



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Міністерство освіти і науки України

Національний університет водного господарства та
природокористування

Кафедра мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної
механіки

03-05-50

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту

з навчальної дисципліни

«Проектування мостів і труб (спеціальний курс)»

на тему «Розрахунок та конструювання розрізної

сталезалізобетонної прогонової будови автодорожнього мосту»

для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня за
освітньо-професійною програмою «Мости і транспортні тунелі»,
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

всіх форм навчання

Рекомендовано науково-методичною

радою з якості ННІБА

Протокол № 1 від 10.10.2019 р.

Рівне – 2019



Методичні вказівки до виконання курсового проекту з навчальної дисципліни «Проектування мостів і труб (спеціальний курс)» на тему: «Розрахунок та конструювання розрізної сталезалізобетонної прогонової будови автодорожнього мосту» для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня за освітньо-професійною програмою «Мости і транспортні тунелі», спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання [Електронне видання] / Подворний А. В., Трач Р. В. – Рівне : НУВГП, 2019. – 66 с.

Укладачі: Подворний А. В., канд. техн. наук, доцент кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки; Трач Р. В., канд. екон. наук, доцент кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки.

Відповідальний за випуск: Трач В. М., д.т.н., професор, завідувач кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки.

Керівник групи забезпечення
освітньо-професійної програми

Трач В. М.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
1. ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	4
2. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ.....	10
3. РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	20
ЛІТЕРАТУРА.....	65
ДОДАТКИ.....	66

© Подворний А. В.,
Трач Р. В., 2019
© НУВГП, 2019



ВСТУП

Сталезалізобетонні прогонові будови нині є найбільш поширеним сучасним типом металевих мостових конструкцій, що мають широке розповсюдження в Україні та в усьому світі.

У сталезалізобетонних прогонових будовах залізобетонну плиту проїзної частини об'єднано в єдину конструкцію з металевими балками. Це збільшує її жорсткість у порівнянні із металевією, зменшує витрати металу на пояси балки, де розміщується залізобетонна плита, і не потребує додаткового армування плити порівняно із армуванням її, як плити проїзної частини.

Сталезалізобетонні мости широко розповсюджені не лише на автомобільних шляхах та у містах, але також і на залізницях.

Найбільш ефективно залізобетонна плита працює в умовах розрізних прогонових будов, де вона стиснена по всій довжині, а металева балка, загалом, розтягнена. Раціональна галузь застосування сталезалізобетонних прогонових будов – розрізні та нерозрізні балкові системи прольотами від 30 до 120 м.

Методичні вказівки розроблено відповідно робочої програми предмету «Проектування мостів і труб (спеціальний курс)».

Курсовий проект виконується згідно із завданням. Кожен студент вибирає завдання відповідно чотиризначному шифру, що видається викладачем. За ним з рис.1 та табл.1 вибираються вихідні дані. Всі вибрані дані записуються у пояснюючу записку.

Курсовий проект складається з графічного аркушу формату А1 та пояснюючої записки на 40...50 сторінок. Склад пояснюючої записки: вступ, вихідні дані, збір навантажень та розрахунок плити проїзної частини, розрахунок балки прогонової частини.

При складанні даних методичних вказівок використовувались матеріали представлені в [6].



1. ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Необхідно запроектувати мостову споруду (міст, шляхопровід, естакаду або віадук) з металевими пролітними спорудами на автомобільній (залізничній або міській) дорозі по завданню кафедри. Завдання вибирається з чотирьох цифр шифру студента, який визначає викладач, кожна цифра є порядковим номером даних для проектування, приведені в табл.1 і на рис.1.

Дорога перетинає перешкоду нормально. Якщо міст перетинає залізничну дорогу, то він нормальний колії з габаритом наближення споруд С, кількість шляхів, що перетинаються, необхідно прийняти рівним п'яти.

Прийняті вихідні дані повинні бути записані на першій сторінці пояснюючої записки одразу після завдання кафедри.

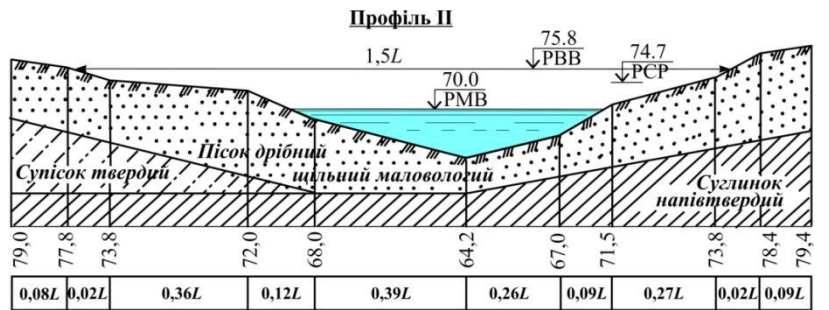
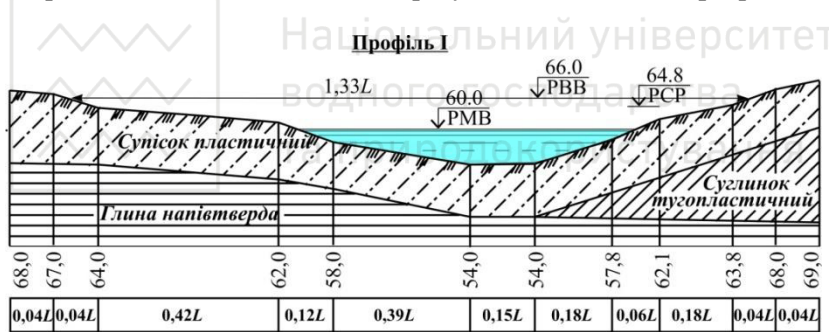
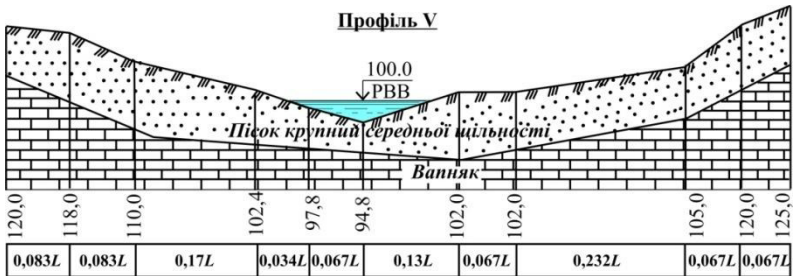
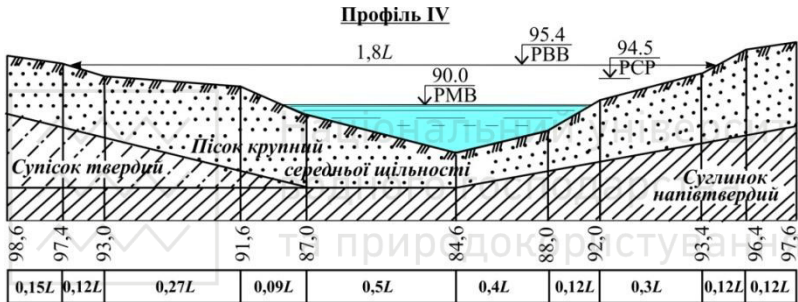
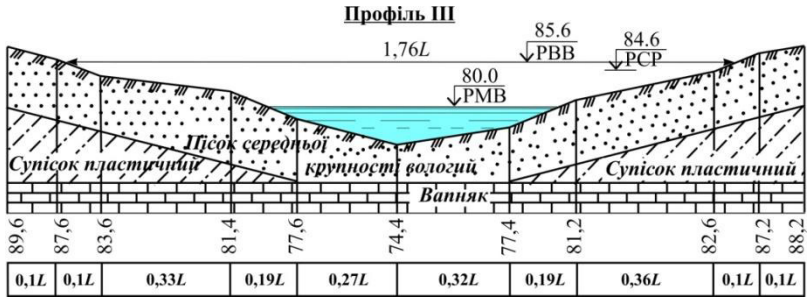


Рис.1. Профілі переходу сталевго моста



Продовження рис. 1. Профілі переходу сталевго моста



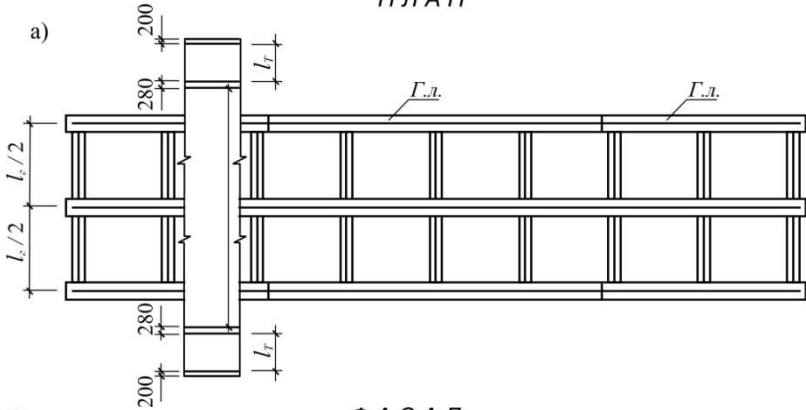
Таблиця 1.

Шифр	Тип профілю	Характеристика перешкоди		Тип дороги, на якій проєктується міст і його габарит, тротуари, м	Матеріал основних елементів (балок)
		для мостів	для шляхопроводів		
		клас річки за судноплаванням	число смуг руху або шляхів		
		$L, м$	ширина вулиці		
1	2	3	4	5	6
1	I	$\frac{V}{240}$	$\frac{4}{24+2 \times 3.0}$	II техн. кат., $\Gamma=11.5+2 \times 1.5$	15xСНД
2	II	$\frac{VI}{180}$	$\frac{6}{16.5+C+16.5}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$	10xСНД
3	III	$\frac{VII}{140}$	$\frac{8}{35+2 \times 4.5}$	IV техн. кат., $\Gamma=8.0+2 \times 1.0$	09Г2СЮЧ-3
4	IV	$\frac{VI}{200}$	$\frac{4}{24+2 \times 4.5}$	V техн. кат., $\Gamma=4.5+2 \times 1.5$	390-14Г2АФД
5	V	$\frac{VI}{171}$	$\frac{4}{16.5+C+16.5}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$	390-15Г2АФДпс
6	Через дорогу I технічної категорії	$\frac{VII}{128}$	$\frac{6}{30.5+2 \times 4.5}$	Магістральна вулиця безперервного руху $\Gamma=(16+C*+16)+2 \times 3.0$	09Г2СД-12
7	Через залізничні колії на станції	$\frac{VIII}{151}$	$\frac{8}{35+2 \times 4.5}$	Дорога вантажного руху $\Gamma=(8.25+C+8.25)+2 \times 1.5$	16Д
8	Через міську вулицю	$\frac{VI}{190}$	$\frac{6}{12.25+8+12.25}$	II техн. кат., $\Gamma=11.5+2 \times 1.5$	06ГБД
9	I	$\frac{V}{200}$	$\frac{4}{20+2 \times 3.0}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$	E 40
0	II	$\frac{V^2}{151}$	$\frac{6}{12.0+5+12.0}$	IV техн. кат., $\Gamma=8.0+2 \times 1.0$	15XСНД-12
	а	б	б	в	г

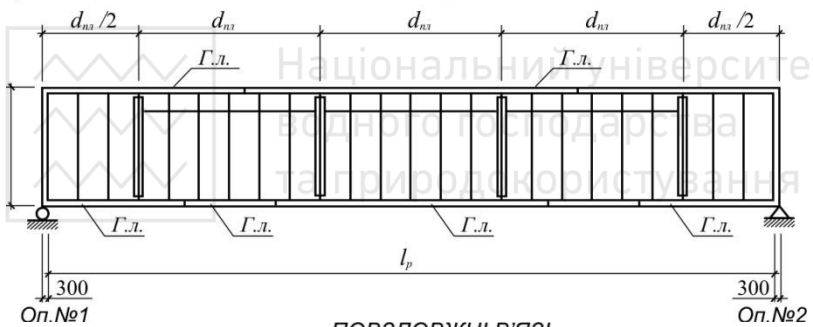
*C – ширина розділюючої полоси, приймається не менше 2м.



ПЛАН



ФАСАД



в)

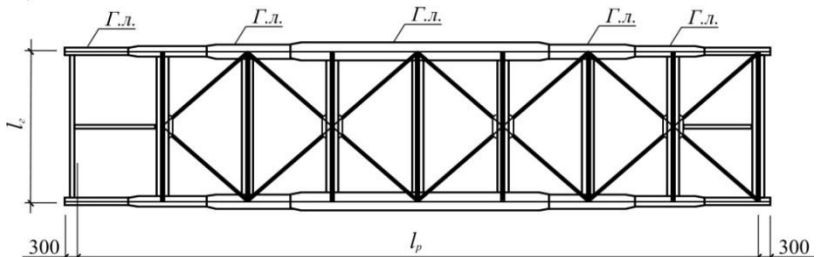


Рис. 3. План (а), фасад (б) та поздовжні види прогонової будови моста (в)

В поперечному перерізі мосту головні балки розташовані на відстані до 6м, якщо більше, то необхідно влаштовувати



повздожні балки (прогони) [8, п.22.3]. Прийемо відстань між осями головних балок l_2 такою (рис.2) так щоб довжина кожної консольної частини плити l_c не перевищувала $\frac{1}{2}$ відстані між повздожніми балками.

У випадку необхідності допоміжних повздожніх балок (допоміжних прогонів) необхідно поперечні в'язі – у вигляді плоских ферм, виконаних із кутиків, розташувати з певним кроком d_{ie} уздовж прольоту (рис. 3б, в). Допоміжні прогони, оперті на поперечні в'язі прогонової будови, виконуються у вигляді зварної суцільностінчастої балки висотою 0.4м, що розташована або по осі прогонової будови, якщо допоміжний прогон один, або з однаковим кроком між головними балками [8, п.22.3]. Об'єднання металоконструкцій, що виготовляються на заводі – зварні, монтажні об'єднання на високоміцних болтах із сталі марки 40X “селект”. Матеріал головних балок та прогону – сталь 390-14 Г2АФД із розрахунковим опором $R_y = 355$ МПа [4, т.4.4] та модулем пружності $E = 2.06 \cdot 10^5$ МПа [4, т.4.11]. Головні балки прогонової будови мають монтажні блоки довжиною: біля устоїв – крок плоских ферм уздовж прольоту плюс 0.3м та в прольоті кратний двом крокам плоских ферм (рис. 3в).

