

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування

Навчально-науковий інститут будівництва та архітектури

Кафедра мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної
механіки

03-05-140М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту на тему
«Розрахунок нерозрізної монолітної прогонової будови
автодорожнього мосту з попередньо-напруженою арматурою»
з навчальної дисципліни
«Проектування мостів з курсовим проектом»
для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
за освітньо-професійною програмою
«Будівництво та цивільна інженерія»
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
всіх форм навчання

Рекомендовано науково-
методичною радою з якості
ННІБА
Протокол № 4 від 21.01.2025 р.

Рівне – 2025

Методичні вказівки до виконання курсового проекту на тему «Розрахунок нерозрізної монолітної прогонової будови автодорожнього мосту з попередньо-напруженою арматурою» з навчальної дисципліни «Проектування мостів з курсовим проектом» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Будівництво та цивільна інженерія», спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання. [Електронне видання] / Подворний А. В., Трач Р. В. – Рівне : НУВГП, 2025 – 46 с.

Укладачі: Подворний А. В., д.т.н., професор, Трач Р. В., д.т.н., професор.

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

Керівник (гарант) ОП

Караван В. В., к.т.н., доцент

Попередня версія методичних вказівок: 03-05-43

ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
1. ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	4
2. ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ НА ГОЛОВНУ БАЛКУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	8
3. ВИЗНАЧЕННЯ ЗУСИЛЬ В ПЕРЕРІЗАХ БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ	13
4. РОЗРАХУНОК ПЕРЕРІЗІВ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ I ТА II ГРУПИ	20
ЛІТЕРАТУРА.....	44
ДОДАТКИ.....	45

© А. В. Подворний,
Р. В. Трач, 2025
© НУВГП, 2025

ВСТУП

Залізобетонні прогонові будови нині є найбільш поширеним сучасним типом мостових конструкцій, що мають широке розповсюдження в Україні та в усьому світі. Він дозволяє споруджувати надійні та довговічні мости для різних кліматичних умов.

Особливістю залізобетонних споруд є те, що в них з часом розвиваються тривалі деформації усадки та повзучості бетону, а також з'являються деформації від зміни температури або вологості навколишнього середовища, що викликають додаткові напруження. Цей вплив необхідно враховувати при визначенні переміщень конструкції від постійних навантажень та впливів.

Методичні вказівки розроблено відповідно силабусу предмету «Проектування мостів з курсовим проектом».

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 були використані матеріали представлені в [7].

1. ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Необхідно запроектувати балкову прогонову будову (міста, шляхопровода, естакади або віадук) 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, приведених 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 пояснючої записки одразу після завдання кафедри.

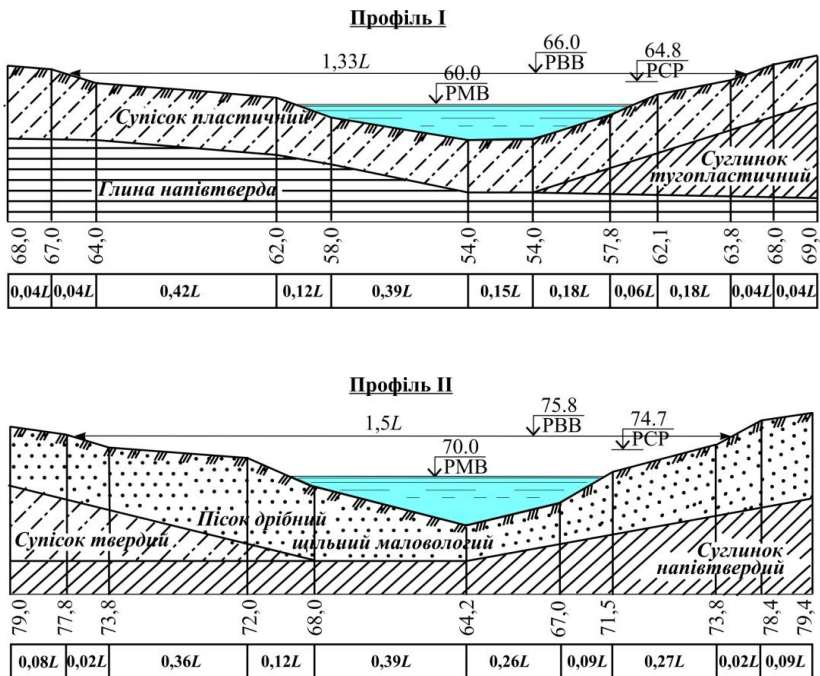
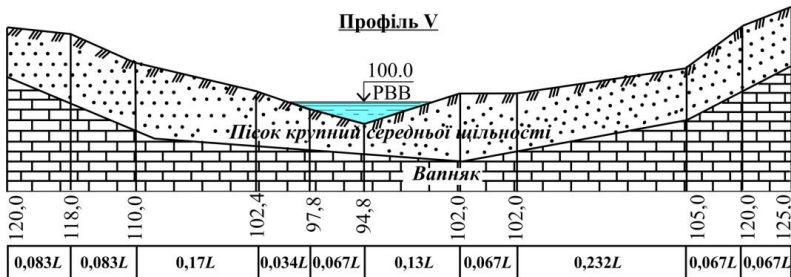
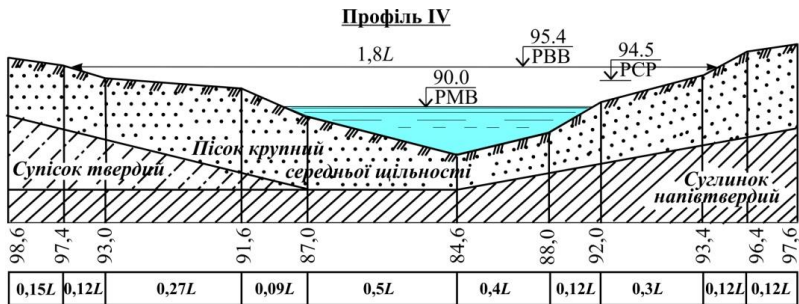
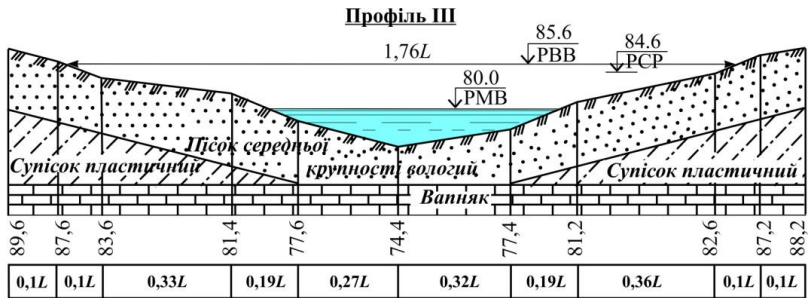


Рис.1. Профілі переходу сталевго моста



Продовження рис.1. Профілі переходу сталевго моста

Таблиця 1.

Шифр	Тип профілю	Характеристика перешкоди		Тип дороги, на якій проектується міст і його габарит, тротуари, м
		для мостів	для шляхопроводів	
		клас річки за судноплаством	число смуг руху або шляхів	
		$L, м$	ширина вулиці	
1	2	3	4	5
1	I	$\frac{V}{240}$	$\frac{4}{24 + 2 \times 3.0}$	II техн. кат., $(\Gamma=11.5)+2 \times 1.5$
2	II	$\frac{VI}{180}$	$\frac{6}{16.5 + C + 16.5}$	III техн. кат., $(\Gamma=10.0)+2 \times 1.0$
3	III	$\frac{VII}{140}$	$\frac{8}{35 + 2 \times 4.5}$	IV техн. кат., $(\Gamma=8.0)+2 \times 1.0$
4	IV	$\frac{VI}{200}$	$\frac{4}{24 + 2 \times 4.5}$	V техн. кат., $(\Gamma=4.5)+2 \times 1.5$
5	V	$\frac{VI}{171}$	$\frac{4}{16.5 + C + 16.5}$	III техн. кат., $(\Gamma=10.0)+2 \times 1.0$
6	Через дорогу I технічної категорії	$\frac{VII}{128}$	$\frac{6}{30.5 + 2 \times 4.5}$	Магістральна вулиця безперервного руху $\Gamma=(16+C*+16)+2 \times 3.0$
7	Через залізничні колії на станції	$\frac{VIII}{151}$	$\frac{8}{35 + 2 \times 4.5}$	Дорога вантажного руху $\Gamma=$ $=(8.25+C+8.25)+2 \times 1.5$
8	Через міську вулицю	$\frac{VI}{190}$	$\frac{6}{12.25 + 8 + 12.25}$	II техн. кат., $\Gamma=11.5+2 \times 1.5$
9	I	$\frac{V}{200}$	$\frac{4}{20 + 2 \times 3.0}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$
0	II	$\frac{VI}{151}$	$\frac{6}{12.0 + 5 + 12.0}$	IV техн. кат., $\Gamma=8.0+2 \times 1.0$
	а	б	в	г

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

Вихідні дані:

Міст на дорозі ... технічної категорії

Довжина моста $L = \dots$

Довжини прольотів кратні 3м.

Розраховується нерозрізна залізобетонна монолітна прогонова будова із попередньо напруженою арматурою автодорожнього шляхопроводу на дорозі II технічної категорії через річку.

