10^{-3}$	A240C	A400C	A500C
C12/15	3,33	0,758	0,657	0,613
C16/20	3,23	0,751	0,650	0,606
C20/25	3,10	0,743	0,649	0,596
C25/30	3,00	0,737	0,633	0,588
C30/35	2,80	0,729	0,618	0,571
C32/40	2,64	0,711	0,603	0,557
C35/45	2,45	0,696	0,585	0,544
C40/50	2,31	0,683	0,570	0,524

Таблиця А.8

Значення коефіцієнта k_2

Клас бетону	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45
k_2	0,65	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20



Значення коефіцієнтів α_m, ξ, ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,966	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,331
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,10	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,94	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,41	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,5	0,800	0,320			

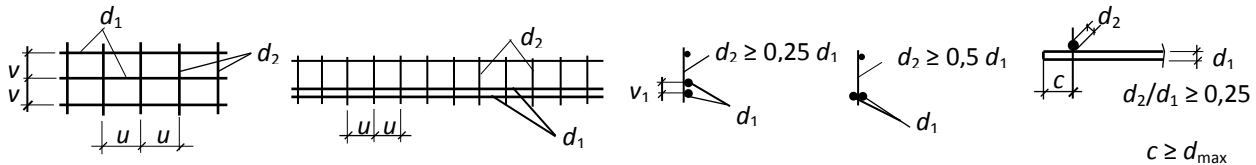
Таблиця А.10

Площа поперечних перерізів, маса і сортамент арматури

Діаметр Р мм	Розрахункові площі поперечних перерізів, см ² , при кількості стержнів										Маса, кг/м	Арматура класів		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A240 С	A400 A500С	Вр-1
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	-	-	×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	-	-	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	-	-	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	×	×	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,54	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	×	×	-
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	9,28	7,07	7,85	0,617	×	×	-
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	×	×	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,32	13,85	15,39	1,208	×	×	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	×	×	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	×	×	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	×	×	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,40	34,21	38,01	2,984	×	×	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,37	44,13	49,09	3,853	×	×	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	×	×	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	×	×	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	×	×	-

Співвідношення між діаметрами стержнів і мінімальні віддалі між стержнями, які з'єднуються контактним зварюванням

Діаметр стержнів одного напрямку, d_1 , мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	40
Найменший допустимий діаметр другого напрямку, d_2 , мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10
Найменша допустима відстань між осями стержнів одного напрямку, v_{\min} ; u_{\min} , мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150
Те саме між осями поздовжніх стержнів при дворядному розташуванні в каркасах, v_1 , мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80



**ДОДАТОК Б. ВИХІДНІ ДАНІ НА ВИКОНАННЯ ІНДИВІДУАЛЬНОГО
РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОГО ЗАВДАННЯ**

Таблиця Б.1

**Відсань у чистоті між гранями опор l_i
(розміри наведені в м)**

Передостання цифра коду	Остання цифра коду (шифру)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
0	5,7	5,3	6,1	6,7	5,4	6,4	7,2	6,8	5,9	5,5
1	5,7	5,3	6,1	6,7	5,4	6,4	7,2	6,8	5,9	5,5
2	6,1	7,3	6,4	5,9	6,2	7,2	7,9	5,9	6,9	6,7
3	6,1	7,3	6,4	5,9	6,2	7,2	7,9	5,9	6,9	6,7
4	5,4	7,3	5,3	7,7	7,8	6,8	5,7	5,1	6,1	6,4
5	5,4	7,3	5,3	7,7	7,8	6,8	5,7	5,1	6,1	6,4
6	5,5	6,8	5,8	6,7	5,2	7,7	7,9	8,0	6,9	5,1
7	6,2	5,9	6,3	7,2	7,4	5,8	6,5	5,6	6,1	7,1
8	6,2	5,9	6,3	7,2	7,4	5,8	6,5	5,6	6,1	7,1
9	7,4	6,9	5,8	5,3	6,3	7,4	7,7	6,7	5,9	6,5

Характеристичні постійні g (чисельник) і змінні навантаження p (знаменник)
(кН/м)

Передостан- ня цифра коду (шифру)	Остання цифра коду (шифру)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	25/40	25/35	20/45	20/40	30/30	40/25	35/25	45/20	40/20	30/25
2	26/41	26/36	21/46	21/41	31/31	41/26	36/26	46/21	41/21	31/26
3	27/42	27/37	22/47	22/42	32/32	42/27	37/27	47/22	42/22	32/27
4	28/43	28/38	23/48	23/43	33/33	43/28	38/28	48/23	43/23	33/28
5	29/44	29/39	24/49	24/44	34/34	44/29	39/29	49/24	44/24	34/29
6	30/45	30/40	25/50	25/45	35/35	45/30	40/30	50/25	45/25	35/30
7	31/46	31/41	26/51	26/46	36/36	46/31	41/31	51/26	46/26	36/31
8	32/47	32/42	27/52	27/47	37/37	47/32	42/32	52/27	47/27	37/31
9	33/48	33/43	28/53	28/48	38/38	48/33	43/33	53/28	48/28	38/32
0	34/49	34/44	29/54	29/49	39/39	49/34	44/34	54/29	49/29	39/33

Таблиця Б.3

**Класи бетону та арматури, коефіцієнт умов роботи бетону,
коефіцієнт надійності за навантаженням, ширина ригеля**

Величини	Остання цифра коду (шифру)									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Клас бетону	C16/2 0	C20/2 5	C20/2 5	C16/2 0	C25/3 0	C25/3 0	C20/2 5	C16/2 0	C20/25	C25/30
Клас поздовжньої арматури	A400 C	A500 C	A500 C	A400 C	A400 C	A500 C	A500 C	A400 C	A400 C	A500C
Коефіцієнт умов роботи бетону, γ_{b2}	0,9	1,0	0,9	1,0	0,9	0,9	1,0	0,9	0,9	0,9
Коефіцієнт надійності для змінних навантажень, γ_{fn}	1,25	1,20	1,30	1,20	1,25	1,30	1,20	1,35	1,25	1,35
Ширина ригеля, b_w , см	20	30	25	30	35	25	20	35	40	22

Таблиця Б.4

Клас сталі, крок розташування балок, коефіцієнт надійності для змінних навантажень, клас відповідальності споруди, клас відповідальності споруди

Величини	Остання цифра коду (шифру)									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Клас сталі	C235	C245	C255	C275	C245	C255	C235	C245	C255	C275
Крок розташування балок	0,9	1,0	0,9	1,0	0,9	0,9	1,0	0,9	0,9	0,9
Коефіцієнт надійності для змінних навантажень, γ_{fm}	1,25	1,20	1,30	1,20	1,25	1,30	1,20	1,35	1,25	1,35
Клас відповідальності споруди	CC1	CC2	CC1	CC2	CC1	CC2	CC1	CC2	CC1	CC2
Категорія відповідальності конструкції	А	Б	В	А	Б	В	А	Б	В	Б