Залізобетонну плиту проїзної частини завтовшки 20см у прольоті запроектовано із збірних блоків з кінцевими ділянками із монолітного бетону. При монтажі блоки плити спираються на головні балки та прогони, утворюючи поздовжній шов над середнім прогоном та поперечні шви через кожні пів кроку плоских ферм. Ширина поперечного шву 0.125м, поздовжнього – 0.06м. Бетон залізобетонної плити – класу В35 з $R_b = 17.5$ МПа [4, т. 3.6]. Плиту армовано арматурою класу А-III. Вважаємо, що в поперечних стиках залізобетонних плит поздовжню арматуру не стиковано, тому при розрахунку поздовжню арматуру залізобетонної плити не враховуємо.

Відстань між суміжними смугами приймається не менше 3м [4, п. 2.15], ширина смуги безпеки вибирається згідно [4, п. 1.31].



Дорожній одяг товщиною H складається з цементної стяжки завтовшки 0.03м, гідроізоляції – 0.01м, захисного шару – 0.04м та асфальтбетону – 0.08м.

2. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

2.1. Збір навантажень на плиту проїзної частини

Постійні навантаження:

Плиту проїзної частини розрахуємо як плиту з консольною частиною оперту на головну балку та прогін (рис.2). Подальший розрахунок приведений для прольоту моста де необхідний один допоміжний прогін по осі мосту.

Розрахунок виконаємо з використанням програмного комплексу «Лира».

Визначаємо інтенсивність постійного навантаження на 1м^2 плити між головною балкою та прогоном табл. 2. Вона складається з ваги прошарків дорожнього одягу та власної ваги плити.

В таблиці 2 коефіцієнти надійності за навантаженням взято з [4, п.2.10].

Таблиця 2.

	<i>Вид навантаження</i>	<i>Нормативне значення, кН/м^2</i>	<i>Коефіцієнт надійності, γ_f</i>	<i>Розрахункове значення, кН/м^2</i>
1	Асфальтобетон проїзної частини завтовшки 8см ($\gamma=23\text{кН/м}^3$) $1\times 1\times 0.08\times 23$	1.84	1.5	2.76
2	Захисний шар завтовшки 4см ($\gamma=24\text{кН/м}^3$) $1\times 1\times 0.04\times 24$	0.96	1.3	1.25
3	Гідроізоляція завтовшки 1см ($\gamma=15\text{кН/м}^3$) $1\times 1\times 0.01\times 15$	0.15	1.3	0.20
4	Підготовчий шар завтовшки 3см ($\gamma= 24\text{кН/м}^3$) $1\times 1\times 0.03\times 24$	0.72	1.3	0.94



5	Залізобетонна плита проїзної частини приведеною товщиною 20см ($\gamma = 25 \text{кН/м}^3$) $1 \times 1 \times 0.20 \times 25$	5	1.1	5.5
	Усього на 1м^2 плити	$g^H = 8.67$		$g = 10.65$
6	Тротуарний блок безпеки довжиною 1м.п.	6.6	1.1	7.26
7	Перильна огорожа довжиною 1м.п.	0.4	1.1	0.44

Тимчасове навантаження:

Навантаження А-15.

При ширині колії смугового навантаження А-15 $b_2 = 0.6\text{ì}$ та інтенсивності — смугового навантаження на одну колію $\frac{v}{2} = \frac{14.7}{2} = 7.35 \text{кН/м}$ [4, п.2.11] і товщині покриття $H = 0.16\text{ì}$ ширина розподілу навантаження уздовж розрахункового прольоту плити буде:

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.6 + 2 \cdot 0.16 = 0.92 \text{ м.} \quad (1)$$

Довжина дотику колеса візка А-15 із покриттям уздовж руху $a_2 = 0.2\text{ì}$ [4, рис.2.1]. Поперек прольоту плити розмір площадки розподілу тиску від колеса візка А-15 для середини прогону плити:

$$a_{np} = a_2 + 2H + \frac{l_g}{3}, \quad (2)$$

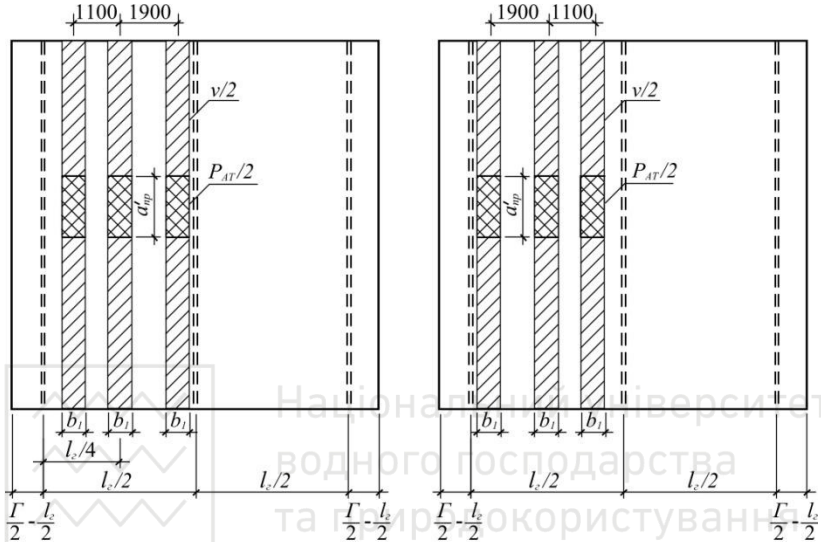
але не менше ніж $\frac{2}{3} \cdot \frac{l_g}{2}$,

l_g - відстань між головними балками.

Тому, що уздовж руху відстань між осями візка А-15 становить 1.5м, треба розглядаючи одночасну дію двох осей візка А-15. Тоді загальна ширина:



$$a'_{np} = 1.5 + a_2 + 2H + \frac{l_g}{3} \cdot \frac{2}{3} \quad (3)$$



1900 - відстань між осями смуг одного транспортного засобу

1100 - відстань між осями смуг сусідніх транспортних засобів

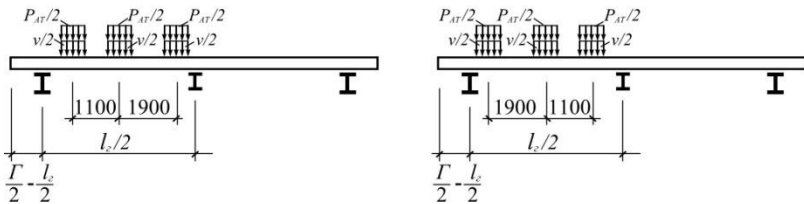


Рис.4. До відшукання максимальних значень згинowego моменту та поперечного зусилля в плиті від тимчасового навантаження А-15

В цьому випадку робочу ширину, що відповідає одному колесу, приймаємо:

$$a_{np} = \frac{1}{2} a'_{np},$$

але не менше ніж



$$\frac{1}{3} \frac{l_g}{2} + 0.75.$$

При цьому навантаження на колесо візка А-15

$$\frac{P_{AT}}{2} = \frac{147}{2} = 73.5 \text{ кН}. \quad (4)$$

Коефіцієнт надійності для смугового навантаження А-15 приймається $\gamma_{f,v} = 1.15$; для візка А-15 – $\gamma_{f,B} = 1.5$ [4, п.2.29б].

Динамічний коефіцієнт для смугового навантаження А-15 – $\langle +\mu \rangle = 1$, а для візка А-15 – $\langle +\mu \rangle = 1.3$ [4, п.2.28.2].

Розрахункові значення навантаження:

$$g_v = \gamma_{f,v} \langle +\mu \rangle \frac{v}{2} = 1.15 \cdot 1 \cdot \frac{14.7}{2} = 8.45 \text{ кН/м}, \quad (5)$$

$$P_B = \gamma_{f,B} \langle +\mu \rangle \frac{P_{AT}}{2} = 1.5 \cdot 1.3 \cdot \frac{147}{2} = 143.33 \text{ кН}. \quad (6)$$

Навантаження НК-100.

При ширині колеса $b'_2 = 0.8$ м та товщині покриття $H = 0.16$ м [4, рис.2.1] ширина розподілу навантаження уздовж розрахункового прольоту плити буде:

$$b'_1 = b'_2 + 2H = 0.8 + 2 \cdot 0.16 = 1.12 \text{ м}. \quad (7)$$

Поперек прольоту плити розмір площадки розподілу тиску колеса навантаження НК-100 збігається з розміром для А-15 і для середини прольоту:

$$a_{np} = a_2 + 2H + \frac{l_g}{3}. \quad (8)$$

Але через те, що уздовж руху відстань між осями коліс становить 1.2м, треба розглядати дію водночас чотирьох коліс НК-100. Тоді

$$a'_{np} = 3 \cdot 1.2 + a_2 + 2H + \frac{l_g}{3}. \quad (9)$$



При цьому тиск від 4 коліс НК-100 буде $Q = \frac{245}{2} \cdot 4 = 490 \text{ кН}$ [4, п.2.16, рис. 2.1], а з урахуванням розподілу вздовж прольоту плити:

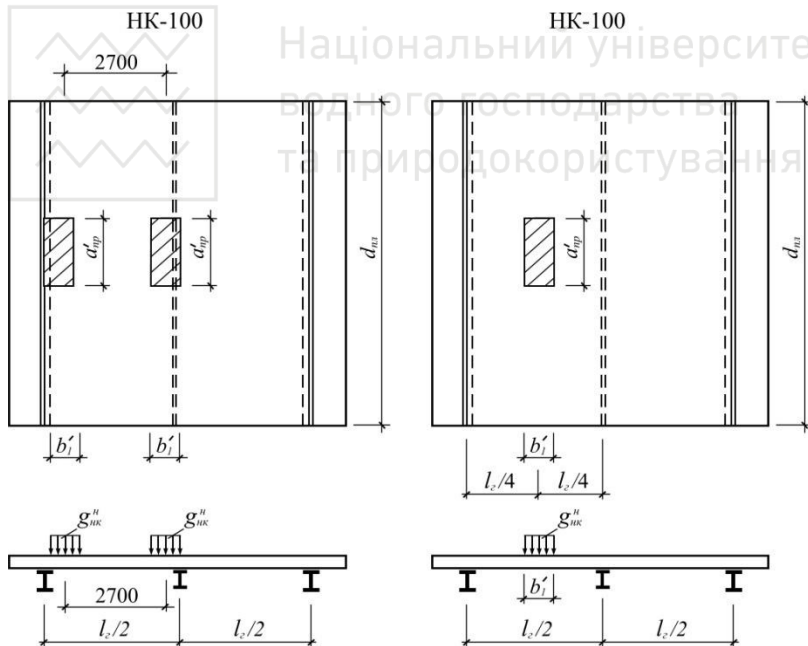
$$g_{НК}^H = \frac{Q}{b'_1} = \frac{490}{1.12} = 437.5 \text{ кН/м}. \quad (10)$$

Коефіцієнт надійності за навантаженням для НК-100 приймається $\gamma_{f,НК} = 1.0$ [4, п.2.29В].

Динамічний коефіцієнт для навантаження НК-100 – $\langle + \mu \rangle = 1.0$ [4, п.2.28.4].

Тоді розрахункове значення навантаження НК-100:

$$g_{НК} = \gamma_{f,НК} \langle + \mu \rangle g_{НК}^H = 1 \cdot 1 \cdot 437.5 = 437.5 \text{ кН/м}. \quad (11)$$



2700 - відстань між осями смуг одного транспортного засобу

Рис.5. До відшукування максимальних значень згинаючого моменту та поперечного зусилля в плиті від тимчасового навантаження НК-100



Окремі випадки розташування тимчасового навантаження показані на рис. 4, 5, але необхідно перебрати всі найневигідніші положення його розташування на плиті.

Визначаємо нормативні та розрахункові значення згинового моменту та поперечної сили окремо від постійного навантаження, навантаження А-15 та НК-100 посередині прольоту плити та над головною балкою.

Сумарні зусилля в прольоті плити та над головною балкою від постійного та тимчасового навантаження знайдемо:

- від навантаження А-15 та постійного навантаження:

$$M_0^H = M_P^H + M_{A-15}^H;$$

$$Q_0^H = Q_P^H + Q_{A-15}^H;$$

$$M_0 = M_P + M_{A-15};$$

$$Q_0 = Q_P + Q_{A-15};$$

- від навантаження НК-100 та постійного навантаження:

$$M_0^H = M_P^H + M_{НК-100}^H;$$

$$Q_0^H = Q_P^H + Q_{НК-100}^H;$$

$$M_0 = M_P + M_{НК-100};$$

$$Q_0 = Q_P + Q_{НК-100}.$$

Тут верхній індекс Н позначає, що зусилля відшукане від нормативних навантажень, нижній Р – від постійних.

За більшими комбінаціями проводиться підбір армування плити. Зауважимо, що навантаження НК-100 не враховується в розрахунках на тріщиностійкість.

2.2. Розрахунок плити між головною балкою та повздовжнім прогоном на міцність на стадії експлуатації за згиновим моментом

Плиту виготовлено з бетону класу В35, з розрахунковими опорами за граничними станами першої групи: стиском R_b = 17.5 МПа [4, т. 3.6] розтягом R_{bt} та за граничними станами другої групи на стиск $R_{b,ser}$ [4, табл. 3.6], модулем пружності



бетону E_b [4, табл. 3.11]. Армують плиту арматурою класу А-III $d = 14$ мм, з розрахунковим опором на розтяг за граничними станами першої групи R_s , нормативним опором розтягу R_{sn} [4, табл. 3.14] та модулем пружності E_s [4, табл. 3.17].

В середині прольоту.

Захисний шар для арматури в нижній частині плити приймаємо $a'_b = 0.03$ м. При товщині плити в прогоні – $h_f = 0.2$ м робоча висота перерізу:

$$h_i = h_f - a'_b - \frac{d}{2}. \quad (12)$$



Рис. 6. До визначення радіусу взаємодії арматури з бетоном.

Обчислюємо коефіцієнт α_0

$$\alpha_0 = \frac{M_{np}}{R_b b h_0^2},$$

M_{np} - розрахунковий момент в середині прольоту плити, $b = 1$ м – ширина полоси.

Згідно Додатку 1 визначаємо коефіцієнти ξ та η .

Визначимо ξ_y - відносну висоту стисненої зони бетону, при якій граничний стан бетону наступить одночасно з досягненням у розтягненій арматурі напруг рівних розрахунковому опору R_s .

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)}, \quad (13)$$

$$\omega = 0.85 - 0.008R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 17.5 = 0.71.$$

Перевіряємо умову



$$\xi \leq \xi_y.$$

Якщо умова не виконується необхідно збільшити товщину плити.

