ГАЛУЗЕВІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

МОСТИ ТА ТРУБИ. СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

МОСТЫ И ТРУБЫ.СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

BRIDGES AND CULVERTS. COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES

Чинні від 1 вересня 2013 р.

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Ці норми встановлюють вимоги до проектування сталезалізобетонних конструкцій автодорожніх і пішохідних мостів, в яких залізобетонна плита об’єднана зі сталевими головними балками, фермами або балками проїзної частини для спільної роботи, при новому будівництві, капітальному ремонті та реконструкції мостів на автомобільних дорогах загального користування.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цих нормах є посилання на такі документи:

ДБН В.1.2-14:2009Загальні принципи забезпечення надійності та безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.

ДБН В.1.2-15 - 2009 Мости і труби. Навантаження і впливи

ДБН В.2.3–14:2006 Мости та труби. Правила проектування

ДБН В.2.3-22 - 2009 Мости і труби. Основні вимоги проектування.

ДБН В.2.3-26: 2010 Мости і труби. Правила проектування. Сталеві конструкції.

ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1 - 1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT)

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT)

3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

У цих нормах застосовуються терміни,визначення яких встановлено чинним нормативним документом:ДБН В.2.3-22: агресивне середовище, біоперехід,витривалість, віадук, втомленість, габарит наближення конструкції, габарит проїзду, габарит транспорту, граничні стани, довговічність, допоміжний елемент, другорядний елемент, естакада, коефіцієнт динамічний, Коефіцієнт комбінацій, коефіцієнт надійності за відповідальністю, коефіцієнт надійності за матеріалом, коефіцієнт надійності за навантаженням, коефіцієнт надійності за призначенням, корозіє стійкість, міст, морозостійкість, мостовий перехід, надійність, несна здатність, основний елемент, проектний строк служби, реконструкція, ремонт, розрахункова комбінація, труба, характеристика безпеки, шляхопровід.

Нижче подано терміни, вжиті в цих будівельних нормах, та визначення позначених ними понять

3.1 композитний елемент

Конструктивний елемент з бетону і конструкційної сталі, об’єднаних за допомогою з’єднань, що працюють на зсув і обмежують можливість

поздовжнього ковзання між бетоном і сталлю та відшарування компонентів між собою.

3.2 анкер

Елемент, що встановлюється на розділі сталь – бетон, сприймає сили зсуву між двома частинами елемента і обмежує можливість поздовжнього ковзання між бетоном і сталлю та відшарування компонентів між собою

3.3 елементи об'єднання

З'єднання між компонентами бетону і сталі композитного елемента, які встановлені на розділі сталь – бетон і служать об'єднанню двох частин в одну суцільну конструкцію. В залежності від конструкції елементи об'єднання мають назву анкери або упори

3.4 об'єднаний переріз

Переріз конструктивного елементу з бетону і конструкційної сталі об'єднаних за допомогою анкерів або упорів для сумісної роботи при навантаженнях

3.5 прогонова будова з жорсткою арматурою

Конструкція, що складається із залізобетонної плити і прокатних або зварних сталевих балок, які частково замуровані в бетон і нижня поличка яких знаходиться на рівні нижньої частини плити

3.6 упор

Елемент, що встановлюється на розділі сталь-бетон, сприймає сили зсуву між двома частинами елемента і обмежує можливість поздовжнього ковзання між бетоном і сталлю та відшарування компонентів між собою

4 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

4.1 При проектуванні сталезалізобетонних елементів мостів необхідно:

- при виборі статичних схем мосту, конструкцій прогонових будов та конструкцій вузлів і елементів, віддавати перевагу таким, в яких заміну, ремонт та експлуатацію елементів може бути виконано з меншими витратами;

- вибір матеріалів виконувати за критеріями техніко-економічних показників;

- застосовувати надійні типи анкерних пристроїв для об’єднання залізобетонної плити зі сталевою балкою;

- оцінювати напружений стан конструкцій з урахуванням похибок, що можуть виникнути при монтажі (відхилень у розмірах та формі монтажних елементів, формі зібраних конструкцій статично невизначених систем, відхилень у величинах опорних реакцій тимчасових та постійних опор, накопичення зварювальних деформацій та напружень при збиранні);

- при проектуванні сталевої частини прогонових будов надавати перевагу зварним з’єднанням перед болтовими, за винятком з’єднань, в яких розтяг направлений поперек прокату.

4.2 Проектну довговічність конструкцій мостів має бути забезпечено їх якісним виготовленням із застосуванням відповідних матеріалів для захисту від корозії та гідроізоляції, а також такими проектними рішеннями:

- проектувати конструктивні елементи прогонових будов та їх компоненти з урахуванням втомленості та випадкових подій, що можуть відбутися в період терміну служби мосту;

- несні конструкції, розташовані поруч із проїзною частиною має бути захищено від пошкодження при наїзді транспорту в результаті пластичних деформацій огородження;

- передбачати можливість огляду, очищення, фарбування та ремонту всіх сталевих частин прогонової будови;

- елементи прогонових будов, які не може бути розроблено з достатньою надійністю, щоб досягти проектного терміну служби, мають бути змінними. Наприклад, такі як: водовідвід; огорожа та шумозахисні бар'єри; опорні частини; деформаційні шви.

4.3 У робочих кресленнях КМ (конструкції металеві) сталевої частини елементів слід надавати всю необхідну інформацію для складання креслень КМД (конструкції металеві деталізовані), а саме:

- надавати перелік марок сталей, метизів та зварювальних матеріалів, які можливі для застосування; в необхідних випадах проектувальник може вказувати тільки одну конкретну марку сталі, конкретні вироби або конкретний зварювальний матеріал;

- вказувати типи, способи та розміри швів зварювання, а також тип обробки контактних поверхонь у фрикційних з'єднаннях;

- надавати монтажну схему, з переліком всіх монтажних елементів, елементів стиків та метизів, із зазначенням ваги кожного з них; розподіл ваги, конструкцій на монтажні елементи слід виконувати з урахуванням їх габаритів, а також оцінювати можливості їх виготовлення, транспортування та збирання;

- вказувати повну систему захисту від корозії (а не тільки шарів, що наносяться на заводі при виготовленні); у місцях можливого накопичення та застою води при експлуатації слід передбачати отвори, діаметром не менше, ніж 25 мм.

- визначити методи та обсяги контролю при виготовленні конструкцій; у разі необхідності встановлювати допуски на геометрію елементів, якщо вони відмінні від наведених у чинних стандартах.

4.4 Всі конструктивні відмінності у кресленнях КМД (конструкції металеві деталізовані) від креслень КМ (конструкції металеві)сталевої частини елементів має бути погоджено з авторами проекту до початку виготовлення конструкцій.

Завод-виробник конструкцій також має узгодити з авторами проекту марки прокату сталі, характеристики зварювальних матеріалів та метизів до початку їх закупівлі.

5 МАТЕРІАЛИ

5.1 Бетон

Бетон залізобетонної плити в складі об’єднаного перерізу приймається згідно з вимогами ДБН В.2.3 – 14.

5.2 Арматурна сталь

Арматура залізобетонної плити в складі об’єднаного перерізу приймається згідно з вимогами ДБН В.2.3 – 14.

5.3 Сталі для об’єднаних перерізів прогонових будов мостів

Для об’єднаних перерізів прогонових будов мостів приймаються сталі та їх характеристики згідно з вимогами ДБН В.2.3-26.

6 ДОВГОВІЧНІСТЬ КОМПОЗИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ

6.1 Загальні вимоги до довговічності композитних конструкцій прогонових будов викладено у ДБН В.2.3-22.

6.2 Додаткові протикорозійні системи мають проектуватися для композитних прогонових будов з використанням збірних плит проїзної частини.

7 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ КОМПОЗИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ

7.1 Загальні положення

7.1.1 Зусилля, напруження та деформації в елементах конструкцій слід знаходити в припущенні пружної роботи конструкції або елементу, якщо це не призводить до помилок більше ніж на 5%. При визначенні внутрішніх зусиль їх перерозподіл за рахунок пластичних деформацій у перерізах може враховуватися за умови спеціального обґрунтування. Навантаження, впливи та відповідні коефіцієнти приймаються згідно з ДБН В.1.2-15.

7.1.2 Розрахунки сталезалізобетонних конструкцій базуються на двох групах граничних станів:

- граничні стани I групи – за втратою міцності, стійкості форми або за появою тріщин втоми;

- граничні стани II групи – за ознаками, які викликають ускладнення або припинення нормальної експлуатації.

7.1.3 Для граничних станів I групи застосовується розрахунок композитних конструкцій з урахуванням пружної роботи, і з відповідним коригуванням, що враховує впливи нелінійних процесів, таких як утворення тріщин у бетоні.

7.1.4 Для перевірки граничного стану за втомою застосовується розрахунок з урахуванням пружної роботи матеріалу конструкцій.

7.1.5 Елементи та конструкції, що охоплені цими нормами, в залежності від прийнятого в розрахунках їх напружено-деформованого стану, розподіляються на два класи перерізів:

- 1 клас – пружна робота сталевої частини сталезалізобетонного перерізу застосовується у всіх розрахунках без обмежень (напруження в сталевій частині перерізу не перевищують розрахункового опору текучості),

$$\sigma = \frac{R_y m}{\gamma_r},$$

де R_y – розрахунковий опір;

m - коефіцієнт умов роботи;

γ_r – коефіцієнт надійності за відповідальністю.

- 2 клас - пластичний шарнір.

Робота поперечного перерізу характеризується досяганням напружень текучості, що дорівнюють

$$\sigma = \frac{R_y m}{\gamma_r},$$

по всій висоті сталевої частини стале залізобетонного перерізу, в усіх волокнах стислого бетону напружень, що дорівнюють

$$\sigma_b = 0{,}85 \cdot \frac{R_b m}{\gamma_r},$$

а в арматурі напружень текучості

$$\sigma_r = \frac{R_r m}{\gamma_r}.$$

7.1.6 Вимоги і обмеження, щодо застосування класів перерізів наводиться в додатку А.

7.1.7 Розрахунки слід виконувати, як правило, виходячи з гіпотези плоских перерізів, без врахування піддатливості швів об'єднання сталевої і залізобетонної частин. Піддатливість швів об'єднання необхідно враховувати для балок прольотом менше ніж 8 м і решітчастих ферм із панелями менше ніж 8 м.

7.1.8 Склад розрахунків і види врахованих у них непружних деформацій слід приймати за табл. 7.1. Як правило, непружні деформації слід також враховувати при визначенні зусиль в елементах статично невизначуваних систем. Припускається наближене врахування непружних деформацій бетону з використанням при цьому умовних модулів пружності за обов'язковими додатками Г і Д.

Таблиця 7.1– Непружні деформації, які враховуються у розрахунках

Навантаження та впливи	Непружні деформації, які враховуються у розрахунках					
	За міцністю і стійкістю	На витривалість	За тріщиностійкістю		Вертикальної і горизонтальної жорсткості	Ордината будівельного підйому (для конструкції зі збірною плитою)
		Прогонових будов автодорожніх і міських мостів	За виникненням тріщин	За розкриттям тріщин		
Постійні	*kr, us*	*kr, us*	*kr, us*	*kr, us*	-	*kr, us*
Тимчасові вертикальні	*cr, pl*	*cr*	*wud*	*cr*	*wud*	*wud*
Температурні й усадочні	*cr, pl*		*wud*	*cr*	-	-
Тимчасові поперечні горизонтальні	*pl*		-	-	*wud*	-
При транспортуванні, монтажі, попередньому напруженні і регулюванні	*wud*		*wud*	*cr*	-	*wud*

У табл. 7.1 позначено:

kr - повзучість бетону;

us - обтиснення поперечних швів збірної залізобетонної плити;

vkr - віброповзучість бетону;

cr - поперечні тріщини в залізобетоні (від усієї сукупності чинних навантажень);

pl - обмежені пластичні деформації сталі і бетону (від усієї сукупності чинних навантажень і тільки при перевірці перерізу);

wud - без врахування непружних деформацій;

тире означає, що розрахунок не виконується.

7.1.9 Впливи відставання зсуву в часі та місцева втрата стійкості мають враховуватись, якщо вони суттєво впливають на загальний розрахунок. Впливами місцевої втрати стійкості сталевих елементів на жорсткість можна знехтувати для нормальних перерізів об’єднаних елементів.

Необхідно враховувати впливи деформацій у болтових з’єднаннях на загальний розрахунок перерізів.

7.1.10 У лінійних розрахунках, впливами ковзання та роздільного визначення внутрішніх сил і моментів на границі розділу сталь-бетон, можна знехтувати, якщо елементи об'єднання забезпечено у відповідності до вимог Додатку Ж.

7.1.11 Стиснуту залізобетонну плиту слід розраховувати за міцністю, тріщиностійкістю.

Вплив розвитку обмежених пластичних деформацій бетону і сталі на розподіл зусиль у статично невизначуваних конструкціях можна не враховувати.

7.1.12 Розтягнуту залізобетонну плиту слід розраховувати за міцністю і тріщиностійкістю. Категорії вимог з тріщиностійкості слід приймати згідно з ДБН В.2.3-14.

Жорсткість при розтягу залізобетонної плити з урахуванням тріщин, що утворилися, визначається виразом:

$$\frac{E_r A_r}{\psi_{cr}},$$

де E_r, A_r - модуль пружності і площа перерізу поздовжньої арматури плити, ψ_{cr} - коефіцієнт, що враховує часткове залучення бетону між тріщинами в роботу на розтягання і приймається за табл. 7.2.

Таблиця 7.2 - Значення коефіцієнта ψ_{cr} - для автодорожніх і міських мостів при розрахунках за міцністю і тріщиностійкістю

Арматура	Значення коефіцієнта ψ_{cr}
Гладка; пучки високоміцного дроту; сталеві канати	0,7
Періодичного профілю	0,50

У статично невизначуваних системах зусилля слід визначати з урахуванням впливу поперечних тріщин у залізобетонній плиті.

Для збірної необтисненої залізобетонної плити, у якої поздовжня арматура не стикується, жорсткість при розтяганні слід приймати такою, що дорівнює нулю.

7.1.13 Розрахунки плити проїзної частини на місцевий згин і спільну роботу з головними балками припускається виконувати незалежно один від одного, при цьому підсумовувати зусилля і деформації слід тільки у випадку роботи плити на місцевий згин у поздовжньому напрямку.

7.1.14 Розрахунок поперечного перерізу слід виконувати по стадіях, кількість яких визначається кількістю частин перерізу, що включаються послідовно в роботу.

Для кожної частини перерізу чинні напруження слід визначати підсумовуванням їх по стадіях роботи.

7.1.15 Площу залізобетонної плити A_b, а в розрахунках на кручення також її товщину t_{sl} і ширину ребра або вута слід приймати поділеними на коефіцієнт приведення n_b згідно з 7.3.1. При врахуванні непружних деформацій припускається використовувати коефіцієнти приведення, знайдені за умовними модулями пружності бетону, визначеного згідно з додатками Г і Д.

Площу поздовжньої арматури, що має зчеплення з бетоном, слід приймати поділеною на коефіцієнт приведення

$$n_r = E_{st} / E_r ,$$

де E_r - модуль пружності ненапруженої E_{rs} або напруженої E_{rp} арматури, прийнятий згідно з вимогами 3 ДБН В.2.3-14.

Підливання, одяг їздового полотна в складі розрахункового поперечного перерізу враховувати не слід.

7.1.16 Центри ваги сталевого і приведеного перерізів слід визначати за перерізом брутто.

Послаблення перерізів болтовими отворами враховуються згідно з [1].

7.2 Ефективна ширина полиць при зсуві

7.2.1 Необхідно враховувати жорсткість сталевих полиць та залізобетонної плити при розрахунку на зсув у їх площині (відставання зсуву) при виконанні детального просторового розрахунку. В спрощеній методі допускається скористатися приведеною шириною (*ефективна ширина*) плити.

7.2.2 Приведена ширина бетонних полиць визначається згідно з нижченаведеними положеннями.

При застосуванні пружного загального розрахунку можна приймати постійну приведену ширину в межах кожного прогону. Ця величина може прийматись як значення $b_{\text{eff},1}$ в середині прогону при обпиранні на двох кінцях, або як $b_{\text{eff},2}$ при консольному обпиранні.

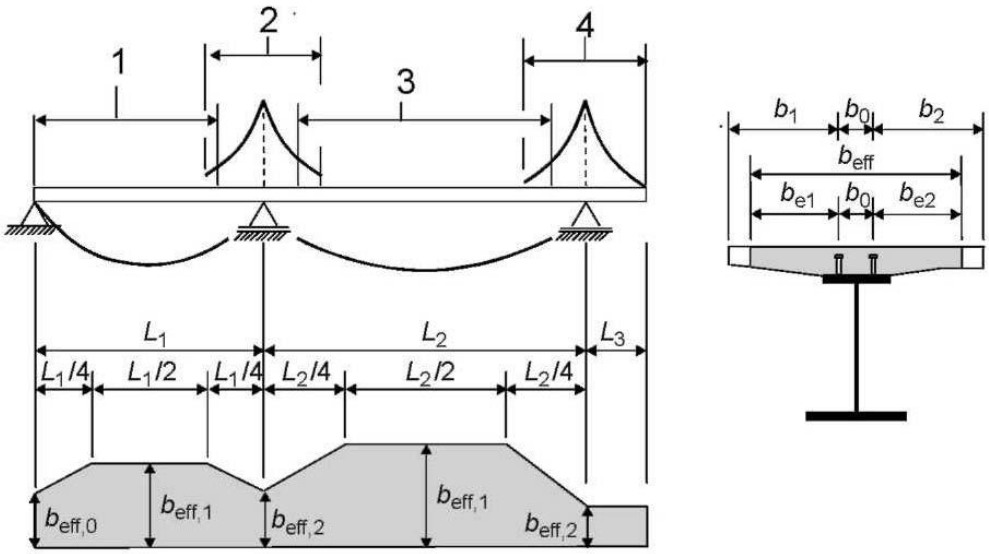
У середині польоту або на проміжній опорі приведена ширина, b_{eff}, див. рисунок 7.1, може визначатись як

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \Sigma b_{\text{ei}} \qquad (7.1)$$

де: b_0 – відстані між центрами протизсувних з'єднань;

b_{ei} – величина розрахункової ширини бетонної полки з кожного боку стінки, яка приймається як $L_e/8$, але не більше ніж геометрична ширина b_i. Значення b_{i} приймається таким, що дорівнює відстані від протизсувного з'єднання до середньої точки між прилеглими стінками за винятком крайніх граней, де b_{i} – відстань до крайньої грані.

Довжина L_e приймається як відстань між точками нульових моментів. Для типових нерозрізних сталезалізобетонних балок і для консолей, розрахунок виконується з урахуванням епюри згинальних моментів від різних типів навантажень. L_e можна приймати, як показано на рисунку 7.1.