Встановлення габаритних розмірів мостової споруди (ширину проїжджої частини, тротуарів та смуг безпеки), найменшої ширини моста та прогонової будови. Для цього залежно від категорії дороги за [3, дод. В, табл. 1; п.1.31; 2.15] визначають ширину проїжджої частини $n \times b$, смуги безпеки $ПБ$ та тротуарів T . Габарит моста при двох смугах руху

$$G = ПБ + n \times b + ПБ .$$

Прогонова будова являє собою нерозрізну систему. Виконана у вигляді монолітної балки тему суцільного перерізу з попередньо напруженою арматурою, балка має постійну висоту 1,2м. Бегон прогонової будови – класу В35. Робоча арматура балок прогонової будови виконана з пучків (кожен складається з 19 семидротових пасм (133 дроти). Діаметр дротів $d = 5$ мм. Пучки проходять в закритих каналах $d = 10$ см. Напруження пучків проводиться на бетон після набору ним міцності не менше від міцності, що відповідає класу бетону за міцністю В27,5 (п.3.31 [3]). Ненапружена арматура – класу А400С. Проміжні опори – стійкові, виконані з двох залізобетонних стовпів діаметром 0,8м.

Спорудження мосту проводиться засобом бетонування на суцільному риштуванні Бетонування проводиться одразу на всю довжину мосту. Постійне навантаження на прогонову будову складається із власної ваги монолітної прогонової будови та дорожнього одягу. Вважаємо що постійне навантаження рівномірно розподілено по всій ширині мосту.

2. ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ НА ГОЛОВНУ БАЛКУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Постійні навантаження з повної ширини прогонової будови на 1м її довжини визначаються вагою конструктивних елементів. Як правило, постійні навантаження розділяють на дві частини для можливості урахування послідовності дії постійного навантаження на конструкцію на різних стадіях спорудження. До першої частини відносять власну вагу прогонової будови, до другої – вагу дорожнього одягу, гідроізоляції, захисною шару, тротуарів, перильного огородження, бар'єра безпеки та стовпів освітлення.

Конструкція дорожнього одягу проїзної частини складається з 2-шарового асфальтобетону товщиною 12см, на тротуарах – 4см, обмазочної гідроізоляції – 0,5см.

Поперечний ухил $i = 0,02$ проїзної частини досягається створенням ухилів при виготовленні балки.

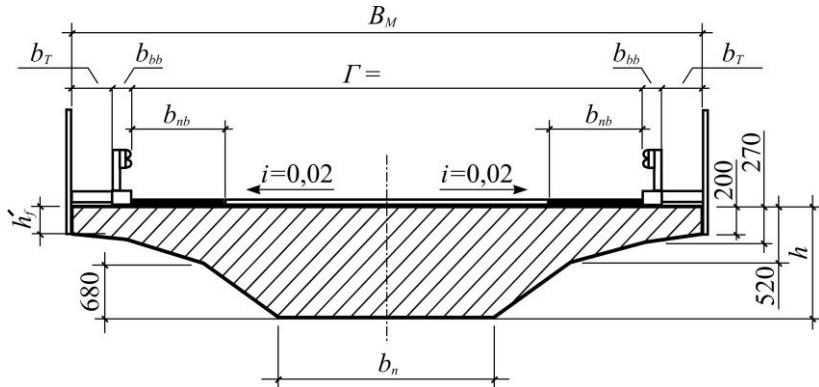


Рис. 2. Поперечний переріз прогонової будови

Для подальших розрахунків приводимо поперечний переріз прогонової будови до таврового (рис.3).

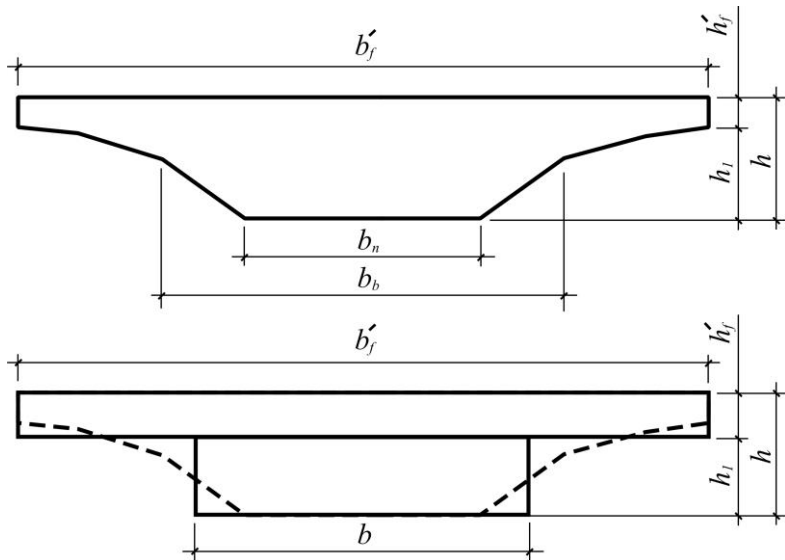


Рис. 3. Геометричні розміри фактичного та приведеного перерізу прогонової будови

Поперечний переріз приводимо за умови рівності площ перерізу реальної балки та приведеного перерізу. В нашому випадку $S = 10,81\text{м}^2$ – площа реального перерізу, $S_b = 10,81\text{м}^2$ – площа приведеного перерізу.

Ширина ребра: $b = 1/2 * (b'_f) = 6,77\text{м}$.

Ширина плити: $b'_f = \Gamma + 2 * \Gamma + 2b_{bb} = 13,80\text{м}$.

Товщина плити: $h'_f = 0,39\text{м}$.

Висота ребра: $h_1 = 0,81\text{м}$.

Загальна висота перерізу: $h = 1,20\text{м}$.

Розрахунок постійного навантаження виконуємо в табличній формі (табл.1), при цьому прийнято, що коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,0$.

Постійне навантаження на 1 м.п. балки:

- нормативне g_n ;
- розрахункове g .

Таблиця 2.

Постійне навантаження на 1 м.п. довжини прогонової будови
для $\Gamma=11,5\text{м}$, та тротуарів шириною $0,75\text{м}$

Навантаження	Навантаження, кН/м		Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f
	Нормативне	Розрахункове	
А/б покриття проїзної частини та тротуарів: $t=12\text{см}$, $t=7\text{см}$, $\gamma=23\text{кН/м}^3$ $23 \cdot (0,12 \times 11,5 + 0,07 \times 0,75 \times 2)$			1,5
Гідроізоляція: $t=5\text{см}$, $\gamma=15\text{кН/м}^3$ ($15 \times 0,005 \times 13,8$)			1,3
Перильне огороження тротуарів: $p_n=2,5\text{кН/м}$ ($2,5 \times 2$)			1,1
Бар'єрне огороження проїзної частини: $p_b=1,2\text{кН/м}$ ($2,0 \times 1,2$)			1,1
Разом друга частина постійного навантаження			-
Власна вага головної балки (перша частина постійного $g_{вл}$ навантаження): $\gamma=25\text{кН/м}^3$, $S=10,81\text{м}$ ($2,5 \times 10,81$)			1,1
Разом			

Збір тимчасових навантажень

Плита проїзної частини розраховується на тимчасові навантаження А-15 та НК-100.

Тиск від одного колеса для навантаження А-15 – $P_{15}/2 = 75$ кН, для навантаження НК100 – $P_K/2 = 125$ кН. Половина рівномірно розподіленого навантаження від А-15 – $v/2 = 7,5$ кН/м.

Зусилля $P/2$ від колеса, що діє на поверхню покриття по прямокутному майданчику з умовними розмірами $a_2 \times b_2$ (для тандему навантаження АК: $a_2 = 0,2$ м, $b_2 = 0,6$ м, для навантаження НК: $a_2 = 0,2$ м, $b_2 = 0,8$ м, (рис.3, 4), розподіляється покриттям і іншими шарами, розташованими на плиті проїзної частини, приблизно під кутом 45° . Тоді на рівні поверхні залізобетонної плити воно буде діяти вже на ділянку із сторонами

$$a_1 = a_2 + 2 \cdot H, \quad b_1 = b_2 + 2 \cdot H,$$

де H – відстань від поверхні полотна дороги до з/б плити.

Для НК-100 (рис.3) ширина колеса навантаження $b_0 = 0,8$ м, розподіл тиску в товщині проїзної частини $h_{nc} = 0,125$ м проходить під кутом 45°

$$b_1 = b_0 + 2 \cdot h_{nc}.$$

Вздовж руху ширина площадки розподілення $a_0 = 0,2$ м:

$$a = a_0 + 2 \cdot h_{nc} + \frac{l_p}{3}.$$

Розглянемо два альтернативні випадки розміщення навантаження АК на проїзній частині:

– перший (експлуатаційний) передбачає найбільш невідгідне розміщення встановленої кількості смуг навантаження АК по ширині проїзної частини за виключенням смуг безпеки при завантажених тротуарах. При цьому відстань від краю смуги безпеки до осі найближчої смуги навантаження повинно бути не менше 1,5 м. Для мостів з розділовою смугою шириною 3 м і більше в рівні проїзної частини слід перевірити

можливість використання у перспективі розділової смуги як додаткової смуги руху. Для мостів з розділовою смугою, яку відокремлено бордюрами, правила встановлення навантажень для проїзної частини кожного напрямку залишаються такими, як вказано вище;

– другий (ремонтний) передбачає, що при не завантажених тротуарах тільки дві смуги навантаження розміщують у найбільш невідгідне положення по всій ширині їздового полотна, включно зі смугою безпеки (на мостах з однією смугою руху – тільки однією смугою навантаження). При цьому осі крайніх смуг навантаження АК має бути встановлено не ближче 1,5м від грані проїзної частини (лінії, що розділяє проїзну частину і смугу безпеки) – в першому випадку, і від межі їздового полотна – в другому.

