

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ДЕРЖАВНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД
«ДОНЕЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ»
АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ ІНСТИТУТ

Кафедра «ПД та ШС»

**МЕТОДИЧНИЙ ПОСІБНИК
З ВАРІАНТНОГО ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
АВТОДОРОЖНИХ МОСТІВ
(ДЛЯ ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ І КУРСОВОГО ПРОЕКТУВАННЯ
З ДИСЦИПЛІНИ «МОСТИ ТА ТРУБИ НА АВТОМОБІЛЬНИХ
ДОРОГАХ» І ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТУВАННЯ СТУДЕНТІВ
НАПРЯМУ ПІДГОТОВКИ 6.060101 «БУДІВНИЦТВО» І З СПЕ-
ЦІАЛЬНОСТІ 7.06010105 «АВТОМОБІЛЬНІ ДОРОГИ ТА АЕРО-
ДРОМИ»)**

00/00-0000-00

Горлівка – 2014

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ДЕРЖАВНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД
«ДОНЕЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ»
АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ ІНСТИТУТ

«ЗАТВЕРДЖУЮ»
Директор АДІ ДВНЗ «ДонНТУ»
М. М. Чальцев

Кафедра «ПД та ШС»

**МЕТОДИЧНИЙ ПОСІБНИК
З ВАРІАНТНОГО ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
АВТОДОРОЖНИХ МОСТІВ
(ДЛЯ ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ І КУРСОВОГО ПРОЕКТУВАННЯ З
ДИСЦИПЛІНИ «МОСТИ ТА ТРУБИ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРО-
ГАХ» І ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТУВАННЯ СТУДЕНТІВ НАПРЯМУ
ПІДГОТОВКИ 6.060101 «БУДІВНИЦТВО» І З СПЕЦІАЛЬНОСТІ
7.06010105 «АВТОМОБІЛЬНІ ДОРОГИ ТА АЕРОДРОМИ»)**

00/00-0000-00

«РЕКОМЕНДОВАНО»
Навчально-методична комісія
факультету «Автомобільні
дороги»
Протокол №
від . . 2012р.

«РЕКОМЕНДОВАНО»
Кафедра
«Проектування доріг і
штучних споруд»
Протокол №
від . . 2012р.

УДК ...(07)

Методичний посібник з варіантного проектування залізобетонних автодорожніх мостів (для практичних занять і курсового проектування з дисципліни «Мости та труби на автомобільних дорогах» і дипломного проектування студентів напряму підготовки 6.060101 «Будівництво» і з спеціальності 7.06010105 «Автомобільні дороги та аеродроми» [Електронний ресурс] / укладачі: Л.М. Морозова, Т. В. Близнюк. – Електрон. дані. – Горлівка: ДВНЗ «ДонНТУ» АДІ, 2014. – 1 електрон. опт. диск (CD-R); 12 см. – Систем. вимоги: Pentium; 32 MB RAM; WINDOWS 98/2000/NT/XP; MS Word 97–2000. – Назва з титул. екрану.

Посібник містить методичні рекомендації та матеріали по розробці варіантів залізобетонних мостів. Наведено сучасні типи прогонових будов, опор та фундаментів, дані по витраті основних матеріалів на них, узагальнені показники вартості будівництва. Розглянуті основні положення по порівнянню варіантів та вибору оптимального рішення, наведені рекомендації по оформленню креслень та пояснювальної записки.

Укладачі:

Морозова Л.М., к.т.н., доц.
Близнюк Т. В.

Відповідальний за випуск:

Морозова Л. М., к.т.н., доц.

Рецензент:

Герасименко В. Г., к.т.н., доц.
каф. «Будівництво та експлуатація
автомобільних доріг»

© Державний вищий навчальний заклад
«Донецький національний технічний університет»
Автомобільно-дорожній інститут, 2014

ЗМІСТ

ВСТУП	5
1 ЗАВДАННЯ І МЕТОДИКА ВАРІАНТНОГО ПРОЕКТУВАННЯ	6
2 ОЦІНКА МІСЦЕВИХ УМОВ І ВИХІДНИХ ДАНИХ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ МОСТА	7
2.1 Загальні положення	7
2.2 Поздовжній профіль по вісі мостового переходу	8
2.3 Розрахунок отвору моста	8
2.3.3 Визначення максимальної витрати і побутових швидкостей....	10
2.3.4 Розрахунок отвору моста	12
2.4 Інженерно-геологічний переріз по вісі мостового переходу	19
2.5 Підмостові габарити судноплавних габаритів моста.	22
2.6 Габарити наближення конструкцій під шляхопроводами	24
2.7 Габарити приближення конструкцій на автодорожніх і міських мостах	27
2.8 Відмітки і поздовжні похили проїзної частини	28
2.9 Визначення потрібної повної довжини моста	29
3 РОЗРОБКА ВАРІАНТІВ МОСТА	32
3.1 Матеріал моста	32
3.2 Розбивка необхідної повної довжини моста на прольоти	32
3.3 Системи моста	34
3.4 Фундаменти	35
3.5 Опори мостів	59
3.6 Прогонові будови	67
3.7 Мостове полотно	68
3.8 Сполучення моста із насипом	72
4 ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ МОСТУ	75
4.1 Загальні положення	75
4.2 Порівняння варіантів за витратою основних будівельних матеріалів	75
4.3 Порівняння віріантів за кошторисною вартістю або за зведеними витратами	94
4.4 Порівняння варіантів за умовами будівництва	100
4.5 Порівняння проектних варіантів за умовами експлуатації	101
4.6 Порівняння варіантів за зовнішнім виглядом	102
5 НАДІЙНІСТЬ ЕЛЕМЕНТІВ, ЯКІ ПРОЕКТУЮТЬСЯ	104
5.1 Загальні відомості	104
5.2 Коефіцієнт запасу та ймовірності досягнення граничного стану	104
5.4. Проектна надійність елементів, запроектованих згідно з чинними	

нормами	109
5.5 Приклад розрахунку	110
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	113

ВСТУП

Мости відіграють дуже велику роль у житті людини. У всьому світі споруджено величезну кількість мостів і мостових споруд, від невеликих, перекинутих через маленьку річку, до гігантських мостових споруд довжиною в кілька кілометрів. Кожен міст унікальний і своєрідний, так само існують відмінні ознаки та види мостів.

Уже в стародавні століття перші дерев'яні балкові мости служили розширенню життєвого простору людини. За допомогою спілкування з сусідами розвивалися торгівля і транспорт і, відповідно, мережа доріг, яка включала в себе перетин річок і долин. З ростом технічного прогресу стало можливим будувати все більш складні конструкції мостів. Вже чотири тисячі років тому в Китаї та Індії будувалися довгі підвісні мости і мостові споруди для перетину ярів.

Мости та шляхопроводи як елементи дорожнього будівництва – найбільш складні та трудомісткі інженерні споруди.

Мости та шляхопроводи, які будуються на автомобільних дорогах, повинні відповідати ряду вимог, і в першу чергу, технічним (розрахунково-конструктивним), економічним, виробничим, архітектурно-естетичним та експлуатаційним вимогам.

Основним при проектуванні та будівництві малих та середніх мостів та шляхопроводів є максимальна індустріалізація будівництва, подальше все більш широке використання збірного попередньо-напруженого залізобетону, індустріалізація будівництва, використання поточного способу організації будівництва.

Проектування моста – складне інженерне завдання, яке вирішується послідовно, у декілька стадій. На початковому етапі визначаються генеральні розміри, призначаються величини прольотів, обираються типи прогонових будов, опор і фундаментів. Це комплексне завдання вирішується шляхом розробки й порівняння різних варіантів мостової споруди. На основі варіантного проектування обирають оптимальне конструктивно-технологічне рішення моста.

Проектування необхідно виконувати відповідно з вимогами державних норм і правил, що при умові якісного виконання будівельних робіт і нормального утримання гарантує надійну роботу споруди протягом нормативного строку служби.

Курсовий і дипломний проект на тему "Проект автодорожнього моста" передбачають набуття студентами інженерних навичок проектування економічних, довговічних і досконалих конструкцій мостів.

1 ЗАВДАННЯ І МЕТОДИКА ВАРІАНТНОГО ПРОЕКТУВАННЯ

При проектуванні мостового переходу через річку, або шляхопроводу через залізну або автомобільну дорогу, для одного і того самого місця переходу може бути запропоновано декілька різних конкурентоспроможних варіантів, що відрізняються друг від друга матеріалом; схемою; системою моста; конструкцією прогонових будов, опор, фундаментів і т.п.

Під **варіантом** мається на увазі одне з можливих конструктивно-технологічних рішень моста, а під **варіантним проектуванням** комплекс проектних робіт і економічних розрахунків, необхідних для вибору оптимального варіанта.

Таким чином, основне **завдання варіантного проектування** полягає в тому, щоб при заданих місцевих умовах розробити найкращу конструктивно-технологічну схему моста з погляду експлуатаційних, екологічних, економічних, виробничих і архітектурно-естетичних вимог.

Основним засновком при варіантному проектуванні є положення що для кожного випадку існує одне найбільш раціональне рішення.

У процесі варіантного проектування вирішуються тільки головні, найбільш істотні питання й досліджується вплив найважливіших параметрів на техніко-економічні характеристики мостів. Зазвичай конструкції розробляються на ескізному рівні, достатньому для визначення обсягів основних робіт. Варіантне проектування є першим кроком до створення проекту моста.

Розробку варіантів моста, їх оцінку, порівняння й обір оптимального рішення виконують поетапно.

Стадія 1. Виконується загальна оцінка місцевих умов, а також географічних, кліматичних, геологічних, гідрологічних, судноплавних, виробничих вимог і інших додаткових даних. Оцінка й аналіз місцевих умов і вимог дозволяють розв'язати загальні питання конструкції моста й методів його зведення. Зокрема призначаються типи фундаментів у заплавній і руслової частинах.

Стадія 2. Розробляється конструктивна схема моста по кожному варіанту. Для цього визначають генеральні розміри споруди (довжину й висоту), розбивають отвір моста на прольоти, намічаються типи прогонових будов, опор, фундаментів. При розробці конструктивної схеми моста використовуються наявні типові проекти, а також проекти аналогічних мостів, у яких застосовані найбільш прогресивні рішення.

Стадія 3. Виконується оцінка варіантів і їх порівняння за техніко-економічними показниками, архітектурними даними та іншими параметрами, пов'язаними із загальними вимогами до мостових споруд.

2 ОЦІНКА МІСЦЕВИХ УМОВ І ВИХІДНИХ ДАНИХ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ МОСТА

2.1 Загальні положення

Перед початком проектування необхідно ретельно вивчити місцеві умови й основні вихідні дані, які одержують на основі інженерних вишукувань і приводять у завданні на проектування.

Детальний аналіз вихідних даних дозволить намітити найбільш доцільні типи конструкцій для проектних варіантів моста.

Для курсового або дипломного проекту студентові видається завдання й поздовжній профіль мостового переходу, у яких вказуються:

- район будівництва;
- категорія дороги;
- клас ріки;
- габарит моста, ширина тротуарів;
- живий перетин корінного русла й заплав;
- тривалість розрахункового паводка: підйому (t_1), стояння на піку паводка (t_2), спаду (t_3), повна ($T = t_1 + t_2 + t_3$);
- частота затоплення заплав;
- оцінки: рівня меженних вод (РМВ), розрахункового рівня високих вод (РРВВ), розрахункового судноплавного рівня (РСР);
- розрахункова товщина льоду;
- величина загального й місцевого розмиву;
- поздовжній ухил водної поверхні (i);
- характеристики й коефіцієнти шорсткості: корінного русла (n_1), лівої заплави (n_2), правої заплави (n_3);
- ґрунтові умови;
- розрахункові навантаження.

Відповідно до завдання необхідно:

- оцінити місцеві умови й вихідні дані для проектування (здійснити розрахунок отвору моста, проаналізувати гідрогеологічні умови, визначити підмостові габарити судноплавних прольотів моста або габарити наближення конструкцій під шляхопроводом, а також габарити проїзду по мості);
- визначити найвигідніші величини прольотів моста;
- визначити необхідну довжину моста;
- розробити конструктивно-технологічні схеми тобто варіанти моста (зробити вибір типів прольотних будов, опор і фундаментів);
- обрати варіант моста на підставі техніко-економічного порівняння розроблених варіантів з обліком їх експлуатаційних, виробничих і архітектурних показників.

2.2 Поздовжній профіль по вісі мостового переходу

Поздовжній профіль по вісі мостового переходу, прикладений до завдання, з нанесеними на ньому лініями рівнів води й іншими даними є основною вихідною інформацією для проектування схеми моста. Поздовжній профіль по вісі моста вичерчують, дотримуючи однаковий вертикальний і горизонтальний масштаби, розташовуючи із правої сторони правий берег, а з лівої сторони – лівий беріг (рис 2.1). На профілі приводять характерні оцінки дна ріки й берегів, а також горизонтальні відстані.

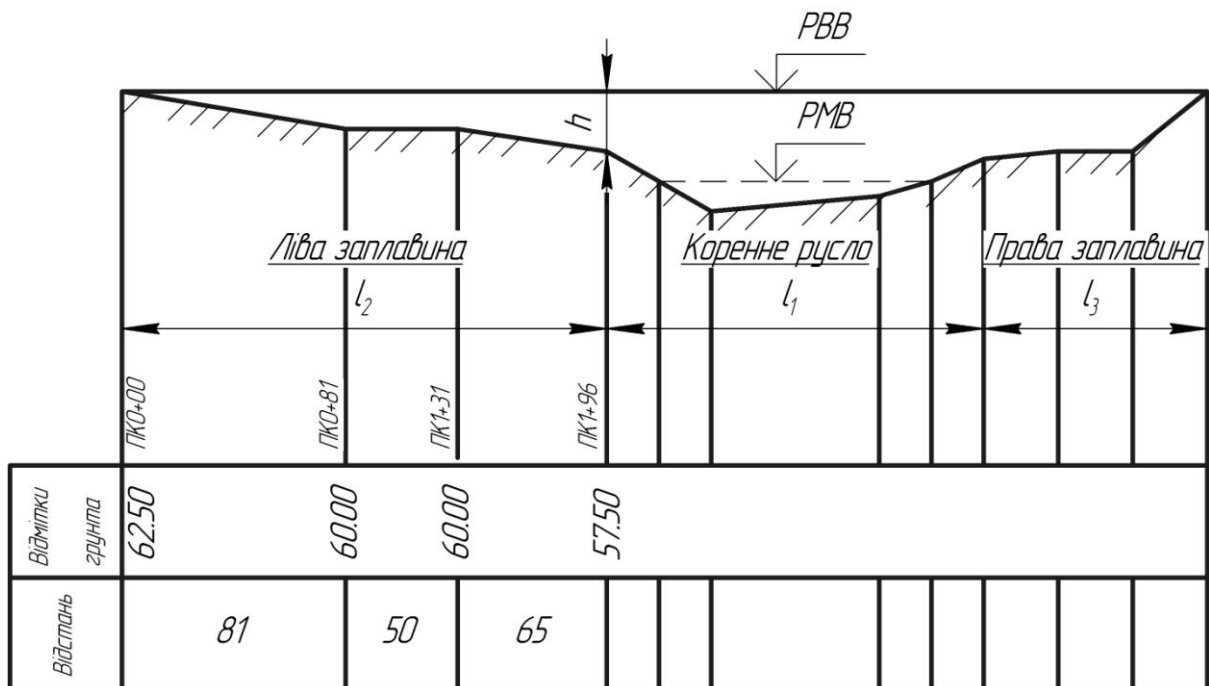


Рисунок 2.1 – Живий переріз корінного русла

Характер профілю визначає компонування схеми моста, розташування судноплавних прольотів, поздовжні ухили проїзної частини, архітектурну композицію моста й ін.

2.3 Розрахунок отвору моста

2.3.1 Загальні відомості

Отвір моста – горизонтальний розмір між конусами або внутрішніми гранями устоїв за винятком товщини проміжних опор, визначений при РУВВ перпендикулярно до течії ріки.

Від величини отвору залежать глибини розмиву під мостом. Зменшення отвору дає можливість скоротити довжину моста, але приводить до «Мости та труби на автомобільних дорогах» і «Транспортні споруди на автомобільних дорогах»

ускладнення й подорожчання фундаментів і струмененапрямних споруджень. Отвір моста може бути задано, або його необхідно визначити на основі гідрологічних, гідравлічних і руслових розрахунків.