З умови міцності знайдемо необхідну площу арматури

$$A_s = \frac{M_{np}}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta}. \quad (14)$$

За отриманою площею арматури на полосу шириною 1м підберемо необхідну кількість арматурних стержнів загальною площею не меншою отриманій в (14) для нижньої зони плити.

Над головною балкою.

При товщині плити біля опори (над головною балкою) – $h_f = 0.25$ м та захисному шарі для арматури верхньої розтягнутої зони $a_b'' = 0.05$ м робоча висота перерізу:

$$h_0 = h_f - a_b'' - \frac{d}{2}.$$

Обчислюємо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M_{on}}{R_b b h_0^2},$$

M_{on} - розрахунковий момент над головною балкою.

Згідно [6, п.3.3.3, дод. 3.1] визначаємо ξ та η .

Визначаємо ξ_y згідно (13).

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_y$.

Якщо умова не виконується необхідно збільшити товщину плити над головною балкою.

З умови міцності (14) знайдемо необхідну площу арматури A_s' .

За отриманою площею арматури на полосу шириною 1м підберемо необхідну кількість арматурних стержнів загальною площею не меншою отриманій в (14) для верхньої зони плити.



2.3. Розрахунок міцності на дію поперечної сили

Перевіряємо обов'язкову вимогу [4, п.3.81]:

$$Q \leq Q_b + Q_w^r \quad (15)$$

Q - розрахункове поперечне зусилля в плиті над головною балкою;

Q_b - поперечне зусилля, яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу;

Q_w^r - зусилля, яке сприймає горизонтальна арматура.

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (16)$$

m - коефіцієнт умов роботи для спрощення розрахунку приймаємо $m = 1.3$, $c = h_0'$ відповідно до [4, п. 3.79] для ненапруженої арматури з нахилом перерізу до вертикалі 45° , $b = 1$ м – ширина полоси.

У випадку якщо умова (16) не виконується приймаємо

$$Q_b = m R_{bt} b h_0.$$

$$Q_w^r = 10000 \cdot A_w^r,$$

де $A_w^r = A_s + A_s'$ - площа горизонтальної арматури, яку перетинає похилий переріз.

Якщо умова (15) виконується – міцність перерізу над прогоном за поперечною силою забезпечена бетоном без поперечного армування. В іншому випадку необхідно збільшити товщину плити.

2.4. Тріщиностійкість плити на стадії експлуатації

Розрахунок ведемо за II групою граничних станів на дію нормативних моментів. Плита відноситься до III категорії тріщиностійкості. Тому треба виконати розрахунок тільки на розкриття тріщин, граничне значення ширини розкриття тріщин приймаємо таким, що дорівнює $\Delta_{cr} = 0.02$ см.



В середині прольоту.

Площа зони взаємодії арматури із бетоном:

$$A_r = b \cdot \left(a'_b + \frac{d}{2} + 6 \cdot d \right), \quad (17)$$

$b = 1\text{ м}$ – ширина полоси, $6d = r$ – радіус взаємодії арматури з бетоном.

Радіус армування:

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \cdot n \cdot d}, \quad (18)$$

$\beta = 1$ коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном [4, п. 3.110, т.3.24] для стержневої арматури; n - число арматурних елементів з однаковим діаметром; d - діаметр одного стержня.

Коефіцієнт розкриття тріщин

$$\varphi = 1,5 \sqrt{R_r}. \quad (19)$$

Висота стисненої зони перерізу плити:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot b}. \quad (20)$$

Робоча висота перерізу

$$h_0 = h_f - a'_b - \frac{d}{2}. \quad (21)$$

Напруження в розтягненій арматурі

$$\sigma_s = \frac{M_{np}^H}{A_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}. \quad (22)$$

$\dot{l}_{i\partial}$ - нормативний момент в середині прольоту плити.

Ширина розкриття тріщин для арматури класу III:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \varphi < A_{cr} = 0,02 \text{ см}. \quad (23)$$

Якщо умова не виконується необхідно збільшити кількість арматури в нижній зоні.



Над головною балкою.

Площа взаємодії арматури з бетоном визначається для $a_b'' = 0.05$ м згідно (17), радіус армування згідно (18), коефіцієнт розкриття тріщин (19) для арматурних стержнів в розтягненій зоні над прогоном. Висота стисненої зони перерізу плити над прогоном згідно (20) для A_s' . Робоча висота перерізу для $a_b'' = 0.05$ м (21). Напруження в розтягненій арматурі для нормативного моменту над опорою M_{on}^H (22). Перевіряємо умову (23) для розтягнутої верхньої зони над прогоном. Якщо умова тріщиностійкості не виконується збільшуємо кількість арматури в верхній зоні.

3. РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

3.1. Збір навантажень на балки прогонової будови

Розміри складеної головної балки двотаврового перерізу

Висота балки:

$$h_s = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l_p.$$

Товщина стінки балки [1, ст. 142]:

$$t_{s,w} = \left(\frac{1}{200} \div \frac{1}{250} \right) h_s,$$

причому мінімальна товщина 6мм і до 12мм змінюється з кроком 1мм, після 12мм змінюється з кроком 2мм.

Ширина горизонтальних листів приймають

$$b_{s,v.l.} = b_{s,n.l.} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{5} \right) h_s.$$

Товщини горизонтальних листів приймають з умови

$$\frac{b_{s,v.l.}/2}{t_{s,v.l.}} \leq 0.5 \sqrt{E_s/R_y}.$$

Тоді висота стінки балки

$$h_{s,w} = h_s - 2t_{s,v.l.}.$$



Постійне навантаження

Конструкцію дорожнього одягу проїзної частини та тротуарів, перильної огорожі та бар'єрів безпеки прийнято за типовим проектом. Визначимо постійне навантаження на 1м погонної довжини головної балки (табл. 4). В таблиці постійні навантаження розглядаються на двох стадіях: перша стадія описує процес роботи головної балки в момент або заливки бетонної плити до набору її бетоном проектної міцності або укладання на прогонові балки збірних блоків залізобетонної плити, друга – процес спільної роботи сталевोї балки та залізобетонної плити як суцільного перерізу.

Таблиця 3

Характеристики перерізу

Склад перерізу металевої балки, мм×мм	Площа металевого перерізу, см ²	Статичний момент перерізу металевої балки відносно осі $f-f$, см ³	Момент інерції металевого перерізу відносно осі $f-f$, см ⁴
1	2	3	4
Верхній горизонтальний лист $b_{s,v.l.} \times t_{s,v.l.}$	$A_{s,v.l.} = b_{s,v.l.} \times t_{s,v.l.}$	$A_{s,v.l.} \times \left(\frac{h_{s,w}}{2} + \frac{t_{s,v.l.}}{2} \right)$	$\frac{b_{s,v.l.} \cdot t_{s,v.l.}^3}{12} + A_{s,v.l.} \cdot \left(\frac{h_{s,w}}{2} + \frac{t_{s,v.l.}}{2} \right)^2$
Вертикальний лист $h_{s,w} \times t_{s,w}$	$A_{s,w} = h_{s,w} \times t_{s,w}$	–	$\frac{h_{s,w}^3 \cdot t_{s,w}}{12}$
Нижній горизонтальний лист $b_{s,n.l.} \times t_{s,n.l.}$	$A_{s,n.l.} = b_{s,n.l.} \times t_{s,n.l.}$	$A_{s,n.l.} \times \left(-\frac{h_{s,w}}{2} - \frac{t_{s,n.l.}}{2} \right)$	$\frac{b_{s,n.l.} \cdot t_{s,n.l.}^3}{12} + A_{s,n.l.} \cdot \left(-\frac{h_{s,w}}{2} - \frac{t_{s,n.l.}}{2} \right)^2$
	$A_{st} = \Sigma$	$S_{f-f} = \Sigma$	$I_{s,f-f} = \Sigma$



Таблиця 4.

Інтенсивність постійного навантаження

№	Вид навантаження	Нормативне значення, кН/м	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове значення, кН/м
<i>Постійне навантаження на 1 стадії</i>				
1	2	3	4	5
1	Залізобетонна плита проїзної частини приведеною товщиною 20см ($\gamma = 25 \text{кН/м}^3$) ($\Gamma \times 1 \times 0.20 \times 25$)/2 (Рис.1)		1.1	
2	Підливка під плиту	1	1.1	1.1
3	Метал головної балки ($\gamma = 78.5 \text{кН/м}^3$) ($A_{st} \times 1 \times 78.5$)		1.1	
		$g_1^H = \Sigma$		$g_1 = \Sigma$
<i>Постійне навантаження на 2 стадії</i>				
4	Литий асфальт тротуарів завтовшки 4см ($\gamma = 20 \text{кН/м}^3$) $l_T \times 1.0 \times 0.04 \times 20$		1.5	
5	Асфальтобетон проїзної частини завтовшки 8см ($\gamma = 23 \text{кН/м}^3$) ($l_{anp} \times 1 \times 0.08 \times 23$)/2		1.5	
6	Захисний шар з армованого бетону завтовшки 4см ($\gamma = 24 \text{кН/м}^3$) ($\Gamma \times 1 \times 0.04 \times 24$)/2		1.3	
7	Гідроізоляція завтовшки 1см ($\gamma = 15 \text{кН/м}^3$) ($\Gamma \times 1 \times 0.01 \times 15$)/2		1.3	
8	Вирівнювальний шар товщиною 3см ($\gamma = 24 \text{кН/м}^3$) ($\Gamma \times 1 \times 0.03 \times 24$)/2		1.3	
9	Тротуарний блок безпеки довжиною 1м.п.	6.6	1.1	7.26



1	2	3	4	5
10	Перильна огорожа довжиною 1м.п.	0.4	1.1	0.44
		$g_1^H =$ $= \sum$ 4 – 10 рядків		$g_1 =$ $= \sum$ 4 – 10 рядків

Тимчасове навантаження

Тимчасове навантаження прикладається до зведеного перерізу (головна балка – плита)

Головні балки завантажуються тимчасовим навантаженням АК у двох варіантах: смуги по осі смуг руху (разом із натовпом на тротуарах) та дві смуги АК максимально наближені до бар'єру безпеки, відстань від осі двоколісного смугового навантаження АК до тротуарного блоку безпеки 1.5м (ремонтний випадок) [4, п.2.15] та спецнавантаження НК-100 устанавлюють в найнесприятливіше положення уздовж і поперек прольоту мосту включаючи і смуги безпеки [4, п.2.16].

Інтенсивність натовпу на тротуарі $g_T^H = 1.96 \text{ кН/м}^2$, коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1.2$. Отже $g_T = 2.352 \text{ кН/м}^2$.

Коефіцієнти надійності за навантаженнями:

для візка А15 $\gamma_{f,B} = 1.5$;

для смуг А15 $\gamma_{f,v} = 1.15$;

для НК-100 $\gamma_{f,НК} = 1.0$;

Динамічні коефіцієнти:

для візка А15 $\mu = 1.3$;

для смуг А15 $\mu = 1.0$;

для НК-100 $\mu_{НК} = 1.0$.

Розрахунок від нормативних та розрахункових постійних на обох стадіях та тимчасових для двох варіантів навантажень виконаємо з використанням програмного комплексу «Лира» почергово.



За отриманими даними складемо таблиці результатів (поперечних зусиль та згинувих моментів) табл. 5–10 із кроком 1м за довжиною головної балки.

Таблиця 5

Зусилля від постійного завантаження

Зусилля	Зусилля від постійного завантаження					
	на I стадії роботи			на II стадії роботи		
	нормативне	розрахункове		нормативне	розрахункове	
		при $\gamma_f > 1.0$	при $\gamma_f = 0.9$		при $\gamma_f > 1.0$	при $\gamma_f = 0.9$
$M_{l=0}$, кНм						
$M_{l=l_i}$, кНм						
...						
$M_{l=l_p}$, кНм						
$Q_{l=0}$, кН						
$Q_{l=l_i}$, кН						
...						
$Q_{l=l_p}$, кН						

Таблиця 6



Зусилля від навантаження візком

Зусилля	Динамічний коефіцієнт $\langle + \mu \rangle$	$\gamma_{f,v}$	Зусилля від навантаження візком	
			нормативне $\gamma_f = 1$ $\langle + \mu \rangle = 1$	розрахункове $\gamma_f > 1$ $\langle + \mu \rangle > 1$
<i>Для візка А15, що розміщується на проїзній частині (I випадок)</i>				
$M_{l=0}$, кНм	1.3	1.5		
$M_{l=i}$, кНм	1.3	1.5		
...	1.3	1.5		
$M_{l=p}$, кНм	1.3	1.5		
$Q_{l=0}$, кН	1.3	1.5		
$Q_{l=i}$, кН	1.3	1.5		
...	1.3	1.5		
$Q_{l=p}$, кН	1.3	1.5		
<i>Для візка А15, що розміщується на проїзній частині (II випадок)</i>				
$M_{l=0}$, кНм	1.3	1.5		
$M_{l=i}$, кНм	1.3	1.5		
...	1.3	1.5		
$M_{l=p}$, кНм	1.3	1.5		
$Q_{l=0}$, кН	1.3	1.5		
$Q_{l=i}$, кН	1.3	1.5		
...	1.3	1.5		
$Q_{l=p}$, кН	1.3	1.5		



Зусилля від смугового навантаження та від натовпу на тротуарах

Зусилля	Динамічний коефіцієнт ($+ \mu$)	Інтенсивність навантаження від натовпу g_T , кН/м ²	Зусилля			
			від смугового навантаження A15		від натовпу на тротуарах	
			нормативне $\gamma_f = 1$	розрахунок $\gamma_f > 1$	нормативне $\gamma_f = 1$	розрахунок $\gamma_f > 1$
			($+ \mu$) _н = 1	($+ \mu$) _р > 1	($+ \mu$) _н = 1	($+ \mu$) _р > 1
1	2	3	4	5	6	7
<i>Для смуг A15, що розміщуються на проїзній частині, та натовпу на тротуарах</i>						
$M_{l=0}$, кНм	1.0	1.96				
$M_{l=l_i}$, кНм	1.0	1.96				
...	1.0	1.96				
$M_{l=l_p}$, кНм	1.0	1.96				
$Q_{l=0}$, кН	1.0	1.96				
$Q_{l=l_i}$, кН	1.0	1.96				
...	1.0	1.96				
$Q_{l=l_p}$, кН	1.0	1.96				
<i>Для смуг A15 на випадок ремонту (II випадок)</i>						
$M_{l=0}$, кНм	1.0	1.96				
$M_{l=l_i}$, кНм	1.0	1.96				
...	1.0	1.96				
$M_{l=l_p}$, кНм	1.0	1.96				
$Q_{l=0}$, кН	1.0	1.96				
$Q_{l=l_i}$, кН	1.0	1.96				
...	1.0	1.96				
$Q_{l=l_p}$, кН	1.0	1.96				