Позначення 1- L_e =0,85L_1 для $b_{eff,1}$; 2- Le= 0,25(L_1 + L_2)для $b_{eff,2}$;

3- L_e= 0,70 L_2 для $b_{eff,1}$; 4- L_e= 2 L_3 для $b_{eff,2}$

Рисунок 7.1 - Еквівалентні довжини прогонів для ефективної ширини бетонних полок

Приведена ширина полиці на крайній опорі визначається як

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma\ \beta_i\, b_{ei} \qquad (7.2)$$

$$\text{якщо } \beta_i = (0{,}55 + 0{,}025\, L_e / b_{ei}) \le 1{,}0 \qquad (7.3)$$

де b_{ei} - значення розрахункової ширини бетонної полки з кожного боку стінки, посередині крайнього прольоту;

L_e – еквівалентна довжина крайнього прогону відповідно до рисунку 7.1.

7.3 Повзучість і усадка

7.3.1 У розрахунках композитних елементів враховується вплив повзучості та усадки бетону залізобетонної плити шляхом використання коефіцієнта приведення. Цей коефіцієнт виражається залежністю:

$$n_L = n_в\,(1 + \Psi_L \varphi_{kr}) \qquad (7.4)$$

де $n_в$ - коефіцієнт приведення при короткочасному навантаженні,

$n_в = E_{st} / E_b$,

де $E_{st} = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа ($2{,}1 \cdot 10^6$ кгс/см^2) - модуль пружності металу сталевої частини, E_b - модуль пружності бетону при стиску і розтягу, який визначається у Розділі 3 ДБН В.2.3 – 14.

φ_{kr} - коефіцієнт повзучості, приймається відповідно до Додатку G ДБН В.2.3 – 14 або за додатком Г в залежності від віку *t* бетону на момент, що розглядається, та часу t_0 прикладання навантаження;

Ψ_L - коефіцієнт повзучості, який залежить від типу навантаження і приймається таким, що дорівнює для постійних навантажень -1,1 ; для первинних і вторинних впливів усадки - 0,55 і для попереднього напруження за рахунок деформацій – 1,5.

Для постійних навантажень на сталезалізобетонні конструкції у кількох стадіях може бути застосовано одне середнє значення t_0 для визначення коефіцієнта повзучості. Це припущення може використовуватись для попереднього напруження за рахунок деформацій, якщо вік всього бетону у відповідних прогонах на момент попереднього напруження становить більше ніж 14 діб. Для усадки, допустимий вік при навантаженні становить, як правило, одну добу.

7.3.2 За умови застосування збірних плит або попереднього напруження бетонних плит, яке виконується до включення в роботу плити в об’єднаний переріз, коефіцієнт повзучості та значення усадки слід приймати для часу починаючи з моменту початку сумісної роботи конструкції.

7.3.3 Усадку бетону слід враховувати при розрахунках на температурні впливи. При цьому розвантажувальний вплив усадки бетону не враховується.

Граничну відносну деформацію усадки бетону ε_{shr} необхідно приймати такою, що дорівнює $2 \cdot 10^{-4}$ для монолітної плити і $1 \cdot 10^{-4}$ для збірної плити.

Допускається врівноважені в межах поперечного перерізу напруження від усадки бетону визначати за додатком Д.

Повзучість бетону від усадочних напружень припускається враховувати шляхом застосування в розрахунках умовного модуля пружності бетону $E_{ef,shr} = 0{,}5E_b$

7.3.4 Якщо в мостах під впливом повзучості очікуються значні зміни розподілу згинального моменту при t_0, наприклад, у нерозрізних балках змішаних конструкцій зі сталезалізобетонними прольотами, слід враховувати вторинні впливи, що залежать від часу, які викликано повзучістю, за виключенням загального розрахунку граничних станів елементів, де всі поперечні перерізи відносяться до класу 2 і для яких допуск на поздовжній згин з крученням не вимагається.

Мають також бути враховані первинні та вторинні впливи, викликані усадкою і повзучістю бетонної плити. Впливи повзучості та усадки бетону не враховуються при розрахунку з метою перевірки граничних станів (крім втомних) для сталезалізобетонних елементів, де всі поперечні перерізи відносяться до класу 2 і для яких допуск на поздовжній згин з крученням не вимагається.

Для вторинних впливів, які залежать від часу, коефіцієнт приведення може визначатись з використанням коефіцієнта повзучості Ψ_L, який дорівнює 0,55.

7.3.5 У перерізах, в яких плита працює без тріщин (наприклад, у випадку попереднього напруження), вплив повзучості і усадки слід визначати за допомогою більш точних методів. Жорсткість при крученні (за гіпотезою Сен-Венана) головної коробчастої балки визначається для приведеного об’єднаного перерізу, в якому товщину бетонної плити зменшено на модульний коефіцієнт $n_{0G} = G_{st}/G_b$,

де G_{st} і G_b це модулі пружного зсуву конструкційної сталі та бетону відповідно до ДБН В.2.3–14. При цьому слід враховувати впливи повзучості згідно з коефіцієнтом приведення.

7.3.6 У зонах, де прогнозується виникнення тріщин у бетонній плиті, первинні впливи під дією усадки можна не враховувати при розрахунку вторинних впливів.

7.4 Розрахунок з урахуванням тріщиноутворення в бетоні

7.4.1 У зміні напружено-деформованого стану з часом необхідно врахувати вплив тріщиноутворення в бетоні. Процедура розрахунку в цьому випадку може бути прийнята на розсуд проектанта.

7.4.2 Однією з можливих процедур розрахунку є така:

- будується огинаюча епюра внутрішніх зусиль для характерних комбінацій зусиль при початковій жорсткості на згині $E_{st}I_1$. Отримана епюра є результатом розрахунку «без урахування тріщин»;

- у місцях, де розтягувальні напруження крайніх волокон у бетоні, отримані з використанням огинаючої епюри загальних впливів, у 2 рази перевищує міцність $R_{bt,ser}$ (див. Розд. 3 в ДБН В.2.3 – 14), жорсткість слід зменшити до $E_{st}I_2$. Такий розподіл жорсткості може бути використано для граничних станів за несною здатністю та граничними станами за експлуатаційною придатністю. Потому за допомогою повторного розрахунку визначається новий розподіл внутрішніх зусиль і відповідних деформацій. Цей прийом має назву «розрахунок з урахуванням тріщин»

7.4.3 Для нерозрізних сталезалізобетонних балок з плитою без попереднього напруження, у випадку, коли відношення довжини суміжних нерозрізних прогонів (короткий/довгий) між опорами становить хоча б 0,6, ефект виникнення тріщин враховується за допомогою використання значень жорсткості при згині $E_{st}I_2$ на 15% довжини прогону з кожного боку кожної проміжної опори та значень жорсткості без урахування тріщин $E_{st}I_1$ на решті ділянок прогону.

7.4.4 Крутну жорсткість коробчастих балок слід розраховувати за приведеним поперечним перерізом. На ділянках виникнення тріщин у бетонній плиті в результаті згину розрахунок виконується з використанням товщини плити, яку зменшено наполовину, за умови, що тріщиноутворення не визначається за допомогою більш точного методу.

7.4.5 Для граничних станів за експлуатаційною придатністю поздовжні зсувні сили, що виникають на межі розподілу між сталлю та бетоном, слід враховувати без урахування тріщин. Якщо, як альтернатива, враховано впливи тріщиноутворення, до уваги береться також жорсткість при розтягуванні та надлишкова міцність розтягнутого бетону.

7.5 Етапи та послідовність будівництва

7.5.1 Слід виконати відповідний розрахунок для оцінки впливу поетапного будівництва на напружено-деформований об'єднаний переріз або, за необхідності, впливи сил, що діють тільки на сталеву конструкцію.

7.5.2 Впливи послідовності будівництва можуть не враховуватись при розрахунку граничних станів за несною здатністю (крім втомних) для сталезалізобетонних елементів, в яких усі поперечні перерізи відносяться до класу 2, і в яких не вимагається допуск на поздовжній згин з крученням.

7.5.3 Міцність і стійкість сталевих балок при монтажі перевіряють згідно з ДБН В.2.3-26.

Міцність і тріщиностійкість конструкцій та їх елементів при попередньому напруженні, транспортуванні і монтажі треба перевіряти в припущенні пружної роботи сталі і бетону. Перевірку слід здійснювати без розрахунку повзучості, усадки бетону й обтиснення поперечних швів, але з урахуванням впливу втрат попереднього напруження згідно з ДБН В.2.3-14.

7.6 Температурні впливи

7.6.1 Температурні впливи слід враховувати згідно з 5.10 ДБН В.2.3 – 14.

7.6.2 Температурні впливи можуть не враховуватись при розрахунку граничних станів за несною здатністю (крім втомних) для сталезалізобетонних елементів, в яких усі поперечні перерізи відносяться до класу 2 і в яких не вимагається допуск на поздовжній згин з крученням.

7.6.3 Для спрощення загального розрахунку і визначення напружень сталезалізобетонних конструкцій значення коефіцієнта лінійного теплового розширення конструкційної сталі може прийматись 10×10^{-6} C^{-1}. Для розрахунку зміни довжини мосту коефіцієнт теплового розширення має становити 12×10^{-6} C^{-1} для всіх конструкційних матеріалів.

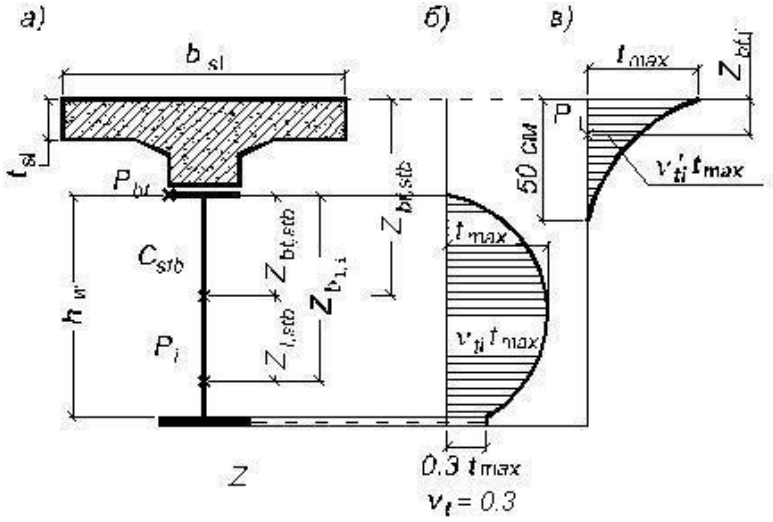
7.6.4 У розрахунках на температурні впливи слід враховувати різницю температур залізобетонної і сталевої частин перерізу. Різниця температур визначається, як правило, на підставі теплофізичних розрахунків.

Розрахунки на температурні впливи припускається виконувати, приймаючи розподіл температур у перерізі незмінним за довжиною сталезалізобетонної прогонової будови і виходячи з таких нормативних найбільших значень різниці температур $t_{n,max}$ залізобетонної плити і сталевої конструкції:

а) для прогонових будов зі сталевими балками із суцільною стінкою при їзді поверху (рис.7.2, а) у випадку, коли температура сталі вище, ніж залізобетону, і балка піддається нагріванню сонячним промінням при нахилі їх до горизонту 30° і більше – 30°С;

- у випадку, коли температура сталі вище, ніж залізобетону, але балка не піддається нагріванню сонячним промінням , – 15°С;

- у випадку, коли температура сталі нижче, ніж залізобетону, - мінус 15°С;



а - схема поперечного перерізу; б - криволінійна епюра розподілу температур по висоті сталевої частини перерізу; в - криволінійна епюра розподілу температур для верхньої частини перерізу балки

Рисунок 7.2 – Поперечний переріз сталезалізобетонної конструкції і розрахункові епюри різниці температур

б) для прогонових будов із решітчастими головними фермами при їзді поверху:

- у випадку, коли температура сталевих елементів ферми вище, ніж залізобетону, незалежно від умов освітлення сонцем, - 15°С;.

- у випадку, коли температура сталевих елементів ферми нижче, ніж залізобетону, - мінус 10°С;

в) для прогонових будов з головними балками із суцільною стінкою або з решітчастими головними фермами і розташованою між ними залізобетонною плитою з їздою понизу або посередині:

- у випадку, коли температура сталі вище, ніж залізобетону, - 20°С;

- у випадку, коли температура сталі нижче, ніж залізобетону, - мінус 15°С.

Визначення зусиль і напружень від температурних впливів слід виконувати:

- за підпунктом ”а” - із прийняттям по висоті сталевої частини перерізу криволінійної епюри різниці температур (рис.7.2, б) з ординатою в *i*-й точці

$$t_{ni} = t_{n,\max}\nu_{ti} = t_{n,\max}\sqrt{3{,}91\frac{Z_{b1,i}}{h_w} - 3{,}82(\frac{Z_{b1,i}}{h_w})^2}\,, \qquad (7.5)$$

де $Z_{b1,i} h_w$ згідно з рис. 7.2, а, см;

$Z_{b1,i}$ - відстань від верхньої грані стінки металевої балки до точки P_i;

h_w - висота стінки металевої балки;

- за підпунктами “б” і “в” - із прийняттям прямокутної епюри різниці температур по всій висоті сталевої частини перерізу;

- за підпунктом “г” - із прийняттям криволінійної епюри розподілу температур за рис. 7.2в, і з ординатою в *i*-й точці

$$t_{ni} = t_{n,\max}\nu'_{ti} = t_{n,\max}(\frac{Z_{bf,i}}{50} - 1)^2\,, \qquad (7.6)$$

де $Z_{bf,i}$ - за рис. 7.2, в, см.

У прогонових будовах з їздою поверху сталеву частину коробчастого перерізу припускається умовно розділяти на балки двотаврового перерізу і при цьому враховувати розподіл температур за рис. 7.2, б.

Допускається врівноважені в межах поперечних перерізів напруження від змін температури визначати за Додатком Д.

7.7 Попереднє напруження за рахунок прикладених контрольованих деформацій

7.7.1 У композитних конструкціях, де передбачено попереднє напруження за рахунок контрольованих деформацій (наприклад, піддомкрачування опор), вплив можливих відхилень від прогнозованих значень деформацій і жорсткості на внутрішні зусилля має бути враховано при розрахунку граничних станів за несною здатністю та експлуатаційною придатністю.

7.7.2 Якщо не використовується більш точний метод визначення внутрішніх зусиль, характеристичні значення непрямих впливів прикладених деформацій можна розраховувати з характеристичними або номінальними значеннями властивостей деформуємих матеріалів за умови, що ця деформація контролюється.

8 ГРАНИЧНІ СТАНИ ЗА НЕСНОЮ ЗДАТНІСТЮ

8.1 Несна здатність на згин

8.1.1 Загальні положення

8.1.1.1 Розрахункова міцність при згині визначається за допомогою пружно-пластичної теорії лише у випадку, коли ефективний сталезалізобетонний переріз відноситься до класу 2 і якщо не застосовується попереднє напруження за допомогою арматурних елементів.

8.1.1.2 Пружний розрахунок і нелінійна теорія для опору згину може бути застосовано до поперечних перерізів будь-якого класу

8.1.1.3 Для пружного розрахунку і нелінійної теорії можна припустити, що сталезалізобетонний поперечний переріз залишається плоским, якщо елементи зсувного з'єднання і поперечну арматуру розраховано з урахуванням відповідного розподілу розрахункової поздовжньої зсувної сили.

8.1.1.4 Міцність бетону на розтяг не враховується

8.1.1.5 У випадку, коли сталевий переріз сталезалізобетонного перерізу є кривим у плані, у розрахунку враховується вплив кривизни.

8.1.1.6 Пластичний граничний момент $M_{pl,Rd}$ сталезалізобетонного поперечного перерізу для елементів 2 класу визначається за таких припущень:

a) на контактах між конструкційної сталлю, арматурою і бетоном спостерігається повний збіг відносних деформацій;

b) ефективна площа елемента сталевої конструкції напружується до розрахункової межі текучості R_y;

c) ефективні площі розтягненої або стисненої поздовжньої арматури напружуються до своїх розрахункових меж текучості R_r. Стиснена арматура в залізобетонній плиті може не враховуватися;

d) ефективна площа стисненого бетону постійно витримує напруження 0,85 R_b на всю глибину між пластичною нейтральною віссю і найбільш стисненим волокном бетону, де R_b - розрахункова міцність бетону на осьовий стиск.

На рисунку 8.1 наведено типові приклади розподілу пластичного напруження

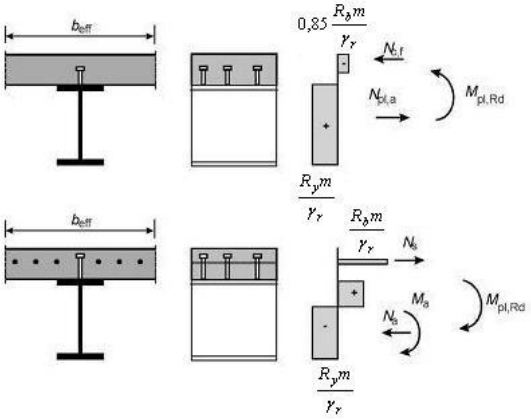


Рисунок 8.1 – Типові приклади розподілу напружень у поперечних перерізах, що відносяться до 2 класу, при додатному і від’ємному згинальних моментах.

8.1.1.7 Для сталезалізобетонних поперечних перерізів, в яких відстань x_{pl} між пластичною нейтральною віссю і крайніми волокнами стисненої бетонної плити перевищує 15% загальної висоти h елемента, розрахунковий граничний момент M_{Rd} приймається як $\beta M_{pl,Rd}$, де β – коефіцієнт зменшення представлений на рисунку 8.2. Для значень x_{pl}/h, що перевищують 0,4, опір згину має визначатися окремо.