2.3.2 Визначення середніх глибин і площ живих перетинів у місці переходу

По живому перерізу корінного русла і заплав (рис.2.1) визначення середніх глибин і площ виконується в табличній формі (табл. 2.1)

В якості прикладу показано заповнення табл. 2.1 тільки для лівої заплави, аналогічно проводиться заповнення таблиці даними для корінного русла і правої заплави.

Таблиця 2.1 - Визначення середніх глибин і площ

Пікетаж	Відмітка ґрунту	Відмітка РРВВ	Глибина	Середня глибина	Відстань	Часткова площа	Середня глибина
1	2	3	4	5	6	7	8
Ліва заплавина							$H_2 = \frac{w_2}{l_2} = 2,4$
ПК 0+00	62,50	62,50	0	1,25	81	101,30	
ПК 0+81	60,00	62,50	2,50	2,5	50	125,30	
ПК 1+31	60,00	62,50	2,50	3,75	65	243,70	
ПК 1+96	57,50	62,50	5,0				
					$l_2 = 196$	$w_2 = 470$	
Корінне русло							$H_1 = \frac{w_1}{l_1} = 6,11$
ПК 1+96	57,50	62,50	5,0	4,95	44	217,80	
ПК 2+40	56,10	62,50	3,90	6,05	70	423,50	
ПК 3+10	54,30	62,50	8,20	7,95	30	238,50	
ПК 3+40	54,80	62,50	7,7				
					$l_1 = 144$	$w_1 = 879,8$	

Продовження таблиці 2.1

Права заплавина							$H_3 = \frac{w_3}{l_3} = 2,61$
ПК 3+40	54,80	62,50	7,7				
				6,35	40	254,0	
ПК 3+80	57,50	62,50	5,0				
				3,25	50	162,50	
ПК 4+30	61,00	62,50	1,50				
				0,75	70	52,50	
ПК 5+00	62,50	62,50	0				
					$l_3 = 180$	$w_3 = 469$	

Результати розрахунку зведені до таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Зведені дані

Найменування	Ширина, м	Площа, м ²	Средня глибина, м
Корінне русло	$l_1 = 144$	$\omega_1 = 879,8$	$H_1 = 6,32$
Ліва заплавина	$l_2 = 196$	$\omega_2 = 470$	$H_2 = 2,5$
Права заплавина	$l_3 = 180$	$\omega_2 = 469$	$H_3 = 3,43$

2.3.3 Визначення максимальної витрати і побутових швидкостей

Обчислення витрати води в річці виробляється на морфометричній основі за формулою Шезі, з огляду на недостатню гідрологічну вивченість потоку:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = \omega_1 \cdot v_1 + \omega_2 \cdot v_2 + \omega_3 \cdot v_3 = \omega_1 \cdot C_1 \sqrt{H_1 \cdot i} + \omega_2 \cdot C_2 \sqrt{H_2 \cdot i} + \omega_3 \cdot C_3 \sqrt{H_3 \cdot i}, \quad (2.1)$$

де v_1, v_2, v_3 – побутові швидкості в корінному руслі, на лівій і правій заплавах;

C_1, C_2, C_3 – швидкісні коефіцієнти для корінного русла, лівої і правої заплав;

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$ – площі живого перерізу корінного русла, лівої і правої заплав;

H_1, H_2, H_3 – середні глибини корінного русла, лівої і правої заплав;

i – поздовжній ухил водної поверхні при РРВВ за завданням.

Швидкісні коефіцієнти визначаються за формулою Маннінга:

$$C_1 = \frac{\sqrt[6]{H_1}}{n_1}, \quad C_2 = \frac{\sqrt[6]{H_2}}{n_2}, \quad C_3 = \frac{\sqrt[6]{H_3}}{n_3}, \quad (2.2)$$

де n_1, n_2, n_3 — коефіцієнти шорсткості корінного русла, лівої і правої заплав, приймається за табл.2.3 згідно [24].

Таблиця 2.3 - Коефіцієнти шорсткості згідно даним М.Ф. Срібного

Типи русел і заплав	Коефіцієнти
1. Русла в досить сприятливих умовах (прямі незарощі)	$n_1 = 0,0250$
2. Русло в сприятливих умовах	$n_1 = 0,0333$
3. Проміжне значення між 1 і 2	$n_1 = 0,0285$
4. Порівняно чисте русло звивисті або ж прямі, але з не- правильностями в рельєфі дна	$n_1 = 0,0400$
5. Заплати покриті нормальною кількістю чагарнику, порівняно розроблені	n_2 або $n_3 = 0,0500$
6. Порівняно зарослі заплати, погано розроблені	n_2 або $n_3 = 0,0670$
7. Заплати значно зарослі	n_2 або $n_3 = 0,0800$

Побутові швидкості визначаються за залежностями:

– у корінному руслі:

$$v_1 = C_1 \sqrt{H_1 \cdot i} = \frac{\sqrt[6]{H_1}}{n_1} \cdot \sqrt{H_1 \cdot i} = \frac{\sqrt[3]{H_1^2} \cdot \sqrt{i}}{n_1}, \quad (2.3)$$

– на лівій заплаві:

$$v_2 = \frac{\sqrt[3]{H_2^2} \cdot \sqrt{i}}{n_2}, \quad (2.4)$$

– на правій заплаві:

$$v_3 = \frac{\sqrt[3]{H_3^2} \cdot \sqrt{i}}{n_3}, \quad (2.5)$$

Витрати визначаються за такими залежностями:

– у корінному руслі:

$$Q_1 = \omega_1 \cdot v_1, \quad (2.6)$$

– на лівій заплаві:

$$Q_2 = \omega_2 \cdot v_2, \quad (2.7)$$

– на правій заплаві:

$$Q_3 = \omega_3 \cdot v_3, \text{ м/с}, \quad (2.8)$$

– повна витрата

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3. \quad (2.9)$$

Визначаються співвідношення заплавної та повної витрат

$$\frac{Q_2}{Q} \text{ та } \frac{Q_3}{Q}. \quad (2.10)$$

Після цього визначається необхідність проектування струмененаправляючих дамб.

Вони необхідні, якщо [4]:

- для лівої заплавини при $\frac{Q_2}{Q} > 0,15$ або при $v_1 > 1$ м/с, та $\frac{Q_2}{Q} \leq 0,15$;
- для правої заплавини при $\frac{Q_3}{Q} > 0,15$ або при $v_1 > 1$ м/с, та $\frac{Q_3}{Q} \leq 0,15$.

2.3.4 Розрахунок отвору моста

Розрахунок отвору моста ведеться згідно методу О. В. Андрєєва, заснованого на рівнянні граничного балансу насосів.

Визначаються співвідношення руслової та заплавної витрат за формулою

$$\tau = \frac{Q_1}{Q}, Q \quad (2.11)$$

Потім обчислюється ступінь стиснення потоку при мінімальному отворі моста за формулою

$$\beta = \frac{Q}{Q_1}. \quad (2.12)$$

При $\beta < 1/4$ розрахунок отвору моста виконують за рівнянням граничного балансу насосів для піку паводку, тобто при заданій відмітці РРВВ.

При $\beta > 1/4$ за дослідженнями Г. А. Федотова розрахунок отвору моста за рівнянням граничного балансу насосів виконується на спаді розрахункового паводку, на ΔH нижче його піку

$$\Delta H = h_{\max} \cdot (1 - P^{1/3}), \quad (2.13)$$

де $h_{\max} = \frac{H_2 \cdot l_2 + H_3 \cdot l_3}{l_2 + l_3}$ – максимальна висота паводку над середньою

відміткою заплавин;

H_2, H_3, l_2, l_3 – середні глибини й ширини заплавин (табл. 2.2);

Π – повнота паводку, обчислюється за формулою

$$\Pi = \frac{h_{\text{сер}}}{h_{\max}}. \quad (2.14)$$

$h_{\text{сер}}$ – середня висота паводку над заплавиною при одночасному схематизованому гідрографі розрахункового паводку, розраховується за формулою

$$h_{\text{сер}} = \frac{h_{\max} \cdot (T_n - t_2)}{2T_n}. \quad (2.15)$$

T_n – повна тривалість паводку, доба (див. завдання);

t_2 – тривалість його стояння на піку паводку, доба (див. завдання),

при трикутному гідрографі $t_2 = 0$ і $\Pi = 0,5$;

при $\Pi = 0,3$	$1 - \Pi^{1/3} = 0,33,$
$\Pi = 0,4$	$1 - \Pi^{1/3} = 0,26,$
$\Pi = 0,5$	$1 - \Pi^{1/3} = 0,21,$
$\Pi = 0,6$	$1 - \Pi^{1/3} = 0,16,$
$\Pi = 0,7$	$1 - \Pi^{1/3} = 0,1,$
$\Pi = 0,8$	$1 - \Pi^{1/3} = 0,07,$
$\Pi = 0,9$	$1 - \Pi^{1/3} = 0,04,$
$\Pi = 1,0$	$1 - \Pi^{1/3} = 0,0.$

При $\beta > 1/4$ необхідно знизити відмітку РРВВ на величину ΔH і перелічити величини $H_1, H_2, H_3, Q_1, Q_2, Q_3, v_1, v_2, v_3, \tau$.

Приймаючи, наприклад, стиснення отвору моста опорами орієнтовно у 5%, тоді відносна частина отвору, зайнята опорами, $\lambda = 0,05$.

Після цього визначається максимальний коефіцієнт розмиву (коефіцієнт збільшення глибини), якщо прийняти отвір моста мінімальним, тобто рівним ширині корінного русла за формулою

$$P_{\max} = \frac{1}{(1 - \lambda)^{2/3} \cdot \tau^{8/9}}. \quad (2.16)$$

Найбільший допустимий коефіцієнт розмиву (коефіцієнт збільшення глибини) для судноплавних рік, якщо міст перекриває тільки русло ріки

$$P_{don} = \frac{1}{1 - 0,35} \approx 1,50$$

Примітка. Для несудноплавних рік $P_{don} = 2,00$.

1-й випадок

$$P_{max} = \frac{1}{(1 - \lambda)^{2/3} \cdot \tau^{8/9}} \leq P_{don} = 1,50 \quad (2.17)$$

Отже, отвір моста між підошвами конусів підхідних насипів або підошвами річних відкосів струмененаправляючих дамб (при їх наявності)

$$l_m = l_1. \quad (2.18)$$

Швидкість після розмиву під мостом

$$v_{p.m} = v_1 \cdot \frac{P_{max}^{1/8}}{(1 - \lambda)^{1/4}}, \quad (2.19)$$

2-й випадок

$$P_{max} = \frac{1}{(1 - \lambda)^{2/3} \cdot \tau^{8/9}} > P_{don} = 1,50. \quad (2.20)$$

За завданням запламини затоплюються рідко (рідше ніж 3 рази в чотири роки). Тому зрізка буде заливатись і вводити її в розрахунок небезпечно. Вважають, що заплавна ділянка отвора моста зберігається, а розмив розвивається тільки на побутовій ширині корінного русла.

При двох заплавах заплавна ділянка отвора моста розташовують від русла в сторону більш працюючої запламини.

Необхідний отвір моста обчислюють за формулою [24] :

$$l_m = l_1 + B_{запл} \cdot \left[\frac{1}{\beta_p} - \left(1 - \frac{1}{\beta_p} \right) \cdot \tau \cdot \frac{Q}{Q_{запл}} \right], \quad (2.21)$$

де $B_{запл}$ – ширина більш сильно працюючої заплави (l_2 або l_3);

$Q_{запл}$ – витрата тієї ж заплави (Q_2 або Q_3);

$\tau = \frac{Q_1}{Q}$ – співвідношення руслової та повної витрат;

β – допустимий коефіцієнт збільшення витрати в руслі під мостом, обчислюється за формулою

$$\beta = (1 - \lambda)^{3/4} \cdot P_{don}^{9/8}, \quad (2.22)$$

де $P_{don} = 1,5$.

3-й випадок

$$P_{max} = \frac{1}{(1-\lambda)^{\frac{2}{3}} \cdot \tau^{\frac{8}{9}}} < P_{don} = 1.50, \quad (2.23)$$

По завданню заплави затоплюються рідко (рідше ніж 3 рази в чотири роки).

Проектують зрізку заплавлених берегів корінного русла на рівні на 25-50см вище PMB , тобто проектується міст з розширеним руслом.

Приймають коефіцієнт розмиву $P_{don} < 1,50$ та визначають отвір мосту відповідно цьому коефіцієнту розмиву (коефіцієнта збільшення глибин) P . Отвір буде більш l_1 .

Попередньо слід застосувати $P = 1,3-1,4$. Нехай $P = 1,3$, тоді отвір моста між конусами насипу на рівні зрізки буде дорівнювати [24]:

$$l_m = \frac{l_1}{(1-\lambda) \cdot \tau^{4/3} \cdot p^{3/2}} = \frac{l_1}{0,95 \cdot \tau^{4/3} \cdot p^{3/2}}, \quad (2.24)$$

швидкість після розмиву під мостом

$$v_{pm} = v_1 \cdot \left[\frac{l_1}{l_m \cdot (1-\lambda)} \right]^{1/4} \cdot p^{1/8} = v_1 \cdot \left[\frac{l_1}{0,95 \cdot l_m} \right]^{1/4} \cdot 1,3^{1/8}, \quad (2.25)$$

Перевіряється допустимість прийнятого коефіцієнту розмиву (збільшення глибин).

Допустимий коефіцієнт розмиву P'_{don} визначають за формулою

$$P'_{don} = P_{don} \cdot \left[\frac{h_{сер}}{H_1} + \frac{l_1}{l_m} \cdot \left(1 - \frac{h_{сер}}{H_1} \right) \right], \quad (2.26)$$

де $P_{don}=1,5$;

H_1 – середня побутова глибина корінного русла (табл. 2.2.);

$h_{сер}$ – середня побутова глибина на заплавлених ділянках отвору моста, тобто на довжині $l_m - l_1$ (береться з табл. 2.1 підрахунку середніх глибин і площ).

Допустимість прийнятого коефіцієнту розмиву перевіряється із умови

$$P'_{don} \geq P = 1,3. \quad (2.27)$$

Тому залишають попередньо прийняту величину $P = 1,3$.

Величини загального та місцевого розмиву можуть бути задані або їх необхідно визначати.

Величина загального розмиву визначається за формулою

$$h_I = h_{pm} - h \quad (2.28)$$

де h – найбільша глибина русла при РРВВ до розмиву (рис. 2.2).

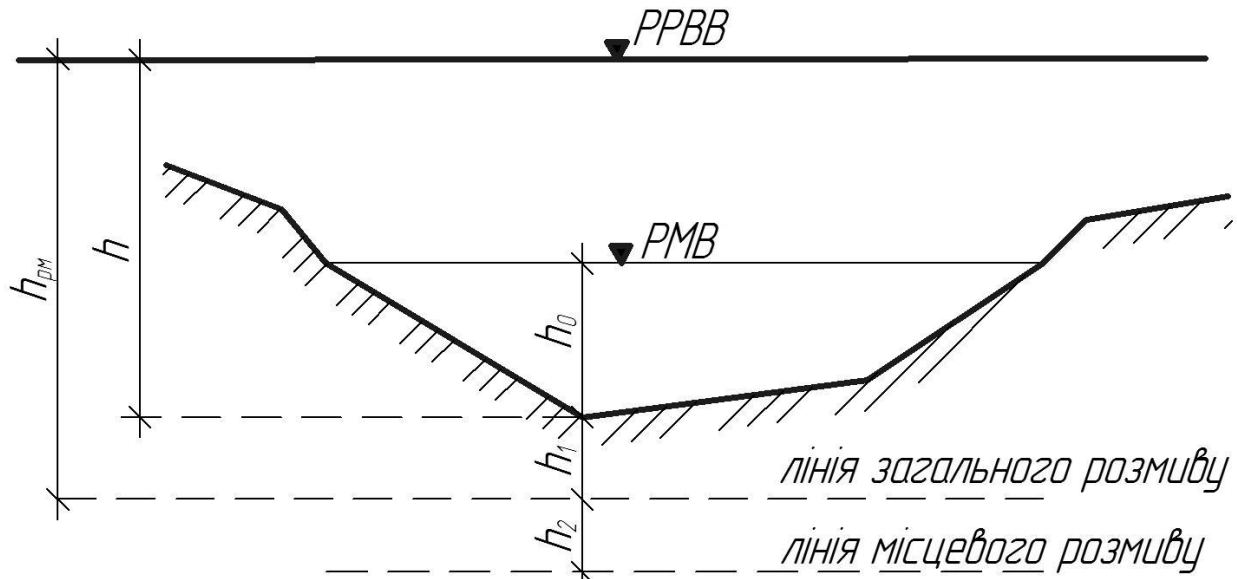


Рисунок 2.2 – Схема загального й місцевого розмивів

Визначається h за формулою

$$h = \nabla \text{РРВВ} - \nabla \text{РМВ} + h_0. \quad (2.29)$$

h_{pm} – найбільша глибина русла при РВВ після розмиву (рис. 2.2), визначається за формулою

$$h_{pm} = P \cdot h, \quad (2.30)$$

де P – прийнятий коефіцієнт розмиву;

$P = P_{max}$, якщо $P_{max} < 1,5$ (1-й випадок);

$P < P_{max}$, якщо $P_{max} > 1,5$ (2-й і 3-й випадок).