Зусилля від НК-100

Зусилля	Динамічний коефіцієнт $1+\mu$	Зусилля від НК-100	
		нормативне $\gamma_f = 1$ $\llcorner + \mu \rceil = 1$	розрахункове $\gamma_f > 1$ $\llcorner + \mu \rceil > 1$
$M_{l=0}$, кНм	1.0		
$M_{l=1i}$, кНм	1.0		
...	1.0		
$M_{l=p}$, кНм	1.0		
$Q_{l=0}$, кН	1.0		
$Q_{l=1i}$, кН	1.0		
...	1.0		
$Q_{l=p}$, кН	1.0		

Таблиця 9. *Нормативні зусилля*

Зусилля	Відвізка A15	Від смуг A15	Від натовпу на тротуарах	Сумарне від A15+натовп	Від НК-100	Від постійного навантаження I стадії	Від постійного навантаження II стадії	Сумарне не більше
<i>Для навантаження A15, що розміщується на проїзній частині</i>								
$M_{l=0}$, кНм								
$M_{l=i}$, кНм								
...								
$M_{l=p}$, кНм								
$Q_{l=0}$, кН								
$Q_{l=i}$, кН								
...								
$Q_{l=p}$, кН								
<i>Для навантаження A15 (на випадок ремонту)</i>								
$M_{l=0}$, кНм								
$M_{l=i}$, кНм								
...								
$M_{l=p}$, кНм								
$Q_{l=0}$, кН								
$Q_{l=i}$, кН								
...								
$Q_{l=p}$, кН								

Таблиця 10. *Розрахункові зусилля*

Зусилля	Відвізка <i>A15</i>	Від смуг <i>A15</i>	Від натовпу на тропуарах	Сумарне від <i>A15+натовп</i>	Від <i>НК-100</i>	Від постійного навантаження <i>I стадії</i>	Від постійного навантаження <i>II стадії</i>	Сумарне не більше
<i>Для навантаження A15, що розміщується на проїзній частині</i>								
$M_{l=0}$, кНм								
$M_{l=li}$, кНм								
...								
$M_{l=lp}$, кНм								
$Q_{l=0}$, кН								
$Q_{l=li}$, кН								
...								
$Q_{l=lp}$, кН								
<i>Для навантаження A15 (на випадок ремонту)</i>								
$M_{l=0}$, кНм								
$M_{l=li}$, кНм								
...								
$M_{l=lp}$, кНм								
$Q_{l=0}$, кН								
$Q_{l=li}$, кН								
...								
$Q_{l=lp}$, кН								



$$I_b^{y-y} = \frac{t_{b,np} \cdot b_b^3}{12}, \quad (27)$$

$t_{b,np}$ - товщина бетонної плити у прольоті, ширина плити $b_b = (\Gamma + 2 \cdot l_T + 2 \times 0.2 + 2 \times 0.28)$, рис.2.

Плиту зроблено з бетону класу В35 для якого відношення модулів пружності арматури А-III до бетону

$$n_1 = \frac{E_s}{E_b}. \quad (28)$$

Приведений до металу момент інерції плити

$$I_{b,s} = \frac{I_b^{y-y}}{n_1}. \quad (29)$$

Відстань від низу балки до центру ваги плити



$$H = Z_{sl,s} + Z_{bs}, \quad (30)$$

$$Z_{sl,s} = \frac{h_{s,w}}{2} + t_{s,n.l.} - |Z_{s,f-f}|,$$

$$Z_{bs} = \frac{h_{s,w}}{2} + t_{s,v.l.} + |Z_{s,f-f}| + 0.1 + 0.05 + \frac{t_{b,np}}{2},$$

тут 0.1м – товщина підливки під плиту, 0.05м – різниці між товщиною плити між прогонами $t_{b,np} = 0.2$ м та товщиною над головною балкою $t_{b,on} = 0.25$ м.

Відстань від центру ваги металеві балки C_s до крайньої межі верхнього поясу металеві балки

$$Z_{s2,s} = \frac{h_{s,w}}{2} + |Z_{s,f-f}| + t_{s,v.l.}.$$

Відстань від C_s до крайньої межі нижнього поясу металеві балки

$$Z_{s1,s} = \frac{h_{s,w}}{2} - |Z_{s,f-f}| + t_{s,n.l.}.$$

Тоді моменти опору площі поперечного перерізу металеві балки для крайнього волокна:

верхнього поясу



$$W_{s2,s} = \frac{I_{st}}{Z_{s2,s}}; \quad (31)$$

нижнього поясу

$$W_{s1,s} = \frac{I_{st}}{Z_{s1,s}}. \quad (32)$$

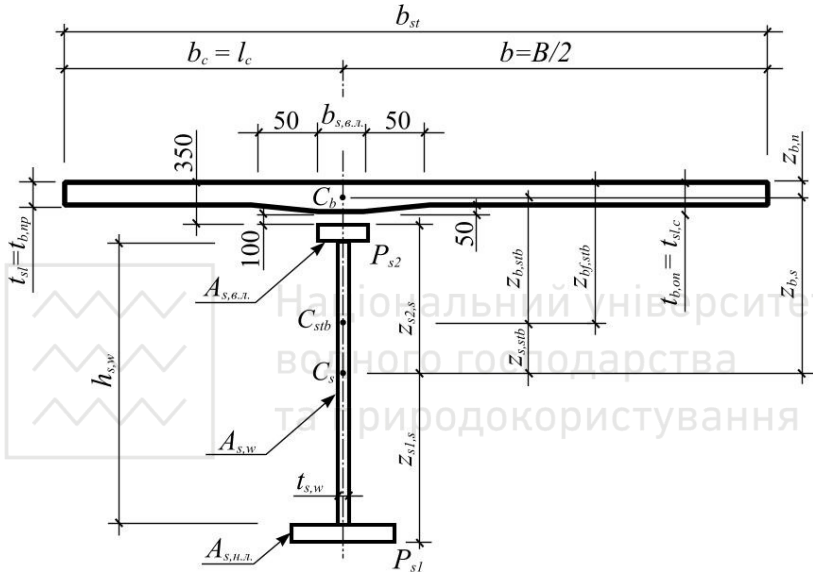


Рис. 8. Переріз головної балки в середині прогону

Розрахункова ширина залізобетонної плити b_{st} , що враховується в складі площі перерізу балки, згідно [5, п.5.15] визначається як сума розрахункових розмірів звисання плити з двох боків від осі металеві конструкції.

При розрахунковому прольоті моста $l_p > 4B$ величина звисання в бік суміжного металеві елемента приймається такою, що дорівнює

$$b = \frac{B}{2} \quad (33)$$



де B – відстань між осями головних балок в поперечному перерізі міста.

При $l_p < 4B$ звис в бік сусіднього сталевго елемента b визначається за формулою:

$$b = a + 6t_{sl} \quad (34)$$

де a – половина ширини залізобетонного ребра, $t_{sl} = t_{b,np}$ – товщина залізобетонної плити в прольоті, але має бути не більше ніж $\frac{B}{2}$ і не менше $\frac{l_p}{8}$.

При $l_p > 12l_c$, l_c - довжина консольної частини плити в поперечному перерізі міста, величина звисання в бік консолі

$$b_c = l_c \quad (35)$$

приймається такою, що дорівнює повній довжині консолі l_c .

При $l_p < 12l_c$ звис в бік консолі

$$b_c = a + 6t_{sl,c} \quad (36)$$

$t_{sl,c} = t_{b,on}$ – товщина ребра залізобетонної плити над опорою, але не більше l_c і не менше $\frac{l_p}{12}$.

Тоді розрахункова ширина залізобетонної плити

$$b_{sl} = b + b_c \quad (37)$$

Вважаємо, що в поперечних швах збірної залізобетонної плити повздовжню арматуру не стиковано, тому в складі розрахункового сталезалізобетонного перерізу балки її не враховуємо. Зведена до металу площа сталє залізобетонного перерізу балки згідно [5, п.5.5]

$$A_{stb} = A_{st} + \frac{A_b}{n_1} \quad (38)$$

де A_{st} – площа перерізу металевго балки табл. 3 ; A_b – площа перерізу залізобетонної плити балки

$$A_b = b_{sl} \cdot t_{b,np} + \frac{[0.5 \cdot 2 + b_{s,v.l.}] \cdot b_{s,v.l.}}{2} \cdot 0.05, \quad (39)$$



тут $\frac{0.5 \cdot 2 + b_{s,v.l.}}{2} \cdot b_{s,v.l.} \cdot 0.05$ - площа перерізу бетонного ребра

рис. 8, $b_{s,v.l.}$ - ширина верхнього листа балки табл. 4.2, 0.05м – товщина ребра над балкою.

Відстань від центру ваги залізобетонної плити C_{br} до центру ваги металевої балки C_s (рис.4.12)

$$Z_{b,s} = \frac{h_{s,w}}{2} + |Z_{s,f-f}| + b_{on} + 0.1 + Z_{b,n} - \frac{t_{b,np}}{2}, \quad (40)$$

тут $b_{on} + 0.1$ - товщина бетонного ребра, разом із підливкою між балкою та плитою, над головною балкою; $Z_{b,n}$ - відстань від верхньої поверхні плити до центру ваги розрахункового елемента залізобетонної плити рис. 8:

$$Z_{b,n} = \frac{b_{sl} \cdot t_{b,np}}{2} + \frac{t_{b,np}}{2} + \frac{0.05}{2} + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0.5 \cdot 0.05 \right) \times \left(t_{b,np} + \frac{1}{3} \cdot 0.05 \right) / \left(b_{sl} \cdot t_{b,np} + \frac{0.05}{2} + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0.5 \cdot 0.05 \right) \right). \quad (41)$$

Запишемо статичний момент зведеного перерізу балки відносно осі, що проходить через C_s як суму статичних моментів частин, що складають її площу

$$A_{stb} \cdot Z_{s,stb} = \frac{A_b}{n_1} Z_{bs}.$$

Тоді зміщення центру ваги площі перерізу балки, викликане включенням у роботу залізобетонної плити:

$$Z_{s,stb} = \frac{A_b \cdot Z_{bs}}{A_{stb} \cdot n_1}. \quad (42)$$

Момент інерції площі перерізу залізобетонної плити відносно горизонтальної осі, що йде через центр її ваги C_{br} (див.рис.8)



$$I'_b = \frac{b_{sl} \cdot t_{b,np}^3}{12} + b_{sl} \cdot t_{b,np} \left(Z_{b,n} - \frac{t_{b,np}}{2} \right)^2 + \frac{\left(\frac{50 \cdot 2}{2} + b_{s,v.l.} \right) \cdot 0.05^3}{12} + \left(\frac{0.5 \cdot 2}{2} + b_{s,v.l.} \right) \cdot 0.05 \cdot \left(\frac{0.05}{2} + t_{b,np} - Z_{b,n} \right), \quad (43)$$

тут $\left(\frac{0.5 \cdot 2}{2} + b_{s,v.l.} \right) \cdot 0.05$ - площа залізобетонного трапеційдального ребра.

Момент інерції площі сталезалізобетонного перерізу балки приведений до металу відносно горизонтальної осі, яка проходить через центр ваги

$$I_{stb} = I_{st} + A_{st} \cdot Z_{s, stb}^2 + \frac{I'_b}{n_1} + \frac{A_b}{n_1} \left(Z_{b,s} - Z_{s, stb} \right)^2 \quad (44)$$

тут I_{st} береться з (25), A_{st} - з табл. 3.

Відстань від горизонтальної осі, що проходить через загальний центр ваги перерізу C_{stb} : до центру ваги бетону

$$Z_{b, stb} = Z_{b,s} - Z_{s, stb}; \quad (45)$$

до крайньої межі бетону

$$Z_{bf, stb} = Z_{b,s} - Z_{s, stb} + Z_{b,n}; \quad (46)$$

Моменти опору площі перерізу сталезалізобетонної балки: відносно центру ваги бетону

$$W_{b, stb} = \frac{I_{stb}}{Z_{b, stb}}; \quad (47)$$

відносно крайньої межі бетону

$$W_{bf, stb} = \frac{I_{stb}}{Z_{bf, stb}}. \quad (48)$$



3.4. Перевірка міцності перерізу головної балки в середині прольоту (за нормальними напруженнями) з урахуванням повзучості бетону

Початкове напруження від розрахункового постійного навантаження II стадії в середині прольоту:
у центрі ваги бетону

$$\sigma_b = \frac{M_{II}^{noct}}{n_1 \cdot W_{b, stb}} ; \quad (49)$$

на крайній грані бетону

$$\sigma_{bf,1} = \frac{M_{II}^{noct}}{n_1 \cdot W_{bf, stb}} ; \quad (50)$$

Згідно з [4, п.5.7] повзучість бетону треба враховувати при визначенні зусиль від постійного навантаження і дій, коли найбільше напруження у бетоні від них більше від $0.2R_b$.

$$\sigma_b < 0.2R_b \text{ або } \sigma_{bf,1} < 0.2R_b$$

У випадку, якщо умова не виконується, рекомендується збільшити товщину залізобетонної плити

3.4. Перевірка міцності перерізу головної балки в середині прогону (за нормальними напруженнями) від тимчасового та постійного навантаження

Коефіцієнт сполучень, який враховує зменшення ймовірності одноразової дії розрахункових навантажень А-15 і натовпу згідно з [4, п.2.2, дод.2] приймається таким, що дорівнює 0.8. Повний розрахунковий згинувий момент в середині прольоту головної балки

$$M' = M_1 + M_2'$$

M_1 - від першої частини постійного навантаження на I стадії роботи;

M_2' - від другої частини постійного навантаження А-15 та натовпу (при коефіцієнті сполучень 0.8) на II стадії роботи



$$M'_2 = M_{A15} + 0,8 \cdot M_H$$

Тоді напруження стиснення на рівні центру ваги бетону балки

$$\sigma_b = \frac{M'_2}{n_1 W_{b, stb}} \leq m_b R_b,$$

тут m_b - коефіцієнт умов роботи бетону, $W_{b, stb}$ береться з (47). Якщо остання умова не виконується необхідно збільшити товщину залізобетонної плити.

Розтягуюче зусилля в бетоні:

$$N = N_{br} = \sigma_b \cdot A_b,$$

де A_b береться з (39).