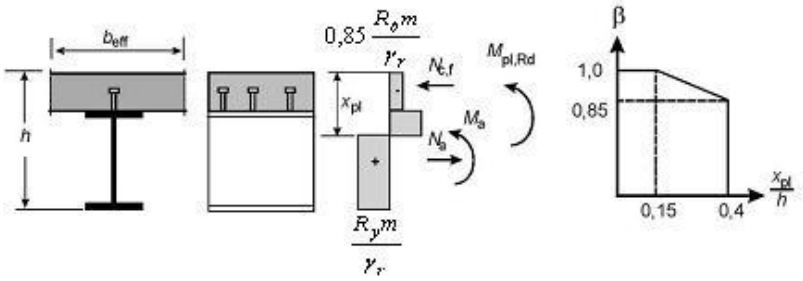


Рисунок 8.2 – Коефіцієнт β зменшення моменту $M_{pl,Rd}$

8.1.1.8 Додаткові правила для балок мостів

а) якщо загальний розрахунок пружного деформування використовується для нерозрізної балки, величина M_{Ed} має не перевищувати 0,9 $M_{pl,Rd}$ у будь-якому поперечному перерізі класу 2 при дії додатного згинального моменту, де:

- поперечний переріз при від'ємному вигині на суміжній опорі або поряд з нею відноситься до класу 1;

- відношення значень довжини прольотів поруч з цією опорою (короткі/довгі) становить менше ніж 0,6. Як альтернативу можна використовувати загальний розрахунок, що враховує непружну роботу;

б) Якщо опір сталезалізобетонного поперечного перерізу згину визначається за допомогою нелінійної теорії, має бути враховувано залежність між напруженням і деформацією матеріалів;

в) приймається, що сталезалізобетонний поперечний переріз залишається плоским, а деформація розтягнутої або стисненої арматури, що знаходиться в зачепленні з бетоном, є такою ж, як і середня деформація навколишнього бетону;

г) значення напружень у стисненому бетоні виводяться з кривих залежності деформації від напружень, представлених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, 3.1.7;

д) напруження в арматурі виводяться з діаграм Прандтля, які представлено в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, 3.2.7;

е) напруження в стислій або розтягнутій конструкційній сталі виводяться з діаграм Прандтля ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, з урахуванням способу будівництва;

ж) для сталезалізобетонних поперечних перерізів класу 2 з бетонною стисненою полицею, нелінійний опір вигину M_{rd} може визначатися як функція стискальної сили в бетоні N_c з використанням спрощених виразів (8.1) і (8.2):

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + \left(M_{el,Rd} - M_{a,Ed}\right) \cdot \frac{N_c}{N_{c,el}} \qquad \text{— для } N_c \le N_{c,el}; \tag{8.1}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}\right) \cdot \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \qquad \text{— для } N_{c,el} \le N_c \le N_{c,f}, \tag{8.2}$$

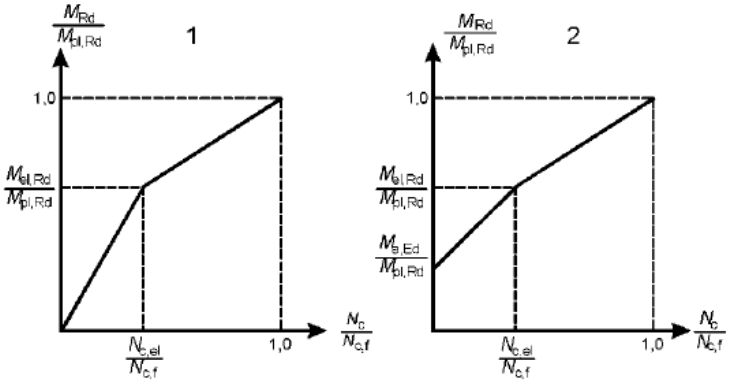
При цьому $M_{\text{el,Rd}} = M_{\text{a,Ed}} + kM_{\text{c,Ed}}$,

де $M_{\text{a,Ed}}$ – розрахунковий згинальний момент, прикладений до перерізу конструкційної сталі перед включенням бетонної плити у сумісну роботу конструкції;

$M_{\text{c,Ed}}$ – частина розрахункового згинального моменту, який діє на складений переріз;

k - найбільш низький коефіцієнт, що забезпечує досягнення граничних значень напружень у випадку піддомкрачування конструкції;

$N_{\text{c,el}}$ – стискальне зусилля в бетонній полиці, що відповідає моменту $M_{\text{el,Rd}}$.



1 — піддомкрачена конструкція; 2 — не піддомкрачена конструкція

Рисунок 8.3 – Спрощена залежність між M_{Rd} і N_{c} для перерізів зі стисненою бетонною плитою

з) якщо опір згину поперечного перерізу визначається за допомогою нелінійної теорії, напруження у попередньо напруженій арматурі слід виводити за допомогою розрахункових кривих, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, 3.3.6. При оцінці напружень у напружених елементах арматури необхідно враховувати в них і розрахункову початкову попередню деформацію.

8.1.2 Пружній опір згину

8.1.2.1 Визначення напружень має виконуватись за теорією пружності, із застосуванням приведеної ширини бетонної полки згідно з 7.2.2. Для поперечних перерізів класу 1 приведений переріз конструктивного сталевого профілю необхідно визначати згідно з ДБН В.2.3-26.

8.1.2.2 При обчисленні пружного опору згину на основі приведеного поперечного перерізу, приймаються такі граничні напруження:

– $R_b \cdot \frac{m_b}{\gamma_r}$ -у бетоні при стиску;

– $R_y \cdot \frac{m}{\gamma_r}$ -у конструкційній сталі при розтягу або стиску;

– $R_r \cdot \frac{m_r}{\gamma_r}$ -у арматурі при розтягу або стиску.

8.1.2.3 Як альтернатива, арматурою у стиснутому бетоні плити можна знехтувати.

8.1.2.4 Напруження, що виникають окремо у сталевій балці, мають додаватись до напружень внаслідок дій на об’єднаний елемент.

8.1.2.5 Якщо не використовується більш точний метод, то вплив повзучості враховується шляхом застосування відношення модулів пружності.

8.1.2.6 Пружний розрахунок сталезалізобетонної балки з перерізами, що відносяться до 1 класу на вплив додатного згинального моменту[1], слід виконувати за формулами табл. 8.1 за одним з розрахункових випадків А, Б або В (рис.8.4) в залежності від величини напруження в бетоні σ_b на рівні центра тяжіння залізобетонної плити і напруження в поздовжній арматурі σ_r, що відповідає деформації бетону при напруженні σ_b.

1) що призводить до стискання верхнього поясу

Таблиця 8.1

Критерії і перевірки	Формули для критеріїв і перевірок міцності в розрахункових випадках		
	А	Б	В
Критерії: співвідношення жорсткостей	$E_b I_b \le 0{,}2 E_{st} I_s$	-	-
напружень у бетоні (стискання +, розтягання -)	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,stb}} - \sigma_{bi} < \frac{m_b R_b}{\gamma_r}$	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,stb}} - \sigma_{bi} \ge \frac{m_b R_b}{\gamma_r}$	
напруження у розрахунковій поздовжній арматурі (стискання +, розтягання -)	$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b,stb}} + \sigma_{ri} < \frac{m_r R_r}{\gamma_r}$		$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b,stb}} + \sigma_{ri} \ge \frac{m_r R_r}{\gamma_r}$
Перевірки: залізобетону (стискання +, розтягання -)	-	-	$\frac{1}{E_{st}}(\frac{M_2 - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{bs}} - \frac{N_{br,R}}{A_s}) \le \epsilon_{b,\lim}$
Сталевого верхнього пояса (стискання +, розтягання -)	$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{W_{s2,s}} - \frac{N_{br,}}{A_s} \le \frac{m_1 m R_y}{\gamma_r}$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br},_R}{W_{s2,s}} - \frac{N_{br,R}}{A_s} \le \frac{m R_y}{\gamma_r}$	
сталевого нижнього пояса (розтягання +, стискання -)	$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{W_{s1,s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \le \frac{m R_y}{\gamma_r}$	$\frac{M - Z_{bs} N_{b,Rr}}{W_{s1,s}} + \frac{N_{bR,r}}{A_s} \le \frac{m R_y}{\gamma_r}$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{s1,s}} + \frac{N_{br,R}}{A_s} \le \frac{m R_y}{\gamma_r}$

У табл. 8.1 позначено:

$M = M_1 + M_2$ - повний згинальний момент (приймають так само, як M_1 і M_2 з відповідним знаком);

M_1 - згинальний момент першої стадії роботи (навантаження сприймає сталева частина конструкції);

M_2 - згинальний момент другої стадії роботи (навантаження сприймає сталезалізобетона конструкція), що визначається для статично невизначуваних систем з урахуванням повзучості бетону, обтиснення поперечних швів, утворення

поперечних тріщин у розтягнутих зонах залізобетонної плити, а також усадки бетону і змін температури;

σ_{bi}, σ_{ri} - врівноважені в поперечному сталезалізобетонному перерізі напруження, що виникають на рівні центра тяжіння поперечного перерізу бетону від його повзучості, обтиснення поперечних швів збірної плити, усадки бетону і змін температури (за виключенням випадку, коли температура залізобетонної плити згідно з 7.6.3г вища, ніж сталі, і розрахунки ведуться за формулами табл. 8.1 - 8.2) відповідно в бетоні й у поздовжній арматурі;

$A_s = A_{s1} + A_w + A_{s2}$ - площа нетто поперечного перерізу сталевої балки;

$A_{s1}, A_{s2}, A_w, A_b, A_r = A_{rs}$ - площі елементів поперечного перерізу відповідно сталевих нижнього і верхнього поясів, сталевої вертикальної стінки, бетону плити, поздовжньої ненапружуваної арматури плити;

$W_{b,stb} = \frac{I_{stb}}{Z_{b,stb}}$; $W_{s1,s} = \frac{I_s}{Z_{s1,s}}$; $W_{s2,s} = \frac{I_s}{Z_{s2,s}}$ - моменти опору;

$W_{bs} = \frac{I_s}{Z_{bs}}$ - умовний момент опору на рівні центра тяжіння перерізу бетону;

I_{stb}, I_s - моменти інерції нетто відповідно сталезалізобетонного поперечного перерізу балки, приведеного до сталі, і поперечного перерізу сталевої балки;

$Z_{b,stb}, Z_{bs}, Zs1, s, Z_{s2,s}$ - відстані відповідно до рис. 8.4;

$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rs}}$ - коефіцієнт приведення, що приймається відповідно до ДБН В.2.3–14;

η_b - коефіцієнт приведення, що приймається відповідно до ДБН В.2.3–14;

$\varepsilon_{b,\lim} = 0.0016$ - гранична (для сталезалізобетонних конструкцій) відносна деформація бетону в рівні центра тяжіння його поперечного перерізу;

$R_y, R_b, R_r = R_{rs}$ - розрахункові опори матеріалу сталевої конструкції відповідно до ДБН В.2.3-26, бетону стисканню відповідно до ДБН В.2.3–14, ненапружуваної поздовжньої арматури за ДБН В.2.3–14;

m - коефіцієнт умов роботи сталевої конструкції, прийнятий за табл. 6.2 ДБН В.2.3-26;

m_b - коефіцієнт умов роботи бетону, прийнятий за розділом 3 ДБН В.2.3–14;

m_r - коефіцієнт умов роботи арматури, прийнятий за розділом 3 ДБН В.2.3–14;

$m_1 = 1 + \frac{m_b R_b - \sigma_b}{m R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}$ - коефіцієнт умов роботи сталевого верхнього пояса, що враховує його розвантаження прилеглим недонапруженим бетоном і прийнятий не більше ніж 1,2;

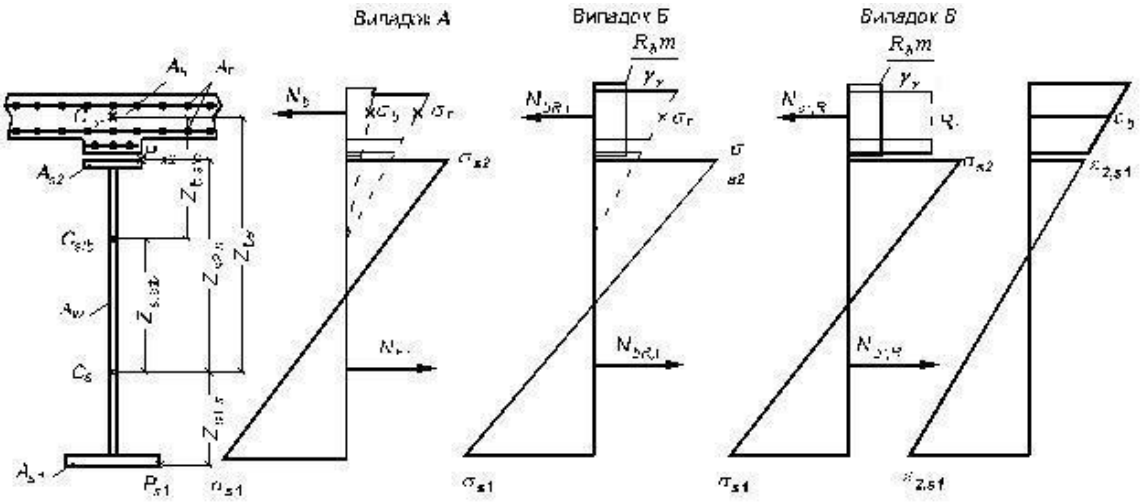


Рисунок 8.4 – Зусилля, напруження і деформації в сталезалізобетонному поперечному перерізі, що сприймає додатний згинальний момент

У табл. 8.1–8.2 позначено:

$N = N_{br} = A_b \sigma_b + A_r \sigma_r$ - у випадках А і Г;

$N = N_{bR,r} = A_b R_b + A_r \sigma_r$ - у випадку Б при перевірці нижнього пояса;

$N = N_{br,R} = A_b R_b + A_r R_r$ - у випадку Б при перевірці верхнього пояса, а також у випадку В;

$N = N_{rR} = A_r R_r$ - у випадку Д при перевірці верхнього пояса;

$N = N_r = A_r \sigma_r$, але не більше $A_r R_r$ - у випадку Д при перевірці нижнього пояса.

Примітки:

1. Випадки А, Б і В слід приймати за 8.1.2.6, Г і Д - за 8.1.2.8.

2. Нормальну силу N слід приймати такою, що розтягує сталеву балку при стискальних напруженнях у залізобетонній плиті і такою, що стискає сталеву балку при розтягувальних напруженнях у залізобетонній плиті й арматурі (у формули силу N в обох випадках необхідно підставляти зі знаком „плюс").

8.1.2.7 При розташуванні нейтральної осі перерізу в межах висоти залізобетонної плити і напруженнях у розтягнутій частині плити, що перевершують $m_b R_{bt}$, за розділом 3 ДБН В.2.3–14 до складу перерізу слід включати тільки стиснуту частину бетону. Перевірку міцності перерізу слід виконувати з урахуванням нерівномірного розподілу напруження по висоті залізобетонної плити.

8.1.2.8 Розрахунок сталезалізобетонної балки з перерізами, що відносяться до 1 класу, на вплив від'ємного згинального моменту[1] слід виконувати за формулами табл. 8.2 по одному з розрахункових випадків Г або Д (рис.8.5) у залежності від величини напруження в бетоні σ_b на рівні центра ваги залізобетонної плити.

1) що призводить до розтягу верхнього поясу

8.1.2.9 Значення дотичних напружень τ в стінці сталевої частини поперечного перерізу сталезалізобетонної балки, що згинається з перерізами класу 1, при $M=M_x=M_y=0$ мають задовольняти умові (стосовно фібри)

$$\tau = \frac{Q_1 \cdot S_{i,s}}{I_s \cdot t} + \frac{Q_2 \cdot S_{i,stb}}{I_{stb} \cdot t} \le C' \cdot \frac{R_s \cdot m}{\gamma_r}, \qquad (8.3)$$

де Q_1 - поперечна сила першої стадії роботи (навантаження сприймає сталева частина конструкції);

Q_2 – поперечна сила другої стадії роботи (навантаження сприймає сталезалізобетонна конструкція), що визначається для статично невизначних систем з урахуванням повзучості бетону і обтискання поперечних швів, утворення поперечних тріщин в розтягнутих зонах залізобетонної плити, а також усадки бетону і змін температур;

I_s і I_{stb} – моменти інерції відповідно сталевого перерізу і приведеного до сталі сталезалізобетонного перерізу;

t – товщина стінки;

$S_{i,s}$ і $S_{i,stb}$ – статичні моменти відсічених на висоті «I» частин сталевого і приведеного до сталі сталезалізобетонного перерізу відносного центру ваги всього сталевого і всього приведеного до сталі сталезалізобетонного перерізу відповідно;

$C' = 1{,}25 - 0{,}25\frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}}$, де $\tau_{\min,ef}$, $\tau_{\max,ef}$ - значення мінімального та максимального дотичних напружень у перерізі стінки, які розраховуються з урахуванням пружної роботи.

8.1.2.10 Розрахунок міцності більш складних перерізів (наприклад, таких, що напружуються високоміцною арматурою, двоплитних при спільній дії згинального моменту і зовнішньої осьової сили) слід виконувати з урахуванням їх напруженого стану і конструктивних особливостей, керуючись вимогами 8.1.2.6 - 8.1.2.8

Для перерізу з високоміцною арматурою зусилля попереднього напруження слід враховувати на стадії натягу арматури як зовнішнє навантаження. На наступних стадіях роботи при визначенні розвантажувальних зусиль N високоміцну арматуру необхідно враховувати з бетоном і ненапруженою поздовжньою арматурою, при цьому необхідно додатково виконувати перевірку міцності високоміцної арматури. У випадку Д високоміцну арматуру слід перевіряти з урахуванням збільшення зусилля в ній.

При дії на переріз поряд зі згинальними моментами M також зовнішніх осьових зусиль N_e слід враховувати додаткові згинальні моменти, що виникають від зміни положення центра ваги частини перерізу, що розглядається.

Таблиця 8.2 – Формули для критеріїв та перевірок міцності у розрахункових випадках

Критерії і перевірки	Формули для критеріїв та перевірок міцності у розрахункових випадках	
	Г	Д
Критерії: - співвідношення жорсткостей	$E_b L_b \le 0{,}2 E_{st} I_s$	-
Напружень у бетоні (стискання “+”, розтягання “-“)	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,stb}} - \sigma_{bi} > \frac{0{,}1 m_b R_b}{\gamma_r}$	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,stb}} - \sigma_{bi} \le \frac{0{,}1 m_b R_b}{\gamma_r}$
Перевірки: - напруження у поздовжній арматурі залізобетону(розтягання +, стискання -)	-	$\sigma_r = \frac{M_2 + Z_{b,s_\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r,s} \varphi} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s_\psi}} - \sigma_{ri} \le \frac{m_r R_r}{\gamma_r}$
сталевого верхнього пояса (розтягання “+”, стискання “-“)	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{W_{s2,s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \le \frac{m_2 m R_y}{\gamma_r}$	$\frac{-M - Z_{rs} N_{rR}}{W_{s2,s}} - \frac{N_{rR}}{A_s} \le \frac{m R_y}{\gamma_r}$
сталевого нижнього пояса (стискання “+”, розтягання “-“)	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{W_{s1,s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \le \frac{m R_y}{\gamma_r}$	$\frac{-M - Z_{rs} N_r}{W_{s1,s}} + \frac{N_r}{A_s} \le \frac{m R_y}{\gamma_r}$

У табл. 8.2 позначено:

$M; M_1; M_2; \sigma_{bi}; \sigma_{ri}; A_{s1}; A_{s2}; A_w; A_b; A_r; A_s; W_{b,stb}; W_{s2,s}; W_{s1,s}; n_r; n_b; R_y; R_b; R_r; m; m_r; m_b$ - див. позначення до табл. 8.1;

$$A_{s\psi} = A_s + \frac{A_r}{n_r \psi_{cr}}; W_{r,s\psi} + \frac{I_{s\psi}}{Z_{r,s\psi}};$$

I_{s_ψ} - відповідно площа, момент опору і момент інерції поперечного перерізу нетто сталевої конструкції балки, що працює разом з поздовжньою арматурою площею $\frac{A_r}{\psi_{cr}}$ - (приведеної до матеріалу сталевої конструкції);

$Z_{bs}; Z_{b,s\psi}; Z_{rs}; Z_{r,s\psi}$ - відстані за рис. 8.5;

$m_2 = 1 + \frac{\sigma_b}{mR_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}$ - коефіцієнт умов роботи сталевого верхнього пояса, що приймається не більше ніж 1,2.