Глибина воронки місцевого розмиву в момент розміщення біля неї максимальної глибини загального розмиву може бути визначена за спрощеною теоретико-експериментальною формулою І. А. Ярославцева [24]:

$$h_2 = k \cdot k_I \cdot \left(\frac{v_{on}^2}{9,8 \cdot b} \right)^{0,9} \cdot b - A, \quad (2.31)$$

де v_{on} – швидкість набігання потоку на опору, що дорівнює приблизно побутовій швидкості v_I у кореновому руслі, точніше:

$$v_{on} = v_{pm} \cdot \left(\frac{h}{H_1} \right)^{2/3}, \quad (2.32)$$

h й H_1 вказані на рис. 2.2 і в табл. 2.2;
 b – ширина опори, м (див. рис. 2.3);

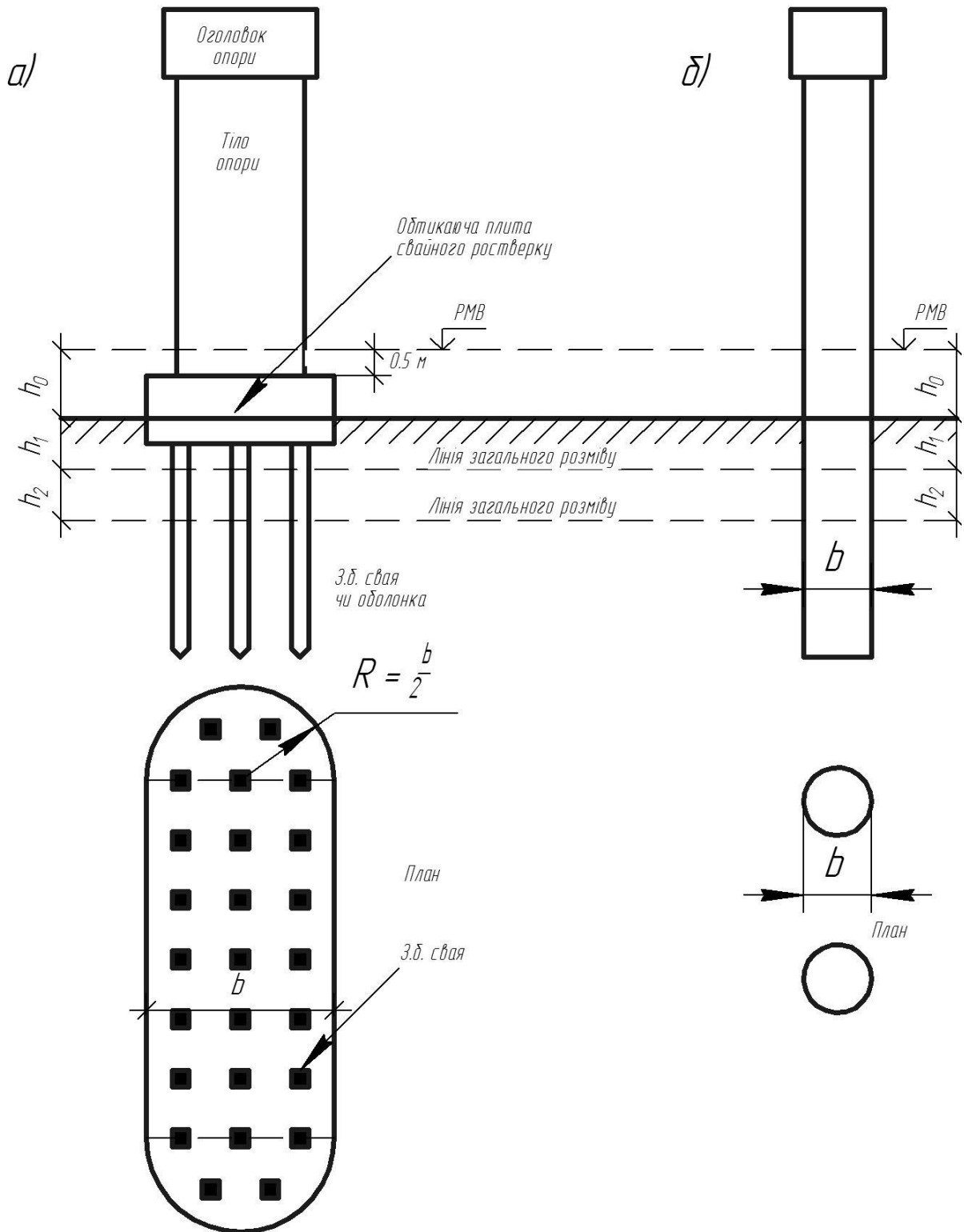


Рисунок 2.3 – Типи проміжних опор:

- а – з фундаментною плитою пальового розстверку;
- б – стовпчата, без фундаментної плити (безрозстверкова)

k – коефіцієнт, що дорівнює для умовних опор 3,8; 4,4; 7,3 відповідно при відношенні h_{pm}/b , що дорівнює 5, 3, 1 [24];

h_{pm} – найбільша глибина русла при РРВВ після розмиву (рис. 2.2);

k – коефіцієнт форми опори; для опори (рис. 2.3 а) ширина b дорівнює ширині плити ростверку що обтікається і коефіцієнт $k = 0,7$; для опори (рис. 2.3 б) величина b дорівнює діаметру оболонки $k = 0,7$; для опори на природній основі неглибокого закладання коефіцієнт $k = 0,85$ або $1,05$ відповідно при розташуванні верхнього зрізу фундаменту нижче або вище рівня місцевого розмиву;

$A = 30d$ – для незв’язних ґрунтів;

d – їх крупність;

$A = 6 \cdot \frac{v_{don}}{9,8}$ – для зв’язних ґрунтів;

v_{don} – допустима (нерозмиваюча) швидкість для ґрунтів, в яких відбувається місцевий розмив (тобто для ґрунту на глибині h_2), призначається за табл. 35 і 37 [23]; опором ґрунту місцевому розмиву (величиною A) можна знехтувати.

При визначенні отвору мосту та глибини русла ріки після розмиву можуть бути використані методики, вивчені в курсі “Гідравліка, гідрологія, гідрометрія” (табл.2.4).

Таблиця 2.4 – Визначення глибини русла ріки і отвору мосту

Автор методики	Глибина русла ріки під мостом після розмиву	Ширина отвору моста
1	2	3
Белелюбський Н. А.	$h_{pm} = h_{pб} \cdot \frac{Q}{Q_{pб}} \cdot \frac{B_{pб}}{B_{pm}}$	$B_m = B_{pб} \cdot \frac{1}{\mu} \cdot \frac{Q}{Q_{pб}} \cdot \frac{1}{P}$
Лиштван Л. Л.	$h_{pm} = \left(\frac{Q}{0,68 \cdot B_m \cdot d_{сер}^{0,25} \cdot a} \right)^{\frac{1}{1+x}}$	$B_m = B_{pб} \cdot \frac{Q}{Q_{pб}} \cdot \frac{1}{P^{(1+x)}}$
Андрєєв О. В.	$h_{pm} = h_{pб} \cdot \left(\frac{Q_{pm}}{Q_{pб}} \right)^{8/9} \cdot \left(\frac{B_{pm}}{B_{pб}} \right)^{2/3}$	$B_m = B_{pб} \cdot \frac{1}{\mu} \cdot \left(\frac{Q}{Q_{pб}} \right)^{4/3} \cdot \frac{1}{P^{3/2}}$

Примітка:

$h_{pб}$ – середня глибина в руслі ріки до розмиву;

Q – загальна витрата;

$Q_{pб}$ – руслова побутова витрата;

$B_{pб}$ – ширина кореневого русла ріки;

B_{pm} – ширина русла під мостом після зрізки;

μ – коефіцієнт, що враховує стиснення потоку опорами й стиснення в підмостовому отворі;

P – коефіцієнт розмиву, залежить від конструкції фундаменту опор або умов судноплавства і визначається за формулою

$$P = \frac{h_{pm}}{h}, \quad (2.33)$$

$d_{сер}$ – середня крупність незв'язних ґрунтів русла, мм;

a – параметр, який залежить від вірогідності перевищення розрахункової витрати III , %, визначається за табл.2.5;

X – показник, який залежить від величини $d_{сер}$, визначається за табл.2.6.

Таблиця 2.5 – Значення параметру a в залежності від імовірності перевищення

III	0,33	1	2	5	10	20	40	50	60	70
a	1,07	1	0,97	0,91	0,86	0,81	0,74	0,72	0,69	0,67

Таблиця 2.6 – Значення параметру X в залежності від крупності незв'язних ґрунтів русла

$d_{сер},$ мм	0,05	0,3	1	3	10	50	100	200	300
X	0,43	0,42	0,40	0,38	0,35	0,30	0,28	0,26	0,24

2.4 Інженерно-геологічний переріз по вісі мостового переходу

Для розробки варіантів схеми мосту необхідно мати достатні відомості про глибину закладання осадових та кореневих порід, а також знати їх фізико-механічні характеристики. Ці відомості задані в якості вихідних даних, які необхідно оформити у вигляді табл. 2.7. На інженерно-геологічному розрізі (рис. 2.4) показано розташування свердловин, що використовуються для

відбору зразків ґрунту й приводять фізико-механічні властивості ґрунтів.

Таблиця 2.7 – Ґрунтові умови

Номер шару	Найменування ґрунту	Характеристики ґрунтів										Товщина шарів, м				
		$\rho_s, \text{кН/м}^3$	$\rho, \text{кН/м}^3$	W	W_L	W_P	ϕ°	e	$C, \text{кПа}$	$E, \text{МПа}$	$R_{ca}, \text{МПа}$	Номер бурових свердловин				
												1	2	3	4	5

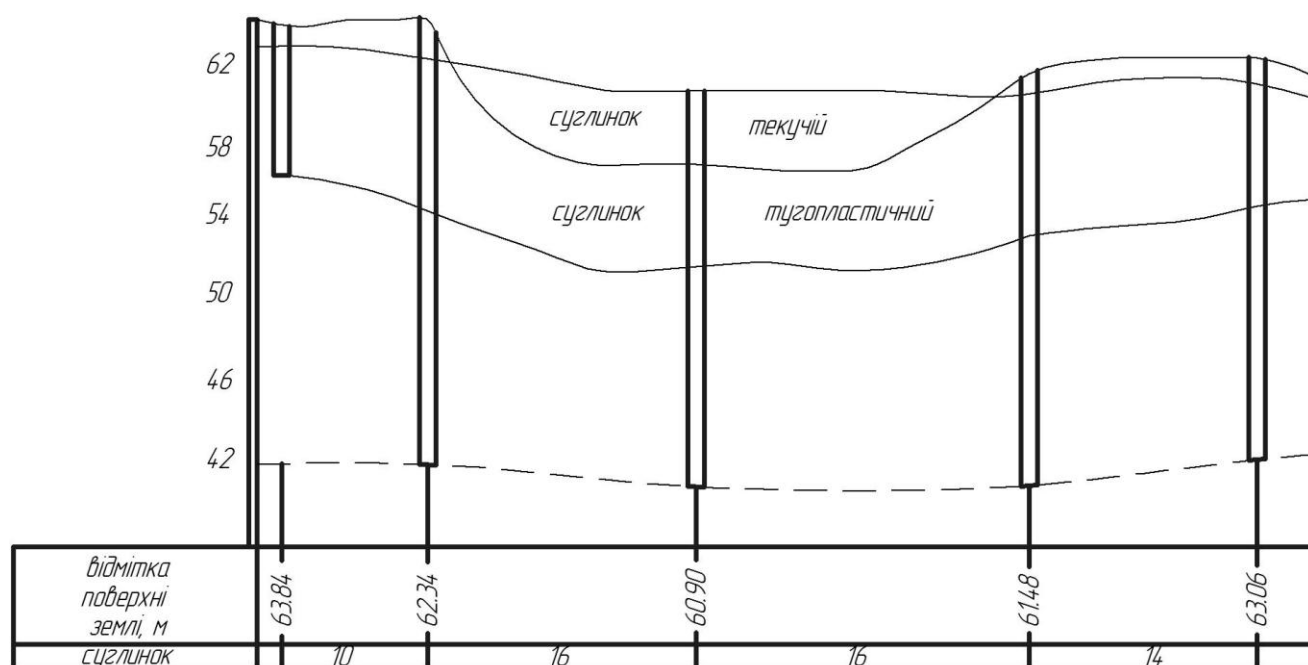


Рисунок 2.4 – Приклад інженерно-геологічного розрізу по вісі мостового переходу

Необхідно мати на увазі, що характеристики, вказані у завданні не дають повного уявлення про природний стан ґрунту, тому необхідно вираховувати додаткові характеристики й показники ґрунту для встановлення умовних опорів R_0 . Рекомендується користуватися вказівками [3, §п. 1] і [15, гл. 7].

Порядок розрахунків залежить від виду ґрунту.

Якщо ґрунт піщаний:

1) визначається коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1, \quad (2.34)$$

2) за таблицею 1.8 [3] встановлюється ступінь щільності;

«Мости та труби на автомобільних дорогах» і «Транспортні споруди на автомобільних дорогах»

3) визначається ступінь вологості

$$S_r = \frac{W}{e} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w}, \quad (2.35)$$

де $\rho_w = 10 \text{ кН/м}^3$.

При $S_r \leq 0,5$ ґрунти вважаються маловологими, при $0,5 < S_r \leq 0,8$, вологими і при $S_r > 0,8$ – насичені водою;

4) величина умовного опору R_0 визначається за дод. S табл. 2 [15].

Якщо ґрунт супіщаний:

1) визначається вагова вологість

$$W = \frac{S_r \cdot e \cdot \gamma_w}{\gamma_s}, \quad (2.36)$$

2) визначається число пластичності

$$I_p = W_L - W_P, \quad (2.37)$$

3) визначається показник консистенції

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_P}, \quad (2.38)$$

4) визначається точна назва ґрунту за табл. 1.9 і 1.10 [3];

5) визначається умовний опір ґрунту R_0 за табл.1, дод.S [15].

Якщо ґрунт глинистий:

1) визначається коефіцієнт пористості за формулою (2.36);

2) визначається число пластичності за формулою (2.37);

3) визначається показник консистенції за формулою (2.38);

4) встановлюється точна назва ґрунту за табл.1.9 і 1.10 [3];

5) визначається умовний опір ґрунту R_0 за табл.1, дод.S [15].

Значення умовного опору R_0 глинистих ґрунтів твердої консистенції (якщо $I_L < 0$) та розрахункового опору осьовому стисненню скельних основ R необхідно визначати за дод. S [15].

Після цього необхідно дати оцінку придатності ґрунтів в якості основ і обрати тип фундаменту.

В якості основи можуть прийматися будь-які ґрунти, окрім мулів, торфів, пухких піщаних й текучопластичних ґрунтів. Попередня оцінка області застосування фундаментів різних типів в залежності від ґрунтових умов може бути виконана за допомогою табл. 2.8, в якій приведені випадки безумовного застосування фундаментів відповідного типу, або випадки, коли необхідне варіантне проектування.

Таблиця 2.8 – Область застосування фундаментів різних типів

Основи	Ґрунти		Тип фундаменту	
	Що прорі- заються	Основи	На природ-ній основі	Пальові
Одношаро- ві	Слабкі		-	+
	Середні		±	±
	Міцні		+	-
Двошарові	Слабкі	Середні	±	±
		Міцні	±	±
	Середні	Слабкі	-	±
		Міцні	±	±
	Міцні	Слабкі	±	-
		Середні	±	-

Примітка:

Прийняті умовні позначення:

“+” – рекомендується до застосування;

“±” – потребується варіантне проектування;

“-” – не рекомендується до застосування.

2.5 Підмостові габарити судноплавних габаритів моста.