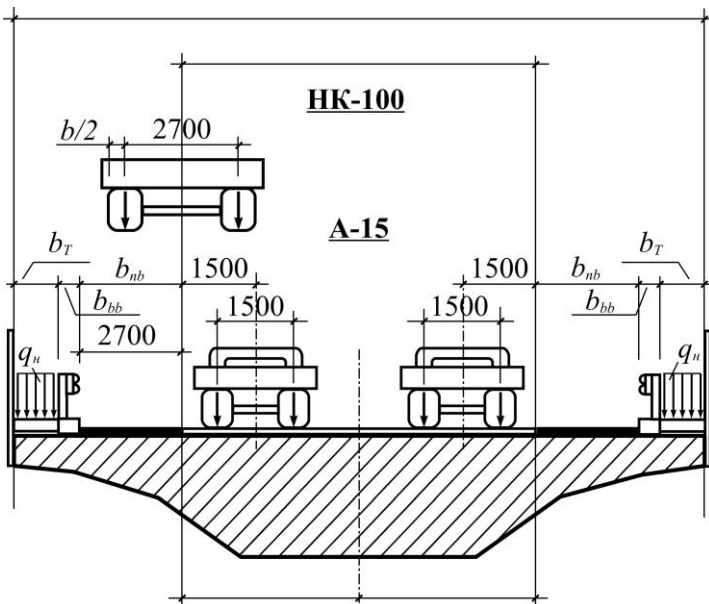


Рис. 4. Перший випадок завантаження для А-15 або НК-100

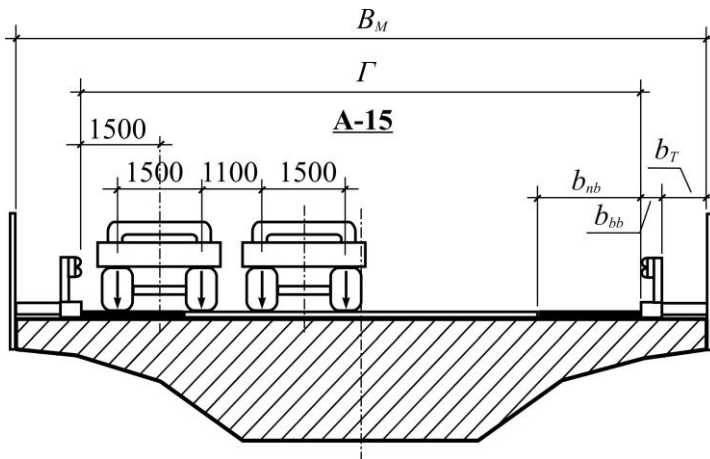


Рис. 5. Другий випадок завантаження для А-15

Нормативне тимчасове навантаження на тротуари від дії натовпу слід приймати (п.2.27 [3]) у вигляді вертикального рівномірно розподіленого навантаження:

- а) на пішохідні мости та тротуари міських мостів – 3,92 кПа (400 кгс/м²);
- б) на тротуари мостів (при розрахунках з урахуванням інших чинних навантажень) – 1,96 кПа (200 кгс/м²).

3. ВИЗНАЧЕННЯ ЗУСИЛЬ В ПЕРЕРІЗАХ БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Визначимо величину згинного моменту на опорі для перерізу №6 (рис. 5).

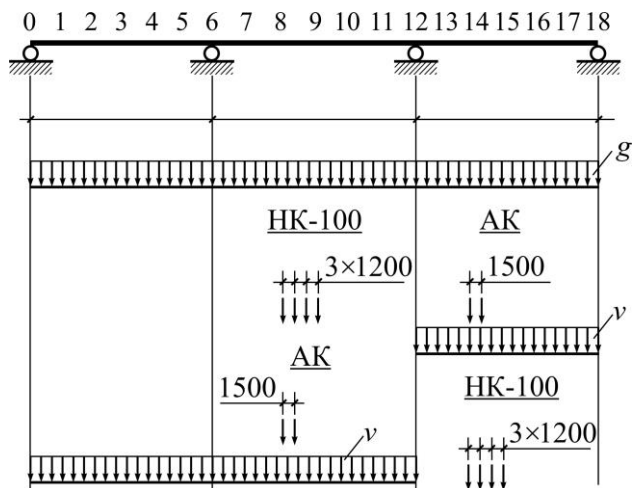


Рис. 6. До визначення згинаючого моменту на опорі

Визначимо величину згинаючого моменту в прольоті для перерізу №9 (рис. 7).

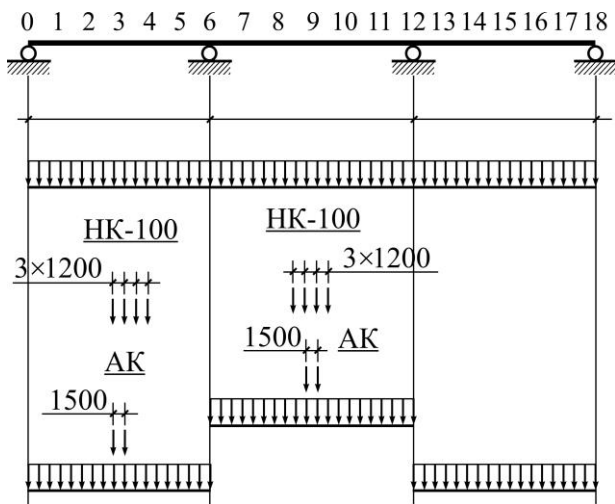


Рис. 7. До визначення згинаючого моменту в прольоті

Визначимо величину поперечної сили на опорі справа для перерізу №6 (рис. 8).

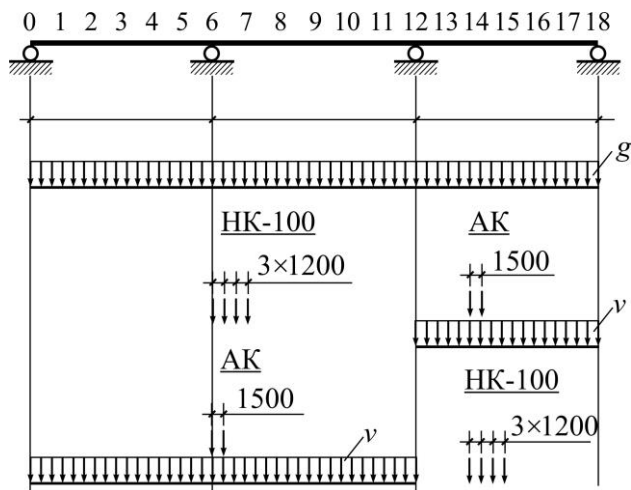


Рис. 8. До визначення поперечної сили на опорі

Результати зводимо в таблиці.

Таблиця 3.

Зусилля від постійних навантажень

Зусилля	Зусилля від власної ваги прогонової будови		Зусилля від другої частини постійного навантаження	
	Нормативне	Розрахункове	Нормативне	Розрахункове
M_6 , кНм				
M_9 , кНм				
Q_6 , кН				

Від тандему А-15

Таблиця 4.

Зусилля від тандему А-15 (перший випадок навантаження)

Зусилля	Нормативне	Динамічний коефіцієнт ($1+\mu$)	Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{f, P}$	Розрахункове
$M_{6,max}$, кНм		1,3	1,5	
$M_{6,min}$, кНм		1,3	1,5	
$M_{9,max}$, кНм		1,3	1,5	
$M_{9,min}$, кНм		1,3	1,5	

Таблиця 4а.

Зусилля від тандему А-15 (другий випадок навантаження)

Зусилля	Нормативне	Динамічний коефіцієнт ($1+\mu$)	Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{f, P}$	Розрахункове
$M_{6,max}$, кНм		1,3	1,5	
$M_{6,min}$, кНм		1,3	1,5	
$M_{9,max}$, кНм		1,3	1,5	
$M_{9,min}$, кНм		1,3	1,5	

Зусилля від смугового навантаження А-15

Таблиця 5.

Зусилля від смугового навантаження А-15 (перший випадок навантаження)

Зусилля	Нормативне смугове	Розрахункове смугове (коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{f,v} = 1,15$)	Нормативне від наовпу	Розрахункове від наовпу (коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{f,H} = 1,2$)
$M_{6,max}$, кНм				
$M_{6,min}$, кНм				
$M_{9,max}$, кНм				
$M_{9,min}$, кНм				

Таблиця 5а.

Зусилля від смугового навантаження А-15 (другий випадок навантаження)

Зусилля	Нормативне смугове	Розрахункове смугове (коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{f,v} = 1,15$)	Нормативне від наовпу	Розрахункове від наовпу (коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{f,H} = 1,2$)
$M_{6,max}$, кНм				
$M_{6,min}$, кНм				
$M_{9,max}$, кНм				
$M_{9,min}$, кНм				

Зусилля від навантаження НК-100

Таблиця 6.

Зусилля	Тиск на вісь P , кН	Нормативне зусилля	Розрахункове зусилля, $\gamma_f, НК$
$M_{6,max}$, кНм			
$M_{6,min}$, кНм			
$M_{9,max}$, кНм			
$M_{9,min}$, кНм			

Таблиця 7.

Поперечне зусилля на опорі

Тип наванта- ження		γ_f, P	Динамічний коефіцієнт ($1+\mu$)	Нормативне зусилля, кН	Розрахункове зусилля, кН
Тандем	Q_6	1,5			
Смугове	Q_6	1,15			
Натовп	Q_6	1,2			
НК-100	Q_6	1,0			

На основі отриманого сформуємо зведені таблиці навантажень.