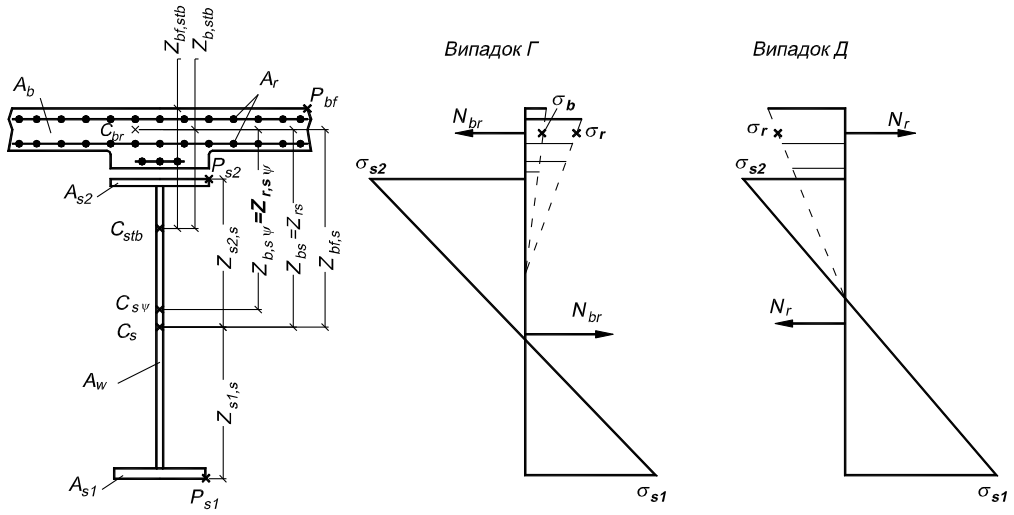


Рисунок 8.5 – Зусилля і напруження в сталезалізобетонному поперечному перерізі, що сприймає від'ємний згинальний момент

8.1.2.11 Розрахунок міцності перерізів класу 1 із залізобетонною плитою, що працює на місцевий згин у поздовжньому напрямку, слід виконувати за розрахунковими випадками А, Б, В, Г і Д, при цьому плиту у випадках Б, В и Д необхідно розраховувати за граничною рівновагою як позацентрово стиснутий або позацентрово розтягнутий залізобетонний стержень відповідно до 7.1.13 та розділу 3 ДБН В.2.3–14, а в розрахунку всього перерізу слід враховувати розвантаження його сталевої частини рівнодійною стискальних або розтягувальних поздовжніх сил, сприйманих плитою.

8.1.2.12 Для перерізів з розтягнутим бетоном або за припущення виникнення тріщин напруженнями від впливів початкової усадки можна знехтувати.

8.1.2.13 Стиснуті полки перевіряються на поздовжній згин з крученням.

8.1.2.14 Для сталезалізобетонних мостів з поперечними перерізами класу 1, сума напружень, які виникають на різних етапах виготовлення та експлуатації, і які розраховуються в перерізах брутто, має використовуватися для розрахунку ефективного поперечного перерізу сталевої конструкції. Отримані ефективні перерізи слід використовувати для перевірки напружень у сталезалізобетонних перерізах на різних стадіях спорудження та експлуатації.

8.1.2.15 При розрахунку пружного опору згину з використанням в якості основи ефективного поперечного перерізу, граничні напруження в попередньо

напруженій арматурі сприймаються як f_{pd} згідно з ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, 3.3.6. Напруження, яке викликано початковою попередньою деформацією, у напружених арматурних елементах має бути враховано відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, 5.10.8.

8.2 Опір зсуву

8.2.1 Опір вертикальному зсуву $V_{pl,Rd}$ слід розглядати як опір сталевого профілю $V_{pl,a,Rd}$, якщо не встановлено величину внеску залізобетонної частини балки. Розрахунковий опір пластичного зсуву $V_{pl,a,Rd}$ сталевого профілю має визначатися у відповідності до ДБН В.2.3-26.

8.2.2 Опір втрати стійкості при зсуві $V_{b,Rd}$ сталевої стінки балки має визначатися згідно з ДБН В.2.3-26. При цьому внесок бетонної плити може не враховуватися, якщо не використовується інший, більш точний метод і, якщо зсувне з'єднання не призначено для відповідної вертикальної сили.

8.2.3 Якщо сила вертикального зсуву V_{Ed} перевищує половину величини опору зрушенню V_{Rd}, що виражена за допомогою $V_{pl,Rd}$ або $V_{b,Rd}$(в залежності від того, яка з них виявиться меншою), необхідно передбачити врахування її впливу на граничний момент.

Для поперечних перерізів класу 2 вплив вертикального зсуву на опір вигину може враховуватися за допомогою використання зменшеної розрахункової міцності сталі $(1-\rho)\cdot\frac{R_y \cdot m}{\gamma_r}$ в області зсуву, як показано на рисунку 8.6, де V_{Rd} це відповідний опір вертикальному зсуву. При цьому не враховується зміна положення пластичної нейтральної осі поперечного перерізу через зменшення розрахункової міцності сталі

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2, \qquad (8.4)$$

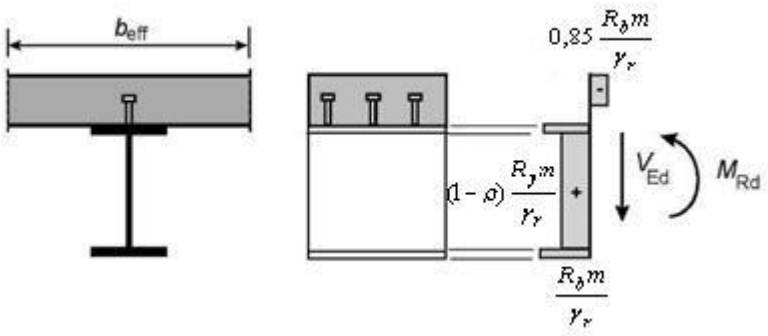


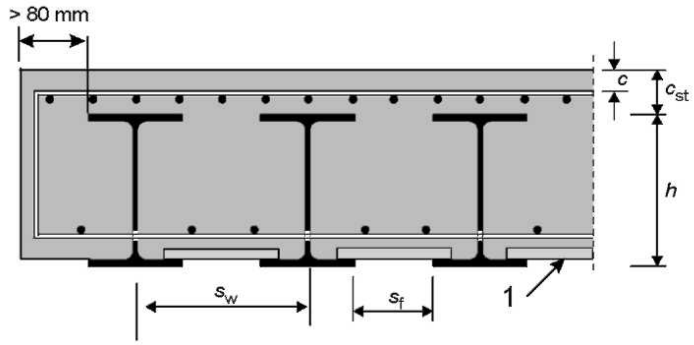
Рисунок 8.6 – Розподіл у перерізі напружень, що викликані зсувом

8.3 Прогонові будови з жорсткою арматурою

8.3.1 Сфера застосування

8.3.1.1 Сталеві балки можуть мати прокатний або зварний профіль з постійним поперечним перерізом. Для зварного профілю ширина полиці, як і глибина стінки, мають знаходитись у межах діапазонів, які передбачені для прокатного двотаврового профілю.

8.3.1.2 Прогонові будови можуть бути розрізними або не розрізними. Опори можуть бути прямими або косими.



1 — незадіяна опалубка

Рисунок 8.7 — Типовий поперечний переріз прогонової будови з жорсткою арматурою

8.3.1.3 Прогонові будови з жорсткою арматурою мають відповідати таким вимогам:

- сталеві балки не повинні мати кривизну в плані;

- кут косини θ має не перевищувати 30^0 (значення θ =0 відповідає настилу без косини);

- номінальна висота h сталевих балок має бути 210 мм≤ h ≤ 1100 мм;

- крок s_w стінок сталевих балок має не перевищувати найменше значення з h/3 + 600 мм і 750 мм, де h – номінальна висота сталевих балок, мм;

- товщина бетонне покриття c_{st} над сталевими балками має задовольняти таким умовам:

$$c_{st} \geq 70 \text{ мм}, c_{st} \leq 150 \text{ мм}, c_{st} \leq h/3, c_{st} \leq x_{pl} - t_f,$$

де x_{p1}- відстань між пластичною нейтральною віссю для позитивного згинаного моменту та крайнього волокна стисненого бетона;

t_f – товщина сталевої полиці;

- захисний шар бетону в бічному напрямку від кромки сталевої полиці має становити не менше ніж 80 мм;

- відстань у просвіті s_f між верхніми полками сталевих балок має бути не меншою ніж 150 мм для заливки та ущільнення бетону;

- нижню поверхню нижньої полиці сталевої балки не слід укладати в оболонку;

- нижня поперечна арматура має проходити через стінки сталевих балок і бути заанкерованою за межами крайніх сталевих балок і з кожного боку кожного стержня; слід використовувати арматуру періодичного профілю, діаметр якої має бути не меншим за 16 мм, а крок – не більше ніж 300 мм;

- слід використовувати тяжкий бетон;

- поверхню сталевих балок має бути очищено від окалини. Нижня поверхня, верхні поверхні і краї нижніх полиць сталевих балок слід захищати від корозії;

- отвори в стінках сталевого профілю виконуються свердлінням.

8.3.2 Загальні положення

8.3.2.1 Прогонові будови з жорсткою арматурою слід розраховувати на граничні стани за несною здатністю згідно з 8.3.2-8.3.5, а також за експлуатаційною придатністю.

8.3.2.2 Сталеві балки з болтовими або зварними з'єднаннями мають проходити перевірку на втомність.

8.3.2.3 З'єднання, яке працює на механічний зсув, не потребується.

8.3.3 Розрахунковий опір сталезалізобетонних поперечних перерізів дії згинаних моментів визначаться згідно з 8.1. Якщо сила вертикального зсуву $V_{a,Ed}$ перевищує половину величини опору зсуву, що наводиться у 8.3.4, слід передбачити зменшення граничного моменту відповідно до 8.2.3.

8.3.4 Вертикальний зсув

8.3.4.1 Опір сталезалізобетонного поперечного перерізу вертикальному зсуву приймається як опір сталевого профілю $V_{pl,a,Rd}$, якщо не встановлено величину внеску армованої бетонної частини.

8.3.4.2 Якщо не використовується більш точний метод розрахунку, частина $V_{c,Ed}$ загального вертикального зсуву $V_{Ed,}$ що діє на армовану бетонну частину, може прийматись як $V_{c,Ed} = V_{Ed}\ (M_{s,Rd}/M_{pl,Rd})$, де $M_{s,Rd} = N_s z_s = A_s\ f_{sd}\ z_s$. На рисунку 8.8 наведено плече важеля z_s для перерізу прогонової будови з жорсткою арматурою за класом 2.

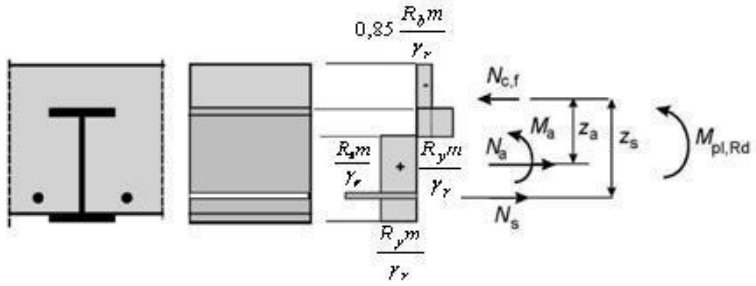


Рисунок 8.8 – Розподіл напружень при M_{Rd} для поперечного перерізу прогонової будови з жорсткою арматурою класу 2

8.3.5 Перед застиганням бетону сталеві балки має бути перевірено на міцність та стійкість.

9 РОЗРАХУНОК ОБ'ЄДНАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ЗІ СТАЛЕВОЮ КОНСТРУКЦІЄЮ

9.1 Загальні положення

9.1.1 Слід забезпечити елементи об'єднання і поперечну арматуру для передачі зусиль від поздовжнього зсуву між бетонними та сталевими елементами, ігноруючи дію природного зв'язку між ними

9.1.2 В елементах об'єднання має бути достатньо деформаційної спроможності для компенсації будь-якого непружного перерозподілу зсуву, допустимого в конструкції.

9.1.3 Піддатливі елементи об'єднання – це елементи, які мають достатню деформаційну спроможність для підтвердження передбачення про ідеальну пластичну роботу зсувного з'єднання у конструкції, що розглядається.

9.1.4 З'єднувальний елемент може вважатись піддатливим, якщо його характеристична амплітуда проковзування δ_{uk} становить не менше ніж 6 мм.

9.1.5 Елементи зсувного з'єднання мають бути у змозі попередити відокремлення бетонного елемента від сталевого, за винятком випадків, коли це відокремлення відбувається за допомогою інших засобів.

9.1.6 Для попередження відокремлення плити елементи об'єднання слід проектувати таким чином, щоб вони мали змогу витримати номінальне граничне розтягувальне зусилля, яке діє у напрямку, перпендикулярному до площини сталевої полиці, і становить хоча б 0,1 розрахункового граничного опору елементів об'єднання зсуву. За необхідності їх можна доповнити анкерними пристроями

9.1.7 Можливо припустити, що об'єднувальні стержні упору з головками згідно з 9.5.7 зможуть забезпечити достатній опір відриву за умови, що елемент об'єднання безпосередньо не працює на розтяг.

9.1.8 Пошкодження і сколювання залізобетонної плити, які викликані поздовжнім зсувом, від дії зосереджених зусиль, що передаються через елемент об'єднання, має бути виключено.

9.1.9 Якщо деталізація елементу об’єднання відповідає умовам 9.5, а поперечну арматуру обрано відповідно до 9.6, можна допустити, що умову 9.1.8 виконано.

9.1.10 Якщо замість елементів об’єднання згідно з 9 використовується інший спосіб взаємозв'язку для передачі зсуву між сталевим і залізобетонним елементом, проектні розрахунки мають грунтуватися на випробуваннях і підкріплюватися концептуальною моделлю.

Розрахунок сталезалізобетонних елементів має відповідати розрахунку аналогічних елементів з використанням елементів об’єднання, зазначених у 9, наскільки це можливо.

9.1.11 Для траверс і ребер жорсткості вертикальних стінок і для сталезалізобетонних коробчастих балок необхідно враховувати вплив згинальних моментів на межі розділу сталь-бетон, які викликано деформаціями плити або сталевого елементу, навколо осі, паралельної до осі сталевої балки.

9.2 Граничні стани за несною здатністю

Для перевірки граничних станів за несною здатністю розмір і крок елементів об'єднання можуть бути постійними на певному протязі ділянки, де розрахунковий поздовжній зсув на одиницю довжини не перевищує розрахунковий опір поздовжньому зсуву більше ніж на 10%. На кожній такій ділянці загальна розрахункова сила поздовжнього зсуву має не перевищувати загальний розрахунковий опір зсуву.

9.3 Поздовжні зсувні зусилля в балках мостів

9.3.1 Для будь-якого сполучення навантажень і розміщення розрахункових впливів поздовжній зсув на одиницю довжини на межі розподілу між сталлю і бетоном у сталезалізобетонному елементі $v_{L,Ed}$ має визначатись, виходячи з величини зміни поздовжньої сили в сталевому або бетонному елементі сталезалізобетонного перерізу. Якщо для розрахунку опору перерізів використовується теорія пружності, допускається використання огинаної епюри сили поперечного зсуву у відповідному напрямку

9.3.2 Як правило, пружні властивості перерізу без тріщин слід використовувати для визначення поздовжньої зсувної сили, навіть якщо в загальному розрахунку допускається утворення тріщин у бетоні.

Вплив тріщиноутворення в бетоні на поздовжню зсувну силу має враховуватися у випадку, якщо в загальному розрахунку і для визначення поздовжньої зсувної сили враховується жорсткість при розтягуванні і можлива надміцність бетону.

9.3.3 У місцях прикладання зосереджених поздовжніх зсувних сил слід враховувати місцеві впливи поздовжнього прослизання, згідно з 9.4. В іншому випадку вплив поздовжнього прослизання може не враховуватися.

9.3.4 Для сталезалізобетонних коробчастих балок поздовжня зсувна сила, що діє на елементи об'єднання, має враховувати вплив згину, кручення і деформування.

9.3.5 Конструкції об'єднання слід розраховувати на зсувні зусилля S_Q в об'єднувальному шві від поперечних сил і поздовжнє зсувне зусилля S_N, що виникає від температурних впливів і усадки бетону, анкерування високоміцної арматури, впливу ванта, що примикає, або розкосу і т.ін.

Конструкції об'єднання, розташовані на кінцевих ділянках залізобетонної плити, слід розраховувати, крім того, на відривальні зусилля, у тому числі такі, що виникають від температурних впливів і усадки бетону.

9.3.6 Зсувне зусилля по шву об'єднання залізобетонної плити і сталевої конструкції слід визначати за формулою

$$S_i = (\sigma_{b1} A_b + \sigma_{r1} A_r) - (\sigma_{b2} A_b + \sigma_{r2} A_r), \qquad (9.1)$$

де σ_{b1}, σ_{b2} - напруження в центрі ваги поперечного перерізу бетону у правому і лівому перерізах розрахункової ділянки плити довжиною a_i відповідно;

σ_{r1}, σ_{r2} - напруження в поздовжній арматурі в тих же перерізах відповідно;

A_b, A_r - площа бетону плити та арматури плити відповідно.

Якщо розтягувальні напруження у залізобетонній плиті перевищують $0{,}4R_{bt,ser}$, зсувні зусилля слід визначати в припущенні наявності в плиті тріщин і

обчислювати напруження в арматурі σ_r з урахуванням поздовжньої жорсткості плити.

Повне кінцеве зсувне зусилля S_e слід визначати, приймаючи на кінці $\sigma = 0$ і призначаючи довжину кінцевої розрахункової ділянки, яка дорівнює:

$$a_e = 0{,}36(H + b_{st}), \qquad (9.2)$$

де H - розрахункова висота поперечного перерізу сталезалізобетонного елемента;

$b_{s\ell} = b_{eff}$ - приведена ширина залізобетонної плити

Розподіл зсувних зусиль між залізобетонною плитою і сталевою конструкцією в складних випадках впливів допускається приймати відповідно до Додатка Е.