Підмостові габарити визначають розміри судноплавних прогонів і піднесення низу конструкції над розрахунковим судноплавним рівнем (РСР) відповідно до класу ріки.

Підмостовий габарит – це мінімальні граничні обриси підмостового простору, призначеного для пропуску суден, судових і плотових складів. Всередину підмостового габариту не повинні заходити елементи мосту, у тому числі фундаменти.

Обриси і розміри підмостових габаритів судноплавних нерозвідних прольотів моста в залежності від класу ріки показані на рис. 2.5 та в табл. 2.9. за даними ДСТУ Б В.2.3 – 1 – 95[1].

Таблиця 2.9 Габарити судноплавних прольотів моста

Клас внутрішнього водного шляху	Глибина судового ходу (гарантована), м	Висота підмостового габариту, м	Ширина підмостового габариту B , м	
			Для прольотів низового напрямку	Для прольотів взводного напрямку
1	2	3	4	5
1	Більш 3,2	17,0	140	60
2	2,5...3,2	15,0	140	60
3	1,9...2,5	13,5	120	50
4	1,5...1,9	12,0	120	40
5	1,1...1,5	10,5	100/60	30
6	0,7...1,1	9,5	60/40	-
7	0,5...0,7	7,0	40/30	-

Примітки:

1. Наведені у таблиці значення є габаритами судового ходу під судноплавними прогонами.

2. У знаменнику наведено ширину для другого та наступних судноплавних прогонів.

3. Значення ширини B , вказані у графі 5, наведені для розвідного прогону, який призначено для пропуску тільки суден з великою надводною висотою. Якщо розвідний прогін призначено для пропуску составів, то його ширину слід приймати відповідно до графі 4.

Обрис підмостового габариту повинен бути прямокутним (як показано на рис. 2.5, контур $ABCD$). На ділянках водних шляхів 1-4-х класів для нерозвідних прогонів мостів з криволінійним обрисом нижнього поясу прогонів будівель, які розташовані в обмежених умовах (у межах міста підходів до них, поблизу транспортних вузлів, на автомобільних дорогах зі складними розв'язками на берегах та в інших обґрунтованих випадках), допускається приймати обрис підмостового габариту за контуром $AEFKLD$. При цьому висоту h_1 та ширину B_1 встановлюють за узгодженням з органами, які регулюють судноплавство, але не менше відповідно $0,7h$ і $0,7B$. $ABCD$ та $AEFKLD$ – контури підмостового габариту; PSP – розрахунковий високий судноплавний рівень води; PP – проектний рівень води; H – загальна висота підмостового габариту; h – висота підмостового габариту на PSP ;

B – ширина підмостового габариту; d – гарантована глибина суднового ходу на перспективу; a – амплітуда коливань рівнів води між PCP та $ПР$ (див. рис. 2.5).

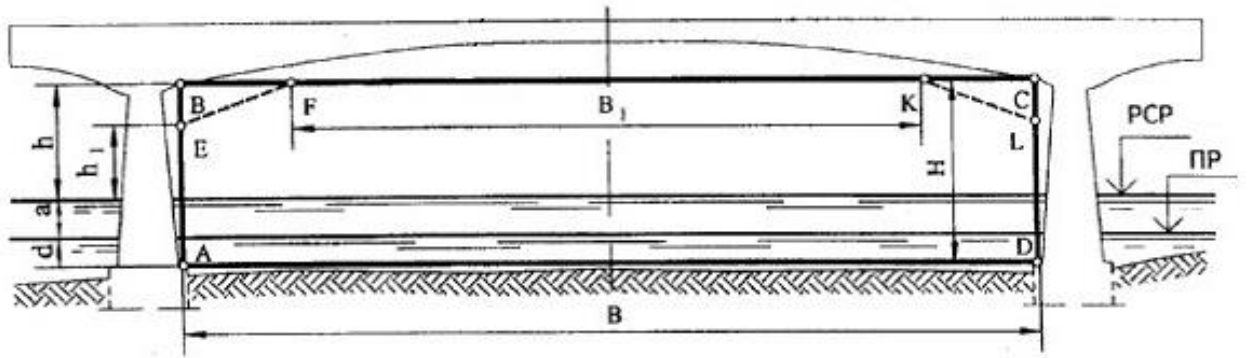


Рисунок 2.5 – Обрис підмостового габариту

Надводна висота підмостового габариту відраховується від розрахункового судноплавного рівня (PCP), а гарантована глибина суднового ходу – від найнижчого (меженного) судноплавного рівня води (HCP).

Середину судноплавних прогонів поєднують з віссю відповідного суднового ходу, враховуючи можливі руслові переформування та зміщення за період служби мосту.

В мостах через несудноплавні ріки піднесення низу конструкції прогонових будов над $PPBV$ приймається з урахуванням впливу підпору й хвилі не менш 0,5 м, а при наявності корчеходу – не менш 1,0 м.

Піднесення низу конструкції прогонових будов над рівнем високого льодоходу приймають не менш 0,75 м, а за наявності на річці заторів льоду – не менш 1,0 м. Верх майданчиків для встановлення опорних частин розташовують вище розрахункових рівнів води на 0,25 м і над рівнем високого льодоходу на 0,5 м.

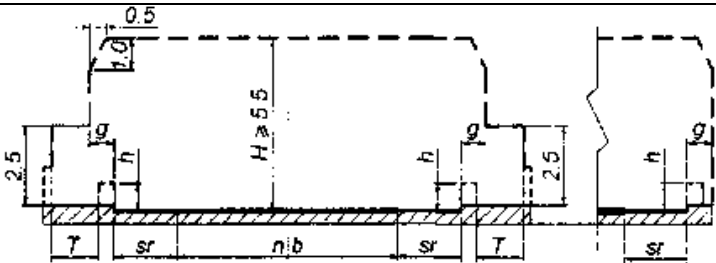
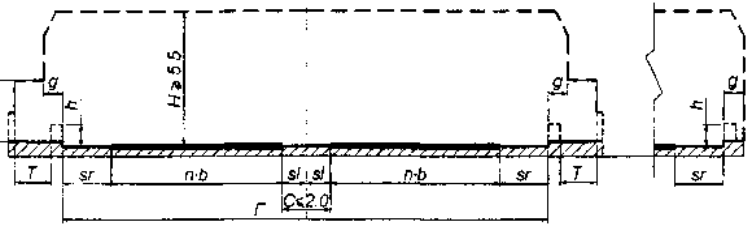
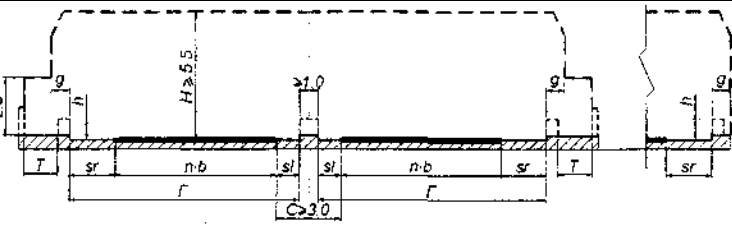
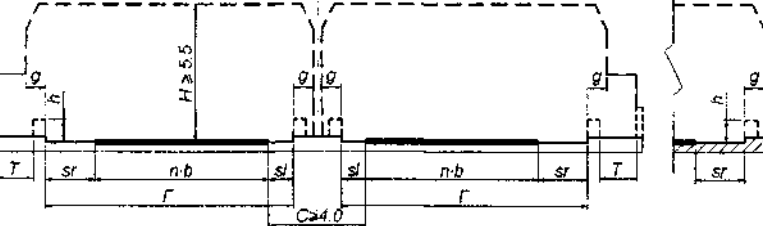
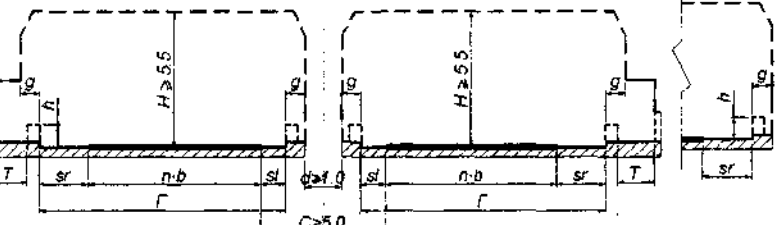
2.6 Габарити наближення конструкцій під шляхопроводами

Габарити наближення конструкцій під шляхопроводами через автомобільні дороги в залежності від категорії дороги наведені в додатку 1 ДБН В.2.3-22:2009 [16], а також в табл. 2.10. Висота габариту наближення приймають не менш 5,5 м на автомобільних дорогах I, II, III категорій. У всіх інших випадках висота габарита приймається не менше 4,5 м. Габарити споруд для пропуску польових доріг і прогону скоту слідє приймати не менш:

- а) для польових доріг: ширина – 6,0 м, висота – 4,5 м;
- б) для прогону скоту: ширина – 4,0 м, висота – 2,5 м.

Зазвичай висоту габарита приймають с запасом рівним 0,2 м для можливості ремонту дорожнього одягу

Таблиця 2.10 – Схеми габаритів наближення на автодорожніх та міських мостах

№ з/п	Обрис	Описання
1	2	3
1		Мостове полотно під зустрічні напрямки руху без розділової смуги
2		Мостове полотно під зустрічні напрямки руху, не розділені огорожею безпеки, напрямки руху при розділовій смузі ≤ 2 м
3		Мостове полотно під зустрічні напрямки руху при розділовій смузі ≥ 3 м
4		Мостове полотно під зустрічні напрямки руху при розділовій смузі ≥ 4 м
5		Два мостових полотна під кожний напрямок руху при розділовій смузі ≥ 5 м

На схемах позначено:

b – ширина смуги проїзду, м;

n – кількість смуг проїзду, шт.;

sr та sl – ширина смуг безпеки правої та лівої по напрямку руху відповідно;

C – ширина розділової смуги (включає ширину прилеглих смуг безпеки).

ки);

Γ – відстань поперек моста між огорожами безпеки або бордюрами; на мостовому полотні одного напрямку включає в себе смуги проїзду + смуги безпеки; на мостовому полотні (не розділеному огорожею) під зустрічні напрямки включає в себе смуги проїзду + смуги безпеки + розділювальну смугу;

T – ширина тротуару у просвіті (відповідно до 5.2);

H – висотний габарит (відстань між поверхнею проїзду і до верхньої лінії окреслення габариту) слід приймати не менше ніж 5,5 м;

h – висота огорожі; для металевої огорожі бар'єрного типу приймається відповідно до ДСТУ Б В.2.3-12; для огорожі дорожнього парпетного типу відповідно до ДСТУ Б В.2.3-10;

$g = 0,8$ м, мінімальна відстань від крайки бар'єрної огорожі до краю плити моста або до перешкоди (стовпа освітлення, грані опори, габариту наближення трамваю тощо). При визначенні g слід враховувати величину поперечного прогину бар'єрної огорожі.

Параметри габаритів мостів на автомобільних дорогах загального користування та мостів на вулицях у населених пунктах надані в ДБН В.2.3-22:2009.

В шляхопроводах через залізодорожні шляхи габарити наближення прольотних будов та опор повинні відповідати ГОСТу 9238-83. При цьому висоту підмостового габариту визначають від рівня головки рельса в залежності від розташування шляхопроводу (рис. 2.6).

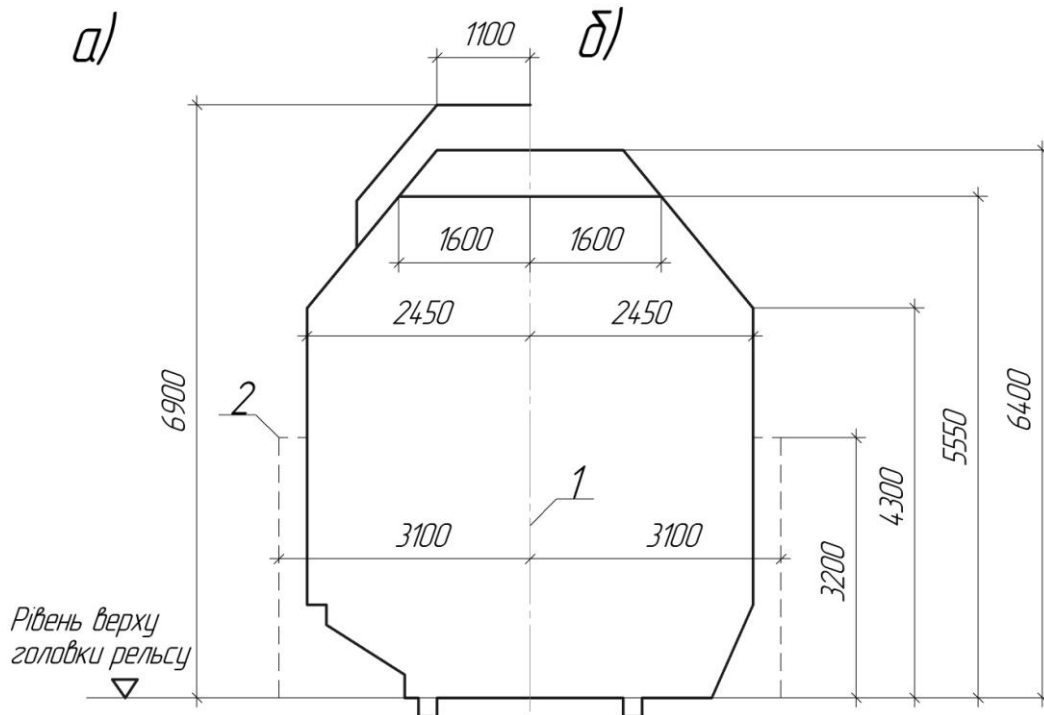


Рисунок 2.6 – Габарити наближення будівель залізних доріг:

а – на станціях; б – на перегонах; 1 – вісь на шляху; 2 – лінія наближення опор шляхопроводів.

2.7 Габарити приближення конструкцій на автодорожніх і міських мостах

Габарити приближення конструкцій мостів відповідно [16] це такі граничні поперечні обриси (в площині, перпендикулярної вісі поперечної частини), всередину яких не повинні заходити які не будь елементи споруди, включаючи огороження проїздів та перил.

Габарит умовно позначають буквою Г та числом (після тире), рівним відстані між огороженнями. Схеми габаритів мостів та основні їх параметри приведені в табл. 2.10 та 2.11. Габарити наближення конструкцій мостів на автомобільних дорогах приймають в залежності від технічної категорії. Ширину тротуарів назначають в залежності від розрахункової інтенсивності руху пішоходів у час пік. Ширину багатополосних тротуарів призначають кратною 0,75. На мостах, розташованих у містах, ширину тротуарів приймають не менше 1,5 м. Ширину однополосних тротуарів, розташованих в рівні верху бордюрів, назначають рівній 1,0 м.

Таблиця 2.11 – Габарити по ширині моста

Мости на автомобільних дорогах загального користування							
Категорія дороги (відповідно до ДБН В.2.3-4:2007)	Кількість смуг руху в обох напрямках n, шт	Кількість проїзних час- тин шт.	Ширина смуги руху b, м	Ширина проїзних час- тин N×b, м	Ширина смуг безпеки м		Габарит одного (двох) напрямків руху Г, м
					правої, sr	лівої, sl	
1	2	3	4	5	6	7	8
Ia	8	2	3,75	15,00	2,0	1,0	18,00
	6			11,25			14,25
	4			7,50			10,50
Iб	6	2	3,75	11,25	2,0	1,0	14,25
	4			7,50			10,50
II	2	1	3,75	7,50	$\frac{2,0*}{1,5}$	-	$\frac{11,50*}{10,50}$

Продовження таблиці 2.11

1	2	3	4	5	6	7	8
III	2	1	3,50	7,00	$\frac{1,5^*}{1,0}$	-	$\frac{10,00^*}{9,00}$
IV	2	1	3,50	7,00	1,0	-	(9,00)
V	1	1	4,50	4,50	0,5	0,5	5,50
* В чисельнику приведені параметри, що приймаються при відсутності тротуарів або службових проходів; в знаменнику – в інших випадках							

2.8 Відмітки і поздовжні похили проїзної частини

Відмітки рівня їздового полотна над поверхнею ґрунту або води – одне із основних вихідних даних, які визначають висоту моста і величини прольотів.