Таблиця 8.

Зусилля в перерізах балки від нормативних навантажень

Зусилля	Від тандему А-15	Від смугового навантаження	Від наговпу	Сумарне від тандему, смугового та наговпу, $S_{тмч}$	Від НК-100, $S_{НК-100}$	Від постійного навантаження, $S_{пост}$	Сумарне $S_{пост} + S_{тмч}$
$M_{6,max}$, кНм							
$M_{6,min}$, кНм							
$M_{9,max}$, кНм							
$M_{9,min}$, кНм							
Q_6 , кН							

Таблиця 9.

Зусилля в перерізах балки від розрахункових навантажень

Зусилля	Від тандему А-15	Від смугового навантаження	Від наговпу	Сумарне від тандему, смугового та наговпу, $S_{тмч}$	Від НК-100, $S_{НК-100}$	Від постійного навантаження, $S_{пост}$	Сумарне $S_{пост} + S_{тмч}$
$M_{6,max}$, кНм							
$M_{6,min}$, кНм							
$M_{9,max}$, кНм							
$M_{9,min}$, кНм							
Q_6 , кН							

4. РОЗРАХУНОК ПЕРЕРІЗІВ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ І ТА ІІ ГРУПИ

Прогонова будова виготовляється з бетону класу В35 з такими характеристиками:

– для розрахунків за І групою граничних станів:

$$R_b = 17,5\text{МПа}; R_{bt} = 1,15\text{МПа}; [3, \text{табл. 3.6}];$$

– для розрахунків за ІІ групою граничних станів:

$$R_{b,ser} = 25,5\text{МПа}; R_{bt,ser} = 1,95\text{МПа}; [3, \text{табл. 3.6}];$$

– сколювання при згині: $R_{b,sh} = 3,25\text{МПа}; [3, \text{табл. 3.6}];$

– стиснення осьове при розрахунках на поздовжнє тріщиноутворення: $R_{b,ms1} = 19,6\text{МПа}; R_{b,ms2} = 16,7\text{МПа}; [3, \text{табл. 3.6}];$

– проектна кубикова міцність (відповідає класу бетону)

$$R = 35\text{МПа};$$

– модуль пружності $E = 34,5 \cdot 10^3 \text{МПа} \cdot 0,9 = 3,104 \cdot 10^4 \text{МПа}.$

Значення модуля пружності зменшується на 10%, оскільки прогонова будова працює в умовах циклічних процесів заморожування та розтавання п.3.32 [3].

Робоча попередньо напружена арматура використовується у вигляді канатів з 19 семидротових пасом К-7. Діаметр пасма К-7 – 15мм. Канати мають відповідати ГОСТ 13840-68 «Канаты стальные арматурные 1×7». Розрахункові та нормативні опори:

$$R_p = 1025\text{МПа}, R_{pn} = 1395\text{МПа} [3, \text{табл. 3.14}]; R_{ps} = 500\text{МПа}$$

[3, п.3.38]; модуль пружності пучків: арматурних канатів К-7 п.3.47, табл.3.17 [3] $E_p = 1,67 \cdot 10^5 \text{МПа}.$

Відношення модуля пружності арматури до модуля пружності бетону:

$$n_1 = \frac{E_p}{E_b} = \frac{1,67 \cdot 10^5 \text{МПа}}{3,104 \cdot 10^4 \text{МПа}} = 5,378.$$

Переріз посередині другого прогону, розрахунок на міцність

Найбільший розрахунковий згинальний момент від постійних та тимчасових навантажень $M_{9,max} = \dots$ кНм.

Мінімальне значення $M_{9,min} = \dots$ кНм також додатне, тобто переріз може бути заармовано арматурою тільки в розтягнутій зоні. Розрахунок виконується для приведеного перерізу (рис. 9). Ширина ребра $b = 6,70$ м.

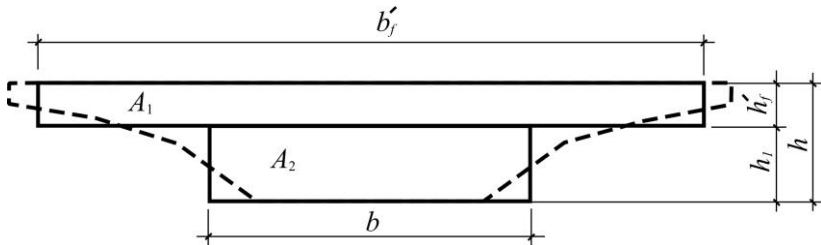


Рис. 9. Площа приведенного перерізу

Ширину стиснутої полиці приймаємо у відповідності до вимог п.3.58 [3], згідно з якими ширина стиснутої полиці може бути не більше шести товщин $h'_f = 0,39$ м в кожную сторону, тобто ширина стиснутої плити становить

$$b'_f = 12 \cdot h'_f + b = \quad \text{м.}$$

Товщина плити $h'_f = 0,39$ м.

Висота ребра $h_1 = 0,81$ м.

Загальна висота перерізу $h = 1,20$ м.

Приймаємо робочу висоту перерізу $h_0 = 0,8 \cdot h$.

Робимо припущення про те, що стиснена зона знаходиться в межах плити. Приймаємо, що висота стиснутої зони дорівнює $h'_f = 0,39$ м, тоді орієнтовну кількість арматури в розтягнутій зоні перерізу отримуємо з виразу:

$$A_{p,mp} = 1,1 \frac{M}{R_p \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)}, \quad \text{де } M = M_{9,max}.$$

Площа одного канату (133 високоміцні дроти $\varnothing 5\text{мм}$) становить

$$A_{p1} = 133 \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Необхідна кількість пучків

$$n = \frac{A_{p,mp}}{A_{p1}} \text{ шт.}$$

Так як в опорному перерізі згинальний момент більший практично в два рази приймаємо 21 пучок з площею

$$A_p = A_{p1} \cdot 21 \text{ м}^2.$$

Захисний шар бетону до осі каналу $a_p = 0,3\text{м}$, тоді робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a_p \text{ м.}$$

Знаходимо геометричні характеристики перерізу.

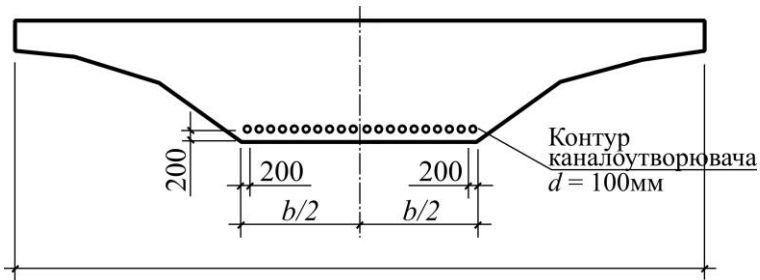


Рис. 10. Розташування попередньо-напруженої арматури в середині прогону

Знайдемо загальну площу отворів каналів (діаметр каналу дорівнює $0,1\text{м}$)

$$A_{oms} = 21 \cdot \pi d^2 / 4 \text{ м}^2.$$

Площа перерізу, послаблена отворами, буде ($\sum A = 10,81\text{м}^2$ – площа приведеного перерізу)

$$A_b = \sum A - A_{oms} \text{ м}^2.$$

Статичний момент відносно осі, що проходить по верхній грані перерізу

$$S_b = b'_f \cdot h'_f \cdot \frac{h'_f}{2} + b \cdot h_1 \cdot \left(h - \frac{h_1}{2} \right) - A_{омв} \cdot h_0, \text{ м}^3.$$

Положення центру ваги перерізу відносно його верхньої та нижньої граней відповідно

$$y_{b.в.} = \frac{S_b}{A_b}, \quad y_{b.н.} = h - y_{b.в.}.$$

Момент інерції відносно осі, що проходить через центр ваги:

$$I_b = \frac{b'_f \cdot h'_f{}^3}{12} + b'_f \cdot h'_f \cdot \left(y_{b.в.} - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot h_1^3}{12} + b \cdot h_1 \cdot \left(y_{b.н.} - \frac{h_1}{2} \right)^2.$$

Визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу.

Відношення модуля пружності арматури до модуля пружності бетону

$$n = \frac{E_p}{E_b} = \frac{1,67 \cdot 10^5 \text{ МПа}}{3,104 \cdot 10^4 \text{ МПа}} = 5,378.$$

Площа поперечного перерізу

$$A_{red} = A_b + n \cdot A_p.$$

Статичний момент відносно осі, що проходить по верхній грані перерізу

$$S_{red} = S_b + n \cdot A_p \cdot h_0.$$

Положення центру ваги приведенного перерізу відносно його верхньої та нижньої граней відповідно:

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}}, \quad y_{red.н.} = h - y_{red.в.}.$$

Зміщення центру ваги приведенного перерізу відносно бетонного перерізу буде

$$a = y_{red.в.} - y_{b.в.}.$$

Момент інерції відносно осі, що проходить через центр ваги приведенного перерізу, визначаємо, нехтуючи власним моментом інерції арматури в зв'язку з її мізерністю

$$I_{red} = I_b + A_b \cdot a^2 + n \cdot A_p \cdot (y_{red,n} - a_p)^2 .$$

Визначаємо втрати сил попереднього напруження.

Приймаємо початкові контрольовані напруження при натягуванні пучків у відповідності п.3.10 [3] такими, що дорівнюють $\sigma_{p,max} = R_p = 1025$ МПа.