9.3.7 Кінцеві зусилля S_{ab}, що відривають залізобетонну плиту від сталевої конструкції, слід визначати за формулою

$$S_{ab} = 5{,}6\frac{Z_{b,s2}}{H + b_{sl}} \cdot S_e,, \qquad (9.3)$$

де $Z_{b,s2}$ - відстань від центра ваги поперечного перерізу бетону до верхньої фібри сталевої конструкції; S_e, H, b_{sl} - згідно з 9.3.6.

Відривне зусилля S_{ab} слід приймати прикладеним на відстані $0{,}024(H + b_{sl})$ від кінця плити (рис. Додатку Е).

9.3.8 Розрахунки конструкції об'єднання сталевої частини з залізобетонною слід виконувати при вертикальних гнучких упорах - виходячи з умов роботи упора на згин, що супроводжується зминанням бетону, відповідно до Додатку Е;

9.3.9 В елементах з поперечним перерізом класу 2, якщо загальний розрахунковий згинальний момент $M_{Ed,max}=M_{a,Ed}+M_{c,Ed}$ перевищує опір пружному згину $M_{el,Rd}$, необхідно враховувати нелінійну залежність між поперечним і поздовжнім зсувом у межах непружних ділянок елемента. $M_{a,Ed}$ і $M_{c,Ed,}$ які визначено в 8.1.1.8.

9.3.10 Цей розділ стосується областей, в яких залізобетонну плиту піддано стисненню, як показано на рисунку 9.1. У межах непружної довжини $L_{A\text{-}B}$ необхідно забезпечити наявність елементів зсувного з'єднання для протидії силі поз-

довжнього зсуву $V_{L,Ed}$, яку викликано різницею між нормальними силами N_{cd} і $N_{c,el}$ у бетонній плиті в поперечних перерізах В і А відповідно.

Опір згину $M_{el,Rd}$ визначено в 8.1.1.8. Якщо максимальний згинальний момент $M_{Ed,max}$ на ділянці перерізу *B* менший за згинальний момент $M_{pl,Rd}$, нормальну силу N_{cd} у перерізі *B* може бути визначено згідно з 8.1.1.8, або за рисунком 8.3. Як альтернативу можна використовувати спрощену лінійну залежність згідно з рисунком 9.1.

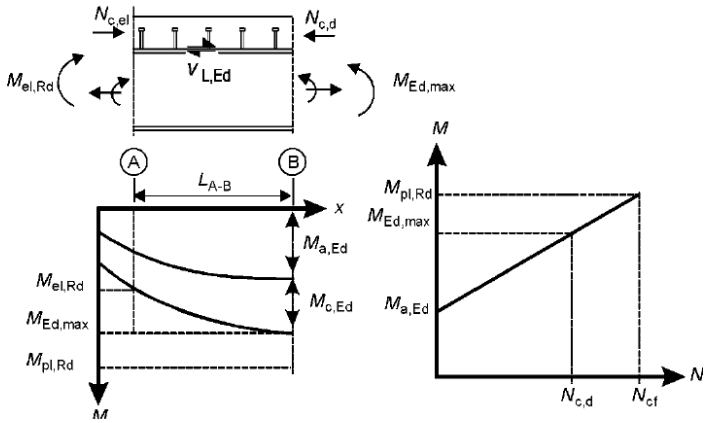


Рисунок 9.1 - Визначення поздовжнього зсуву в балках з непружною Роботою поперечних перерізів

9.3.11 Там, де враховується вплив непружної роботи поперечного перерізу залізобетонними плитами, що знаходяться в зоні розтягу, поздовжні зсувні сили та їх розподіл слід визначати, виходячи з різниці сил у залізобетонній плиті в межах непружної довжини балки, враховуючи вплив жорсткості бетону, що працює на розтяг, між тріщинами і можливої надміцності розтягнутого бетону. Для визначення $M_{el,\ Rd}$ застосовуються 8.1.1.8 і 8.1.2.

9.3.12 Якщо метод згідно з 9.3.11 не використовується, поздовжні зсувні сили мають визначатися за допомогою пружного розрахунку з характеристиками поперечного перерізу без тріщин, з урахуванням впливу послідовності будівництва

9.4 Місцеві поздовжні зсувні сили, що викликані дією зосереджених поздовжніх сил

9.4.1 Якщо сила F_{ed}, яка паралельна до поздовжньої осі сталезалізобетонної балки, діє на залізобетонний або сталевий елемент через напружувані арматурні елементи, що мають і не мають зчеплення з бетоном, розподіл зосередженої сили поздовжнього зсуву $V_{L,Ed}$ уздовж межі розподілу між сталлю і бетоном має визначатися згідно з 9.4.2 або з 9.4.3. Розподіл $V_{L,Ed}$, який викликано дією кількох сил F_{Ed}, розраховується за допомогою підсумовування.

9.4.2 Можна допустити, що сила $V_{L,Ed}$ розподіляється уздовж довжини L_v зсувного з'єднання з максимальним зусиллям зсуву на одиницю довжини, наведеним у рівнянні (9.4) і на рисунку 9.2a при дії навантаження у межах довжини залізобетонної полки; в рівнянні (9.5) і на рисунку 9.2b - на кінці залізобетонної полки.

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}/2), \quad (9.4)$$

$$v_{L,Ed,max} = 2\ V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}/2). \quad (9.5)$$

де b_{eff} – робоча ширина для загального розрахунку згідно з 7.2.2;

e_d – або $2e_h$ або $2e_v$ (довжина, на яку прикладено силу F_{Ed}, може додаватись до e_d);

e_h – поперечна відстань від точки прикладення сили F_{Ed} до відповідної сталевої стінки, якщо ця сила діє на плиту;

e_v - вертикальна відстань від точки прикладення сили F_{Ed} до відповідної площини зсуву, якщо ця сила діє на сталевий елемент.

9.4.3 У місцях, де використовуються об’єднувальні стержні упорів, можна припустити, що в граничному стані за несною здатністю прямокутний розподіл зсувної сили на одиницю довжини виявиться у межах довжини L_v, тобто в межах довжини залізобетонної полки:

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}) \quad (9.6)$$

і на кінці полиці

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}) \quad (9.7)$$

9.4.4 За умови відсутності більш точного методу розрахунку можна припустити, що сила F_{Ed}-$V_{L,Ed}$ поширюється у залізобетонному або сталевому елементі під кутом 2β, де β = arctg 2/3.

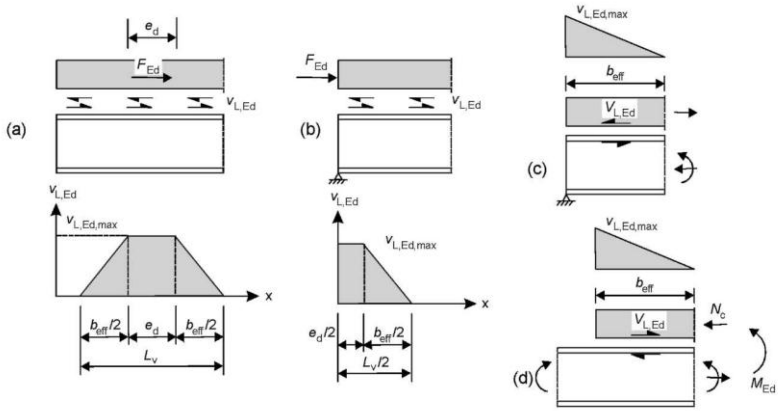


Рисунок 9.2 – Розподіл поздовжньої зсувної сили вздовж межі розподілу

9.5 Конструювання елементів об’єднання

9.5.1 Поверхня елементу об'єднання, яка протидіє роз’єднувальним зусиллям (наприклад, нижня частина головки стержня упору) має виступати, принаймні, на 30 мм над нижньою арматурою (рисунок 9.3).

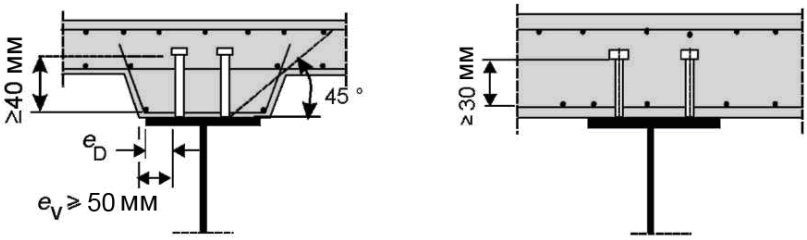


Рисунок 9.3 — Деталювання

9.5.2 Захисний шар бетону і бетонні роботи на мостах

9.5.2.1 При конструюванні елементів об'єднання необхідно передбачити можливість належного ущільнення бетону навколо основи з'єднувального елемента.

9.5.2.2 Захисний шар бетону для елементів об'єднання має бути не меншим ніж захисний шар, необхідний для арматури, яка розташована поруч з тією ж поверхнею бетону.

9.5.2.3 При будівництві швидкість і послідовність бетонування має бути такою, щоб частково застиглий бетон не виявився пошкодженим у результаті його спільної роботи зі сталевими балками та через їх деформації при проведенні наступних операцій бетонування. По можливості, деформація має не впливати на елементи об'єднання до тих пір, поки бетон не досягне циліндричної міцності не менше ніж 20 Н/мм^2.

9.5.3 Місцеве армування в плиті

9.5.3.1 Там, де елементи об'єднання знаходяться поруч з поздовжнім краєм бетонної плити, поперечна арматура згідно з 9.6 має бути повністю заанкерована в бетоні між кромкою плити та суміжним рядом елементів об'єднання .

9.5.3.2 Для запобігання поздовжньому розколюванню бетонної полиці елементами об'єднання, рекомендується застосовувати такі додаткові заходи там, де відстань від краю бетонної полиці до осьової лінії найближчого ряду елементів об'єднання становить менше ніж 300 мм:

а)для поперечного армування навколо елементів об'єднання необхідно пропустити U-подібні стержні;

б) якщо в якості елементів об'єднання використовуються стержні з головками, відстань від краю бетонної полки до центру найближчого стержня упору має становити не менше ніж 6d, де d - це номінальний діаметр стержня упору, а в діаметрі U-подібні стержні мають бути не меншими за 0,5 d ;

в) U-подібні стержні мають розміщуватися якомога нижче, забезпечуючи при цьому достатній нижній захисний шар бетону.

9.5.3.3 на кінці сталезалізобетонної консолі слід передбачати достатню кількість місцевої арматури для передачі зусиль з елементів об'єднання на поздовжню арматуру.

9.5.4 Виступи плити, за винятком виступів, утворених за допомогою використання профільованої сталевої опалубки

9.5.4.1 У випадках, коли між сталевим профілем і нижньою поверхнею бетонної плити влаштовується бетонний виступ, сторони вутів виступу мають знаходитися за межами прямої, проведеної під кутом 45^{o} від зовнішнього краю елементу об'єднання (див. рисунок 9.3).

9.5.4.2 Номінальний захисний шар бетону від бічної поверхні вута виступу до елементу об'єднання має бути не менше ніж 50 мм.

9.5.4.3 Для протидії відриву поперечні арматурні стержні згідно з 9.6 мають бути передбачені в виступах плити на відстані не менше ніж 40 мм нижче поверхні елементу об'єднання .

9.5.4.4 Розрахунковий опір зсуву стержня упору з головкою у суцільних плитах, який автоматично приварений до металевого поясу балки, визначається за Додатком Ж.

9.5.5 Відстань між елементами об'єднання

9.5.5.1 Якщо передбачено, що в конструкції стійкість сталевого або бетонного елемента забезпечується за допомогою з'єднання між ними, крок елементів об'єднання має бути досить частим, щоб це припущення мало місце.

9.5.5.2 За умови, що стиснена сталева полка, яка в іншому випадку була б у класі 1, завдяки обмеженню з боку елементів об'єднання відноситься до класу 2, а міжцентрова відстань для даних елементів у напрямку стиснення не має перевищувати такі граничні значення:

- у місцях, де плита контактує по всій довжині (наприклад, суцільна плита) - $22t_f \cdot \sqrt{235/R_y}$;

- у місцях, де плита не має контакту по всій довжині (наприклад, плита з ребрами, розташованими в поперечному напрямку по відношенню до балки) - $15t_f \cdot \sqrt{235/R_y}$;

де t_f – товщина полиці;

R_y – розрахункове значення текучості сталі полиці, Н/мм^2.

Додатково відстань у просвіті від краю стиснутої полиці до найближчої лінії зсувних з'єднувальних елементів не має перевищувати $9t_f \cdot \sqrt{235/R_y}$;

9.5.5.3 Максимальна поздовжня міжцентрова відстань між окремими елементами об'єднання має не перевищувати товщину плити більш ніж у 4 рази і 800 мм.

9.5.5.4 Елементи об'єднання можуть розміщуватися групами з відстанню між ними, яка перевищує відстань, вказану для окремих елементів об'єднання, за умови, що в проекті враховано:

- нерівномірний розподіл поздовжнього зсуву;

- збільшення можливості прослизання і вертикального розподілу між плитою і сталевим елементом;

- втрата стійкості сталевої полиці;

- місцевий опір плити впливу зосередженої сили від елементів об'єднання .

9.5.6 Розміри сталевої полки

9.5.6.1 Товщина сталевої пластини або полки, до якої приварюється елемент об'єднання, має бути достатньою для забезпечення нормального зварювання і передачі навантаження від цього елемента на полицю без місцевих відмов або підвищеної деформації.

9.5.6.2 Відстань e_D між краєм елементу об'єднання і краєм полки балки, до якої він приварюється (див. рисунок 9.3), має бути не менше ніж 25 мм.

9.5.7 Елементи об'єднання у вигляді стержнів упорів з головками

9.5.7.1 Загальна висота стержня упору має бути не менше ніж 3d, де d є діаметром стержня.

9.5.7.2 Діаметр головки має бути не менше ніж 1,5d, а висота - не менше ніж 0,4d.

9.5.7.3 Для розтягнених елементів, що піддаються дії втомного навантаження, діаметр стержня упору, що приварюється, може перевищувати товщину полки, до якої він приварюється не більше ніж у 1,5 рази, за відсутності випробувальних даних для встановлення втомної міцності стержня упору як зсувного елементу. Це відноситься і до стержнів упорів безпосередньо над стінкою

9.5.7.4 Крок стержнів упорів у напрямку зсувного зусилля має бути не менше ніж 5*d*; крок у поперечному напрямку до зсувного зусилля - не менше ніж 2,5 *d* у суцільних монолітних плитах і 4d - в інших випадках.

9.5.7.5 За винятком випадків, коли стержні упорів розташовано безпосередньо над стінкою, діаметр приварюваного стержня не має перевищувати більше ніж у 2,5 рази товщину того елемента, до якого він приварюється за відсутності випробувальних даних для встановлення опору стержня упору як елемента об'єднання .

9.6 Поздовжній зсув у бетонних плитах

9.6.1 Загальні положення

9.6.1.1 Поперечну арматуру в плиті розраховують на граничний стан за умови втрати несної спроможності таким чином, щоб виключити передчасне руйнування при поздовжньому зсуві або поздовжнє розколювання.

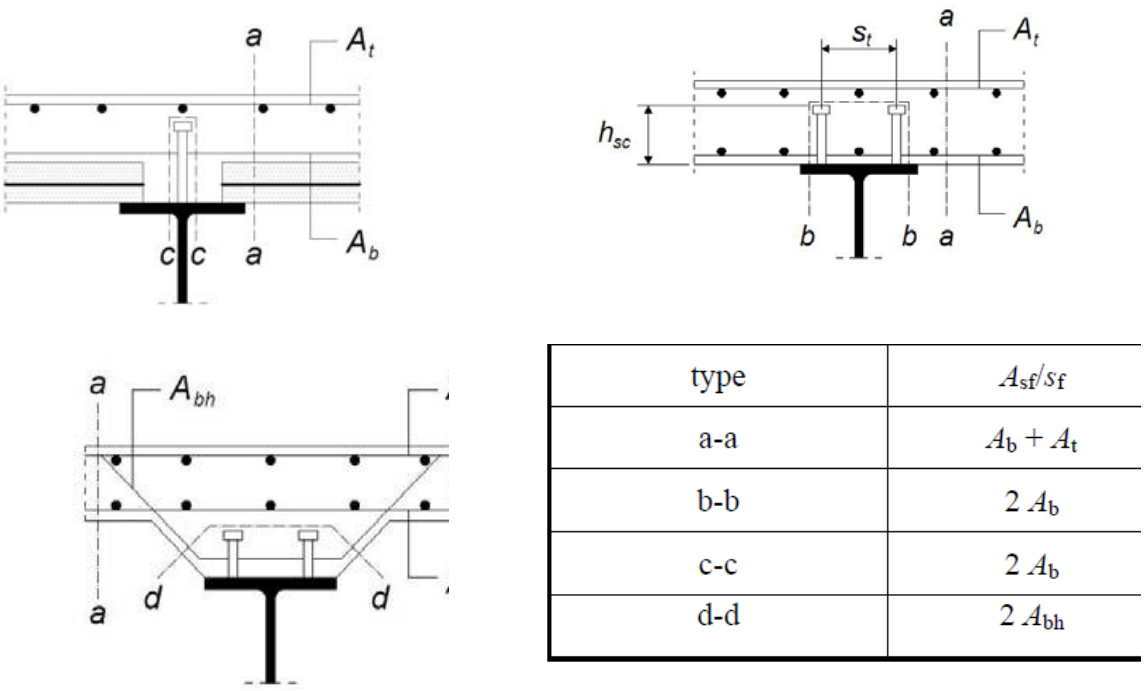
9.6.1.2 Розрахункове напруження поздовжнього зсуву для будь-якої потенційної поверхні руйнування при поздовжньому зсуві в межах плити не має перевищувати розрахункову міцність на поздовжній зсув поверхні, що розглядається.

9.6.1.3 Довжина поверхні зсуву *b*-*b*, що наведена на рисунку 9.4, має прийматися такою, що дорівнює величині $2h_{sc}$ плюс діаметр головки для стержнів елементів об'єднання, розташованих в один ряд або в шаховому порядку, або дорівнюють величині ($2h_{sc} + s_t$) плюс діаметр головки для стержнів елементів об'єднання, які розташовано парами, де h_{sc} - висота стержнів, а s_t - поперечний міжцентровий крок стержнів елементів об'єднання .

9.6.1.4 Розрахунковий поздовжній зсув на одиницю довжини балки на поверхні зсуву має визначатися згідно з 9.3 і відповідати конструкції і кроку елементів об'єднання. Допускається врахування зміни поздовжнього зсуву по ширині бетонної полки.