Відмітки проїзду можуть бути задані в якості вихідних даних:

1) при високих берегах, коли поперечний профіль ріки по вісі мостового переходу обумовлює необхідність підвищеного розположення проїзної частини, між верхом суднохідного габариту і низом конструкції прольотної будови утворює просвіт(рис. 2.7 а);

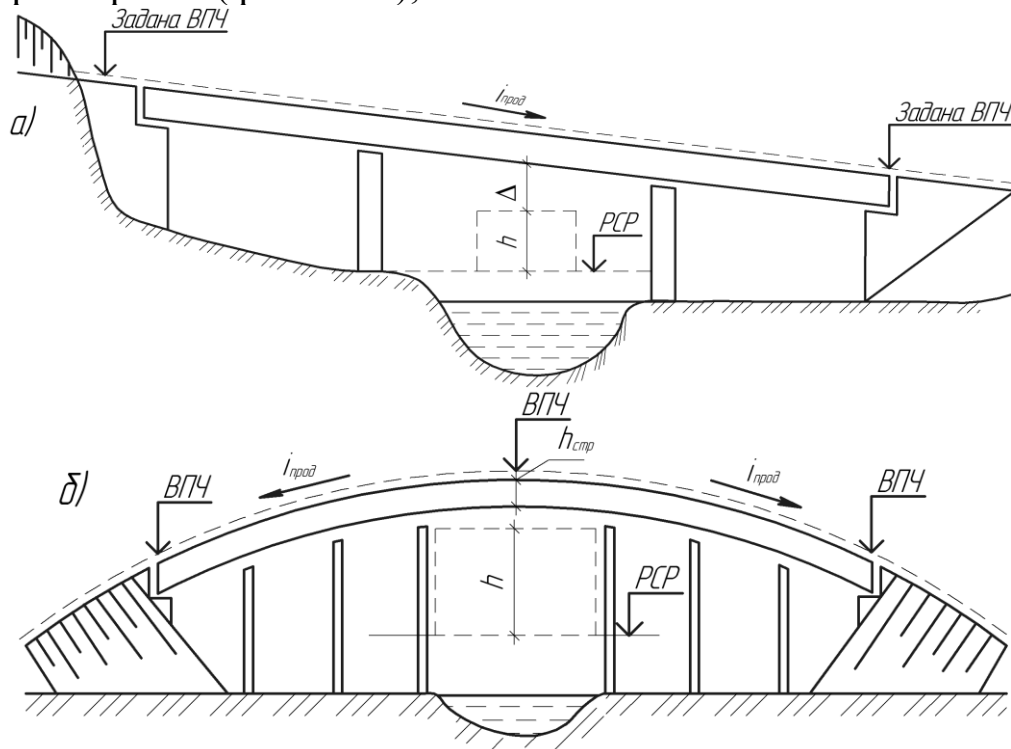


Рисунок 2.7 – Поздовжній профіль проїзної частини моста:

а – при високих берегах; б – при низьких берегах.

2) при несудохідних рівнях;

3) якщо цього потребує умови ландшафтного проектування, яке має ціль надати архітектурної виразності мосту і автомобільній дорозі;

4) у міських обмежених умовах.

При низьких берегах відмітки проїзду обумовлені відміткою РСР, висотою підмостового габариту і будівельною висотою прольотної будови (рис. 2.7 б).

Відмітка верху їздового полотна (дорожнього одягу) по вісі моста може бути і визначена (див. п. 3.4. формула (3.5)).

По умовам безпеки руху найкраще, якщо поздовжній профіль мостового переходу горизонтальний чи має невеликий односкатний похил, а по умовам забезпечення нормального водовідводу повздовжній похил слідє приймати не менш 5 ‰. Із умов безпеки руху поздовжній похил повинен бути не більш 30‰ (великих автодорожніх мостів), 40‰ – для міських мостів і 20‰ – при чистих зледеніннях проїзної частини.

2.9 Визначення потрібної повної довжини моста

У відповідності з положенням про необхідність проектування струмененаправляючих дамб (п.2.3.3).

1-й випадок. Струмененаправляючі дамби не потрібні.

Потрібна повна довжина (рис 2.8 а) визначається за формулою:

$$L_{м. потр} = l_{м} + 3 \cdot Z + 4,0, \quad (2.39)$$

де $l_{м}$ – отвір моста,

Z – підвищення верху балки над відміткою бровки корінного русла, визначається за формулою

$$Z = h + h_{суд} + \nabla PCC - \nabla PMB - h_1, \quad (2.40)$$

h – висота балки, попередньо $h = 2,1$;

$h_{суд}$ – висота підмостового габариту;

∇PCC – відмітка розрахункового суднохідного рівня;

∇PMB – відмітка рівня меженних вод;

h_1 – підвищення бровки корінного русла над ∇PMB .

2-й випадок. При наявності струмененаправляючих дамб (без обладнання проїзду по ним під мостом).

Потрібна довжина моста (рис. 2.8б) визначається за формулою:

$$L_{м. потр} = l_{м} + 2 \cdot Z_1 + 4,0, \quad (2.41)$$

де величина Z_1 розраховується за формулою

$$Z_1 = (h_2 + \nabla PPBB - \nabla PMB - h_1) \cdot 2 + [h + h_{cyo} + \nabla PCP - \nabla PMB - h_1 - (h_2 + \nabla PPBB + \nabla PMB - h_1)] \cdot 1,5 = 0,5 \cdot h_2 + 0,5 \cdot \nabla PPBB + 1,5 \cdot (h + h_{cyo} + \nabla PCP) - 2 \cdot (\nabla PMB + h_1), \quad (2.42)$$

де $\nabla PPBB$ – відмітка розрахункового рівня високих вод;

h_2 – підвищення верху струмонаправляючих дамб над відміткою $\nabla PPBB$, попередньо можна прийняти $h_2 = 1$ м.

3-й випадок. При наявності струмененаправляючих дамб (з обладнанням проїзду по ним під мостом).

Потрібна повна довжина мосту (рис. 2.10 в) визначаються за формулою

$$L_{м.потр} = l_{м} + 2 \cdot Z_2 + 4,0, \quad (2.42)$$

де b – ширина струмененаправляючих дамб, $b = 3 - 4$ м.

Величина параметру Z_2 визначається за формулою

$$Z_2 = Z_1 + b. \quad (2.43)$$

На рис. 2.8 отвір моста $l_{м}$ дорівнює ширині корінного русла l_1 , при $l_{м} > l_1$ потрібна повна довжина мосту $L_{м.потр}$ визначається за формулами (2.39; 2.41; 2.43) розглянутих трьох випадків зі зміною нижньої частини схем рис. 2.8.

3 РОЗРОБКА ВАРІАНТІВ МОСТА

3.1 Матеріал моста

Прогонові будови постійних мостів, як спорудження капітального типу, проектують із залізобетону або металу.

Основним будівельним матеріалом для мостів з прольотами від найменших і до 300 м є залізобетон.

Метал є дорогим і дефіцитним матеріалом, тому застосування його для малих мостів із прольотами до 40 м недоцільно. Прогонові будови з прольотами більш 300 м повинні виконуватися з металу, хоча в проїзній частині цих мостів можуть застосовуватися залізобетонні елементи.

При рівній вартості варіантів моста з металевими й залізобетонними прогоновими будовами перевагу слід віддавати залізобетону, як менш дефіцитному матеріалу. Однак металеві прогонові будови мають ряд переваг перед залізобетонними у відношенні їх виготовлення, способів монтажу й більш коротких строків будівництва, що необхідно враховувати при порівнянні варіантів.

При розробці схеми моста можна розглядати такі варіанти, у яких більші (руслові, середні) прольоти перекриваються металевими прогоновими будовами, а менші (берегові, заплавні) – залізобетонними.

Варіант моста з металевими прогоновими будовами рекомендується розробити в дипломному проекті.

Загальні вказівки по складанню варіантів моста можна знайти в [5, 15, 19, 20, 21].

Оскільки основним матеріалом для автодорожніх мостів з прольотами до 300 м є залізобетон, у цьому методичному посібнику всі подальші розробки будуть розглянуті тільки стосовно залізобетонних мостів.

3.2 Розбивка необхідної повної довжини моста на прольоти

Найбільш відповідальним завданням проектування є вибір загальної схеми моста. Розбивка моста на прольоти, вибір системи прогонових будов, типу опор і підходів повинні забезпечувати високі технічні, економічні й архітектурні показники мостового переходу.

Складання схеми моста необхідно починати із задоволення вимог судноплавства (п. 2.5), а для шляхопроводів – вимог габаритів наближення будов (п. 2.6), чим визначаються розміри й кількість основних параметрів споруджень. У розбивці на прольоти іншої частини моста слід використовувати принцип мінімальної вартості. При цьому слід мати до уваги, що найменша

вартість балкового моста буде досягатися приблизно при рівності вартостей прогонової будови (без проїзної частини) і опор. Також слід урахувати геологічну будову русла, режим ріки, кліматичні особливості району будівництва й інші місцеві умови

Судноплавні прольоти розміщують у найбільш глибокій частині русла. Рівень межені (∇ РМВ) дозволяє правильно розмістити судноплавні прольоти для забезпечення судноплавства при низьких рівнях води.

Слід уникати розташування опор моста в найглибшому місці ріки, тому що така опора піддається найбільш сильним ударам льоду, а в судноплавних ріках буде перешкодою судноплавству. Крім того, у глибокому місці можливий найбільший зосереджений розмив дна і вартість такої опори найбільша.

Для рік з сильним льодовим режимом величина прольотів повинна співвідноситись з імовірною величиною крижаних полів і швидкістю руху льоду; так як більша частина льоду йде по головному руслу то руслова частина ріки повинна перекриватися найбільшими прольотами. Заплавні частини моста, де кількість льоду і його швидкості менше, можна перекривати меншими прольотами.

Найбільш раціональної за вартістю є схема спорудження, у якій більші прольоти розташовуються в найглибших місцях рік (вартість опор буде високою), а заплавні ділянки перекриваються меншими прольотами (з більш низькою вартістю опор).

По можливості мостовий перехід перекривається прольотами однакової довжини, бажане, щоб типорозміри застосовуваних блоків не були більше двох.

При виборі величини прольотів можна застосовувати розміри як типових, так і уніфікованих прогонових будов.

При розбивці потребуємої довжини моста $L_{м. потр}$ (п. 2.9) на прольоти, слід враховувати, що в довжину входить довжина залізобетонних крил устою l_y (рис. 3.1), яка приймається в залежності від довжини крайніх прольотів моста l_n :

при $l_n = 12 - 15$ м.....	$l_y = 2,39$ м;
при $l_n = 18 - 24$ м.....	$l_y = 2,79$ м;
при $l_n = 33$ м.....	$l_y = 3,53$ м;
при $l_n = 42$ м.....	$l_y = 4,09$ м.

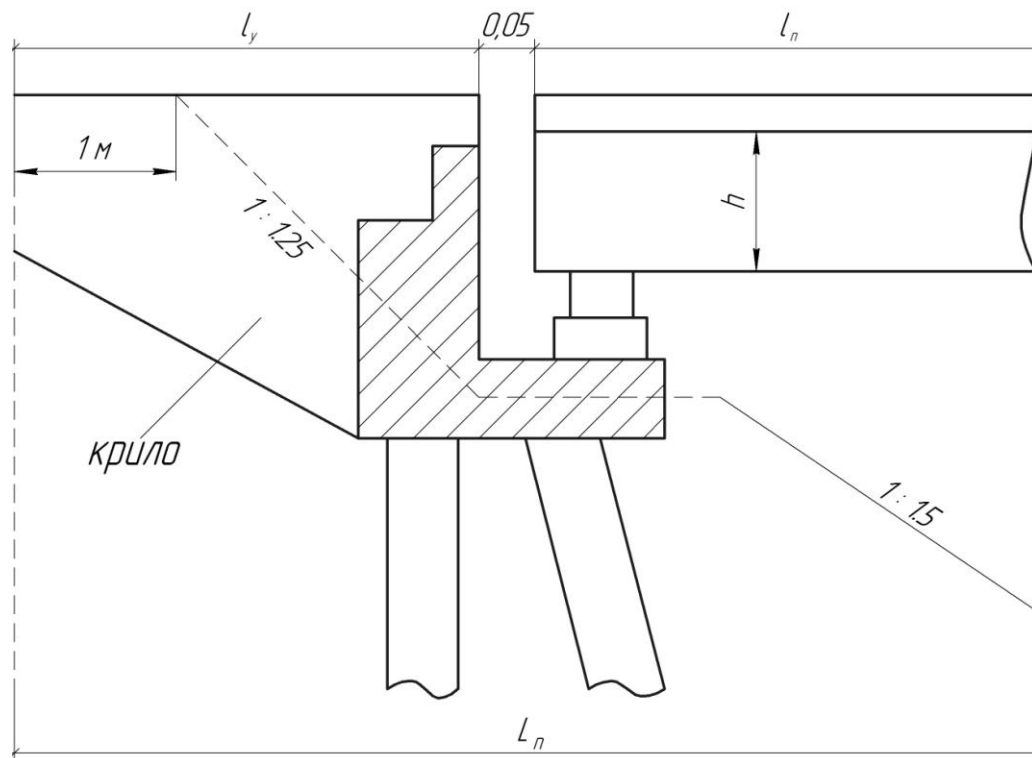


Рисунок 3.1 – Схеми крил устою

За **довжину моста** приймається відстань між внутрішніми гранями шафових стінок. У випадку, коли шафові стінки відсутні, довжиною моста вважається відстань між крайніми торцями прогонових будов моста. Після розбивки на прольоти визначається фактична повна довжина моста за формулою

$$L_m = \sum l_{ni} + (n + 1) \cdot 0,05, \quad (3.1)$$

де l_{ni} – сума повних довжин усіх прольотів моста;

n – число прольотів;

0,05 м – зазори між торцями прогонових будов і між торцем і шафовою стінкою.

Довжину перехідних плит в довжину моста не включають.

Фактична повна довжина моста може бути більше потрібної повної довжини моста на 2-4 м через неточність розрахунку отвору моста.

3.3 Системи моста

Вибір системи моста є завдання творче, що вимагає теоретичних і практичних знань в області мостобудування, знання будівельних матеріалів, будівельної механіки. Проектувальник повинен мати елементарні поняття архітектурної композиції, умінням вписати проєктований міст у ландшафт і прилягаючі будови.

«Мости та труби на автомобільних дорогах» і «Транспортні споруди на автомобільних дорогах»

Вибір системи моста в кожному конкретному випадку залежить від місця його будівництва, характеру живого перетину водотоку, генеральних розмірів спорудження прольотів, підмостових габаритів, геологічної будови, фізико-механічних характеристик ґрунтів основи, виробничих і інших міркувань.

Нижче наведені системи залізобетонних мостів які найчастіше використовуються в вітчизняному містобудівництві. **Балочно-розрізна система** найпоширеніша для мостів з прольотами до 42 м. Зусилля в розрізних прольотах не залежать від осадки фундаментів і їх можна зводити при слабких ґрунтах.

Балочні мости **температурно-нерозрізної системи** застосовують при прольотах від 12 м до 33 м. На дію вертикальних навантажень прольотна будова працює як розрізна, а на дію температури й горизонтальних навантажень – як нерозрізна.

Мости **балочно-нерозрізної системи** застосовують для прольотів від 24...42 м і до 150 м та більше. Для прольотів до 84 м прогонові будови роблять з постійною висотою, а для прольотів більш 84 м висоту балок роблять змінною. Нерозрізні прогонові будови досить чутливі до осадок опор, тому застосовуються тільки при надійних ґрунтах і фундаментах.

Консольно-балкова система перекидає прольоти до 150-160 м. Будучи статично визначеною системою може застосовуватися на будь-яких основах.

З **рамних мостів** найбільше поширення одержали **рамно-нерозрізні системи** для міських естакад і шляхопроводів із прольотами до 63 м і **рамно-підвісні** та **рамно-консольні** з прольотами до 140 м. Рамні мости можуть бути застосовані в шляхопроводах, естакадах і малих мостах при відсутності значного льодоходу. На багатоводних ріках і в умовах міської забудови доцільно застосування рамно-підвісних систем.