Вважаємо, що напруження арматури буде проводитись після досягнення бетоном не менше 80% своєї проектної міцності, тобто міцність бетону на момент напруження арматури (передаточна міцність) буде

$$R_{bp} = 0,8 \cdot R_b = 0,8 \cdot 17,5 = 14 \text{ МПа.}$$

Втрати сил попередньою напруження визначиться у відповідності до п.3.14 [3]. Для конструкцій з напруженням арматури на бетон на стадії обтиснення проявляються перші втрати:

– від релаксації напружень в арматурі (в розмірі 50%), додаток Т [3]

$$0,5 \cdot \sigma_1 = 0,5 \cdot \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{p,max}}{R_{pn}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{p,max} \text{ МПа;}$$

– втрати попереднього напруження, що викликані деформацією анкерів та зминанням бетону під анкерами

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} \cdot E_p ,$$

де Δl_1 – обтиснення шайб під анкерами і зминання бетону під шайбами, що дорівнює 0,5мм на кожен контакт між шайбами, але не менше 2мм на кожен анкер, за який виконується натягнення; Δl_2 – деформація арматурного елемента відносно анкера, що допускається для конусних анкерів пучків з арматурних канатів класу К-7 – 8мм на анкер; l – довжина арматурного елемента, що натягується – 79,0м (Повна довжина прогону 75,0м. Зваживши на те, що арматурні елементи

пропускаються наскрізь і переводяться з нижньої зони у верхню і назад, збільшуємо довжину арматури на 5%. Для детального розрахунку слід прийняти реальну довжину елемента)

$$\sigma_3 = \frac{2 \cdot 0,002 + 2 \cdot 0,008}{79,00} \cdot 1,67 \cdot 10^5 = 42,28 \text{ МПа.}$$

Втрати сил попереднього напруження в результаті тертя арматури об стінки каналів

$$\sigma_4 = \sigma_{p, \max} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\omega \cdot x + \delta \cdot \theta}} \right),$$

де $\omega = 0,003$; $\delta = 0,35$ – коефіцієнти, що задають від поверхні каналу і визначаються за додатком Г табл.2 п. «Металеві канали» [3]; $x = \frac{l}{2} = \frac{79,00}{2} = 39,5 \text{ м}$ – довжина ділянки від

натяжного пристрою до розрахункового перерізу,

$\theta = \frac{4^0 \cdot \pi}{180^0} \cdot 5 = 0,349 \text{ рад}$ – сумарний кут повороту (Для перерізу

в середині другого прогону складається з 2 кутів повороту в середині першого прогону, 2 кутів повороту на опорі та 1 кути в другому прогоні. Значення кута повороту коливається від 3^0 до 6^0 , середній кут становить 4^0). Напруження пучків проводиться з двох сторін тому беремо половину від сумарного кута

$$\sigma_4 = 1025 \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{0,003 \cdot 39,5 + 0,35 \cdot 0,349}} \right) = 219,25 \text{ МПа.}$$

Таким чином, перші втрати для перерізу в середині другого прогону будуть

$$\sigma_{II} = 0,5 \cdot \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_4 = 31,6 + 42,28 + 219,25 = 293,13 \text{ МПа.}$$

Напруження в пучках на стадії виготовлення без перших втрат визначаються за формулою

$$\sigma_{p,1} = \sigma_{p, \max} - \sigma_{II} = 1025 - 293,13 = 731,87 \text{ МПа.}$$

Рівнодійна зусиль попереднього напруження в напружуваній арматурі з урахуванням перших втрат для середини другого прогону дорівнює

$$N_{p,1} = A_p \cdot (\sigma_{p,max} - \sigma_{III}) = 0,0548 \cdot (1025 - 293,13) = 40,11 \cdot 10^3 \text{ кН.}$$

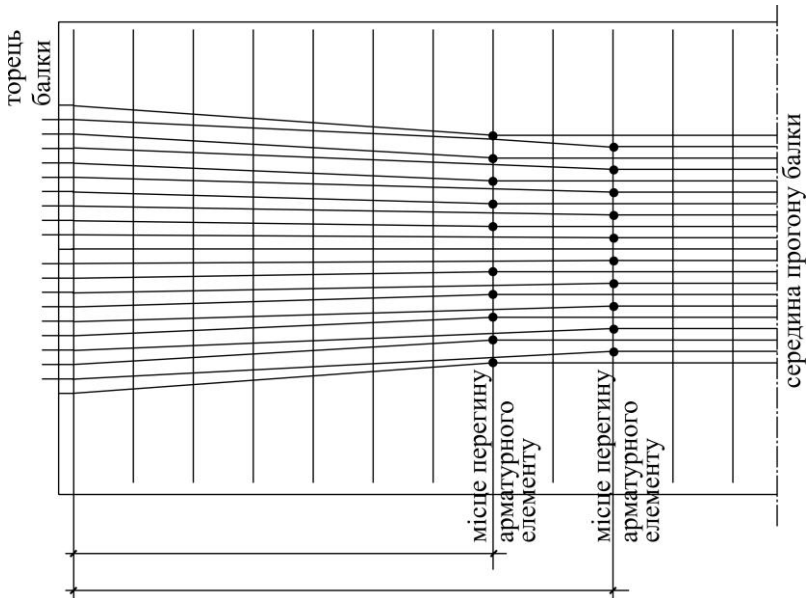


Рис.11. План розташування попередньо напруженої арматури

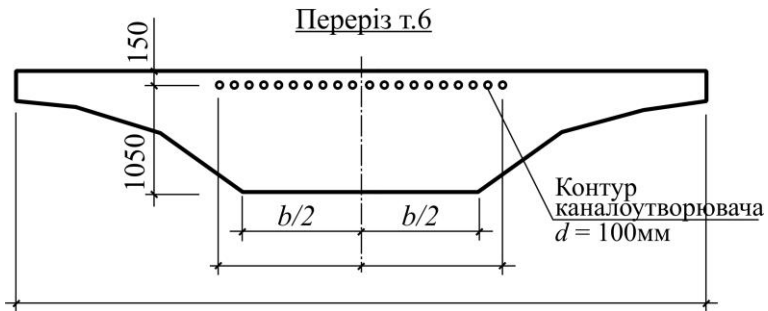


Рис.12. Розташування попередньо напруженої арматури над опорою

Положення рівнодійної зусиль попереднього напруження відносно центра ваги приведенного перерізу для середини прогону

$$e_0 = y_{red.n} - a_p = 0,67 - 0,3 = 0,37 \text{ м.}$$

Напруження в бетоні σ_b на рівні центра ваги арматури для середини другого прогону балки

$$\sigma_b = \frac{N_{p,1}}{A_{red}} + \frac{N_{p,1} \cdot e_0^2}{I_{red}} - \frac{M_{n,nocm.} \cdot e_0}{I_{red}};$$

від постійного навантаження дивись табл.8: $M_{n,nocm.} = M_9$

$$\sigma_{bp} = \frac{N_{p,1}}{A_{red}} + \frac{N_{p,1} \cdot e_0^2}{I_{red}} - \frac{M_{n,nocm.} \cdot e_0}{I_{red}}.$$

При експлуатації в попередньо напруженій арматурі виникають крім перших втрат ще і другі втрати, які в залежать від способу напруження арматури. До других втрат при напруженні арматури на бетон відносяться п.3.14 [3]:

– втрати від релаксації напружень в арматурі (друга частина 50% , додаток Т [3]) $0,5 \cdot \sigma_1 = 31,60 \text{ МПа}$;

– втрати внаслідок усадки $\sigma_7 = 30 \text{ МПа}$ – приймаються незалежно від умов твердіння для класу В35;

– від повзучості бетону

$$\sigma_8 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75;$$

$$\sigma_8 = 300 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75.$$

В нашому випадку $\alpha = 1$ так як для бетону природного твердіння (додаток Т [3]), а значення $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ буде

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5,779}{14} = 0,413 < 0,75,$$

де $\sigma_{bp} = 5,779$ МПа – напруження в бетоні на рівні центра ваги арматури з врахуванням перших втрат σ_{II1} , а $R_{bp} = 14$ МПа – передаткова міцність бетону тому

$$\sigma_8 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} .$$

Отже другі втрати складають:

$$\sigma_{II2} = 0,5 \cdot \sigma_1 + \sigma_7 + \sigma_8 = 31,6 + 30 + 61,95 = 123,55 \text{ МПа}$$

Повні втрати на стадії експлуатації складають:

$$\sigma_{II} = \sigma_{II1} + \sigma_{II2} = 293,13 + 123,55 = 416,68 \text{ МПа.}$$

Тоді напруження в пучках на стадії експлуатації становить:

$$\sigma_p = \sigma_{p,max} - \sigma_{II} = 1025 - 416,68 = 608,32 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо прийняте армування. Спочатку визначаємо висоту стиснутої зони яка визначається з рівняння проекції на повздовжню вісь елемента всіх внутрішніх та зовнішніх сил, (наявність звичайної арматури нехтуємо і враховуємо відсутність напруженої арматури в стиснутій зоні середини прогону $A_p = 0$ також припускаємо, що нейтральна вісь знаходиться в плиті):

$$x = \frac{R_p \cdot A_p}{R_b \cdot b'_f} = \frac{1025 \cdot 0,0548}{17,5 \cdot 11,38} = 0,282 \text{ м} < h'_f = 0,39 \text{ м.}$$

Отже нейтральна вісь дійсно проходить в полиці.