9.6.1.5 Для кожного типу поверхонь зсуву, що розглядаються, розрахункове напруження поздовжнього зсуву v_{Ed} має визначатися на підставі розрахункового

поздовжнього зсуву на одиницю довжини балки з урахуванням кількості площин зсуву і довжини поверхні зсуву.



type	A_{sf}/s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2\,A_b$
c-c	$2\,A_b$
d-d	$2\,A_{bh}$

Рисунок 9.4 – Типові потенційні поверхні руйнування при зсуві

9.6.1.6 Розрахункова міцність бетонної полиці на зсув (площини зсуву типу *a-a*, рисунок 9.4) має визначатись згідно з ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, 6.2.4.

9.6.1.7 За відсутності більш точного методу розрахункова міцність на зсув будь-якої поверхні, що потенційно руйнується при зсуві в полиці або виступі плити, має визначатися згідно з ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, 6.2.4 (4). Для поверхні зсуву, що проходить навколо елементів об'єднання (наприклад, поверхня зсуву типу *b-b*, рисунок 9.4), розмір h_f має прийматися як довжина поверхні зсуву.

9.6.1.8 Робочу поперечну арматуру на одиницю довжини A_{sf} / s_f, ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, слід встановлювати як наведено на рисунку 9.4, де A_b, A_t і A_{bh} - площі арматури на одиницю довжини балки, яку заанкеровано відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, 8.4, для поздовжньої арматури.

9.6.1.9 Якщо використовується комбінація із збірних елементів і монолітного бетону, міцність при поздовжньому зсуві має визначатися згідно з ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, 6.2.5.

9.6.1.10 Для широких полиць балок розподіл поздовжнього зсуву, викликаного загальними діями за умовою експлуатаційної придатності та витривалості, для врахування прослизання і зсувного запізнювання визначається таким чином. Поздовжня сила P_{Ed}, що діє на елемент об'єднання на відстані x від найближчої стінки, може прийматися як:

$$P_{Ed}\ \frac{v_{L,Ed}}{\eta_{tot}}\left[\left(3{,}85\left(\frac{n_w}{n_{tot}}\right)^{-0{,}17}-3\right)\left(1-\frac{x}{b}\right)^2+0{,}15\right], \qquad (9.8)$$

де $v_{L,Ed}$ - розрахунковий поздовжній зсув на одиницю довжини в бетонній плиті, що викликаний загальними діями для стінки, що розглядається, і визначений при ефективній ширині плити;

n_{tot} - загальна кількість елементів об'єднання одного і того ж самого розміру на одиницю довжини балки (рисунок 9.5) за умови, що їх кількість на одиницю площі не збільшується з x;

n_w - кількість елементів об'єднання на одиницю довжини, що знаходяться на відстані від стінки, яка дорівнює більшому із значень $10t_f$ і 200 мм, де t_f - товщина сталевої пластини. Для даних елементів об'єднання x приймається таким, що дорівнює 0;

b - половина відстані між суміжними стінками або відстань між стінкою і вільним краєм полиці.

Якщо поличка виступає назовні стінки на відстань a_w (див. рисунок 9.5), кількість елементів об'єднання n_{tot} і n_w може включати й елементи, що розміщені на зовнішній стороні балки. Елементи об'єднання зосереджено в області n_w відповідно до рисунку 9.5. Крок елементів об'єднання має відповідати умовам 13 з метою запобігання передчасної місцевої деформації плити.

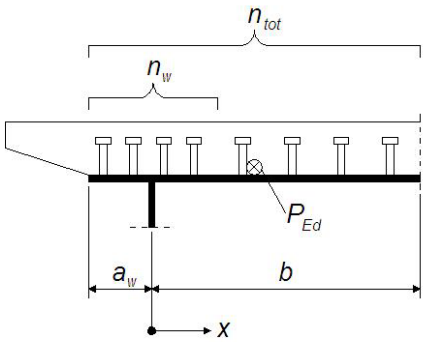


Рисунок 9.5 – Визначення позначень за рівнянням (9.8**)**

9.6.1.11 Більш точне визначення розподілу сил поздовжнього зсуву у сталезалізобетонних нижніх полицях коробчастих перерізів згідно з 4.6.1.10 не вимагається, якщо розташування елементів об'єднання вибирається на підставі таких правил:

- елементи об'єднання мають концентруватися у кутах балки коробчастого перерізу;

- принаймні 50% загальної кількості елементів об'єднання, що відповідають за передачу сили поздовжнього зсуву від стінки до нижньої бетонної полиці, мають прикріплюватись до стінки і в межах ширини b_f сталевої нижній полиці. Ширина b_f сталевої нижньої полиці має прийматися як найбільше із значень:

$b_f = 20\ t_f$, $b_f = 0{,}2 b_{ei}$ і $b_f = 400$ мм

де b_{ei}- робоча ширина нижньої полиці відповідно до 7.2.2;

t_f - товщина сталевої нижньої полиці.

9.6.1.12 Для граничних станів за умовою втрати міцності можна припустити, що всі елементи об'єднання у межах робочої ширини несуть однакове поздовжнє зусилля.

9.6.1.13 Там, де обмеження від елементів об'єднання запобігають втраті місцевої стійкості сталевих елементів сталезалізобетонної стиснутої плити, міжцентрові відстані елементів об'єднання не мають перевищувати граничні значення, що наведено у таблиці 9.1.

Таблиця 9.1 – Верхні граничні значення інтервалів елементів об'єднання у стиснутій сталезалізобетонній плиті

		Клас 2	Клас 1
Впоперек напрямку стискального напруження	Консольна ділянка полиці	14$t\varepsilon$	20$t\varepsilon$
	Внутрішня ділянка полиці	45$t\varepsilon$	50$t\varepsilon$
У напрямку стискального напруження	Консольна і внутрішня ділянка полиці	22$t\varepsilon$	25$t\varepsilon$
$\varepsilon = \sqrt{235/R_y}$, де R_y наводиться у Н/мм^2; t — товщина сталевої полиці.			

10 РОЗРАХУНОК ЗА ВИТРИВАЛІСТЮ

10.1 Загальні положення

10.1.1 Втомна міцність сталезалізобетонних конструкцій має контролюватися у випадках, коли конструкції піддаються впливу повторюваних коливань напруги.

10.1.2 Граничний стан за витривалістю конструкції (з допустимим ступенем ймовірності) має розраховуватися так, щоб у період розрахункового строку служби конструкція не зруйнувалася через втомність або не вимагала ремонту пошкоджень, викликаних втомністю.

10.1.3 Для зсувних з'єднувальних стержнів упорів з головками в мостах, при характерному поєднанні впливів, максимальна поздовжня зсувна сила має не перевищувати $k_s P_{Rd}$, де P_{Rd} - розрахунковий опір зрушенню стержня упору з головкою (Додаток Ж). Коефіцієнт k_s рекомендується приймати 0,75.

10.2 Міцність на втому

10.2.1 Значення втомної міцності для конструкційної сталі і для зварних швів наведено в ДБН В.2.3-26. Втомна міцність арматурної сталі і напруженої арматури наводиться в ДБН В.2.3-14.

10.2.2 Крива втомної міцності автоматично приварених стержнів упорів з головками наводиться на рисунку 10.1 і виражається для звичайного важкого бетону таким чином:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \qquad (10.1)$$

де $\Delta\tau_R$ — втомна міцність при зсуві, що стосується площі поперечного перерізу стержня упору з використанням номінального діаметра *d* стержня;

$\Delta\tau_c$ — опорне значення для $N_c = 2\cdot10^6$ циклів, $\Delta\tau_c = 90$ Н/мм^2;

m — нахил кривої втомної міцності, *m* = 8;

N_R — кількість циклів амплитуди напружень.

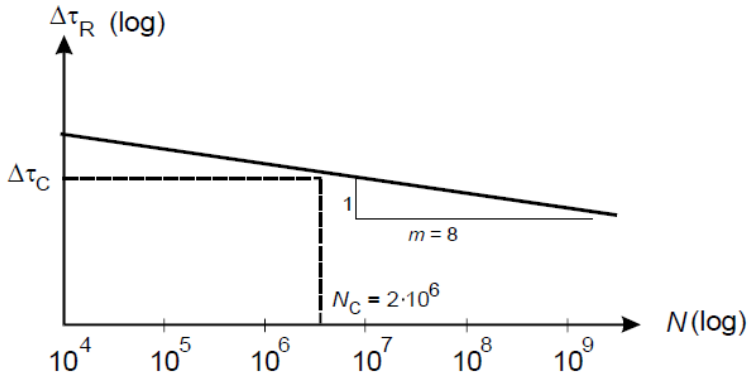


Рисунок 10.1 – Крива втомної міцності для стержнів упорів з головками

11 РОЗРАХУНОК ЗА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЮ ПРИДАТНІСТЮ

11.1 Загальні положення

При розрахунках балок за експлуатаційною придатністю необхідно враховувати у відповідних випадках такі впливи:

– затримку наростання зсуву;

– повзучість та усадку бетону;

– утворення тріщин у бетоні та ефект обойми для бетону;

– послідовність зведення;

– зростання гнучкості внаслідок ковзання у зсувних з'єднаннях при недостатньому наростанні зчеплення;

– нелінійний характер роботи сталі та арматури, якщо має місце;

- депланація від кручення або без кручення, якщо має місце

Якщо не використовується більш точний метод, то повзучість і усадку можна враховувати шляхом застосування відношення модулів (коефіцієнту приведення)

У перерізі з тріщинами основними впливами усадки можна знехтувати при перевірці напружень.

При розрахунку перерізу міцність бетону на розтяг не враховується.

Має враховуватись вплив жорсткості бетону у зонах між тріщинами при розтягу на напруження в арматурі і попередньо напруженій сталі.

Впливом жорсткості бетону на напруження у конструкційній сталі можна знехтувати.

Напруження у бетонній плиті та в арматурі, які викликані одночасним дією загальних і місцевих впливів, слід підсумовувати.

11.2 Обмеження напружень

11.2.1 Надлишковій повзучості та мікрозтріскуванню в залізобетонній плиті слід запобігати за допомогою обмеження стискального напруження в бетоні до значення $k_i f_{ck}$, де k_i- знижувальні коефіцієнти.

11.2.2 Напруження в арматурній сталі та в напружених арматурних елементах має бути таким, щоб запобігти утворенню непружних деформацій в сталі. Під впливом характеристичної комбінації навантажень, напруження мають обмежуватися значеннями: $k_i f_{ck}$ – в арматурній сталі і $k_5 f_{pk}$ – у напружених арматурних елементах, де k_5 – знижувальний коефіцієнт для арматурної сталі.

11.2.3 Напруження в конструкційній сталі мають відповідати вимогам ДБН В.2.3-26.

11.2.4 При розрахунку за експлуатаційною придатністю сила поздовжнього зсуву на елемент об’єднання має бути обмеженою у відповідності до 10.1.3.

11.3 Гнучкість стінки

Гнучкість нежорстких або жорстких стінок сталевої балки композитного елемента має обмежуватись у відповідності до вимог ДБН В.2.3-26.

11.4 Деформації прогонових будов

11.4.1 У граничному стані за деформаціями прогини обмежуються вимогами ДБН В.2.3-22. Розрахунок прогинів виконується на пружній стадії роботи композитного елемента.

11.4.2 Деформації під час будівництва контролюються таким чином, щоб бетон не ушкоджувався в процесі його укладання і твердіння в результаті некерованих переміщень. Деформації під час будівництва мають забезпечити проектно геометричний обрис прогонової будови.

11.4.3 Переміщення при визначенні періодів коливань слід розраховувати з урахуванням пружної роботи бетону не залежно від знаку напружень, які в ньому виникають. При визначенні періодів вільних горизонтальних коливань прогин залізобетонної плити в горизонтальній площині можна визначати з введенням до складу перерізу захисного шару, підготовки під гідроізоляцію, борті баластового корита і залізобетонних тротуарів. При розрахунку будівельного підйому прогонових будов зі збірною плитою усадку бетону не враховують.

11.5 Тріщиноутворення в бетоні

11.5.1 Загальні положення

Для обмеження ширини розкриття тріщин у мостах, до сталезалізобетонних конструкцій слід застосовувати загальні вимоги ДБН В.2.3-14. Обмеження ширини розкриття тріщин залежить від класів впливу згідно з 3 ДБНВ.2.3-14.

Оцінку ширини тріщин слід виконувати з використанням ДБН В.2.3 – 14.

У конструкціях, де сумісна робота починається по мірі твердіння бетону, вплив тепла гідратації цементу і відповідної термічної усадки слід враховувати тільки на стадії будівництва відносно граничного стану за умовою придатності до експлуатації для визначення областей, в яких передбачається розтяг.

Якщо ніякі спеціальні заходи для обмеження впливів теплоти гідратації цементу не враховуються, для спрощення припускається використання постійної температурної різниці між бетонним і сталевим перерізами для визначення ділянок тріщиноутворення і обмеження ширини розкриття тріщин відповідно до ДБН В.2.3 – 14.

11.5.2 Розрахунок залізобетонних плит за тріщиностійкістю при спільній роботі зі сталевими конструкціями слід виконувати відповідно до вимог 7.1.12 та розділу 3 ДБН В.2.3–14. При цьому в розрахунках з утворення тріщин граничні розтягувальні і стискальні значення напружень у бетоні слід зіставляти з напруженнями в крайній фібрі бетону σ_{bf} пружно працюючого сталезалізобетонного перерізу, обчисленими від експлуатаційних навантажень з врахуванням на стадії експлуатації непружних деформацій згідно з 7.1.8.

У розрахунках з розкриття тріщин напруження в крайньому ряді поздовжньої арматури слід обчислювати з урахуванням збільшення її площі за 7.1.12 і втрат напружень від непружних деформацій. При ненапружуваній поздовжній арматурі і роботі перерізу по двох стадіях розтягувальні напруження слід обчислювати за формулою

$$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b,s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r,s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri}, \qquad (11.1)$$

де M_2 - згинальний момент другої стадії роботи від експлуатаційних навантажень, визначуваний для статично невизначуваних систем з урахуванням повзучості бетону, обтискання поперечних швів, утворення поперечних тріщин у розтягнутих зонах залізобетонної плити, а також усадки бетону і зміни температури; інші позначення пояснено в 7.1.12, 8.1.2.6, 8.1.2.8 і на рис.8.5.

11.5.3 Розкриття тріщин (при двох стадіях роботи) у розтягнутій збірній залізобетонній плиті, в якої ненапружувану арматуру в поперечних швах не зістиковано, слід визначати за формулою

$$a_{cr,d} = \frac{Z_{bf,s}}{Z_{s2,s}} \cdot \frac{\sigma_{2,s2}}{E_{st}} l_a \le \Delta_{cr,d} \qquad (11.2)$$

де $\sigma_{2,s2}$ - розтягувальне напруження у сталевому верхньому поясі від навантажень і впливів другої стадії роботи в припущенні, що залізобетонна плита в розтягнутій зоні відсутня;

l_a - відстань між конструкціями об'єднання в поперечних швах, при відсутності конструкцій об'єднання - довжина блоку плити;

$Z_{bf,s}, Z_{s2,s}$ - відстані відповідно до рис. 8.5;

$\Delta_{cr,d} = 0{,}03$см - гранична ширина розкриття тріщин у поперечному шві, що має арматуру для передачі поперечної сили; при відсутності у шві арматури $\Delta_{cr,d}$ слід обчислювати в припущенні, що поперечна сила через шов не передається.

При влаштуванні клейових швів тріщиностійкість залізобетонної плити в автодорожніх, міських та пішохідних мостах величина розтягувальних напружень не повинна перевершувати $0{,}5\,R_{bt,ser}$ (за розділом 3[5]).

При використанні клейових стиків в попередньо напруженій залізобетонній плиті її тріщиностійкість слід приймати за настановами розділу 3[5].

11.6 Мінімальне армування

Якщо не застосовується більш точний метод, у всіх перерізах, які не мають попереднього напруження через арматурні елементи і не підлягають значному розтягу внаслідок обмеження прикладених деформацій (наприклад, первинних і вторинних впливів усадки) разом зі впливом прямого навантаження або без нього, необхідна мінімальна площа арматури A_s для плит сталезалізобетонних балок виражається таким чином

$$A_s = k_s k_c \, k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_{s,} \qquad (11.3)$$

де $f_{ct,eff}$ – середнє значення міцності бетону на розтяг, яке діє на момент появи першої уявної тріщини. В якості значень $f_{ct,eff}$ беруться значення, як для f_{ctm} (див. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, таблиця 3.1) або як для f_{lctm} (див. табл.11.3.1) відповідно, з урахуванням класу міцності на момент уявної появи тріщин.

Якщо вік бетону на момент появи тріщин не встановлено меншим, ніж 28 діб, мінімальна міцність на розтяг дорівнює 3 Н/мм^2;

k – коефіцієнт, що дорівнює 0,8, і враховує ефект нерівномірних напружень, які самоурівноважуються;

k_s - коефіцієнт, що враховує ефект зниження нормальної сили бетонної плити в результаті початкового тріщиноутворення і локального проковзування зсувного з'єднання, яке дорівнює 0,9;

k_c - коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у перерізі безпосередньо перед утворенням тріщин, і який визначається за формулою

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_0)} + 0{,}3 \le 1{,}0, \qquad (11.4)$$

де h_c – товщина бетонної полки за виключенням всіх вутів або ребер;

z_o – вертикальна відстань між центрами ваги бетонної полки і сталезалізобетонними перерізами без тріщин, розраховане за допомогою модульного коефіцієнта n_0 для тимчасового навантаження;

σ_s – максимальне напруження, що допускається в арматурі безпосередньо після виникнення тріщин. Воно приймається за характеристичну межу текучості f_{sk}. При цьому, може знадобитися більш низьке значення в залежності від розміру арматурних стержнів для задоволення необхідних граничних значень ширини розкриття тріщини.

A_{ct}– площа розтягнутої зони (під впливом зовнішнього навантаження і первинних ефектів усадки) безпосередньо перед утворенням тріщин у поперечному перерізі. З метою спрощення, допускається використання площі бетонного перерізу в межах дійсної ширини.

12 КОНСТРУЮВАННЯ

12.1 Залізобетонну плиту треба з’єднувати зі сталевими головними балками і фермами на всій їхній довжині. Необхідний ступінь тріщиностійкості має бути забезпечений поздовжнім армуванням або попереднім напруженням.

12.2 Об'єднання збірної або монолітної залізобетонної плити зі сталевою конструкцією виконується, як правило, із застосуванням гнучких анкерів з головками.

Улаштування анкерів у порожнинах і пазах, закритих зверху, а також важкозамонолічуваних, не припускається.

12.3 Вимоги до конструювання елементів об’єднання у вигляді гнучких анкерів з головками і і вплив варіанту виконання наведено в 9.5-9.6

12.4 Поперечні стики блоків збірної залізобетонної плити рекомендується влаштовувати із застосуванням:

- склеювання торцевих поверхонь з обтисненням стиків зусиллям, що створює тиск на торець не менше 0,5 МПа (5 кгс/см^2);

- зварювання арматурних випусків і наступного замонолічування шва бетоном.