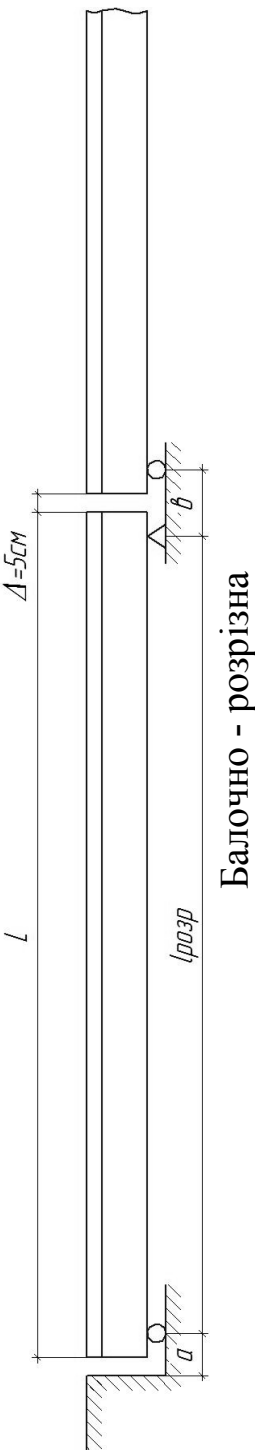
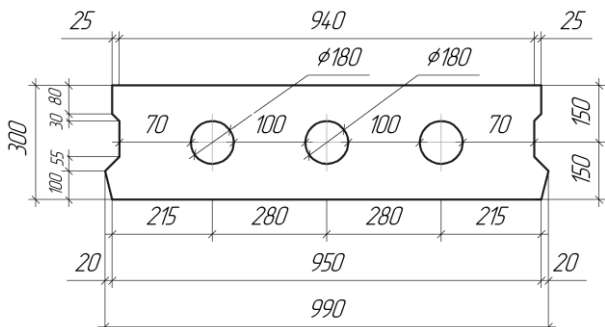
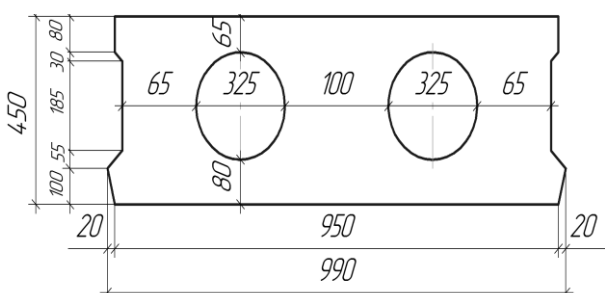
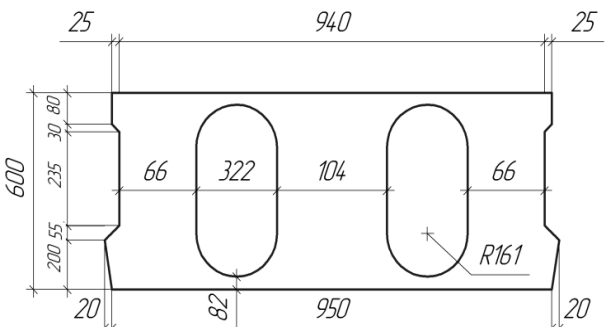
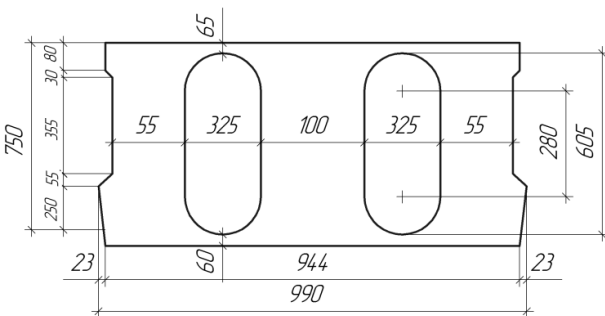
Аркові мости застосовуються в прольотах від 60 до 300 м. Аркова система з їздою поверху або посередині особливо доцільна при перекритті глибоких долин, ярів і рік з високими берегами й надійною основою. Аркові мости з їздою понизу доцільні при перекритті прольотів 60-120 м поза населеними пунктами, а також на гірських ріках із блукаючим руслом і з більшими швидкостями руху води, де будівництво проміжних опор вкрай небажане.

Вищеперелічені системи мостів наведено в табл. 3.1 – 3.7 та на рис. 3.2 – 3.4

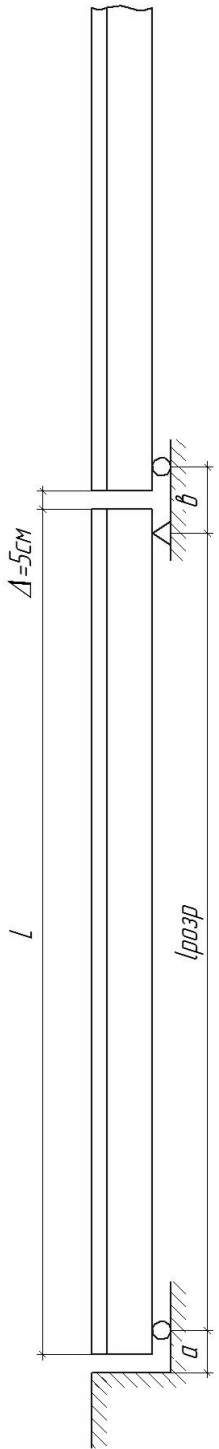
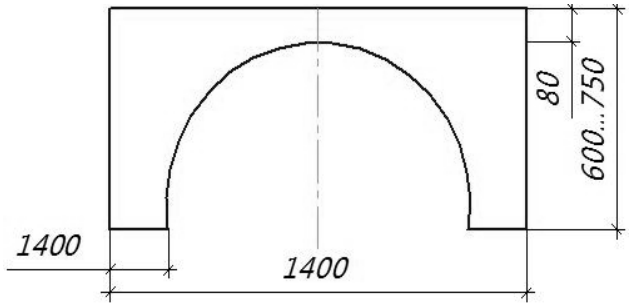
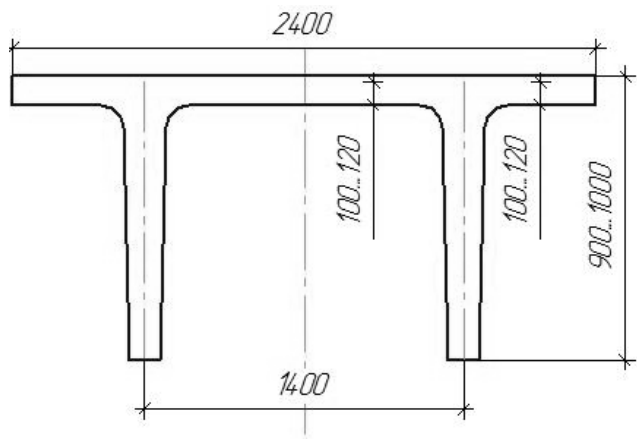
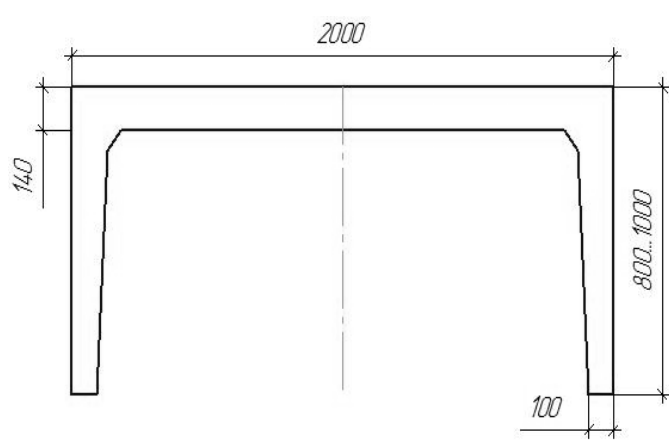
3.4 Фундаменти

У загальному обсязі робіт з будівництва мостів на улаштування фундаментів доводиться до 40% часу і витрат праці і до 30% вартості споруди. Тому вибір типу фундаменту, його ув'язка з місцевими геологічними та

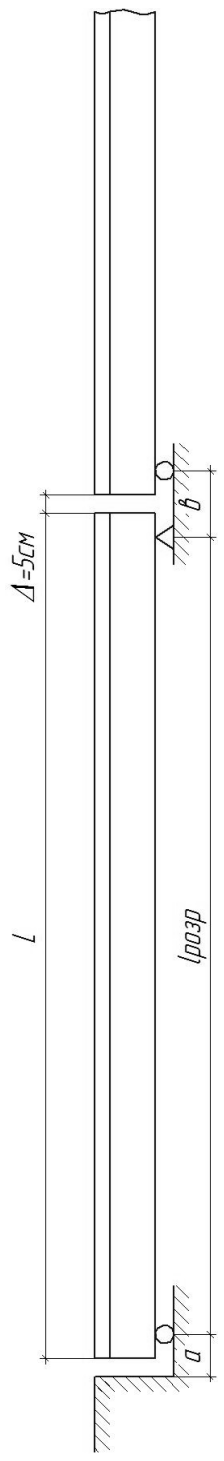
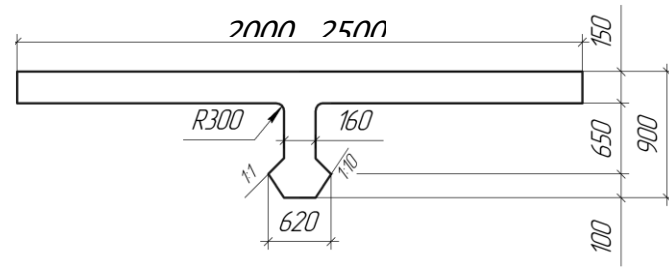
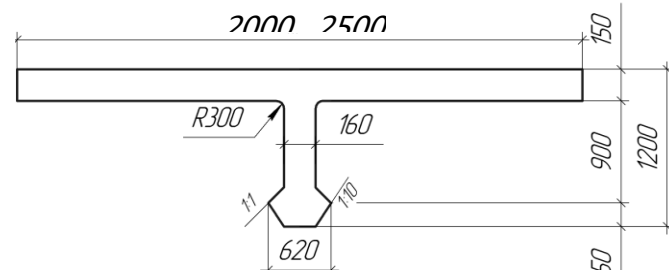
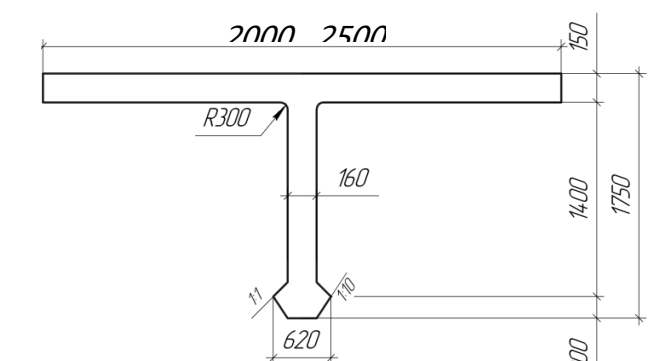
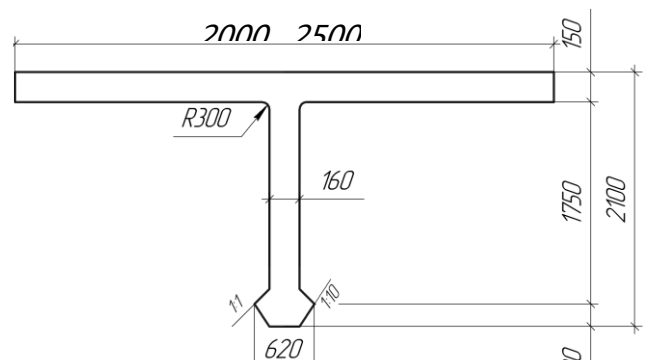
Таблиця 3.1 – Види конструкцій прогонових будов мостів

Система прогонових будов	Тип несучої конструкції прогонової будови	Довжина прогонової будови, вага блоків
 Балочно - розрізна	Пустотні плити 	$L = 6 \text{ м}$ $P = 31 \text{ кН}$
	Пустотні плити 	$L = 9 \text{ м}; P = 56 \text{ кН}$
	Пустотні плити 	$L = 12 \text{ м}$ $P = 85 \text{ кН}$ $L = 15 \text{ м}$ $P = 107 \text{ кН}$
	Пустотні плити 	$L = 18 \text{ м}$ $P = 143 \text{ кН}$

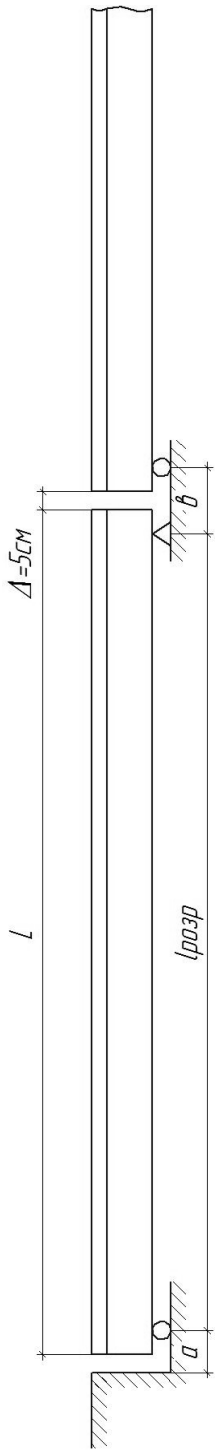
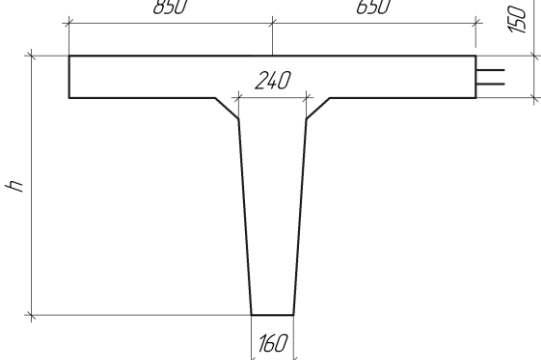
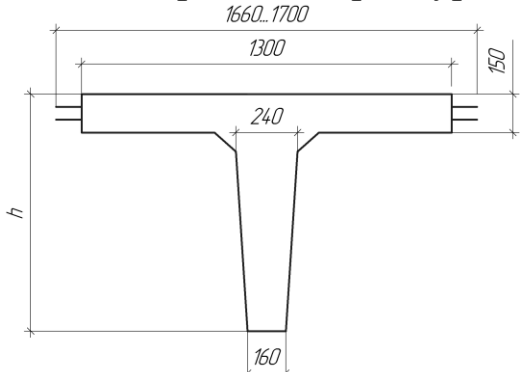
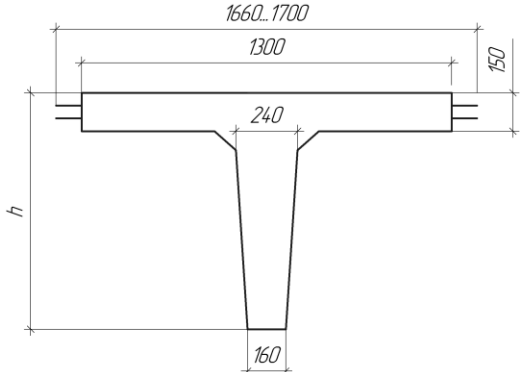
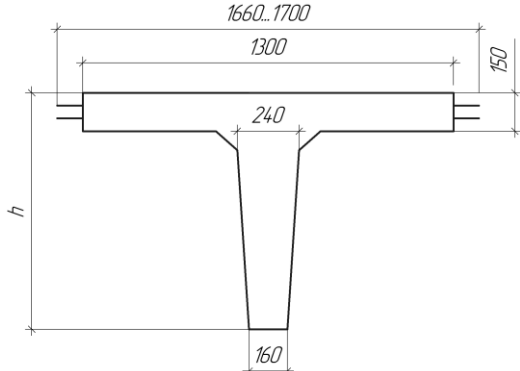
Продовження табл. 3.1

1	2	3
 Балочно - розрізна	Сводчата плита 	$L = 12 \text{ м};$ $P = 118 \text{ кН}$ $L = 15 \text{ м};$ $P = 145 \text{ кН}$ $L = 21 \text{ м};$ $P = 240 \text{ кН}$
	Двохребристий П-образний блок 	$L = 12 \text{ м};$ $P = 95 \text{ кН}$ $L = 15 \text{ м};$ $P = 119 \text{ кН}$
	Двохребристий П-образний блок 	$L = 12 \text{ м};$ $P = 95 \text{ кН}$ $L = 15 \text{ м};$ $P = 119 \text{ кН}$