Відносна висоті стиснутої зони:

$$\zeta = \frac{x}{h_0} = \frac{0,282}{0,9} = 0,313.$$

Значення відносної висоти стиснутої зони має бути не більше гранично допустимого значення величини відносної висоти стиснутої зони

$$\zeta_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{916,68}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,43,$$

$$\begin{aligned} \text{де } \omega &= 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,5 = 0,71; \\ \sigma_1 &= R_p + 500 - \sigma_p = 1025 + 500 - 608,32 = 916,68 \text{ МПа}; \\ \sigma_2 &= 500 \text{ МПа}; \\ \zeta_y &= 0,43 > \zeta = 0,313. \end{aligned}$$

Умова виконується.

Несна спроможність перерізу тоді визначається так:

$$\begin{aligned} M_{ep} &= R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \\ &= 17,5 \cdot 10^3 \cdot 11,38 \cdot 0,282 \cdot \left(0,9 - \frac{0,282}{2} \right) = 42626 \text{ кНм}, \end{aligned}$$

$$M_{ep} = 42626 \text{ кНм} > M_{g,max} = 16827,15 \text{ кНм},$$

де $M_{g,max}$ (табл.8) – сумарне максимальне значення згинового перерізу в середині прогону.

Умова виконана. Міцність перерізу забезпечено.

Розрахунок на тріщиностійкість перерізу в середині прогону

Балку, що проектується, армовано попередню напруженою арматурою з арматурних канатів класу К-7 діаметром 15мм. Такі балки мають відповідати вимогам за тріщиностійкістю категорії 2б п.3.95 [3].

Розрахунки виконуємо для двох стадій роботи конструкції.

На стадії виготовлення перевіряють конструкцію на виникнення розтягувальних напружень в бетоні стисненої грані балки, які не повинні перевищувати величину

$$\sigma_{bc}^e \leq 0,8 \cdot R_{bp, ser}. \quad \text{Обмежується розкриття тріщин}$$

$a_c \leq 0,015 \text{ см}$ табл. 3.22, п.3.98, [3]. Також накладається обмеження на утворення поздовжніх тріщин від нормальних стискальних напружень вздовж дії сил попереднього

напруження в бетоні нижньої грані. Вони не повинні перевищувати $\sigma_{bx}^H \leq R_{b,mc1}$ п.3.100 [3].

Напруження в попередню напруженій арматурі з урахуванням перших втрат становлять $\sigma_{p,1} = 731,87$ МПа, рівнодійну зусиль попереднього напруження $N_{p,1} = 40,11 \cdot 10^3$ кН прикладено з ексцентриситетом $e_0 = 0,37$ м.

Площа поперечного перерізу розтягнутої арматури:

$$A_p = A_{p1} \cdot 21 = 2,611 \cdot 10^{-3} \cdot 21 = 0,0548 \text{ м}^2.$$

Відстань від центру ваги розтягнутої арматури до найбільш розтягнутої грані бетону $a_s = 0,3$ м.

Нормативний згинальний момент, що виникає в середині прольоту $l_p = 27$ м на стадії виготовлення від дії власної ваги прогонової будови $M_{n,вл}$ (табл. 8).

Тоді напруження в бетоні верхньої грані (розтягнутої при виготовленні) будуть

$$\sigma_{bt}^e = -\frac{N_{p,1}}{A_{red}} + \frac{N_{p,1} \cdot e_0 \cdot y_{red,e}}{I_{red}} - \frac{M_{n,вл} \cdot y_{red,e}}{I_{red}}.$$

На верхній грані при виготовленні будуть стискальні напруження.

В бетоні нижньої грані будуть виникати при виготовленні напруження (тут стискальні напруження приймаємо із знаком «+»)

$$\begin{aligned} \sigma_{bt}^H &= -\frac{N_{p,1}}{A_{red}} + \frac{N_{p,1} \cdot e_0 \cdot y_{red,n}}{I_{red}} - \frac{M_{n,вл} \cdot y_{red,n}}{I_{red}} < 0,8 \cdot R_{b,mc1} = \\ &= 0,8 \cdot 19,6 \text{ МПа} = 15,68 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Умову виконано. Поздовжні тріщини не виникають.

На стадії експлуатації

Переріз в середині другого прогону

Рівнодійна зусиль попереднього напруження в напружуваній арматурі з урахуванням перших та других втрат:

$$N_p = A_p \cdot \sigma_p = 0,0548 \cdot 608,32 = 33,34 \cdot 10^3 \text{ кН.}$$

Напруження в бетоні верхньої грані в середині прогону при дії постійних та тимчасових навантажень M_n (табл.7) сумарне максимальне в прольоті

$$\sigma_{bc}^s = \frac{N_p}{A_{red}} - \frac{N_p \cdot e_0 \cdot y_{red,s}}{I_{red}} + \frac{M_n \cdot y_{red,s}}{I_{red}} < R_{b,mc2} = 16,7 \text{ МПа.}$$

Умову виконано – поздовжні тріщини на стадії експлуатації не виникають.

Напруження в бетоні нижньої грані будуть (тут стискальні напруження приймаємо із знаком «-»)

$$\sigma_{bt}^H = -\frac{N_{p,1}}{A_{red}} - \frac{N_{p,1} \cdot e_0 \cdot y_{red,H}}{I_{red}} + \frac{M_{n,вл} \cdot y_{red,H}}{I_{red}}.$$

Напруження в бетоні нижньої грані будуть стискаючими.

При виникненні в розтягнутій зоні розтягуючих напружень $R_{bt,ser} < \sigma_{bt}^H < 1,4 \cdot R_{bt,ser}$ необхідно зробити перевірку на розкриття поперечних тріщин. Далі наводиться послідовність виконання цього розрахунку.

Знаходимо висоту розтягнутої зони x_t з епюри напружень по відповідності трикутників рис. 12.

$$x_t = \frac{h}{\sigma_{bc}^s + \sigma_{bt}^H} \cdot \sigma_{bt}^H.$$

Визначаємо площу розтягнутої зони бетону

$$A_{bt} = x_t \cdot b.$$

Розтягувальні напруження в бетоні на рівні центра ваги площі розтягнутої зони бетону з п.3.108 [3]

$$\sigma_{bt} = 0,5 \cdot \sigma_{bt}^H.$$

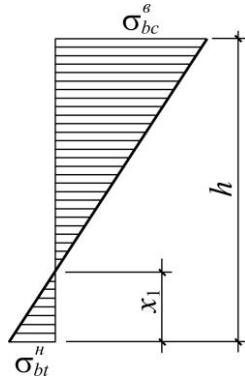


Рис. 13. Епора напружень в середині прогону

Прирошення розтягувальних напружень у напруженій арматурі після погашення обтиснення в бетоні визначається за п.3.108 [3]:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt} \cdot A_{bt}}{A_p}.$$

Радіус армування визначається за формулою:

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d},$$

де A_r – площа зони взаємодії для нормального перерізу, вона приймається обмеженою зовнішнім контуром перерізу та радіусом взаємодії $r = 6d$, для кожного виду армування r визначається за п.3.110 [3]; D – діаметр одного стержня (включаючи випадки розташування стержнів у групах); n – число арматурних елементів з однаковим номінальним діаметром d .

Для пучків і канатів d відповідає зовнішньому контуру арматурного елемента, а $r = 5d$.

В нашому випадку для 19 канатів К-7 діаметр $d = 8$ см. Тут $\beta = 1,0$ коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном згідно з табл. 3.24 п.3.110 [3].

Коефіцієнти розкриття тріщин ψ приймають в залежності від радіуса армування R_r (визначений в см) такими, що дорівнює (п.3.109 [3]):

– $0,35R_r$, для гладкої стрижневої арматури, арматурних пучків із гладкого дроту і для сталевих закритих канатів;

– $1,5\sqrt{R_r}$ для стержневої арматури періодичною профілю, дротів періодичного профілю, пучків з цього дроту, канатів класу К-7 і пучків з них і сталевих канатів зі спіральним і подвійним скрутом, а також для будь-якої арматури в стінках.

Отже, в нашому випадку

$$\psi = 1,5\sqrt{R_r} .$$

Ширина розкриття тріщин визначається за п.3.105 [3].

Величина розкриття тріщини a_{cr} має бути менше Δ_{cr} допустимого значення.

Величина Δ_{cr} залежить від категорії тріщиностійкості споруди і визначається за табл.3.22 п.3.95 [3].

Після визначення ширини розкриття тріщини для елементів, що належать до категорії 2б, слід перевірити умову закриття тріщин після зняття тимчасового навантаження, тобто при дії тільки постійних навантажень від першої та другої частини. Якщо умову перевіряють для нижньої грані, то:

$$\sigma_{bc}^n = \frac{N_p}{A_{red}} + \frac{N_{p,1} \cdot e_0 \cdot y_{red,n}}{I_{red}} - \frac{M_{n,q} \cdot y_{red,n}}{I_{red}} .$$

Визначені напруження мають бути не менше $0,1R_b$ при бетонах класу В30 і не менше 1,6МПа – при бетонах класу В35 і більше.

При невиконанні умови необхідно перепроєктувати переріз, збільшити попереднє напруження в арматурі, збільшити площу попередньо напруженої арматури або зменшити захисний шар попередньо напруженої арматури a_p .

Розрахунок на міцність перерізу на опорі

Найбільший розрахунковий згинальний момент від постійних та тимчасових навантажень на опорі в т.6 (значення, взяте за модулем): $M_{6,max}$.