12.5 При збірній залізобетонній плиті, об'єднаній по всій довжині блоку, між сталевим верхнім поясом і залізобетонним блоком повинний бути передбачений шар бетону або розчину, що запобігає корозії верхнього поясу. При товщині шару або розчину бетону 5 см і більше його слід армувати.

ДОДАТОК А

(обов’язковий)

ХАРАКТЕРИСТИКА КЛАСІВ ПЕРЕРІЗІВ

При розрахунках граничних станів елементів сталезалізобетонних конструкцій розглядаються 2 класи перерізів:

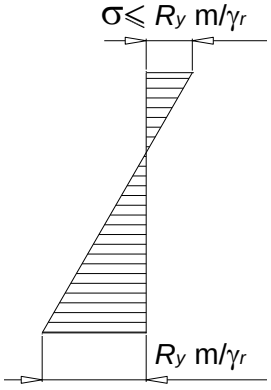
- клас 1 - граничний стан пружна робота сталевої частини сталезалізобетонного перерізу (застосовується у всіх розрахунках без обмежень);

- клас 2 - граничний стан пластична робота сталезалізобетонного перерізу (має обмеження до застосування).

А.1 Клас 1. Пружна робота сталевої частини сталезалізобетонного перерізу

Пружна робота сталевої частини сталезалізобетонного перерізу характеризується досяганням розрахункових напружень текучості $R_y \cdot m/\gamma_r$ тільки в крайній фібрі сталевої частини перерізу. Робота сталевої частини перерізу при згинанні характеризується трикутною епюрою, що показано в таблиці А.1.

Таблиця А.1 – Пружна робота металевої частини сталезалізобетонного перерізу

Характерна епюра нормальних напружень по висоті сталевої частини об’єднаного перерізу	Характеристика
	Граничний момент, який сприймається сталевою частиною сталезалізобетонного перерізу при пружній роботі визначається за формулою $M_{a,rd} = W_y \cdot R_y \cdot m/\gamma_r$ (В.1) W_y - пружний момент опору. R_y - розрахунковий опір текучості сталі γ_r - коефіцієнт надійності за відповідальністю m - коефіцієнт умови робіт

При пружних розрахунках, для будь-якої точки сталевої частини сталезалізобетонного перерізу, еквівалентні напруження не можуть перевищувати розрахункового опору текучості $R_y \cdot m/\gamma_r$. Обмежень до застосування не існує. Поперечні перерізи класу 1 мають застосовуватися при всіх розрахунках несних конструкцій мостів.

А.2 Клас 2. Пластичний шарнір

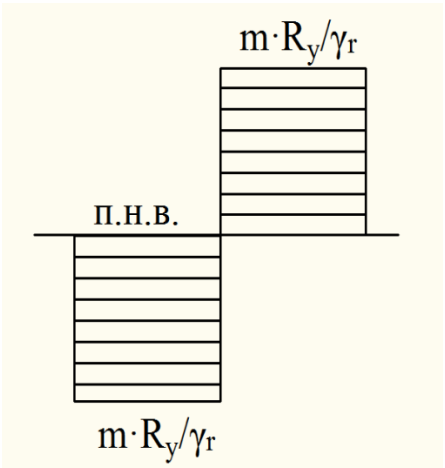
Робота поперечного перерізу характеризується досягненням напружень текучості, що дорівнюють $R_y \cdot m/\gamma_r$, по всій висоті сталевої частини сталезалізобетонного перерізу в усіх волокнах стисненого бетону напружень, що дорівнюють $0{,}85R_b \cdot m_b/\gamma_r$, а в арматурі напружень текучості $R_r \cdot m_r/\gamma_r$.

Пластичний шарнір при гнутті балки може бути утворений за умов:

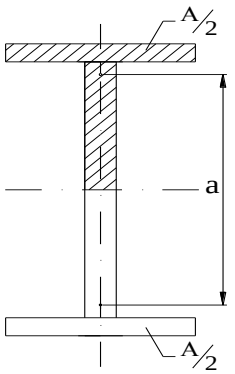
- якщо забезпечена стійкість полиць та стінок сталевої частини перерізу;

- якщо забезпечена достатня обертова здатність, тобто, обертання перерізу балки в конструкції може бути реалізоване.

Таблиця А.2 – Пластичний шарнір.

Характерна епюра нормальних напружень по висоті сталевої частини об'єднаного перерізу	Характеристика
	Граничний пластичний момент, що сприймається металевою частиною сталезалізобетонного перерізу: $M_{pl,a,Rd} = W_{pl,a} R_y m/\gamma_r$, (В.2) $W_{pl,a}$ – пластичний момент опору за таблицею В.3 з обмеженням за таблицею В.4, формулою (В.4) додатку В ДБН В.2.3-26; R_y – розрахунковий опір текучості; γ_r коефіцієнт надійності за відповідальністю; m – коефіцієнт умов робіт.

Таблиця А.3 – Розрахунки пластичного моменту опору, що може сприйняти сталева частина сталезалізобетонного перерізу.

Металева частина перерізу	Характеристика
	$W_{pl,a} = a\ A/2$; П.Н.В – пластична нейтральна вісь, яка ділить площу перерізу навпіл; А – площа перерізу а – відстань між центрами ваги половинних площин

Граничний пластичний момент опору, що може сприйняти сталева частина сталезалізобетонного перерізу оцінюється за формулою таблиці А.2.

А.3 Обмеження щодо застосування пластичного шарніра як граничного стану перерізів пов’язані зі стійкістю елементів сталевої частини перерізу і залежать від величини поперечної сили і наводяться у додатку В ДБН 2.3-26.

.

ДОДАТОК Б

(обов’язковий)

УРАХОВУВАННЯ ПОВЗУЧОСТІ, ВІБРОПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ ТА ОБТИСНЕННЯ ПОПЕРЕЧНИХ ШВІВ У СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ

Б.1 При врахуванні повзучості бетону в статично визначуваних конструкціях необхідно визначити врівноважені в межах поперечного перерізу (далі - внутрішні) напруження і відповідні деформації.

Для конструкції, що складається зі сталевої балки із суцільною стінкою та об'єднаної з нею в рівні проїзду залізобетонної плити (див. рисунок), внутрішні напруження від повзучості бетону в загальному випадку слід визначати за такими формулами:

- на рівні центра тяжіння бетонної частини перерізу (розтягання)

$$\sigma_{b,kr} = -\alpha\sigma_{b1} \; ; \qquad (Б.1)$$

- у крайній фібрі нижнього пояса сталевої балки (розтягання або стиск)

$$\sigma_{s1,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st}}{W_{s1,st}}\right) \; ; \qquad (Б.2)$$

- у крайній фібрі верхнього пояса сталевої балки (стиск)

$$\sigma_{s2,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{s2,st}}\right) \; ; \qquad (Б.3)$$

- у стержнях крайнього ряду ненапруженої арматури плити при $E_r = E_{rs} = E_{st}$ (стиск)

$$\sigma_{r,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{r1,st}}\right) \; ; \qquad (Б.4)$$

- втрати попереднього напруження напружуваної арматури (стиск)

$$\sigma_{p,kr} = \frac{1}{n_r}\sigma_{b,kr}A_b\left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{p,st}}\right) ; \qquad (Б.5)$$

- у крайній фібрі бетону (розтягання)

$$\sigma_{bf,kr} = (\alpha + \beta)\,\sigma_{bf,1} - \frac{1}{n_b}\sigma_{sbf,kr} \qquad (Б.6)$$

Відносні деформації від повзучості бетону на рівні центру ваги його перерізу слід обчислювати за такими формулами:

- відносні деформації, що відповідають напруженням у сталевій частині перерізу

$$\varepsilon_{b,kr} = \beta\frac{\sigma_{b1}}{E_b} ; \qquad (Б.7)$$

- відносні деформації, що відповідають напруженням у бетонній частині перерізу

$$\xi_{b,kr} = \frac{\sigma_{b,kr}}{E_b} . \qquad (Б.8)$$

У формулах (Б.1) - (Б.8):

α, β, ν - параметри, зв'язані з піддатливістю бетонної і сталевої частин перерізу й визначувані з виразів

$$\alpha = \frac{\varphi_{kr}}{0{,}5\varphi_{kr} + \nu + 1}; \quad \beta = \alpha\nu; \quad \nu = \frac{A_b}{n_b}\left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}^2}{I_{st}}\right);$$

$\varphi_{kr} = \gamma_f E_b c_n$ - гранична характеристика повзучості бетону;

γ_f - приймається за табл. 8 ДБН В.2.3–14;

c_n - нормативна деформація повзучості бетону, визначувана за 3.15 і обов'язковим додатком Т ДБН В.2.3–14, при уточненні - з урахуванням вказівок обов'язкового додатка Ф ДБН В.2.3–14;

$\sigma_{b1}, \sigma_{bf,1}$ - початкове напруження стиску на рівні центра ваги перерізу й у крайній фібрі бетону від постійних навантажень і впливів відповідно;

$\sigma_{sbf,kr}$ - напруження на рівні крайньої фібри бетону, визначається за формулою

$$\sigma_{sbf,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st} Z_{bf,st}}{I_{st}}\right) ;$$

$A_{st}, I_{st}, W_{s1,st}, W_{s2,st} W_{rf,st}$,- відповідно площа, момент інерції, моменти опору нижнього і верхнього поясів балки і крайнього ряду арматури брутто сталевої частини перерізу, включаючи арматуру;

$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rp}}$ - коефіцієнт приведення за 7.1.15.

Інші позначення відповідають 7.3.1, 8.1.2.6 і рис. 7.2.

Б.2 Повзучість бетону допускається враховувати введенням у розрахунок умовного модуля пружності бетону $E_{ef,kr}$, якщо в статично визначуваній конструкції всі постійні навантаження, що викликають напруження в бетоні, прикладаються в одній стадії і при одній і тій же схемі роботи. Модуль $E_{ef,kr}$ треба визначати за формулою

$$E_{ef,kr} = \frac{\nu - 0{,}5\varphi_{kr} + 1}{(1+\varphi_{kr})\nu + 0{,}5\varphi_{kr} + 1} E_b \ , \qquad (Б.9)$$

де ν, φ_{kr} - див. Б.1.

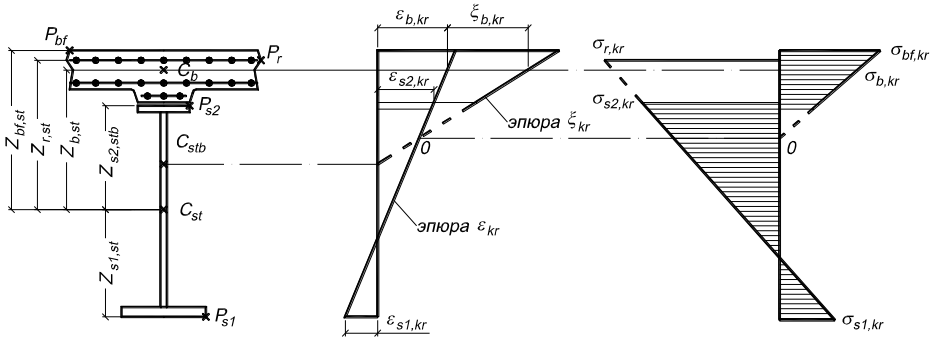


Рисунок Б.1 – Епюри відносних деформацій і внутрішніх напружень від повзучості бетону

Внутрішні напруження від повзучості бетону для *i*-ої фібри перерізу слід обчислювати за формулою

$$\sigma_{i,kr} = \sigma_{i,ef} - \sigma_i \ , \qquad (Б.10)$$

де $\sigma_{i,ef}, \sigma_i$ - напруження від постійних навантажень, отримані при модулі пружності бетону $E_{ef,kr}$ і E_b відповідно.

Б.3 При врахуванні повзучості бетону в статично невизначуваних конструкціях необхідно визначити внутрішні напруження і зовнішні силові фактори (опорні реакції, згинальні моменти та ін.), а також відповідні деформації.

Внутрішні напруження і зовнішні силові фактори допускається обчислювати методом послідовних наближень, приймаючи зусилля $\sigma_{b,kr} A_b$ в центрі тяжіння бетонної частини перерізу за навантаження (тут $\sigma_{b,kr}$ і A_b, приймаються за Б.1) .

При цьому, виконуючи розрахунок методом сил, бетонну частину перерізу слід враховувати в такий спосіб: з модулем $E_{ef,kr}$ (Б.2) - при визначенні основних і побічних переміщень; з модулем E_b — при визначенні напружень у центрі тяжіння бетону від зовнішніх силових факторів, викликаних повзучістю. Значення граничної характеристики повзучості, що виражена через φ_{kr}, використовувані для визначення $\sigma_{b,kr}$ і $E_{ef,kr}$ послідовних наближень, наведено в таблиці.

Таблиця Б.1

Номер наближення	Величина граничної характеристики повзучості бетону φ_{kr} при обчисленні	
	напруження від повзучості бетону на рівні центра тяжіння бетонної частини перерізу $\sigma_{b,kr}$	основних та побічних переміщень
1	φ_{kr}	$0{,}5\,\varphi_{kr}$
2	$0{,}5\,\varphi_{kr}$	$0{,}38\,\varphi_{kr}$
3	$0{,}38\,\varphi_{kr}$	$0{,}32\,\varphi_{kr}$

Б.4 Прогини конструкції від повзучості бетону слід визначати, розглядаючи сталеву частину перерізу під дією сил $\sigma_{kr} A_b$, прикладених у рівні центра тяжіння перерізу бетону. Для статично визначуваних конструкцій має місце рівняння

$\sigma_{kr} = \sigma_{b,kr}$. Для статично невизначуваних систем σ_{kr} дорівнює сумі внутрішніх напружень і напружень від зовнішніх силових факторів, викликаних повзучістю.

Б.5 Деформації обтиснення замонолічених бетоном поперечних швів збірної залізобетонної плити необхідно враховувати в розрахунках, якщо поздовжня арматура плити не зістикована у швах і при цьому плита не має попереднього напруження в поздовжньому напрямку.

Деформації обтиснення поперечних швів слід враховувати введенням у вираз для $\alpha, \beta, E_{ef,kr}$ (див. Б.1 і Б.2) узагальненої характеристики повзучості бетону й обтиснення поперечних швів $\varphi_{kr,d}$, визначеної за формулою

$$\varphi_{kr,d} = \varphi_{kr} + \frac{E_b \sum \Delta_d}{0.2 R_b L} \ , \qquad (Б.11)$$

де L - довжина стиснутої постійними навантаженнями і впливами залізобетонної плити;

$\sum \Delta_d$ - сумарна деформація обтиснення поперечних швів, розташованих на довжині L;

φ_{kr} - приймається за Б.1;

E_b, R_b — приймаються за розділом 3 ДБН В.2.3–14.

За відсутності дослідних даних величину напружень Δ_d, см, допускається обчислювати за формулою

$$\Delta_d = 0{,}005 + 0{,}00035 b_d \ , \qquad (Б.12)$$

де b_d - ширина шва (зазор між торцями збірних плит).

Б.6 Врахування віброповзучості бетону треба виконувати введенням у розрахунок умовного модуля пружності бетону E_{vkr}, що обчислюється за Б.2 із заміною φ_{kr} на φ_{vkr}, що визначається за формулою

$$\varphi_{vkr} = \frac{2\rho_1}{1+\rho_1} \varphi_{kr} + (1-\rho_1)(0{,}388 c_n - 0{,}35 \cdot 10^{-6}) E_b \qquad (Б.13)$$

де $\rho_1 = \frac{\sigma_{\min,1}}{\sigma_{\max,1}}$ - характеристика циклу початкових напружень у бетоні, визначених без врахування віброповзучості і повзучості;

$\varphi_{kr,}c_n$ - приймаються за Б.1.

ДОДАТОК В

(Обов'язковий)

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ У СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКАХ ВІД УСАДКИ БЕТОНУ І ТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВІВ

В.1 Напруження в сталі і бетоні для статично визначуванної конструкції, що складається зі сталевої балки із суцільною стінкою й об'єднаної з нею в рівні проїзду залізобетонної плити, слід визначати за формулами:

а) від усадки бетону

$$\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} \mathrm{E} \left(\frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} + \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} \mathrm{Z} - \nu_{shr} \right), \qquad \text{(B.1)}$$

де $A_{stb,shr}$, $I_{stb.shr}$.- приведені до сталі площа і момент інерції брутто поперечного перерізу сталезалізобетонної балки при модулі пружності бетону $\mathrm{E}_{\mathrm{ef},shr}$, який визначається за 7.3.4;

A_{st} — площа сталевої частини перерізу, включаючи арматуру залізобетонної плити;

$S_{shr}=A_{st}Z_{st,stb}$;

$Z_{st,stb}$ — відстань від центра ваги $A_{stb,shr}$ до центра ваги A_{st};

Z - відстань від центра ваги $A_{stb,shr}$ до фібри, де визначається σ_{shr} (додатній напрямок осі Z прийнято вниз);

ν_{shr} = 0, ν_{shr} = 1 при визначенні напружень в бетоні та сталі відповідно;

E - слід приймати рівним при визначенні напружень:

- у бетоні— $E_{ef,shr}$;
- у сталевій балці - E_{st};
- у ненапружуваній арматурі -E_{rs}:

- в арматурі, що напружується - E_{rp}:

ε_{shr} - гранична відносна деформація усадки бетону, що приймається за 7.3.4;

б) від температурних впливів

$$\sigma_t = \alpha t_{\max} E\left(\frac{A_t}{A_{stb,t}} + \frac{S_t}{I_{stb,t}} Z - \nu\right), \qquad \text{(В.2)}$$

де $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ град $^{-1}$- коефіцієнт лінійного розширення сталі і бетону;

$t_{max} = \gamma_f \, t_{n,max}$

γ_f - приймається за 2.15[5];

$t_{n,max}$ - приймається за 7.6.3;

E - дорівнює E_b, E_{st}, E_{rs}, E_{rp} при визначенні напружень в бетоні, сталевій балці, ненапружуваній арматурі і арматурі, що напружується, відповідно;

$A_{stb,t}$, $I_{stb,t}$ - приведені до сталі площа і момент інерції брутто поперечного перерізу сталезалізобетоної балки;

Z - відстань від центра ваги $A_{stb,t}$ до фібри, де визначається σ_t .

У випадках підвищення або зниження температури сталевої частини конструкції у формулі (Г.2) слід приймати:

$$A_t = 0{,}8A_{wt} + 0{,}3A_{s1,t}; \qquad \text{(В.3)}$$

$$S_t = (0{,}4h_w - 0{,}8Z_{b1,stb})A_{wt} + 0{,}3A_{s1,t}Z_{s1,stb}; \qquad \text{(В.4)}$$

$$\nu = \nu_{ti},$$

де A_{wt} - площа сталевих вертикальних елементів (стінки, вертикальних полиць поясних кутників, ламелей) ;

$A_{s1,t}$ - площа сталевих горизонтальних елементів нижнього пояса.