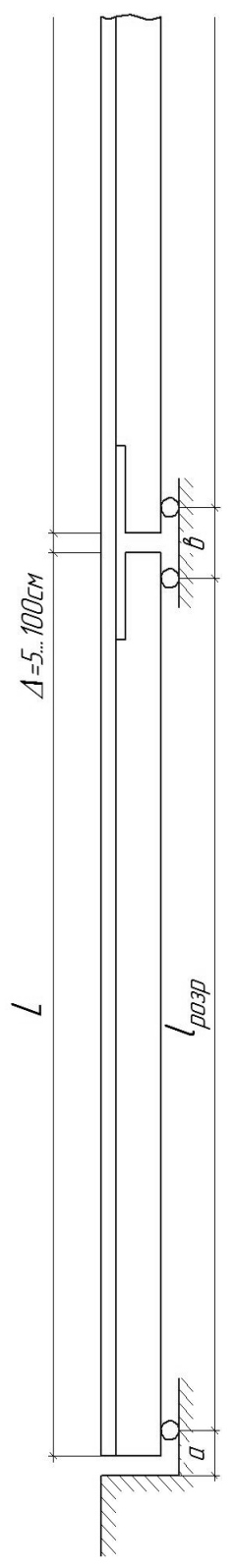
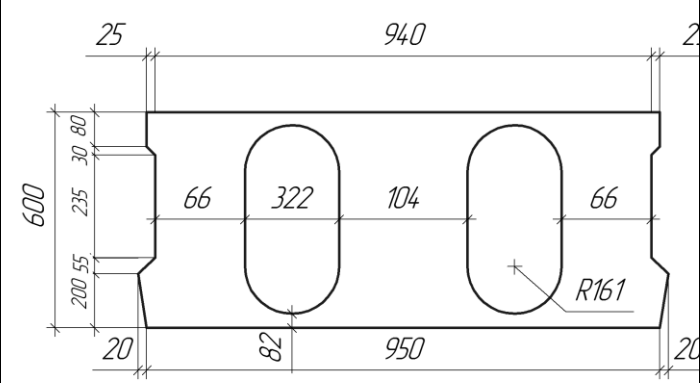
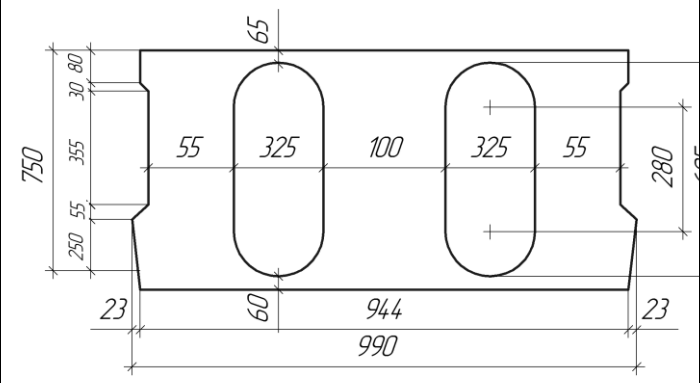
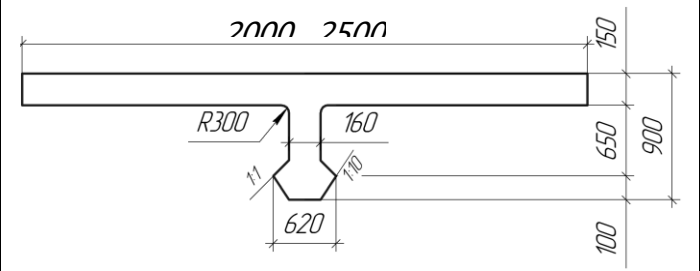
Продовження таблиці 3.1

Система прогонових будов	Тип несучої конструкції прогонової будови	Довжина прогонової будови, вага блоків
 Балочно - розрізна	Таврові попередньо напружені балки 	$L = 12 \text{ м}$ $P = 168 \text{ кН}$ $L = 15 \text{ м}$ $P = 209 \text{ кН}$
	Таврові попередньо напружені балки 	$L = 18 \text{ м}$ $P = 234 \text{ кН}$ $L = 21 \text{ м}$ $P = 331 \text{ кН}$ $L = 24 \text{ м}$ $P = 377 \text{ кН}$
	Таврові попередньо напружені балки 	$L = 33 \text{ м}$ $P = 575 \text{ кН}$
	Таврові попередньо напружені балки 	$L = 42 \text{ м}$ $P = 784 \text{ кН}$

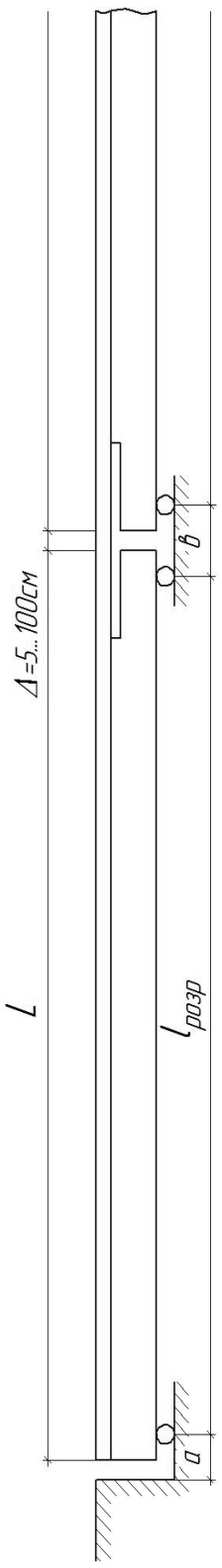
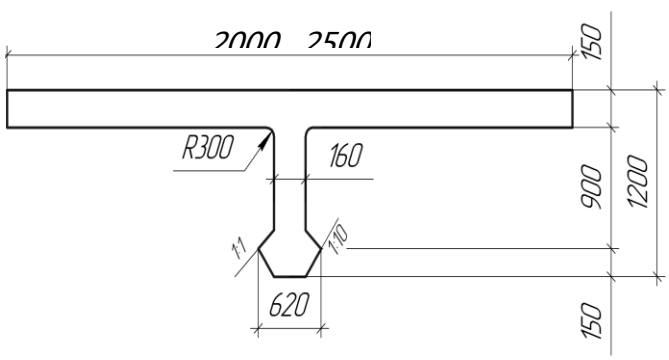
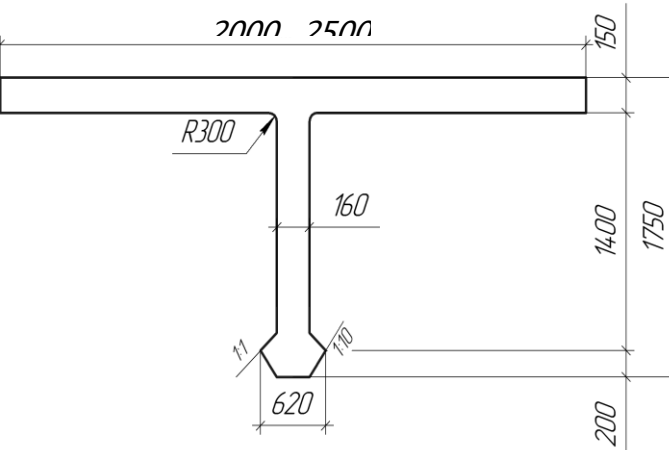
Продовження таблиці 3.1

Система прогонових будов	Тип несучої конструкції прогонової будови	Довжина прогонової будови, вага блоків
 Балочно - розрізна	Балки з каркасною арматурою 	Крайній блок
	Балки з каркасною арматурою 	$L = 12 \text{ м};$ $H = 0,9 \text{ м};$ $P = 118 \text{ кН}$
	Балки з каркасною арматурою 	$L=15\text{м};$ $H=0.9 \text{ м};$ $P=147\text{кН}$
	Балки з каркасною арматурою 	$L=18\text{м};$ $H=1,05 \text{ м};$ $P=189\text{кН}$

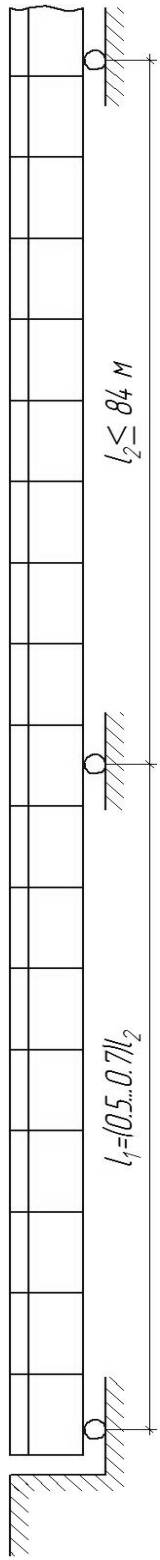
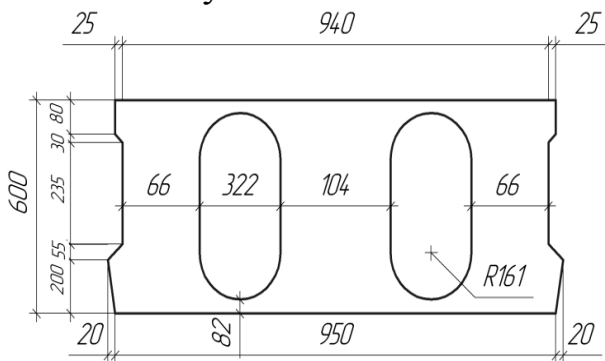
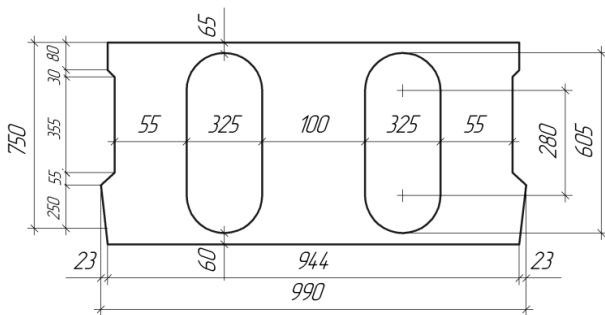
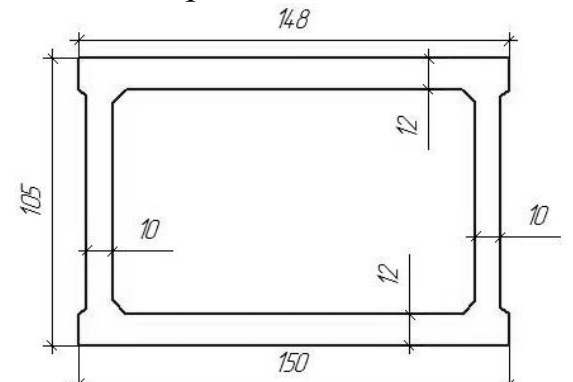
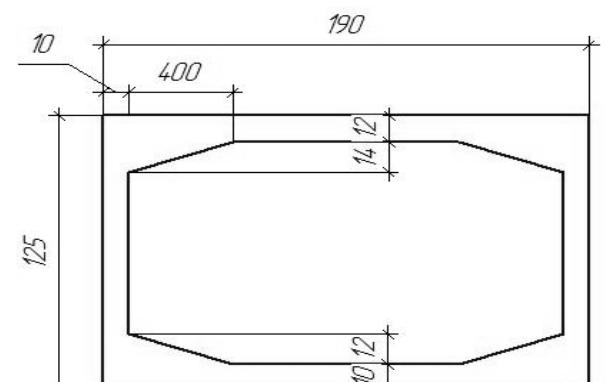
Таблиця 3.2 – Види конструкцій прольотних будов мостів

Система прогоно- вих будов	Тип несучої конструкції прогонової бу- дови	Довжина про- гонової будови, вага блоків
 Температурно-нерозрізна	Пустотні плити 	$L = 12 \text{ м};$ $P = 85 \text{ кН}$ $L = 15 \text{ м};$ $P = 107 \text{ кН}$
	Пустотні плити 	$L = 18 \text{ м}$ $P = 143 \text{ кН}$
	Таврові попередньо напружені балки 	$L = 12 \text{ м};$ $P = 168 \text{ кН}$ $L = 15 \text{ м};$ $P = 209 \text{ кН}$ $L = 18 \text{ м};$ $P = 234 \text{ кН}$

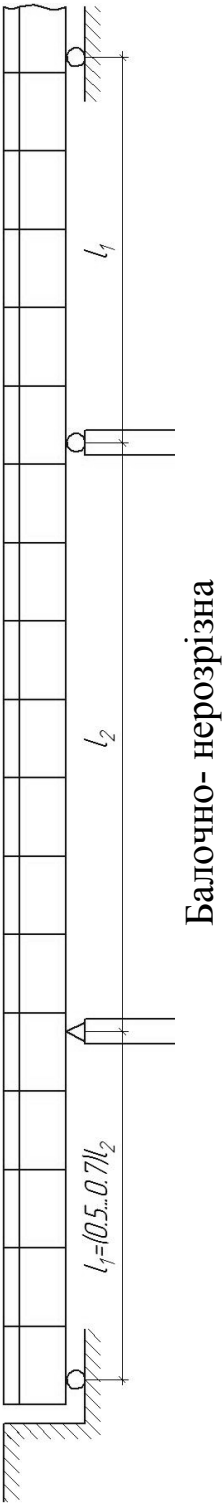
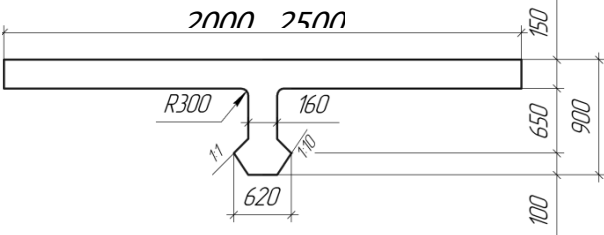
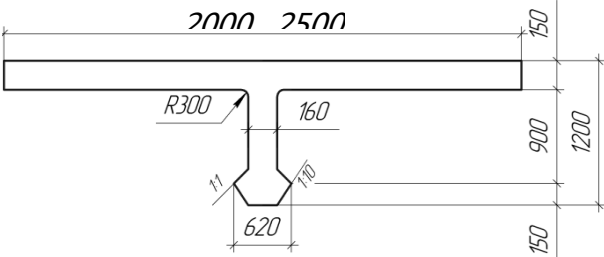
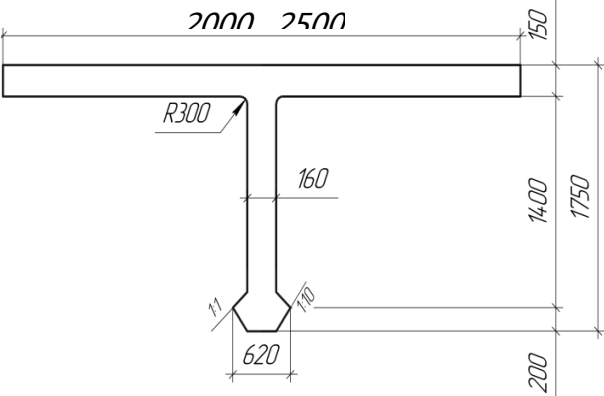
Продовження табл. 3.2

1	2	3
 Температурно-нерозрізна	Таврові попередньо напружені балки 	$L = 21$ м; $P = 331$ кН $L = 24$ м; $P = 377$ кН
	Таврові попередньо напружені балки 	$L = 33$ м; $P = 575$ кН

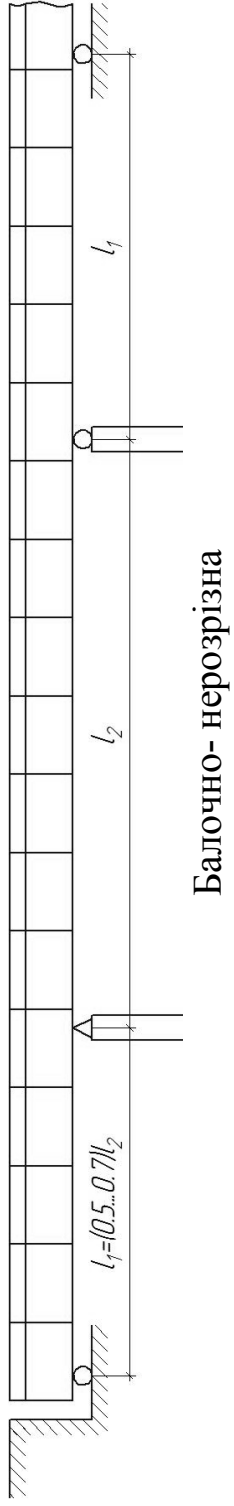
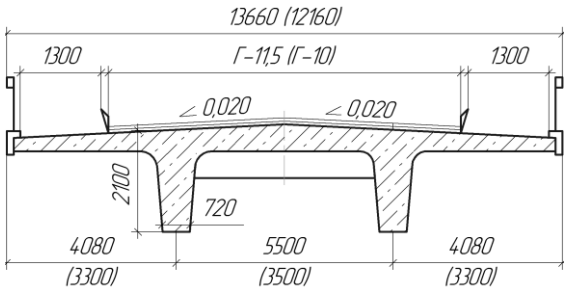
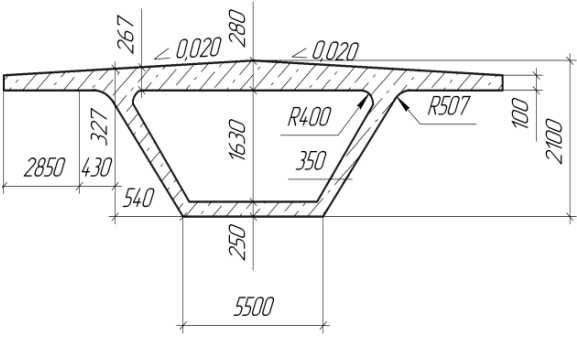
Таблиця 3.3 – Види конструкцій прольотних будов мостів