Для відшукування напружень в поясах головної балки попередньо відшукаємо значення наступних коефіцієнтів:

коефіцієнт умов роботи сталевго верхнього пояса, що враховує його розвантаження прилеглим недонапруженим бетоном і приймається не більше 1.2 [4, ст.185]

$$m_1 = 1 + \frac{m_b \cdot R_b - \sigma_b}{m R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}},$$

якщо $m_1 > 1.2$ приймаємо $m_1 = 1.2$;

$m_b = 1$ - коефіцієнт умов роботи бетону, прийнятий відповідно до [4, розд. 3];

A_{s2} - менший за площею пояс несучої балки табл. 4.2;

m - коефіцієнт умов роботи сталевгої конструкції [4, табл.4.12];

$R_y = 360$ МПа - розрахунковий опір сталі розтягу, стиску і згину за межею текучості.

Згідно з [4, табл. 4.13] визначаємо коефіцієнт $\chi = \chi_1$ в залежності від:

$$\frac{A_{s, min}}{A_{s, w}} \text{ та } \frac{A_{s, min} + A_{s, w}}{A_{st}} - \text{це площі листів головної балки з табл.}$$

$$3, A_{s, min} = A_{s2}.$$

Коефіцієнт η приймаємо згідно з [4, табл.5.5] в залежності від

$$\frac{A_{s2}}{A_{s1}} \text{ та } \frac{N}{A_{st} \cdot m \cdot R_y},$$



A_{s1} - більший за площу пояс головної балки табл. 3.

Поправочний коефіцієнт до моменту опору при розрахунку міцності сталевий балки на спільну дію згинаючого моменту та осьової сили:

$$\chi_3 = 1.0 + \eta \cdot (\chi_1 - 1)$$

Поправочний коефіцієнт до моменту опору при перевірці сталевий верхнього пояса:

$$\chi_4 = \frac{\chi_3}{m_1},$$

але не менший ніж 1.0.

Напруження в середині прольоту балки від тимчасового навантаження А-15 та натовпу:

для металевий верхнього пояса (стиснення із знаком «+»)

$$\sigma_{s2} = \frac{M' - Z_{b,s} N_{br}}{\chi_4 W_{s2,s}} - \frac{N_{br}}{A_{st}} \leq m_1 m R_y;$$

для металевий нижнього пояса (розтяг із знаком «+»)

$$\sigma_{s1} = \frac{M' - Z_{b,s} N_{br}}{\chi_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br}}{A_{st}} \leq m R_y,$$

тут $Z_{b,s}$ береться з (40), $W_{s2,s}$ - з (31), $W_{s1,s}$ - з (32) A_{st} - з табл. 3.

У разі невиконання однієї з умов необхідно збільшити площу поперечного перерізу головної балки.

3.5. Перевірка міцності (за дотичними напруженнями) опорного перерізу головної балки

Опорний переріз головної балки зображено на рис. 9. За довжиною головної балки її верхній та нижній пояси повинні мати різну ширину задля економії матеріалу (рис. 3в). На

відстані до $\frac{1}{10} l_p$ їх ширина приймається найменшою.

Найбільша ширина у проміжку $\frac{2}{6} l_p$ до $\frac{4}{6} l_p$ визначена в табл. 3.



Висота та товщина стінки головної балки залишається незмінною за всю її довжину.

Найнебезпечнішим з точки зору дотичних напруг є переріз над устоем, тому підберемо для нього ширину полиць головної балки.

Визначимо необхідний момент опору перерізу балки в перерізі на відстані $\frac{1}{10}l_p$ від устоя, де відбувається перша після устоя зміна ширини верхньої та нижньої полиць:

$$W_{1/10l_p} = \frac{M^{1/10l_p}}{R_{wy}m},$$

тут $m=1$ - коефіцієнт умов роботи стикового зварного шва [4, т.4.12], $R_{wy} = 0.85R_y = 0.85 \cdot 355 = 301.75$ МПа - розрахунковий опір зварного шва у стик [5, т.7.3], $R_y=355$ МПа - розрахунковий опір сталі 390-14 Г2АФД головної балки.

Визначимо необхідний момент інерції перерізу балки відносно осі $f-f$ перерізу на відстані до $\frac{1}{10}l_p$ від устоя:

$$I^{on} = W^{on} \frac{h_{s,w}}{2}.$$

Необхідний момент інерції поясів визначимо:

$$I_{pojas}^{on} = I^{on} - \frac{h_{s,w}^3 \cdot t_{s,w}}{12},$$

де $h_{s,w}$ та $t_{s,w}$ - розміри вертикального листа балки, табл. 3.

Необхідна площа перерізу кожного з поясів:

$$A_{pojas}^{on} = \frac{I_{pojas}^{on}}{\left(\frac{t_{s,v.l.}^2}{12} + \frac{\left(h_{s,w} + \frac{t_{s,v.l.}}{2} + \frac{t_{s,n.l.}}{2} \right)^2}{2} \right)}.$$



Так як товщини горизонтальних листів незмінні, то їх розміри визначаємо:

$$b_{s,v.l.}^{on} = b_{s,n.l.}^{on} = \frac{A_{pojas}^{on}}{t_{s,v.l.}}$$

Причому повинні виконуватись умови:

$$b_{s,v.l.}^{on} = b_{s,n.l.}^{on} > 0.18 \text{ м та } b_{s,v.l.}^{on} = b_{s,v.l.}^{on} > \frac{h_{s,w}}{10}.$$

Геометричні параметри перерізу металевої балки біля опори наведено в табл. 11, причому змінюються порівняно із табл. 3 лише величини $b_{s,v.l.}^{on}$ та $b_{s,n.l.}^{on}$.

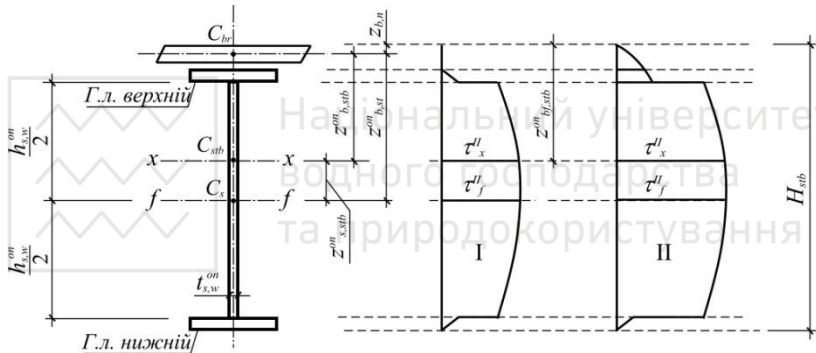


Рис. 9. Епюри дотичних напружень в опорному перерізі головної балки

Зведена до металу площа сталезалізобетонного перерізу

$$A_{stb}^{on} = A_{st}^{on} + \frac{A_b}{n_1}, \quad (51)$$

A_{st}^{on} - площа перерізу сталеві балки біля устоя табл. 11, A_b - площа перерізу залізобетонної плити (39), n_1 - береться з (28).



Геометричні характеристики

Склад перерізу металевої балки, мм × мм	Площа перерізу, см ²	Момент інерції металевого перерізу балки відносно осі f-f , см ⁴
Верхній горизонтальний лист $b_{s,v.l.}^{on} \times t_{s,v.l.}^{on}$	$A_{s,v.l.}^{on} =$ $= b_{s,v.l.}^{on} \times t_{s,v.l.}^{on}$	$\frac{b_{s,v.l.}^{on} \cdot t_{s,v.l.}^{on 3}}{12} +$ $+ A_{s,v.l.}^{on} \cdot \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + \frac{t_{s,v.l.}^{on}}{2} \right)^2$
Вертикальний лист $h_{s,w}^{on} \times t_{s,w}^{on}$	$A_{s,w}^{on} = h_{s,w}^{on} \times t_{s,w}^{on}$	$\frac{h_{s,w}^{on 3} \cdot t_{s,w}^{on}}{12}$
Нижній горизонтальний лист $b_{s,n.l.}^{on} \times t_{s,n.l.}^{on}$	$A_{s,n.l.}^{on} =$ $= b_{s,n.l.}^{on} \times t_{s,n.l.}^{on}$	$\frac{b_{s,n.l.}^{on} \cdot t_{s,n.l.}^{on 3}}{12} +$ $+ A_{s,n.l.}^{on} \cdot \left(-\frac{h_{s,w}^{on}}{2} - \frac{t_{s,n.l.}^{on}}{2} \right)^2$
Разом	$A_{st}^{on} = \sum$	$I_{s,f-f}^{on} = \sum$

Відстань між центрами ваги залізобетонної плити і металевої балки

$$Z_{b,st}^{on} = \frac{h_{s,w}^{on}}{2} + t_{b,on} + 0.1 - Z_{b,n} \quad (52)$$

$t_{b,on}$ - товщина ребра над прогоном, 0.1 м – товщина підливки під плиту, $Z_{b,n}$ – відстань від верхньої поверхні плити до її центру ваги (41).

Зміщення центру ваги площі перерізу балки, що викликано включенням у роботу залізобетонної плити:

$$Z_{s,spb}^{on} = \frac{A_b \cdot Z_{b,st}^{on}}{A_{spb}^{on} \cdot n_1} \quad (53)$$

Момент інерції площі сталі залізобетонного перерізу балки, приведений до металу відносно осі $x - x$, що проходить через центр її ваги



$$I_{stb}^{on} = I_{s,f-f}^{on} + A_s^{on} \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + \frac{t_{s,n.l.}^{on}}{2} + Z_{s,stab}^{on} \right) + \frac{I'_b}{n_1} + \frac{A_b}{n_1} \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + \frac{t_{s,n.l.}^{on}}{2} + Z_{s,stab}^{on} \right), \quad (54)$$

тут I'_b - береться з (43).

Статичні моменти частини площі перерізу балки, що міститься нижче від осі $f-f$:

відносно осі $f-f$

$$S_{f-f}^I = b_{s,n.l.}^{on} \cdot t_{s,n.l.}^{on} \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + \frac{t_{s,n.l.}^{on}}{2} \right) + \frac{h_{s,w}^{on}}{2} \cdot t_{s,w}^{on} \cdot \frac{h_{s,w}^{on}}{2 \cdot 2};$$

$f-f$ відносно осі $x-x$:

$$S_{f-f}^{II} = b_{s,n.l.}^{on} \cdot t_{s,n.l.}^{on} \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + \frac{t_{s,n.l.}^{on}}{2} + Z_{s,stab}^{on} \right) + \frac{h_{s,w}^{on}}{2} \cdot t_{s,w}^{on} \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + \frac{h_{s,w}^{on}}{2 \cdot 2} \right);$$

статичні моменти частини площі перерізу балки, що містяться нижче від осі $x-x$ відносно осі $f-f$:

$$S_{x-x}^I = b_{s,n.l.}^{on} \cdot t_{s,n.l.}^{on} \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + \frac{t_{s,n.l.}^{on}}{2} \right) + \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + Z_{s,stab}^{on} \right) t_{s,w}^{on} \cdot \left[\frac{h_{s,w}^{on}}{2} - \frac{\left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + Z_{s,stab}^{on} \right)}{2} \right]$$

нижче від осі $x-x$ відносно осі $X-X$:

$$S_{x-x}^{II} = b_{s,n.l.}^{on} \cdot t_{s,n.l.}^{on} \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + \frac{t_{s,n.l.}^{on}}{2} + Z_{s,stab}^{on} \right) + \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + Z_{s,stab}^{on} \right) t_{s,w}^{on} \cdot \frac{\left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + Z_{s,stab}^{on} \right)}{2}$$

Дотичні напруження у металевій балці на рівні осі $f-f$ в пружній стадії роботи:

на I стадії роботи

$$\tau_{f-f}^I = \frac{Q^I \cdot S_{f-f}^I}{I_{s,f-f}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}}; \quad (55)$$

на II стадії роботи



$$\tau_{f-f}^{II} = \frac{Q^{II} \cdot S_{f-f}^{II}}{I_{stb}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}}. \quad (56)$$

Тільки від другої частини постійного навантаження на II стадії роботи

$$\tau_{f-f}^{IIpost} = \frac{Q^{IIpost} \cdot S_{f-f}^{II}}{I_{stb}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}}. \quad (57)$$

Тоді

$$\tau_{\max,ef}^{f-f} = \tau_{f-f}^I + \tau_{f-f}^{II}; \quad (58)$$

$$\tau_{\min,ef}^{f-f} = \tau_{f-f}^I + \tau_{f-f}^{IIpost}. \quad (59)$$

Дотичні напруження у металевій балці на рівні осі $x - x$ в пружній стадії:

на I стадії роботи



$$\tau_{x-x}^I = \frac{Q^I \cdot S_{x-x}^I}{I_{s,f-f}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}}; \quad (60)$$

на II стадії роботи

$$\tau_{x-x}^{II} = \frac{Q^{II} \cdot S_{x-x}^{II}}{I_{stb}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}}. \quad (61)$$

Тільки від другої частини постійного навантаження на II стадії роботи

$$\tau_{x-x}^{IIpost} = \frac{Q^{IIpost} \cdot S_{x-x}^{II}}{I_{stb}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}}. \quad (62)$$

Тоді

$$\tau_{\max,ef}^{x-x} = \tau_{x-x}^{II} + \tau_{x-x}^{IIpost}; \quad (63)$$

$$\tau_{\min,ef}^{f-f} = \tau_{x-x}^I + \tau_{x-x}^{IIpost}. \quad (64)$$

Значення дотичних напружень τ в перерізах стінки балки, що згинається при $M = M_x = M_y = 0$, мають задовольняти умову [4, п. 4.28]:

$$\tau_{\max}^{f-f} = \frac{Q^I \cdot S_{f-f}^I}{I_{s,f-f}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}} + \frac{Q^{II} \cdot S_{f-f}^{II}}{I_{stb}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}} \leq \chi_{2,f-f} R_s m, \quad (65)$$

де



$$\chi_{2,f-f} = 1,25 - 0,25 \frac{\tau_{\min,ef}^{f-f}}{\tau_{\max,ef}^{f-f}}, \quad (66)$$

тут $R_s = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m}$ – розрахункове значення опору сталі зсуву згідно з [4, табл. 4.2]; $R_{yn} = 355$ МПа – нормативне значення опору сталі 390-14Г2АФД; $\gamma_m = 1,1$ – коефіцієнт надійності за матеріалом.

Перевірка міцності за дотичними напруженнями у металевій балці на рівні осі $x-x$:

$$\tau_{\max}^{x-x} = \frac{Q^I \cdot S_{x-x}^I}{I_{s,f-f}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}} + \frac{Q^{II} \cdot S_{x-x}^{II}}{I_{stb}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}} \leq \chi_{2,x-x} R_s m, \quad (67)$$

де

$$\chi_{2,x-x} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{\tau_{\min,ef}^{x-x}}{\tau_{\max,ef}^{x-x}}. \quad (68)$$

3.6. Перевірка міцності головної балки за зведеними напруженнями

Перевірку напружень треба виконувати в місцях зміни складу перерізу (наприклад переріз I-I (рис.10)).