Мінімальне значення $M_{6,min}$, знак моменту не змінюється, тобто переріз може бути армовано арматурою тільки в розтягнутій зоні. Розрахунок виконується для приведенного перерізу (рис.2).

Ширина ребра $b = 6,70\text{м}$.

Ширина плити $b'_f = 13,80\text{м}$.

Товщина плити $h'_f = 0,39\text{ м}$.

Висота ребра $h_1 = 0,81\text{м}$.

Загальна висота перерізу $h = 1,20\text{ м}$.

Для знаходження орієнтовної кількості арматури необхідно задатися вистою стиснутої зони бетону x . Наближено можна визначити x з умови

$$M = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - x/2),$$

звідки: $x = \dots\text{ м}$.

Відстань від верхньої грані бетону перерізу до осі арматурного елемента $a_p = 0,15\text{м}$ тоді робоча висоти перерізу буде $h_0 = h - a_p = 1,20 - 0,15 = 1,05\text{ м}$.

Отримуємо орієнтовну кількість арматури розтягнутої зони з виразу:

$$\begin{aligned} A_{p,6} &= 1,1 \frac{M}{R_p \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)} = \\ &= 1,1 \frac{27,637 \cdot 10^6}{1025 \cdot 10^6 \cdot (1,05 - 0,5 \cdot 0,48)} = 0,037\text{ м}^2. \end{aligned}$$

Площа одною канату (133 високоміцні дроти діаметром 5мм):

$$A_{p1} = 133 \cdot \pi d^2 / 4 = 133 \cdot 3,14 \cdot 0,005^2 / 4 = 2,611 \cdot 10^{-3}\text{ м}^2.$$

Необхідні кількість пучків:

$$n = \frac{A_{p, mp}}{A_{p1}} = \frac{0,037}{2,611 \cdot 10^{-3}} = 14,0 \text{ шт.}$$

Для забезпечення тріщиностійкості конструкції прийнято 21 пучок з площею:

$$A_p = A_{p1} \cdot 21 = 2,611 \cdot 10^{-3} \cdot 21 = 0,0548 \text{ м}^2.$$

Знайдемо загальну площу отворів каналів (діаметр каналу дорівнює 0,1м):

$$A_{омв} = 21 \cdot \pi d^2 / 4 = 21 \cdot 3,14 \cdot 0,1^2 / 4 = 164,85 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Площа перерізу послаблена отворами, буде ($\sum A = 10,81 \text{ м}^2$ – площа приведеного перерізу):

$$A_b = \sum A - A_{омв} = 10,81 - 164,85 \cdot 10^{-3} = 10,645 \text{ м}^2.$$

Статичний момент відносно осі, що проходить по верхній грані перерізу:

$$\begin{aligned} S_b &= b'_f \cdot h'_f \cdot \frac{h'_f}{2} + b \cdot h_1 \cdot \left(h - \frac{h_1}{2} \right) - A_{омв} \cdot a_p = \\ &= 13,80 \cdot 0,39 \cdot \frac{0,39}{2} + 6,7 \cdot 0,81 \cdot \left(1,2 - \frac{0,81}{2} \right) - 0,1649 \cdot 0,15 = 5,338 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Положення центру ваги перерізу відносно його верхньої та нижньої граней відповідно

$$y_{b.в} = \frac{S_b}{A_b} = \frac{5,338}{10,645} = 0,502 \text{ м};$$

$$y_{b.н} = h - y_{b.в} = 1,20 - 0,501 = 0,698 \text{ м.}$$

Момент інерції відносно осі, що проходить через центр ваги:

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{b'_f \cdot h'^3_f}{12} + b'_f \cdot h'_f \cdot \left(y_{b.в.} - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot h^3_1}{12} + \\ &+ b \cdot h_1 \cdot \left(y_{b.н.} - \frac{h_1}{2} \right)^2 = \frac{13,80 \cdot 0,39^3}{12} + 13,80 \cdot 0,39 \times \end{aligned}$$

$$\times \left(0,502 - \frac{0,39}{2} \right)^2 + \frac{6,70 \cdot 0,81^3}{12} + 6,70 \cdot 0,81 \cdot \left(0,698 - \frac{0,81}{2} \right)^2 =$$

$$= 1,338 \text{ м}^4.$$

Визначимо геометричні характеристики приведенного перерізу

Відношення модуля пружності арматури до модуля пружності бетону:

$$n_1 = \frac{E_p}{E_b} = \frac{1,67 \cdot 10^5 \text{ МПа}}{3,104 \cdot 10^4 \text{ МПа}} = 5,378.$$

Площа поперечною перерізу:

$$A_{red} = A_b + n \cdot A_p = 10,645 + 5,378 \cdot 0,0548 = 10,94 \text{ м}^2.$$

Статичний момент відносно осі, що проходить по верхній грані перерізу:

$$S_{red} = S_b + n \cdot A_p \cdot a_p = 5,338 + 5,378 \cdot 0,0548 \cdot 0,15 = 5,383 \text{ м}^3.$$

Положення центру ваги приведенного перерізу відносно його верхньої та нижньої граней відповідно:

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{5,383}{10,94} = 0,492 \text{ м},$$

$$y_{red.n} = h - y_{red.s.} = 1,20 - 0,492 = 0,708 \text{ м}.$$

Зміщення центру ваги приведенного перерізу відносно центру ваги бетонного перерізу буде

$$a = y_{red.s.} - y_{b.s.} = 0,502 - 0,492 = 0,01 \text{ м}.$$

Момент інерції відносно осі, що проходить через центр ваги приведенного перерізу, визначаємо, нехтуючи власний момент інерції арматури в зв'язку з його малістю:

$$I_{red} = I_b + A_b \cdot a^2 + n \cdot A_p \cdot (y_{red.s.} - a_p)^2 =$$

$$= 1,338 + 10,645 \cdot 0,01^2 + 5,378 \cdot 0,0548 \cdot (0,492 - 0,15)^2 =$$

$$= 1,374 \text{ м}^4.$$

Визначаємо втрати сил попереднього напруження

Приймаємо початкові контрольовані напруження при напруженні канатів у відповідності п.3.10 [3] такими, що дорівнюють:

$$\sigma_{p, max} = R_p = 1025 \text{ МПа.}$$

Вважаємо, що напруження арматури буде проводитись після досягнення бетоном не менше 80% своєї проектної міцності. Тобто міцність бетону на момент напружування арматури (передаточна міцність) буде:

$$R_{bp} = 0,8 \cdot R_b = 0,8 \cdot 17,5 = 14 \text{ МПа.}$$

Втрати сил попередньою напруження визначаються у відповідності до п.3.14 [3]. Для конструкцій з напруженням арматури на бетон на стадії обтиснення проявляються перші втрати:

– від релаксації напружень в арматурі (в розмірі 50%), (додаток Т [3]);

$$0,5 \cdot \sigma_1 = 0,5 \cdot \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{p, max}}{R_{pn}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{p, max} =$$

$$= 0,5 \cdot \left(0,22 \cdot \frac{1025}{1395} - 0,1 \right) \cdot 1025 = 31,60 \text{ МПа;}$$

– втрати попереднього напруження, що викликані деформацією анкерів та змінанням бетону під анкерами:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} \cdot E_p,$$

де Δl_1 – обтиснення шайб під анкерами і змінання бетону під шайбами, що дорівнює 0.5мм на кожен контакт між шайбами, але не менше 2мм на кожен анкер, за який виконується натягнення; Δl_2 – деформація арматурного елемента відносно

анкера, що допускається для конусних анкерів пучків з арматурних канатів класу К-7 - 8 мм на анкер; l – довжина арматурного елемента, що натягується - 79,0 м (Повна довжина прогону 75,0 м, зваживши на те, що арматурні елементи пропускаються наскрізь і переводяться з нижньої зони у верхню і назад, збільшуємо довжину арматури на 5%. Для детального розрахунку слід прийняти реальну довжину елемента.)

$$\sigma_3 = \frac{2 \cdot 0,002 + 2 \cdot 0,008}{79,00} \cdot 1,67 \cdot 10^5 = 42,28 \text{ МПа.}$$

Втрати сил попередньою напруження в результаті тертя арматури об стінки каналів:

$$\sigma_4 = \sigma_{p, \max} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\omega \cdot x + \delta \cdot \theta}} \right),$$

де $\omega = 0,003$; $\delta = 0,35$ – коефіцієнти, для металевою каналу, визначаються за додатком Т табл. 2 [3]; $x = l = 24,0 \text{ м}$ – довжина ділянки від натяжного пристрою до розрахункового перерізу;

$$\theta = \frac{4^0 \cdot \pi}{180^0} \cdot 3 = 0,209 \text{ рад} - \text{сумарний кут повороту (3 кути для}$$

перерізу на опорі кут повороту коливається від 3^0 до 6^0 середній кут становить 4^0). Напруження пучків проводиться з двох сторін, тому беремо половину від сумарного кута

$$\sigma_4 = \sigma_{p, \max} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\omega \cdot x + \delta \cdot \theta}} \right) =$$

$$\sigma_4 = 1025 \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{0,003 \cdot 24,0 + 0,35 \cdot 0,209}} \right) = 138,608 \text{ МПа.}$$

Таким чином, перші втрати для перерізу на опорі в т.б будуть:

$$\sigma_{\text{III}} = 0,5 \cdot \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_4 = 31,6 + 42,28 + 138,61 = 212,49 \text{ МПа.}$$