У випадку підвищення температури залізобетонної плити у формулі (2) слід приймати:

$$A_t = \frac{17 b_{sl}}{n_b}\left[1-\left(1-\frac{t_{sl}}{50}\right)^3\right]; \qquad \text{(В.5)}$$

$$S_t = -\frac{17 b_{sl}}{n_b}(Z_{bf,stb} - 8); \qquad \text{(В.6)}$$

$$\nu = \nu'_{\text{ti}},$$

де $b_{sl}=b_{eff,}$ см, приймаються за 7.7.2;

t_{sl} ,см – середня товщина плити приймається за 5.15[5].

Величини ν_{ti} і ν'_{ti}, що відносяться до *i*-ої точки перерізу, в якій визначаються напруження , слід приймати за 7.6.3.

Інші позначення, прийняті у формулах (В.3) - (В.6), відповідають 7.3.1 і рис. 7.2.

В.2 При розрахунку статично невизначуваних систем на температурні впливи й усадку бетону геометричні характеристики перерізу необхідно приймати за В.1.

ДОДАТОК Г

(Обов'язковий)

РОЗПОДІЛ ЗСУВНИХ ЗУСИЛЬ ПО ШВУ ОБ'ЄДНАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ І СТАЛЕВОЇ КОНСТРУКЦІЇ У СКЛАДНИХ ВИПАДКАХ НАВАНТАЖЕННЯ

Г.1 Розподіл кінцевого зсувного зусилля S_{eN} слід приймати за несиметричною трикутною епюрою з довжиною основи a_e (рис.Г.1) .

При цьому:

$$s'_{1N} = \frac{S_{eN}}{0{,}5a_e}; \qquad s_{1N} = \frac{S_{eN}}{a_e}, \tag{Г.1}$$

де s'_{1N}, s_{1N} - інтенсивність погонних зсувних зусиль відповідно до рис.Г.1;

S_{eN}, a_e — приймаються за 9.3.5 і 9.3.6.

Г.2 При розподілі біля опорного зсувного зусилля від поперечних сил S_{pQ} слід вважати, що інтенсивність відповідних погонних зсувних сил змінюється в обидва боки по прямолінійної епюрі від середини довжини біля опорної ділянки (рис.Г.1); при цьому ордината в середині біля опорної ділянки дорівнює

$$S_{pQ} = \frac{1{,}15S_{pQ}}{a_e} \ . \tag{Г.2}$$

Г.3 Розподіл місцевих зосереджених зсувних зусиль (від заанкерованої високоміцної арматури, примикання ванти або розкосу і т.д.) S_{cN} у вилучених від кінця плити зонах слід приймати за симетричною трикутною епюрою з довжиною основи $2\ a_e$ (рис.Г.1).

Г.4. При визначенні зсувних зусиль довжини розрахункових ділянок слід приймати (рис.Е.1): I=0,18$(H+b_{sl})$; II=0,36$(H+b_{sl})$ - для кінцевих ділянок і в місцях прикладення зосереджених сил, а також у місцях, що примикають до зазначеної ділянки; III≤0,8$(H+b_{sl})$; IV≤1,6$(H+b_{sl})$ — на решті довжини прогонової будови в крайній і середній чвертях прогону відповідно.

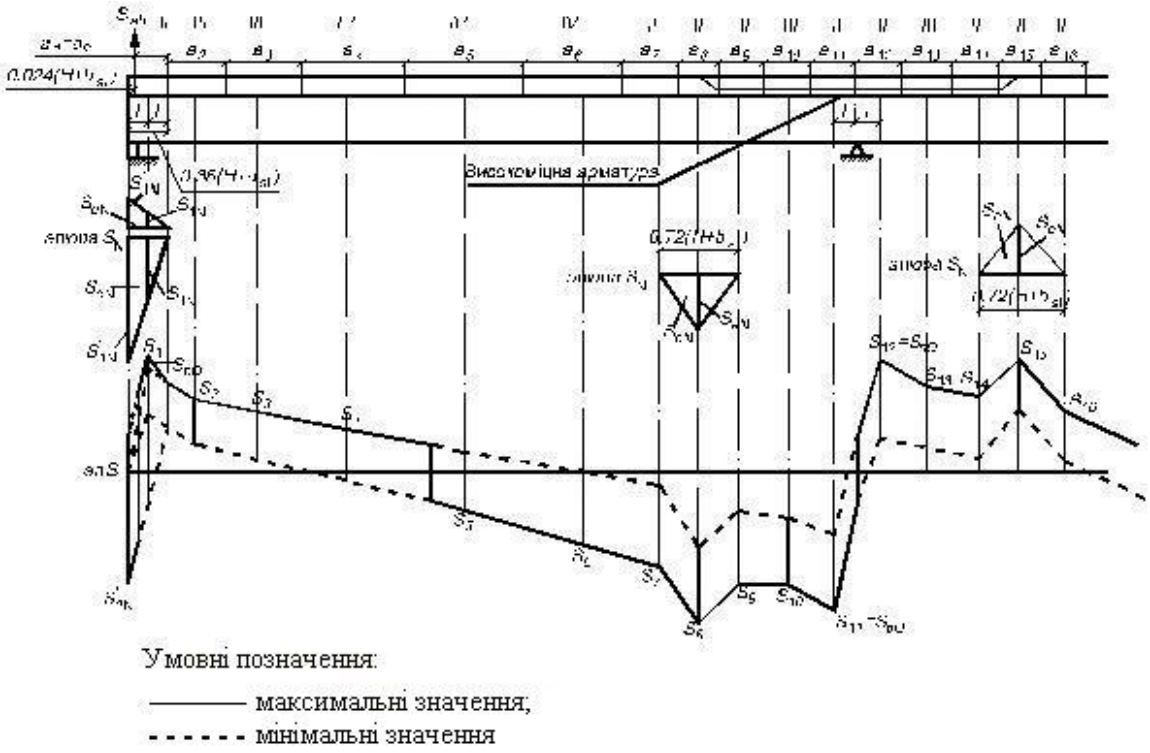


Рисунок Г.1 – Епюри погоних зсувних сил між залізобетонною та сталевою частинами I, II, III, IV – розрахункова довжина ділянок a_i

ДОДАТОК Д

(Обов'язковий)

РОЗРАХУНКИ НА МІЦНІСТЬ ОБ'ЄДНАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОНУ ТА СТАЛІ ГНУЧКИМИ УПОРАМИ

Д.1 Зсувне зусилля S_h , що припадає на один гнучкий упор, має відповідати наступним умовам міцності:

- - для гнучких упорів у вигляді круглих стержнів при 2,5<l/d≤4,2

$$\left.\begin{aligned} S_h &\le 0{,}24ld\sqrt{10R_b}, кН \\ S_h &\le 24ld\sqrt{R_b}, кгс \end{aligned}\right\} \qquad (Д.1)$$

- для гнучких упорів у вигляді круглих стержнів при *l/d>4,2*

$$\left.\begin{aligned} S_h &\le d^2\sqrt{10R_b}, кН; \\ S_h &\le 100d^2\sqrt{R_b}, кгс \end{aligned}\right\} \qquad (Д.2)$$

Для гнучких упорів у вигляді круглих стержнів має бути, крім того, виконана умова

$$\left.\begin{aligned} S_1 &\le 0{,}063d^2mR_y, кН \\ S_1 &\le 0{,}63d^2mR_y, кгс \end{aligned}\right\} \qquad (Д.3)$$

У формулах (Д.1) - (Д.3):

l - довжина круглого стержня гнучкого упора, см;

d - діаметр стержня гнучкого упора або анкера, см;

R_b,R_y,m - приймаються згідно з 8.1.2.6.

ДОДАТОК Е

(довідковий)

ОСНОВНІ ПОЗНАКИ ВЕЛИЧИН ЛІТЕРАМИ

Познаки величин літерами наводяться у порядку їх знаходження в тексті

Латинські прописні літери

A_a площа поперечного перерізу сталевої частини конструкції;

A_b площа поперечного перерізу нижньої поперечної арматури;

A_{bh} площа поперечного перерізу нижньої поперечної арматури виступу (вута);

A_{ct} площа поперечного перерізу розтягнутої зони бетону;

A_c площа поперечного перерізу бетону;

A_t площа поперечного перерізу верхньої поперечної арматури;

E_a модуль пружності конструкційної сталі;

I_1 момент інерції площі нетто сталезалізобетонного перерізу, приведеного до сталі, з урахуванням відсутності тріщин у розтягнутому бетоні;

I_2 момент інерції площі нетто сталезалізобетонного перерізу, приведеного до сталі, обчисленого без урахування розтягнутого бетону, але з включенням арматури;

L_e еквівалентний прольот;

L_i прольот;

L_v довжина зсувного з'єднання;

M_a вклад сталевої частини перерізу конструкції до розрахункового пластичного граничного моменту сталезалізобетонного перерізу;

$M_{a,Ed}$ розрахунковий згинальний момент, що впливає на сталеву частину перерізу конструкції;

$M_{c,Ed}$ частина розрахункового згинального моменту, яка впливає на стале залізобетонний переріз;

M_{Ed} розрахунковий згинальний момент;

$M_{el,Rd}$ розрахункове значення пружного граничного моменту сталезалізобетонного перерізу;

$M_{pl,a,Rd}$ розрахункове значення пластичного граничного моменту перерізу сталевої частини конструкції;

$M_{pl,Rd}$ розрахункове значення пластичного граничного моменту стале залізобетонного перерізу з повним зсувним з'єднанням;

M_{Rd} розрахункове значення граничного моменту сталезалізобетонного перерізу;

M_{Rd} розрахункове значення граничного моменту сталезалізобе-

тонного перерізу;

N_a розрахункове значення нормального зусилля в перерізі сталевої частини конструкції сталезалізобетонної балки;

N_c розрахункове значення нормального стискального зусилля в бетонній полиці

N_{cd} розрахункове стискальне значення у бетонній плиті, відповідно до $M_{Ed,max}$;

$N_{c,f}$ розрахункове значення нормального стискального зусилля в бетонній полиці з повним зсувним з'єднанням

$N_{c,el}$ нормальне стискальне зусилля в бетонній полиці, у відповідності до $M_{el,Rd}$;

$N_{pl,a}$ розрахункове значення пластичного опору (міцності) перерізу сталевої частини конструкції впливу нормальної сили;

N_R кількість циклів навантаження

N_s розрахункове значення пластичного опору (міцності) сталевої арматури впливу нормальної сили;

P_{Ed} поздовжня сила, що впливає на з'єднувальний елемент на відстані x від найближчої стінки;

P_{Rd} розрахункове значення опору зсуву поодинокого з'єднувального елемента

$V_{a,Ed}$ розрахункове значення поперечної сили, яка впливає на переріз сталевої частини конструкції

$V_{b,Rd}$ розрахункове значення опору (міцності) сталевого ребра втраті стійкості при зсуві;

$V_{c,Ed}$ розрахункове значення поперечної сили, яка впливає на залізобетонний переріз балки заповнення;

V_{Ed} розрахункове значення поперечної сили, яка впливає на залізобетонний переріз;

$V_{L,Ed}$ поздовжнє зсувне зусилля, яке впливає на ділянку $L_{A\text{-}B}$ непружної області;

V_L поздовжнє зсувне зусилля, яке діє вздовж межі розподілу «сталь-бетон»;

$V_{pl,Rd}$ розрахункове значення пластичного опору сталезалізобетонного перерізу впливу вертикального зсуву;

$V_{pl,a,Rd}$ розрахункове значення пластичного опору сталевої частини перерізу конструкції впливу вертикального зсуву;

V_{Rd} розрахункове значення опору (міцності) стале залізобетонного перерізу впливу вертикального зсуву;

a_w консоль полки сталевої балки

b_{eff} загальна ефективна ширина

b_f ширина полки сталевого профілю

b_i геометрична ширина бетонної полки з кожного боку відносно стінки

b_0 відстань між центрами елементів зсувних з'єднань (упорів); середня ширина бетонного ребра (мінімальна ширина для

вхідних листових профілів); ширина вута

c_{st} захисний шар бетона над сталевими балками балкового настилу

d висота стінки профілю сталевої конструкції; діаметр з'єднувального стержня; загальний діаметр круглого полого сталевого профілю; мінімальний поперечний розмір стійки;

e_h відстань до точки прикладення сили F_d

e_v вертикальна відстань від точки прикладення сили F_d до площини відповідного зсувного з'єднання, якщо F_d прикладено до сталевого елементу

f_{ck} характеристичне значення цилиндрічної міцності бетона у віці 28 діб на стиснення

$f_{ct,eff}$ середнє значення розрахункової міцності бетона на розтяг

f_{ctm} середнє значення міцності бетона на осьовий розтяг

f_{lctm} середнє значення міцності легкого бетона на осьовий розтяг

f_{pd} граничне напруження напружених арматурних елементів відповідно до 3.3.3 стандарту EN 1992-1-1

f_{pk} характеристичне значення умовної межі текучості напружених арматурних елементів

f_{sd} розрахункове значення умовної межі текучості арматурної сталі

f_{sk} характеристичне значення умовної межі текучості сталевої арматури

f_y номінальне значення умовної межі текучості конструкційної сталі

h повна висота; товщина

h_{sc} загальна номінальна висота з'єднувального стержня

k_s коефіцієнт послаблення для опору зсуву з'єднувального стержня упора

m нахил кривої втомної міцності; емпіричний коефіцієнт для розрахунку опору зсуву

n_L модульний коефіцієнт, який залежить віт типу навантаження

n_0 модульний коефіцієнт для короткочасного навантаження

n_{0G} модульний коефіцієнт для короткочасного навантаження (модуль зсуву)

s_f відстань у просвіті між верхніми полицями сталевих балок балкових настилів

s_t поперечна міжцентрова відстань між стержнями зсувного з'єднання

s_w відстань між стінками сталевих балок балкових настилів

t_f товщина сталевої полки сталевих балок балкового настилу

x_{pl} відстань між пластичною нейтральною віссю та крайньою фіброю стисненої бетонної плити

z вісь поперечного перерізу, що перпендикулярна полкам; плече важеля

z_0 вертикальна відстань

$\Delta\tau_c$ вихідне значення втомної міцності для 2 млн. циклів

$\Delta\tau_R$ втомна міцність на зсув

δ_{uk} характеристичне значення величини проковзування

ρ параметр для зменшення розрахункового опору згину з урахуванням вертикального зсуву

σ_s, σ_r напруження в розтягнутій арматурі

σ_b напруження в бетоні

φ_t коефіцієнт повзучості

$\varphi\ (t,t_0)$ коефіцієнт повзучості, що характеризує повзучість між значеннями часу t і t_0, для пружної деформації у віці 28діб

ψ_L коефіцієнт повзучості

R_b розрахунковий опір бетону осьовому стиску

R_{bt} розрахунковий опір бетону осьовому розтягу

$R_{bt.ser}$ розрахунковий опір бетону осьовому розтягу при розрахунку попередньо напружених елементів на утворення тріщин

R_s Розрахунковий опір ненапруженої арматури розтягу

n_1 Відношення модулів пружності, прийняті при розрахунку міцності, а при напружуваній арматурі - також і при розрахунку витривалості

n' теж саме, при розрахунку витривалості елементів з ненапруженою арматурою

h висота перерізу

A площа перерізу брутто

A_n площа перерізу нетто

A_f площа перерізу полиці (поясу)

A_w площа перерізу стінки

E модуль пружності

G модуль зсуву

I_X, I_y моменти інерції перерізу брутто відносно осей х-х і у-у відповідно; тут і далі вісь х-х – горизонтальна, вісь у-у – вертикальна

I_{xn}, I_{yn} теж саме, перерізу нетто

M згинальний момент

M_x,M_y моменти відносно осей х-х і у-у відповідно

Q поперечна сила, сила зсуву

R_s розрахунковий опір сталі зсуву

R_y розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, згину на границі текучості

R_{yn} границя текучості сталі, що дорівнює величині границі текучості σ_T за державними стандартами і технічними умовами на сталь

S статичний момент частини, що зсувається (брутто), відносно нейтральної осі

W_x,W_y	мінімальні моменти опору перерізу брутто відносно осей x-x і y-y відповідно
W_{xn},W_{yn}	мінімальні моменти опору перерізу нетто відносно осей x-x і y-y відповідно
n_i	коефіцієнт приведення і-го матеріалу перерізу
E_i, E_{ij}	модуль пружності і-го матеріалу перерізу із зазначенням j-го виду арматури
I_i, I_{ij}	момент інерції перерізу або його частин із зазначенням його належності до j-го розрахунку
W_{ij}	момент опору і-ї фібри j-ї частини перерізу
a_i, a_{ij}	площа перерізу або його елементів
z_{ij}	відстань і-го елемента перерізу до j-го центру ваги
b, b_i	ширина елемента або його і-ї частини
t_i, t_{ij}	товщина і-го елемента перерізу із зазначенням місця розташування j
$t_{n,.max}$, t_{max}	експлуатаційна і розрахункова максимальна різниця температур
M, $_{mi}$, M_{ij}	згинальний момент і-ї стадії роботи для j-го розрахункового випадку
N, N_i, N_{ij}	нормальна сила від зовнішньої дії або заміни і-ї частини перерізу із зазначенням j-го напруженого стану матеріалів, що складають замінювану частину
S_i, S_{ij}	зсувне зусилля, що виникає від і-го виду зусилля або дії, із зазначенням місця розташування j (в окремих випадках із зазначенням і-го виду розрахунку)
s_{ij}	інтенсивність зсувних зусиль на і-й ділянці прогонової будівлі від j-го зусилля
Ri	розрахунковий опір і-го матеріалу перерізу
σ_I, σ_{il}, σ_{ij}	напруження в і-му матеріалі перерізу із зазначенням самоврівноважених напружень по перерізу і або розташування фібри, що перевіряється, j
ε_i, ε_{if}	деформації і-го матеріалу перерізу або від і-го дії із зазначенням і-го розташування перерізу
p	характеристика циклу
Ψ_{cr}	коефіцієнт, що враховує часткове залучення бетону між тріщинами в роботу на розтягання
m, m_i	коефіцієнт умов роботи і-го матеріалу або елемента перерізу
P_i	характерні точки перерізу

УКНД 93.040

Ключові слова: сталезалізобетонні конструкції мостів, розрахунок міцності сталезалізобетонних мостів, розрахунок стійкості сталевих елементів мостів, розрахунок витривалості елементів сталезалізобетонних мостів, розрахунок з'єднань сталезалізобетонних мостів, конструювання сталезалізобетонних мостів.

Перший проректор – проректор з наукової роботи НТУ _____ М.М.Дмитрієв
"____"_____2013 р.

Керівник розробки
професор, д.т.н. _____ А.І Лантух-Лященко
"___"_____2013 р.