Виконаємо перевірку напружень в перерізі I-I на відстані $\frac{1}{10} l_p$ від опори, де переріз головної балки ще такий самий, як і на опорі. З таблиць 9 – 10 вибираємо:

розрахункові згинальні моменти від першої частини постійного навантаження на I стадії роботи M_x^I ;

від другої частини постійного навантаження та А-15 на II стадії роботи M_x^{II} ;

сумарний згинальний момент $M_x = M_x^I + M_x^{II}$;

розрахункове значення максимальної поперечної сили на I та на II стадіях роботи $Q_{x,\max}$.

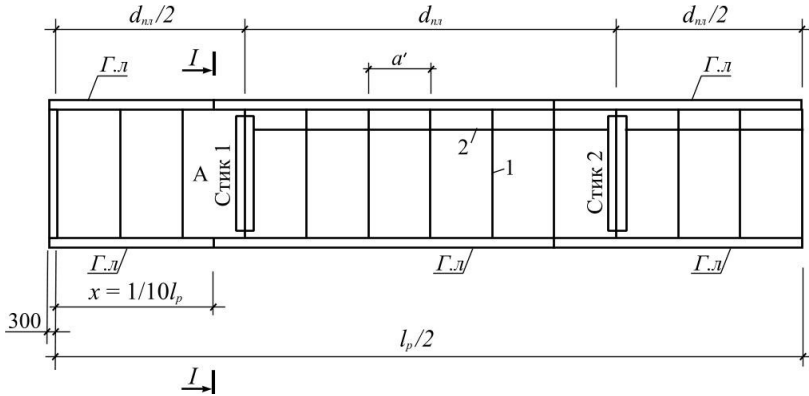


Рис. 10. Місця зміни типів перерізів, розташування монтажних стиків головної балки та ребер жорсткості:

1 – поперечне ребро; 2 – поздовжнє ребро.

Відстань від осі $f - f$:
до рівня низу вертикального листа

$$Z_{s1,s}^{1on} = \left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} + t_{s,n.l.}^{on} \right) - t_{s,n.l.}^{on}; \quad (69)$$

до центру ваги залізобетонної плити $Z_{b,st}^{on}$ - (52).

Момент опору площі перерізу металевої балки на I стадії роботи відносно низу вертикального листа балки:

$$W_{s1,s}^{1on} = \frac{I_{s,f-f}^{on}}{Z_{s1,s}^{1on}}. \quad (70)$$

Відстань від осі $x - x$:
до центру ваги бетонної плити

$$Z_{b, stb}^{on} = Z_{b, st}^{on} - Z_{s, stb}^{on}, \quad (71)$$

тут $Z_{s, stb}^{on}$ береться з (53);

до краю бетону

$$Z_{bf, stb}^{on} = Z_{b, stb}^{on} + Z_{b, n}, \quad (72)$$

тут $Z_{b, n}$ береться з (41).



Момент опору площі перерізу сталезалізобетонної балки на II стадії роботи:

відносно центру ваги бетону

$$W_{b, stb}^{on} = \frac{I_{stb}^{on}}{Z_{b, stb}^{on}}, \quad (73)$$

тут I_{stb}^{on} береться з (54);

відносно краю бетону

$$W_{bf, stb}^{on} = \frac{I_{stb}^{on}}{Z_{bf, stb}^{on}}. \quad (74)$$

Напруження стиснення у бетоні:

у центрі ваги бетону

$$\sigma_b = \frac{M_x^{II}}{n_1 \cdot W_{b, stb}^{on}}; \quad (75)$$

на краю бетону

$$\sigma_{bf} = \frac{M_x^{II}}{n_1 \cdot W_{bf, stb}^{on}} \leq m_b \cdot R_b. \quad (76)$$

Розглядаємо розрахунковий випадок А [4, п. 4.24]. Середнє дотичне напруження у стінці балки

$$\tau_m = \frac{Q_{x, max}}{h_{s, w}^{on} \cdot t_{s, w}^{on}}. \quad (77)$$

Якщо

$$\tau_m > 0.25 \cdot R_s,$$

то коефіцієнт, що враховує обмежений розвиток пластичних деформацій у перерізі:

$$\chi = \chi_1 \cdot \frac{\sqrt{1 - \alpha^2} + 2ab}{1 + 2a}.$$

При цьому повинна виконуватись умова $0 \leq \chi \leq \chi_1$;

$$\alpha = \frac{Q_{x, max}}{Q_u},$$

де гранична поперечна сила згідно з [4, п.4.24]



$$Q_u = \frac{R_s \cdot m \cdot \chi_{2,f-f} \cdot I_{s,f-f}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}}{S_{f-f}^I},$$

$\chi_{2,f-f}$ береться з (66);

$$a = \frac{A_{s,n.l.}^{on} + A_{s,n.l.}^{on}}{A_{s,w}^{on}};$$

$$b = \sqrt{1 - 0,0625a^2};$$

χ_1 – коефіцієнт визначений згідно з [4, табл.4.13]. В залежності від відношень

$$\frac{\min \text{from } A_{s,v.l.}^{on} \text{ or } A_{s,n.l.}^{on}}{A_{s,w}^{on}} \quad \text{та} \quad \frac{\min \text{from } A_{s,v.l.}^{on} \text{ or } A_{s,n.l.}^{on}}{A_{s,w}^{on}} + A_{s,w}^{on}.$$

Якщо $\tau_m \leq 0.25 \cdot R_s$, то $\chi = \chi_1$.

Поправочний коефіцієнт до моменту опору при розрахунку міцності сталеві балки на спільну дію згинового моменту та осьової сили $\chi_3 = 1.0 + \eta \left(\frac{N_{br}}{A_{st} \cdot m \cdot R_y} - 1.0 \right)$,

де $\eta = 2.35$ – коефіцієнт, який приймається згідно з [4, табл.5.5] в залежності від значень

$$\frac{\min \text{from } A_{s,v.l.}^{on} \text{ or } A_{s,n.l.}^{on}}{\max \text{from } A_{s,v.l.}^{on} \text{ or } A_{s,n.l.}^{on}} \quad \text{та} \quad \frac{N_{br}}{A_{st} \cdot m \cdot R_y},$$

N_{br} – поздовжнє зусилля в бетонній частині сталеві залізобетонного перерізу:

$$N_{br} = A_b \cdot \sigma_b, \quad (78)$$

де σ_b береться з (75)

Тоді нормальні напруження знизу вертикального листа балки

$$\sigma'_{s1} = \frac{M_x - Z_{b,st}^{on} \cdot N_{br}}{\chi_3 \cdot W_{s1,s}^{ton}} + \frac{N_{br}}{A_{st}} \leq m \cdot R_y. \quad (79)$$

Поперечне нормальне напруження (додатне при стисненні), що діє на зовнішню поверхню вертикальної стінки від тиску навантаження А-15 (рис.11) з урахуванням коефіцієнта витривалості за навантаженням та динамічного коефіцієнта визначається



$$\sigma_y = \frac{2 \cdot 0.5 \cdot P_{AT} \cdot \gamma_{f,B} \cdot (1 + \mu)}{t_{s,w}^{on} \cdot l'_{ef}} + \frac{0.5 \cdot v \cdot \gamma_{f,v} \cdot (1 + \mu)}{t_{s,w}^{on} \cdot 1} \quad (80)$$

Через те, що довжина розподілу тиску колеса візка на рівні низу вертикальної стінки балки

$$l_{ef} = C + 2H > 1.5 \text{ м} \quad (81)$$

(1.5м – відстань між осями візка, $C = 0.2$ - довжина ділянки дотику колеса візка до поверхні асфальтового покриття), необхідно розглядати дію двох осей візка водночас.

Тоді

$$l'_{ef} = 1.5 + C + 2H, \quad (82)$$

де $H = t_{b,on} + 0.1 + 0.08 + 0.04 + 0.01 + 0.03 + t_{s,v,l}^{on} + h_{s,w}^{on}$ – відстань від верху покриття до низу стінки балки, складається:

$t_{b,on} + 0.1$ - товщина бетонного ребра разом із підливкою між балкою та плитою над головною балкою,
 $0.08 + 0.04 + 0.01 + 0.03$ – покриття залізобетонної плити, табл. 2.

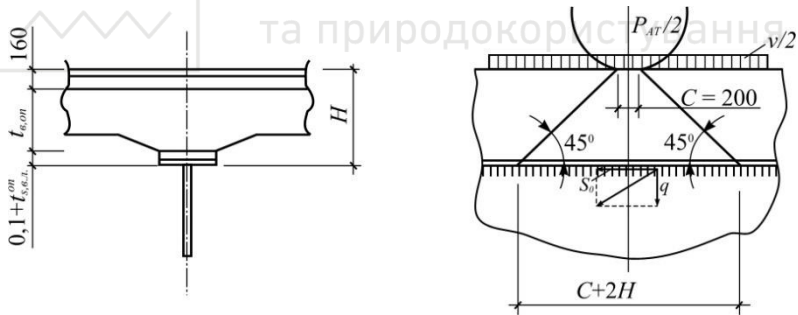


Рис. 11. Схема до розрахунку кріплення поясу до стінки головної балки

Динамічний коефіцієнт для візка А-15:

$$1 + \mu = 1.3; \quad \gamma_{f,B} = 1.5; \quad \gamma_{f,v} = 1.15.$$

Тоді перевірка міцності стінки головної балки згідно з [4, п.4.29] має вигляд:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \gamma' \cdot R_y \cdot m. \quad (83)$$

При цьому



$$\tau_{xy} \approx \tau_m \leq R_s \cdot m \quad \text{та} \quad \sigma_x = \sigma'_{s1},$$

де σ_x і σ_y – нормальні напруження в стінці балки, паралельні та перпендикулярні до осі (додатні при стисненні); τ_{xy} – дотичні напруження в стінці балки; коефіцієнт $\gamma' = 1.15$ при $\sigma_y = 0$ та $\gamma' = 1.1$ при $\sigma_y \neq 0$.

3.7. Розрахунок об'єднання залізобетонної плити з металевою балкою за допомогою стиснення шву високоміцними болтами

В проміжок між залізобетонною плитою та шайбами болтів закладено жорсткі прокладки розміром $100 \times 100 \times 16$ мм для високоміцних болтів (рис.12).

Зусилля натягу болта, що контролюється

$$N_{hb,n} = R_{bh} \cdot A_{bh} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_n, \quad (84)$$

де R_{bh} – розрахунковий опір розтягу високоміцних болтів [5, табл. Д7]; A_{bh} – площа перерізу болта [5, табл. Д8], γ_c – коефіцієнт умов роботи визначається згідно [5, табл. 5.1], $\gamma_n = 1$ – коефіцієнт надійності за відповідальністю [2, дод. Б].

Згідно [5, п.7.8]:

$$R_{bh} = 0.7 \cdot R_{bun} = 0.7 \cdot 1100 = 770 \text{ МПа},$$

де $R_{bun} = 1100$ МПа – найменший тимчасовий опір болта розриву, що для болтів із сталі 40Х «селект» ГОСТ 22356-77 приймається згідно з [5, табл. Д7].

Зусилля натягу високоміцного болта [4, п.1, дод. R]

$$N_{hb} = N_{hb,n} - \Delta N, \quad (85)$$

де

$$\Delta N = N_{hb,n} \cdot (0.23 - 0.0025 \cdot t), \quad (86)$$

втраги зусилля натягу від дії усадки та повзучості бетону плити і шару розчину бетону під плитою (рис. 12); t – сумарна товщина плити та шару розчину бетону вздовж осі отвору



$$t = t_{b,on} + 0.1 - 0.032,$$

де 0.032м – технологічне зменшення товщини плити у місці встановлення болтів рис. 12.

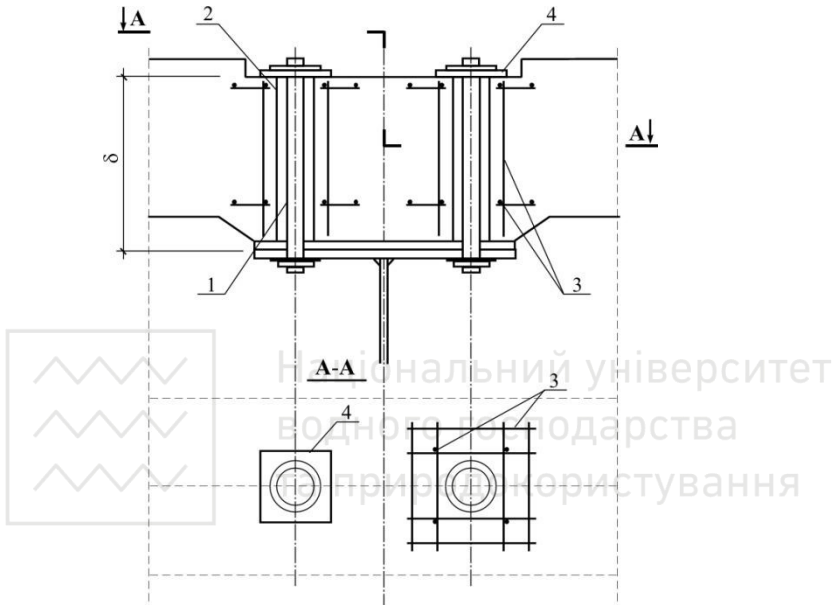


Рис. 12. Конструкція об'єднання залізобетонної плити з металевою балкою за допомогою високоміцних болтів:

- 1 – високоміцний болт; 2 – отвір у бетоні; 3 – арматурний каркас із стержнів періодичного профілю; 4 – розподільча прокладка для болтів.

Зусилля зсуву, що діє на один високоміцний болт [4, п.1, дод.Р]:

$$S_h = \frac{1}{k} \cdot f \cdot N_{hb}, \quad (87)$$



де $k = 1.3$ – коефіцієнт безпеки; f – коефіцієнт тертя, що дорівнює 0.6 – при бетонуванні шва цементно-піщаним розчином або при плиті з монолітного залізобетону; 0.45 – при безпосередньому контакті збірного залізобетону з металом. Зусилля зсуву по довжині $a_0 = 1$ м від опори балки:

$$S_0 = \frac{Q_{on}^{II} \cdot S_b^{II} \cdot a_0}{I_{stb}^{on}}, \quad (88)$$

де I_{stb}^{on} береться з (54), а

$$S_b^{II} = \frac{A_b \cdot \left(\frac{Z_{b,st}^{on} - Z_{s,stb}^{on}}{n_1} \right)}{n_1}, \quad (89)$$

де $Z_{b,st}^{on}$ береться з (52), $Z_{s,stb}^{on}$ - (53).