Напруження в пучках на стадії виготовлення без перших втрат визначаються за формулою:

$$\sigma_{p,1} = \sigma_{p, \max} - \sigma_{\text{III}} = 1025 - 212,49 = 812,51 \text{ МПа.}$$

Рівнодійна зусиль попередньою напруження в напружуваній арматурі з урахуванням перших втрат для перерізу на опорі в т.б:

$$N_{p,1} = A_p \cdot (\sigma_{p,max} - \sigma_{III}) = 0,0548 \cdot (1025 - 212,49) = 44,53 \cdot 10^3 \text{ кН.}$$

Положення рівнодійної зусиль попереднього напруження відносно центру ваги приведенного перерізу для середини прогону:

$$e_0 = y_{red.e} - a_p = 0,492 - 0,15 = 0,342 \text{ м.}$$

Напруження в бетоні σ_b на рівні центру ваги арматури для перерізу на опорі в т.б:

$$\sigma_b = \frac{N_{p,1}}{A_{red}} + \frac{N_{p,1} \cdot e_0^2}{I_{red}} - \frac{M_{n,n.} \cdot e_0}{I_{red}}.$$

Від постійного навантаження $M_{n,nocm} = M_6$, табл. 8:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{N_{p,1}}{A_{red}} + \frac{N_{p,1} \cdot e_0^2}{I_{red}} - \frac{M_{n,nocm} \cdot e_0}{I_{red}} = \\ &= \frac{44,53 \cdot 10^6}{10,94} + \frac{44,53 \cdot 10^6 \cdot 0,342^2}{1,374} - \frac{19,921 \cdot 10^6 \cdot 0,342^2}{1,374} = \\ &= 4,073 \cdot 10^6 + 3,796 \cdot 10^6 - 4,962 \cdot 10^6 = 2,907 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

До других втрат при напруженні арматури на бетон відносяться (п.3.14 [3]):

– від релаксації напружень в арматурі $0,5 \cdot \sigma_1 = 31,60 \text{ МПа}$ (друга частина 50%), додаток Т [3];

– втрати в наслідок усадки $\sigma_7 = 30 \text{ МПа}$ приймаються незалежно від умов твердіння для класу В35;

– від повзучості бетону: в нашому випадку $\alpha = 1$ – як для бетону природного твердіння (додаток Т [3]), а значення

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ буде } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,907}{14} = 0,208 < 0,75 ,$$

де $\sigma_{bp} = 2,907$ МПа – напруження на бетоні на рівні центру ваги арматури з урахуванням перших втрат σ_{II1} , а $R_{bp} = 14$ МПа – передаткова міцність бетону, тому

$$\sigma_8 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 1 \cdot 0,208 = 31,20 \text{ МПа.}$$

Отже другі втрати складають:

$$\sigma_{II2} = 0,5 \cdot \sigma_1 + \sigma_7 + \sigma_8 = 31,6 + 30 + 31,20 = 92,80 \text{ МПа.}$$

Повні втрати на стадії експлуатації складають:

$$\sigma_{II} = \sigma_{II1} + \sigma_{II2} = 212,49 + 92,80 = 305,29 \text{ МПа.}$$

Тоді напруження в пучках на стадії експлуатації становлять:

$$\sigma_p = \sigma_{p,max} - \sigma_{II} = 1025 - 305,29 = 719,71 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо прийняте армування. Спочатку визначаємо висоту стиснутої зони, яка визначається з рівняння проекції на повздовжню вісь елемента всіх внутрішніх та зовнішніх сил (У зв'язку з тим, що висота стиснутої зони на опорі досить велика, в розрахунок слід ввести звичайну арматуру. Приймаємо одну сітку з арматури діаметром 25 А-400С з кроком 150мм, всього 34 повздовжні стрижні в кожній сітці з $A'_s = 0,0167 \text{ м}^2$ та $R_s = 350$ МПа. Відстань від нижньої грані до осі робочих повздовжніх стрижнів $a_s = 7$ см. Напружена арматура в стисненій зоні відсутня $A'_p = 0$ рис.13):

$$x = \frac{R_p \cdot A_p - R_s \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = \frac{1025 \cdot 0,0548 - 350 \cdot 0,0167}{17,5 \cdot 6,70} = 0,429 \text{ м.}$$

Відносна висота стисненої зони:

$$\zeta = \frac{x}{h_0} = \frac{0,429}{1,05} = 0,409.$$

Переріз на опорі. Арматура звичайна

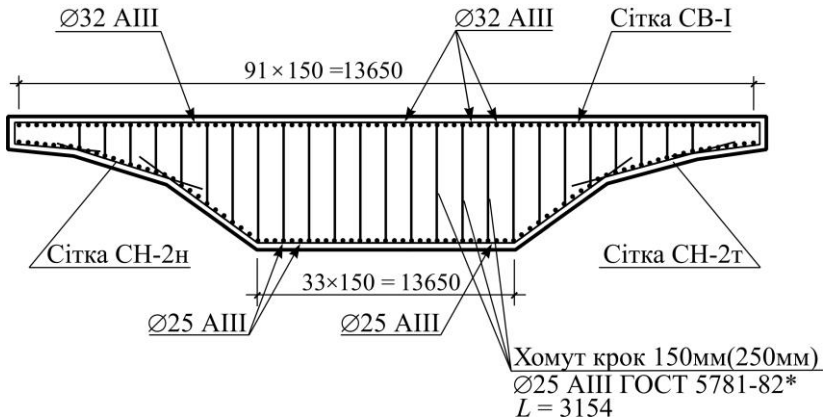


Рис. 14. Схема розташування звичайної арматури

Значення відносної висоти стиснутої зони має бути не більше граничного значення величини відносної висоти стиснутої зони

$$\zeta_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{805,29}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,452,$$

де $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,5 = 0,71$;

$$\sigma_1 = R_p + 500 - \sigma_p = 1025 + 500 - 719,71 = 805,29 \text{ МПа};$$

$$\sigma_2 = 500 \text{ МПа};$$

$$\zeta_y = 0,452 > \zeta = 0,409.$$

Умову виконано.

Несна спроможність перерізу тоді визначається так:

$$\begin{aligned}
 M_{cp} &= R_b \cdot b_f \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a_s) = \\
 &= 17,5 \cdot 10^3 \cdot 6,70 \cdot 0,429 \cdot \left(1,05 - \frac{0,429}{2}\right) + 350 \cdot 10^3 \cdot 0,0167 \times
 \end{aligned}$$

$$\times (1,05 - 0,07) = 42026 + 5728 = 47754 \text{ кНм},$$

$$M_{z_p} = 47754 \text{ кНм} > M_{6, \max} = 27637,16 \text{ кНм}.$$

Умову виконано. Міцність перерізу забезпечено.

Перевірка міцності похилого перерізу за поперечною силою

Для залізобетонних елементів з поперечною арматурою має виконуватись умова, що забезпечує міцність по стисненому бетону між похилими тріщинами п.3.77 [3]

$$Q < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

де Q – поперечна сила на відстані не ближче h_0 від осі опори, маємо табл.8 сумарне значення на опорі в т.6 тому будемо розраховувати на дію цієї сили; $\varphi_{w1} = 1 + \eta \cdot n_1 \cdot \mu_w$ при розміщенні хомутів нормально до поздовжньої осі $\varphi_{w1} \leq 1,3$; η – при хомутах, нормальних до поздовжньої осі елемента, приймаємо $\eta = 5$; $\eta = 10$ – те ж, нахилених під кутом 45° ; $\eta = 15$ – відношення модулів пружності арматури і бетону, визначене згідно з п.3.48 [3]; $b = 6,70 \text{ м}$ – товщина стінки (ребра); $h_0 = 1,05$ – робоча висота перерізу.

Коефіцієнт φ_{b1} визначається за формулою

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 17,5 = 0,825,$$

в якій розрахунковий опір R_b приймається в МПа.

Знаходимо площу перерізанних хомутів, розташованих в одній площині (приймаємо 11 гілок, в гілці по 2 діаметром 12мм з кроком $S_w = 15 \text{ см}$ в при опорній ділянці, рис.13)

$$A_{sw} = 11 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,012^2}{4} = 2,487 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Крок хомутів $S_w = 0,15 \text{ м}$. Знаходимо μ_w :

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_w} = \frac{2,487 \cdot 10^{-3}}{6,70 \cdot 0,15} = 2,47 \cdot 10^{-3},$$

$$\varphi_{w1} = 1 + \eta \cdot n_1 \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 15 \cdot 2,47 \cdot 10^{-3} = 1,185.$$

Тоді:

$$\begin{aligned} Q_{zp} &= 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = \\ &= 0,3 \cdot 1,185 \cdot 0,825 \cdot 17,5 \cdot 10^6 \cdot 6,7 \cdot 1,05 = 36107 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Поперечна сила в перерізі на опорі: Q_6 табл. 8 сумарне значення на опорі в т.6

$$Q_6 < Q_{zp} = 36107 \text{ кН}.$$

Умову виконано.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ, 2009. 48 с.
2. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження та впливи. Мости та труби. 2009. 83с.
3. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. 367 с.
4. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження та впливи. Мости та труби. 2009.
5. ДБН В.2.3-22:2009. Мости та труби. Основні вимоги проектування. 2009.
6. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, 2014. 199 с.
7. Розрахунки і проектування мостів: том.1: навч. посібник / Загора О., Каплинський Д., Корнієв М., Корецький А., Лантух-Лященко А., Медведєв К., Снитко В., Годіріка В. К.: НТУ. 2007. 337 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

ξ	η	α_0	ξ	η	α_0
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