Потрібна кількість болтів на довжині $a_0 = 1$ м



$$n = \frac{S_0}{S_h}. \quad (90)$$

Приймаємо кількість болтів n заокруглену в більшу сторону до цілих.

3.8. Розрахунок прикріплення поясу металевої головної балки до її вертикальної стінки

Розрахуємо прикріплення поясу металевої балки до її вертикальної стінки двома кутовими зварними швами для перерізу на опорі. Статичний момент верхнього поясу металевої балки відносно осі $f-f$ (рис.9)

$$S_{f-f}^{II} = b_{s,v.l.}^{on} \cdot t_{s,v.l.}^{on} \cdot \left(h_{s,w}^{on} + \frac{t_{s,v.l.}^{on}}{2} \right) \quad (91)$$

Зведений до металу статичний момент верхнього поясу металевої балки та залізобетонної плити відносно осі $x-x$, що проходить через центр ваги площі зведеного перерізу

$$S_{x-x}^{II} = b_{s,v.l.}^{on} \cdot t_{s,v.l.}^{on} \cdot \left(h_{s,w}^{on} + \frac{t_{s,v.l.}^{on}}{2} - Z_{s,stb}^{on} \right) + \frac{A_b \cdot \left(\frac{Z_{b,st}^{on} - Z_{s,stb}^{on}}{6} \right)}{6}, \quad (92)$$



де $Z_{s, stb}^{on}$ береться з (53), а $Z_{b, st}^{on}$ з (52).

Зусилля зсуву на 1 м довжини балки:

$$S_0 = \frac{Q^{II} \cdot S'_{f-f}}{I_{s, f-f}^{on}} + \frac{Q^I \cdot S'_{x-x}}{I_{stb}^{on}}, \quad (93)$$

де $I_{s, f-f}^{on}$ береться з табл. 11, а I_{stb}^{on} - (54).

Довжина дотику колеса до покриття вздовж руху $C = 0.2$ м. Відстань від верху покриття проїзної частини до верху стінки балки

$$H = t_{b, on} + 0.1 + 0.08 + 0.04 + 0.01 + 0.03, \quad (94)$$

де $0.08 + 0.04 + 0.01 + 0.03$ – товщина шарів над плитою, табл. 2.

Динамічний коефіцієнт для візка А15 $(1 + \mu) = 1.3$.

Довжина ділянки завантаження верхнього поясу головної балки

$$\lambda = C + 2H. \quad (95)$$

Коефіцієнти надійності для візка та смуг тимчасового навантаження А-15 відповідно становлять:

$$\gamma_{f, B} = 1.5 \quad \text{та} \quad \gamma_{f, v} = 1.15$$

Місцеве вертикальне зусилля, що діє на 1 м довжини балки від тиску колеса візка та смугового навантаження А15

$$q = \frac{\frac{P_{AT}}{2} \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_{f, B}}{\lambda} + \frac{\frac{v}{2} \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_{f, v}}{1}. \quad (96)$$

Нехай катет кутового зварного шву $k_f = 10$ мм. У разі автоматичного зварювання та діаметрі зварювального дроту $d = 1.4 \div 2$ мм коефіцієнти розрахункових перерізів кутових швів по металу шва та по межі сплавлення металу відповідно $\beta_f = 0.8$ та $\beta_z = 0.8$ [5, т.16.2]. Тоді розрахункова висота перерізів зварних кутових швів:

по металу шву

$$t_f = \beta_f \cdot k_f;$$

на межі сплавлення металу

$$t_z = \beta_z \cdot k_f.$$



При використанні зварювального дроту СВ-10ХГ2СМА згідно з [5, т.16.2, табл.Д1, Д2] значення нормативного опору металу шва

$$R_{wm} = 685 \text{ МПа.}$$

Розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу [5, т.7.3]:

$$R_{wf} = 0.55 \frac{R_{wm}}{\gamma_{wm}},$$

де $\gamma_{wm} = 1.35$ – коефіцієнт надійності для металу шва [5, т.7.3].

Розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині металу межі сплавлення [5, т.16.2, т.7.3]:

$$R_{wz} = 0.45 R_{um},$$

де $R_{um} = 540 \text{ МПа}$ – характеристичний опір прокату сталі [5, т.Г2].

Кількість зварних швів в прикріпленні поясу металевої балки до її стінки $n = 2$.

Напруження у поясних швах [4, п.4.89, ф. (4.77, 4.78)]:
по металу шва

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_f} \sqrt{S_0^2 + q^2} \leq R_{wf} \cdot m; \quad (97)$$

на межі плавлення металу

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_z} \sqrt{S_0^2 + q^2} \leq R_{wz} \cdot m. \quad (98)$$

m - коефіцієнт умов роботи, прийнятий відповідно до [4, табл. 4.12].

У випадку невиконання умов (97-98) необхідно збільшити катет кутового зварного шва k_f .

3.9. Розрахунок стінки головної балки на місцеву стійкість

Розраховуємо відсік A (рис.10) вертикального листу головної балки, а межах якого є тільки вертикальні ребра жорсткості. Розміри пластини, яка перевіряється, у зв'язку із значною



висотою головної балки прийемо $a' \approx \frac{h_{s,w}^{on}}{1.5}$, але кратною

довжині опорної частини балки.

a' – довжина пластини, що дорівнює відстані між осями вертикальних ребер жорсткості;

$h_{s,w1} = h_{s,w}^{on} + \frac{t_{s,n.l.}^{on} + t_{s,v.l.}^{on}}{2}$ – розрахункова ширина пластини, що

дорівнює відстані (між осями поясів металевої балки [4, дод. Ю]). Відсік A розраховуємо як пластину, що має розміри a' та

$h_{s,w1}$ завтовшки $t_{s,w}^{on}$, пружно затиснута у поясах та вільно

обперта на вертикальні ребра жорсткості. Визначаємо діючі та критичні напруження: нормальні по довжині та впоперек і дотичні. Діючі нормальні та дотичні напруження визначаємо

для перерізу балки, що розміщується на відстані $x = \frac{1}{10}l_p$ від

опори (рис. 10). Діючі в перерізі балки зусилля: M_x – сумарний розрахунковий згинальний момент у перерізі (на I та II стадіях роботи); Q_x – сумарна максимальна розрахункова поперечна

сила в перерізі. Діючі максимальне та мінімальне повздовжні нормальні напруження (додатні при стисненні) по повздовжнім межах пластини відповідно дорівнюють згідно до [4, дод. Ю, п.2]:

$$\sigma_x = \frac{M_x - Z_{b,st}^{on} \cdot N_{br}}{W'_{s2,s}} - \frac{N_{br}}{A_{st}^{on}}, \quad (99)$$

де $Z_{b,st}^{on}$ береться з (52), N_{br} з (78), A_{st}^{on} з (табл. 11);

$$\bar{\sigma}_x = \frac{M_x - Z_{b,st}^{on} \cdot N_{br}}{W'_{s1,s}} + \frac{N_{br}}{A_{st}^{on}}, \quad (100)$$

де

$$W'_{s2,s} = W'_{s1,s} = \frac{I_{s,f-f}^{on}}{Z_{s2,s}^{on} - \frac{t_{s,n.l.}^{on}}{2}}, \quad (101)$$



тут $Z_{s2,s}^{on} = \frac{h_{s,w1}}{2}$, $I_{s,f-f}^{on}$ береться з (табл. 11)

Середні дотичні напруження, у запас міцності, приймаємо такими, що дорівнюють (вважаючи, що вся поперечна сила діє лише на вертикальний лист балки):

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x}{h_{s,w}^{on} \cdot t_{s,w}^{on}} \quad (102)$$

Поперечне нормальне напруження (додатне при стисненні), що діє на зовнішню межу крайньої пластини від тиску колеса візка та смуг тимчасового навантаження А-15 становить:

$$\sigma_y = \frac{2 \cdot 0.5 \cdot P \cdot \gamma_{f,B} \cdot \mu + 0.5 \cdot v \cdot \gamma_{f,v} \cdot \mu}{t_{s,w}^{on} \cdot l_{ef}} + \frac{0.5 \cdot v \cdot \gamma_{f,v} \cdot \mu}{t_{s,w}^{on} \cdot 1} \quad (103)$$

де $l_{ef} = \lambda$ з залежності (95), $1 + \mu = 1.3$ – динамічний коефіцієнт для візка А-15; $\gamma_{f,B} = 1.5$, $\gamma_{f,v} = 1.15$.

Приведене критичне поздовжнє нормальне напруження у стінці балки [4, дод. Ю, п.4.1]:

$$\sigma_{x, cr, ef} = 9.05 \cdot 10^{-5} \cdot \chi \cdot \varepsilon \left(\frac{100 r_{s,w}^{on}}{h_{ef}} \right)^2 \cdot E_{st}, \quad (104)$$

$h_{ef} = h_{s,w1}$ – розрахункова ширина пластинки, що дорівнює відстані між осями поясів, χ – коефіцієнт пружного затиснення стінки, який приймається для зварних елементів відповідно до [4, дод. Ю, табл. 4] в залежності від коефіцієнта γ [4, дод. Ю, п.1]:

$$\gamma = \beta \cdot \frac{b_1}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_1}{t_{s,w}^{on}} \right)^3, \quad (105)$$

де $t_1 = t_{s,n.l}^{on}$, b_1 – відповідно товщина і розрахункова ширина листа, ортогонального до пластини, що перевіряється. У розрахункову ширину цього листа b_1 у двотавровому перерізі слід включати (у кожен сторону від пластини, що перевіряється)



ділянку листа шириною $\xi_1 \cdot t_{s,w}^{on}$, але не більше ширини звису (тут коефіцієнт ξ_1 слід визначати згідно з [4, т.4.26]):

$$b_1 = 2 \cdot \xi_1 \cdot t_{s,w}^{on}, \quad (106)$$

$\beta = 1.5$ – коефіцієнт, який приймається відповідно до [4, дод. Ю, табл.1].

Відповідно до [4, дод. Ю, табл.5] виберемо ε в залежності від коефіцієнтів ξ та μ

$$\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}; \quad (107)$$

$$\mu = \frac{a'}{h_{ef}}. \quad (108)$$

Зведене критичне поперечне нормальне напруження в стінці балки [4, дод. Ю, п.4.2]

$$\sigma_{y, cr, ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \cdot \zeta \cdot \chi \cdot Z \left(\frac{100 t_{s,w}^{on}}{h_{ef}} \right)^2 \cdot E_{st}, \quad (109)$$

де $\zeta = 1.75$ – коефіцієнт згідно з [4, дод. Ю, табл.6] в разі дії зосередженого навантаження і в залежності від

$$\rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}} \quad (110)$$

та μ , що береться з (108).

l_{ef} – умовна довжина розподілу навантаження рівна λ (95); χ – коефіцієнт пружного затиснення стінки, що приймається згідно з [4, дод. Ю, табл.7] при μ та γ (105); Z – коефіцієнт, що береться згідно з [4, дод. Ю, табл.8]. Зведене критичне дотичне напруження в стінці балки [4, дод. Ю, п.4.3]:

$$\tau_{xy, cr, ef} = 0.476 \cdot 10^{-6} \cdot \chi \cdot \left(1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left(\frac{100 t_{s,w}^{on}}{d} \right)^2 \cdot E_{st}, \quad (111)$$

де χ – коефіцієнт пружного затиснення стінки, що приймається згідно з [4, дод. Ю, табл.9] при μ (108) та γ (105); μ_1 –



коефіцієнт, який приймається таким, що дорівнює μ при $a' > h_{ef}$ та $\frac{1}{\mu}$ при $a' < h_{ef}$.

Тоді критичні напруження визначаємо за формулами [4, дод. Ю, табл.3] в залежності від $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$ та $\tau_{xy,cr,ef}$:

$$\sigma_{x,cr} = \left[-215.8 \cdot \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E_{st}} \right)^2 + 1.238 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E_{st}} - 0.1091 \cdot 10^{-3} \right] \cdot E_{st} \cdot m; \quad (112)$$

$$\sigma_{y,cr} = 0.9 \sigma_{y,cr,ef} m; \quad (113)$$

$$\tau_{xy,cr} = 0.9 \tau_{xy,cr,ef} m, \quad (114)$$

m - коефіцієнт умов роботи, що приймається відповідно до [4, табл. 4.12]

Умова, яка характеризує місцеву стійкість стінки, в разі наявності лише вертикальних ребер жорсткості [4, дод. Ю, п.4]

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\omega_1 \cdot \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} \right)^2 + \left(\frac{0.9 \tau_{xy}}{\omega_2 \cdot \tau_{xy,cr}} \right)^2} \leq 1.0, \quad (115)$$

тут ω_1 - коефіцієнт, що приймається згідно з [4, дод. Ю, табл.2,] залежно від ξ (107),

$$\omega_2 = 1 + 0.5 \left(\frac{h_{s,w1}}{200 t_{s,w}^{on}} - 0.5 \right) \quad (116)$$

коефіцієнт, що вводиться при розрахунку автодорожніх та міських мостів при $\frac{h_{s,w1}}{t_{s,w}^{on}} > 100$.

Якщо умова (115) не виконується необхідно зменшити відстань між осями вертикальних ребер жорсткості a' .



3.10. Розрахунок кількості високоміцних болтів у монтажних стиках горизонтальних листів головної балки

Приймаємо болти діаметру d з [4, табл.4.40]. Діаметр отвору під болти d_1 [4, табл.4.40]. Болти зроблено зі сталі 40Х „селект”: R_{bun} - найменший тимчасовий опір болта розриву зі сталі 40Х „селект” (ГОСТ 22356-77) приймається $R_{bun} = 1100$ МПа; [5, табл. Д7]; R_{bh} - розрахунковий опір розтягу високоміцних болтів [5, табл. Д7].

$$R_{bh} = 0.7R_{bun} \approx 770 \text{ МПа};$$

A_{bn} – площа перерізу болта нетто [5, табл. Д8].

Зусилля натягу болта, що контролюється

$$P = N_{hb,n} = R_{bh} A_{bn} m_{bh}, \quad (117)$$

де $m_{bh} = 0.95$ - коефіцієнт умов роботи високоміцних болтів при їх натягу крутним моментом [4, п.4.98].

Розрахункове зусилля, що сприймається кожною поверхнею тертя елементів, що з'єднуються, і стягнутих одним високоміцним болтом [4, п.4.98]:

$$Q_{bh} = \frac{P\mu}{\gamma_{bh}}, \quad (118)$$

де $\mu = 0.58$ - коефіцієнт тертя [4, табл. 4.10] для стягнутих високоміцними болтами поверхонь (при піщаноструминній обробці або обробці поверхні дробом); γ_{bh} - коефіцієнт надійності за [4, табл. 4.35]. Монтажник стик №1 верхнього горизонтального листа головної балки перекрито двосторонніми накладками, рис. 13.

Для стику №1 кількість контактів між листом поясу та накладкою, що потрібно для прикріплення 1см^2 стикової накладки:

$$\mu_b = \frac{R_y}{m Q_{bh} n_s}, \quad (119)$$

де m - коефіцієнт умов роботи згідно [4, табл. 4.12],



n_s - кількість контактів з'єднання. Кількість високоміцних болтів, необхідна для прикріплення кожної половини накладки:

$$n = A_n^{H.K.} \cdot \mu_b \cdot \beta, \quad (120)$$

де $A_n^{H.K.}$ - площа нетто накладки по перерізу, зробленому по ряду болтів, які розташовані впоперек, ближче до центру стику (переріз II-II),

$$\beta = \frac{\sum A_n^{G.L.}}{A_n^{H.K.}} \quad - \quad \text{коефіцієнт стику,}$$

(121)

$A_n^{G.L.}$ - площа нетто горизонтального листа поясу, що стикується по крайньому ряду болтів упоперек (переріз I-I).

В табл. 12 надано алгоритм розрахунку кількості високоміцних болтів у монтажних стиках горизонтальних листів головної балки.

Розрахунок потрібної кількості високоміцних болтів у монтажному стику горизонтальних листів поясів головної балки поблизу від середини її прольоту наведено у табл. 13.

Таблиця 12

Алгоритм визначення кількості високоміцних болтів

1	За формулою (117) визначаємо зусилля натягу болта $P = N_{hb,n}$
2	Визначаємо значення коефіцієнту тертя μ згідно з [4, табл. 4.10]
3	Визначаємо коефіцієнт надійності γ_{bh} згідно з [4, табл. 4.35]
4	За формулою (118) визначаємо Q_{bh}
5	За формулою (119) визначаємо μ_b - кількість контактів між листом поясу та накладкою, що потрібно для прикріплення 1см^2 стикової накладки
6	За формулою (121) визначаємо коефіцієнт стику β
7	Кількість високоміцних болтів, що потрібна для прикріплення кожної половини накладки n , визначається



за формулою (120)

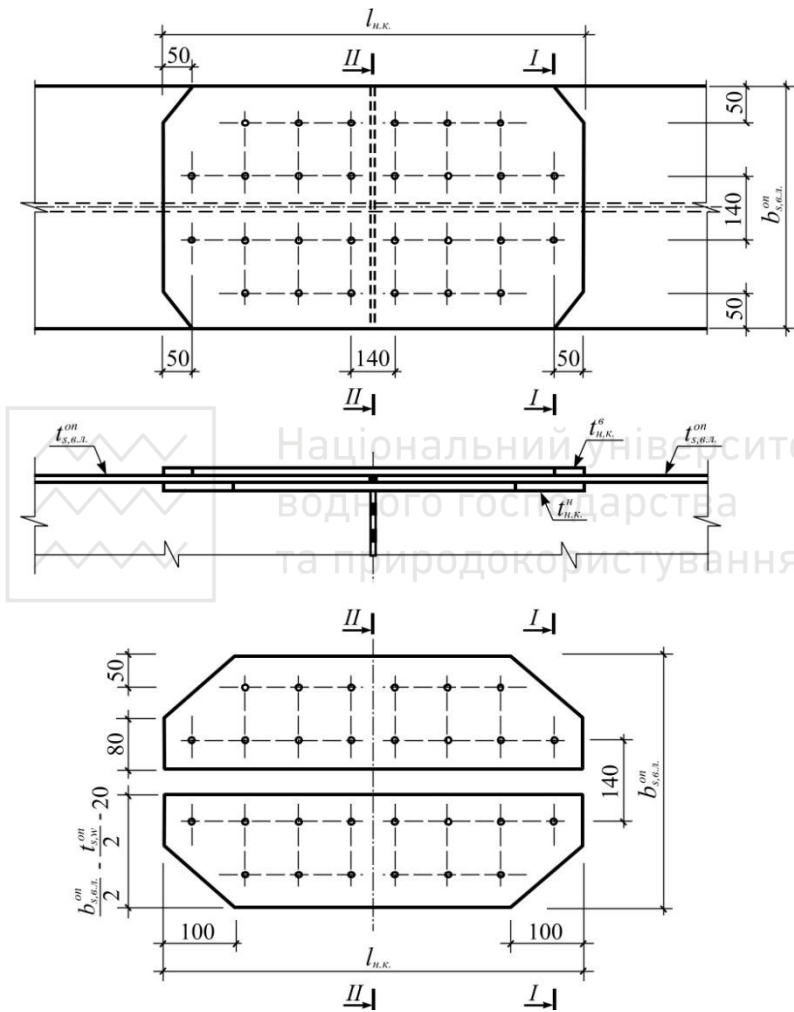


Рис. 13. Монтажні стики горизонтальних листів головної балки

Таблиця 13

№ стіку	Склад балки, мм*мм	перерізу	Площа а А, см ²	Ослаблення		A _n = A - ΔA		$\beta = \frac{\sum A_n^{G.L.}}{A_n^{H.K.}}$	Кількість болтів на половині накладки		
				Кількість отворів	ΔA, см ²		Горизонтальних листів A _n ^{G.L.} , см ²		накладок A _n ^{H.K.} , см ²	Потрібно n = A _n ^{H.K.} · μ _b · β при μ _b з (112)	Встановлено (ціле число)
					одного отвору, см ²	всіх отворів, см ²					
Стік верхнього поясу	Г.Л. b _{s,v.l.} × t _{s,v.l.}		2	d ₁ × t _{s,v.l.}							
	НК b _{s,n.l.} × 12		4	d ₁ × 12							
	2НК $\frac{b_{s,v.l.}}{2} - \overset{\curvearrowright}{\text{с}}_{s,w} + 10 \overset{\curvearrowright}{\times} 16$		4	d ₁ × 16							
						$\sum A_n^{G.L.} =$	$\sum A_n^{H.K.} =$				
Стік нижнього поясу	Г.Л. b _{s,n.l.} × t _{s,n.l.}		2	d ₁ × t _{s,n.l.}							
	НК b _{s,n.l.} × 12		4	d ₁ × 12							
	2НК $\frac{b_{s,n.l.}}{2} - \overset{\curvearrowright}{\text{с}}_{s,w} + 10 \overset{\curvearrowright}{\times} 16$		4	d ₁ × 16							
						$\sum A_n^{G.L.} =$	$\sum A_n^{H.K.} =$				



3.11. Розрахунок високоміцних (фрікційних) болтів у монтажних стиках вертикальних листів головної балки

Розрахуємо найближчий до устоя стик №1, де переріз головної балки такий самий як і на опорі, рис. 14. У запас міцності приймаємо для сталі 390-14 Г2АФД із розрахунковим опором $R_y = 355$ МПа нормальне напруження у верхніх та нижніх волокнах балки $\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = 355$ МПа, тобто нейтральна вісь проходить посередині вертикальної стінки балки.

В табл. 14 наданий алгоритм розрахунку кількості високоміцних болтів діаметру d з [4, табл.4.40] у монтажних стиках вертикальних листів головної балки

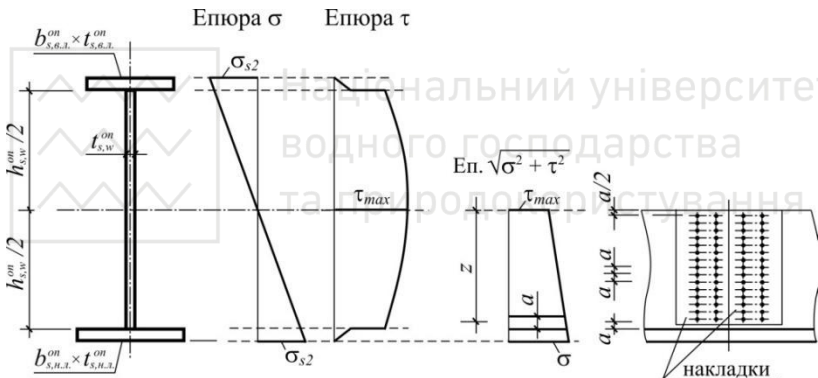


Рис. 14. До розрахунку монтажних стиків вертикального листа головної балки

Таблиця 14

Алгоритм визначення кількості високоміцних болтів

1	Задаючись вертикальним кроком болтів a , за формулою (122) визначаємо зусилля S , що діє на будь-який горизонтальний ряд болтів у половині накладки
2	Потрібна кількість болтів у одному горизонтальному ряді в межах половини накладки n визначається за формулою (123)



Найбільше дотичне напруження τ у запас міцності приймаємо рівним найбільшому дотичному напруженню у перерізі на опорі, τ_{max}^{f-f} (65) або $\tau_{max}^{\delta-\delta}$ (67). Нормальне напруження у нижніх волокнах вертикального листа:

$$\sigma = \frac{\sigma_{s2} \cdot h_{s,w}^{on}}{h_{s,w}^{on} + \frac{t_{s,n.l.}^{on}}{2}}.$$

Вважаємо, що епюра рівнодіючих нормальних та дотичних напруг $\left(en \cdot \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \right)$ майже не відрізняється від трапеції, рис.

14. Тоді зусилля, що діє на будь-який горизонтальний ряд болтів у половині накладки буде:

$$S = a \cdot t_{s,w}^{on} \cdot \left[\tau + \frac{\sigma - \tau}{0.5 \cdot h_{s,w}^{on}} \cdot z \right], \quad (122)$$

де a - прийнятий вертикальний крок болтів; z - відстань від серединної лінії вертикальної стінки балки до ряду болтів, що розглядається; $t_{s,w}^{on}$ - товщина стінки балки; $h_{s,w}^{on}$ - висота стінки балки.

Розрахункову зусилля, яке може бути сприйнято одним болтом при двох дотиках (накладки двосторонні):

$$S_1 = 2Q_{bh}.$$

Тоді потрібна кількість високоміцних болтів діаметром d у одному горизонтальному ряді в межах половини накладки буде:

$$n = \frac{S}{m \cdot Q_{bh} \cdot n_s}, \quad (123)$$

де $m = 1$ і $n_s = 2$.

Розрахунок наведено у табл. 15., причому кількість горизонтальних рядів болтів може прийматися студентом самостійно.

Таблиця 15

Номер горизонтального ряду болтів	a см	z , см	$\frac{\tau - \tau}{0.5 \cdot h_{s,w}^{on}}$ МПа	$\tau + \frac{\tau - \tau}{0.5 \cdot h_{s,w}^{on}}$ МПа	$a \cdot t_{s,w}^{on}$ см ²	$S = a \cdot t_{s,w}^{on} \cdot \left[\tau + \frac{\tau - \tau}{0.5 \cdot h_{s,w}^{on}} \right]$, кН	Кількість болтів у горизонтальному ряду половини накладки	
							потрібно $n = \frac{S}{m \cdot Q_{bh} \cdot n_s}$	встановлено
1		$\left(\frac{h_{s,w}^{on}}{2} - 5 \right) - a/2$						
2		$13a + a/2$						
3		$12a + a/2$						
4		$11a + a/2$						
5		$10a + a/2$						
6		$9a + a/2$						
7		$8a + a/2$						
8		$7a + a/2$						
9		$6a + a/2$						
10		$5a + a/2$						
11		$4a + a/2$						
12		$3a + a/2$						
13		$2a + a/2$						
14		$a + a/2$						
15		$a/2$						



ЛІТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции. Общий курс : учебник для вузов / Беленя Е. И. и др. М. : Стройиздат, 1986. 560 с.
2. ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ, 2009. 48 с.
3. ДБН В.1.2-15:2009. Мости та труби навантаження і впливи, 2009. 83с.
4. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. 367 с.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, 2014. 199 с.
6. Розрахунки і проектування мостів: том.1 : навч. посібник / Загора О., Каплинський Д., Корнієв М., Корецький А., Лантух-Лященко А., Медведєв К., Снитко В., Тодірка В. К.: НТУ. 2007. 337 с.
7. Мосты и сооружения на дорогах : учеб. для вузов: часть 1 / Саламахин П. М., Воля О. В., Лукин Н. П. и др. М. : Транспорт, 1991. 344 с.
8. Мосты и сооружения на дорогах: учеб. для вузов: часть 2 / Саламахин П. М., Воля О. В., Лукин Н. П. и др. М.: Транспорт, 1991. 448 с.



Коефіцієнти ξ , η та α_0 .

ξ	η	α_0	ξ	η	α_0
0.01	0.995	0.010	0.36	0.820	0.295
0.02	0.990	0.020	0.37	0.815	0.301
0.03	0.985	0.030	0.38	0.810	0.309
0.04	0.980	0.039	0.39	0.805	0.314
0.05	0.975	0.048	0.40	0.800	0.320
0.06	0.970	0.058	0.41	0.795	0.326
0.07	0.965	0.067	0.42	0.790	0.332
0.08	0.960	0.077	0.43	0.785	0.337
0.09	0.955	0.085	0.44	0.780	0.343
0.10	0.950	0.095	0.45	0.775	0.349
0.11	0.945	0.104	0.46	0.770	0.354
0.12	0.940	0.113	0.47	0.765	0.359
0.13	0.935	0.121	0.48	0.760	0.365
0.14	0.930	0.130	0.49	0.755	0.370
0.15	0.925	0.139	0.50	0.750	0.375
0.16	0.920	0.147	0.51	0.745	0.380
0.17	0.915	0.155	0.52	0.740	0.385
0.18	0.910	0.164	0.53	0.735	0.390
0.19	0.905	0.172	0.54	0.730	0.394
0.20	0.900	0.180	0.55	0.725	0.399
0.21	0.895	0.188	0.56	0.720	0.403
0.22	0.890	0.196	0.57	0.715	0.408
0.23	0.885	0.203	0.58	0.710	0.412
0.24	0.880	0.211	0.59	0.705	0.416
0.25	0.875	0.219	0.60	0.700	0.420
0.26	0.870	0.226	0.61	0.695	0.424
0.27	0.865	0.236	0.62	0.690	0.428
0.28	0.860	0.241	0.63	0.685	0.432
0.29	0.855	0.248	0.64	0.680	0.435
0.30	0.850	0.255	0.65	0.675	0.439
0.31	0.845	0.262	0.66	0.670	0.442
0.32	0.840	0.269	0.67	0.665	0.446
0.33	0.835	0.275	0.68	0.660	0.449
0.34	0.830	0.282	0.69	0.655	0.452
0.35	0.825	0.289	0.70	0.650	0.455