Система прогонових будов	Тип несучої конструкції прогонової будови	Довжина прогонової будови, вага блоків
 Балочно-нерозрізна	Пустотні плити 	$12 + n \times 18 + 12 \text{ м}$ $15 + n \times 21 + 15 \text{ м}$
	Пустотні плити 	$18 + n \times 21 + 18 \text{ м}$ $15 + n \times 24 + 15 \text{ м}$ $21 + n \times 24 + 21 \text{ м}$
	Коробчасті блоки 	$28,5 + n \times 33 + 28,5 \text{ м}$ $L = 28 \dots 33 \text{ м}$
	Плитно-коробчасті балки 	$L \text{ до } 42 \text{ м.}$ $33 + n \times 42 + 33$

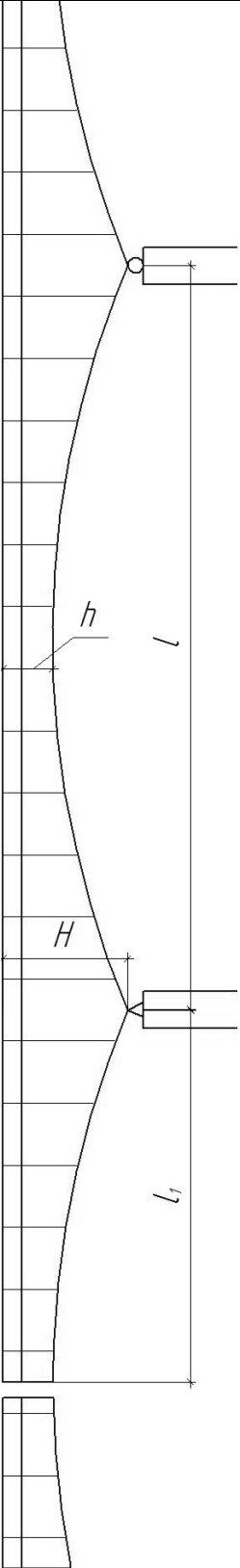
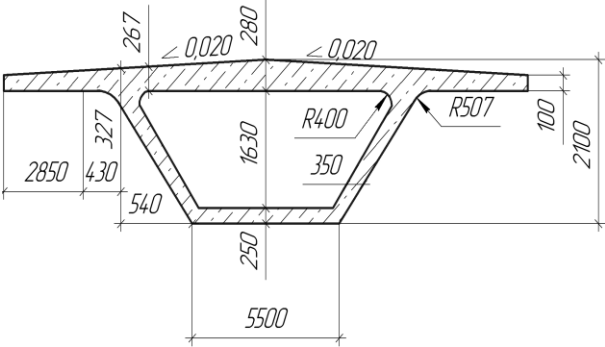
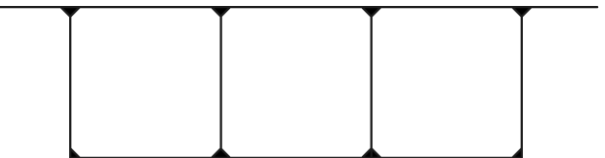
Продовження таблиці 3.3

Система прогонових будов	Тип несучої конструкції прогонової будови	Довжина прогонової будови, вага блоків
 Балочно-нерозрізна	Таврові попередньо напружені балки 	$18 + n \times 24 + 18 \text{ м}$
	Таврові попередньо напружені балки 	$24 + n \times 33 + 24 \text{ м}$
	Таврові попередньо напружені балки 	$33 + n \times 42 + 33 \text{ м}$

Продовження таблиці 3.3

Система прогонових будов	Тип несучої конструкції прогонової будови	Довжина прогонової будови, вага блоків
 Балочно-нерозрізна	Плитно-ребристі блоки 	21+ n x 33 + 21 м; $h_{ном} = 1,5$ м 23+ n x 42 + 33 м; $h_{ном} = 2,1$ м
	Коробчасті блоки 	33+ n x 42 + 33 м; $h_{ном} = 2,1$ м 36,5 + n x 63 + +36,5 м; $h_{ном} = 3,0$ м 44,5 + n x 84 + +44,5 м; $h_{ном} = 3,0$ м По ширині мосту для габаритів Г-8 та Г-9 дві балки, а для Г-14 – три. Ширина коробчастих балок 3 м.

Таблиця 3.4 – Види конструкцій прогонових будов мостів

Система прогонових будов	Тип несучої конструкції прогонової будови	Довжина прогонової будови
		Балочно консольна без підвісних прольотів $l = 60-150 \text{ м};$ $l_1 = (0,5-0,7) \cdot l;$ $h = (1/40-1/70) \cdot l;$ $H = (1/12-1/17) \cdot l.$
		Балочно консольна з підвісним прольотом $l^1 = 60-150 \text{ м};$ довжина підвіски $l_2 = (0,2-0,35) \cdot l^1;$ $h = (1/40-1/70) \cdot l^1;$ $H = (1/12-1/17) \cdot l^1.$

Таблиця 3.5 – Види конструкцій прогонових будов мостів

Система рамнобалочних залізобетонних мостів	Схема конструкції	Тип поперечного перетину	Основні розміри
Статично визначені і статично невизначені попередньо навантажені мости, збірні або споруджені навісним бетонуванням	Рис.3.2 а, б, в	Рис.3.2 г, д, е, ж	$l = 40-140\text{ м}; l' = 40-80\text{ м};$ $l'' = 60-150\text{ м}; l_2 = (0,3-0,4) \cdot l';$ $b = (1/15-1/25) \cdot l, \text{ або } l' \text{ або } l'';$ $h = (1/30-1/50) \cdot l, \text{ або } l';$ $h_1 = (1/40-1/50) \cdot l';$ $H = (1/15-1/25) \cdot l, \text{ або } l' \text{ або } l''.$

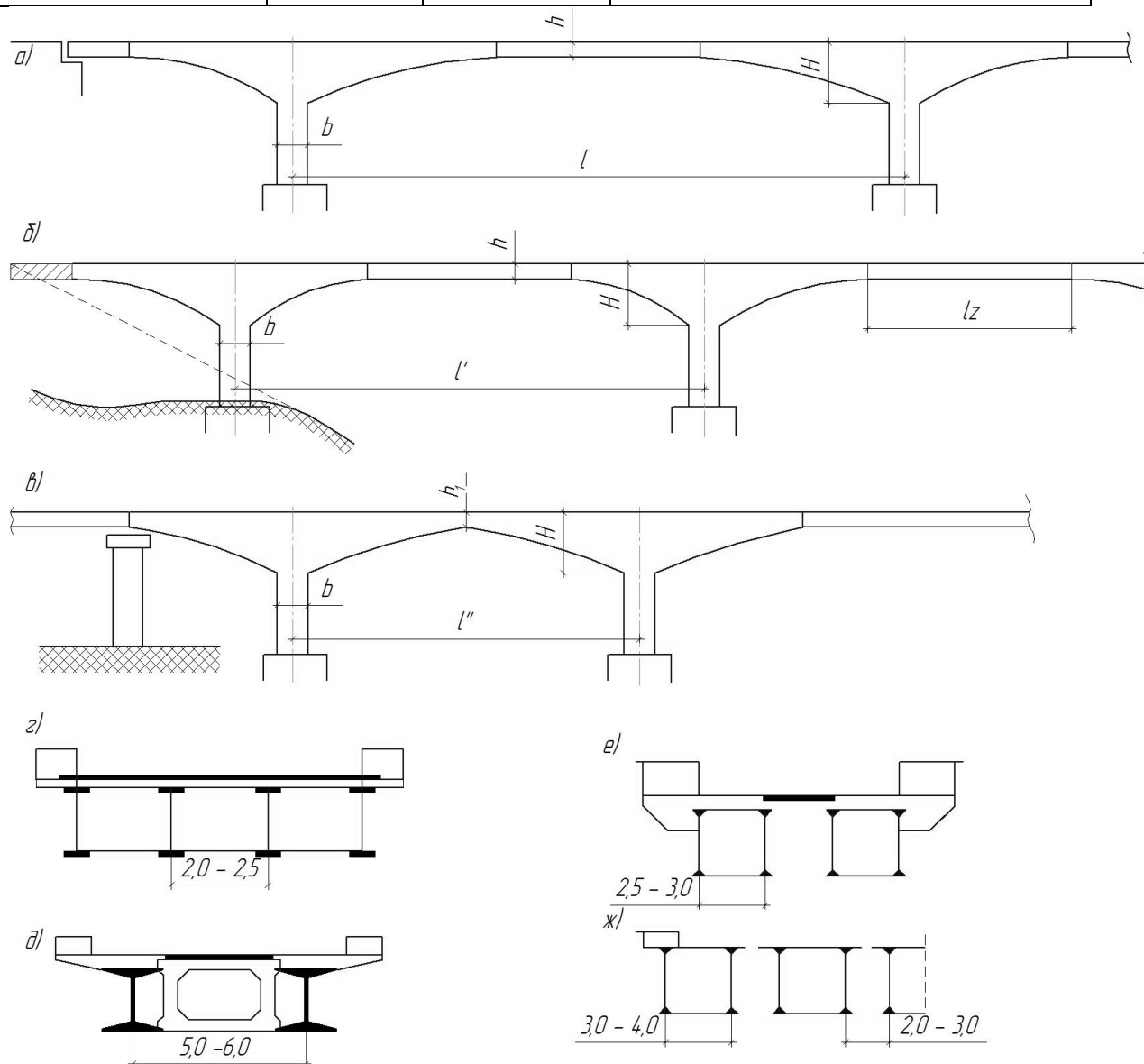


Рисунок 3.2 – Рамно-балочні залізобетонні мости

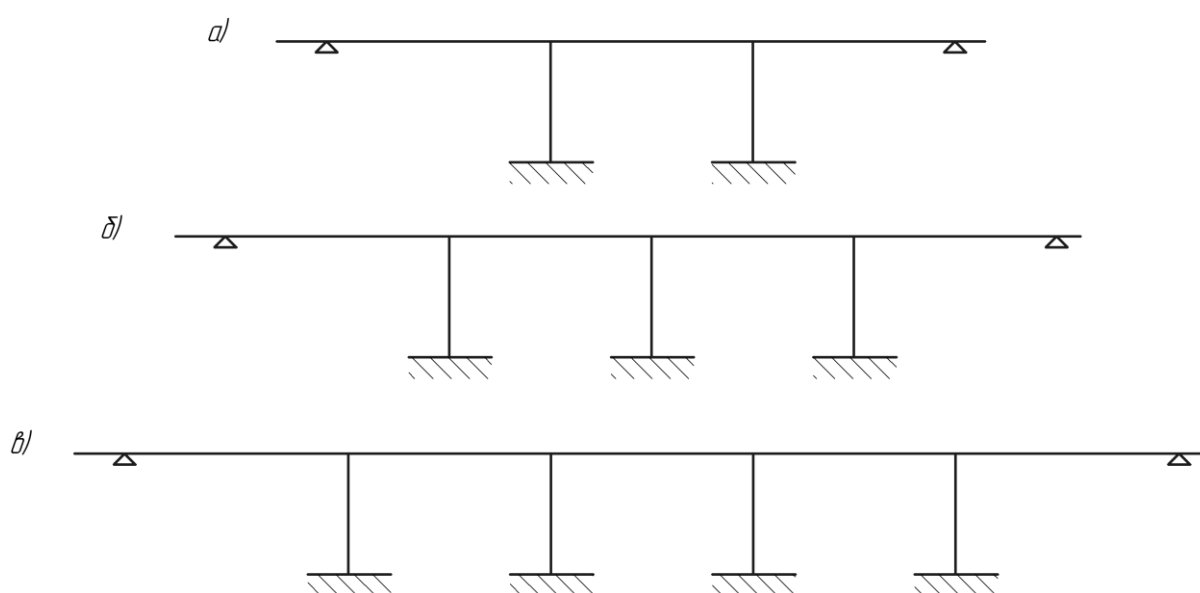
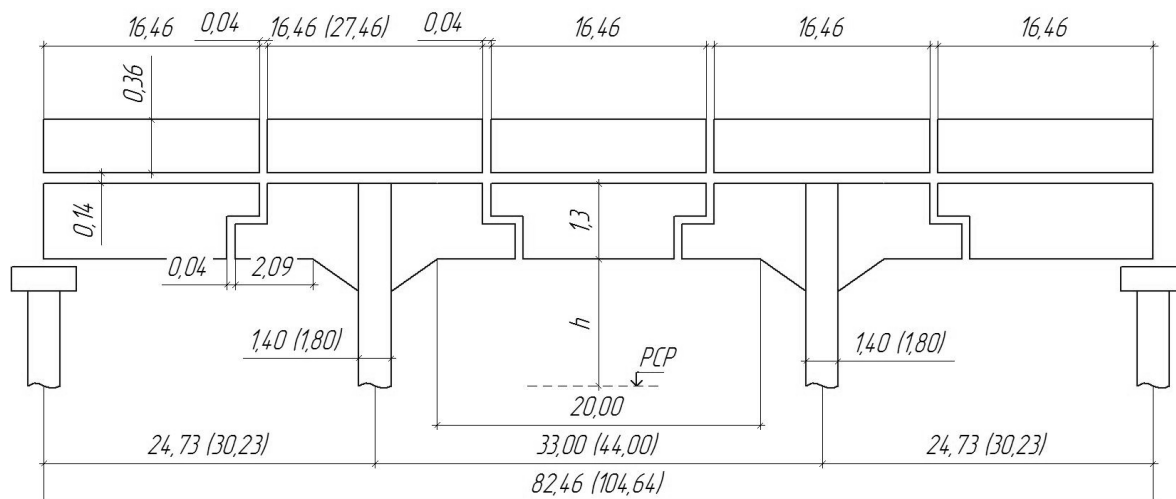


Рисунок 3.3 – Схеми рамно-підвісних мостів

Приклади компоновки:

а) $24,73 + 33 + 24,73 = 82,46$ м;

$24,73 + 33 + 33 + 24,73 = 82,46$ м;

б) $30,23 + 44 + 30,23 = 104,46$ м;

$30,23 + 44 + 44 + 30,23 = 104,46$ м;

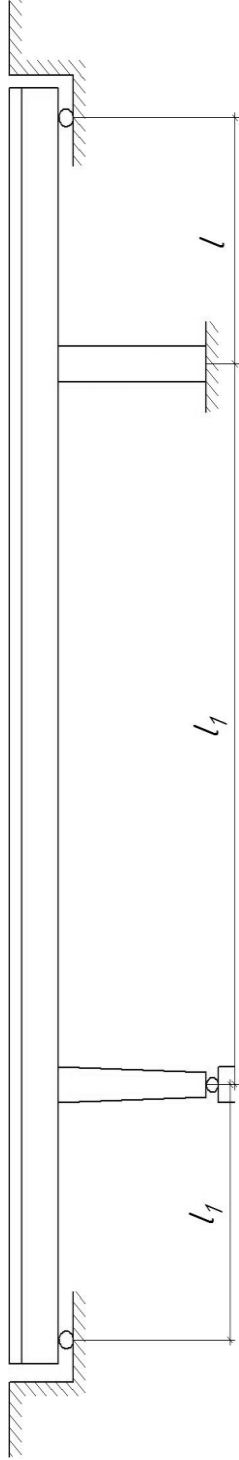
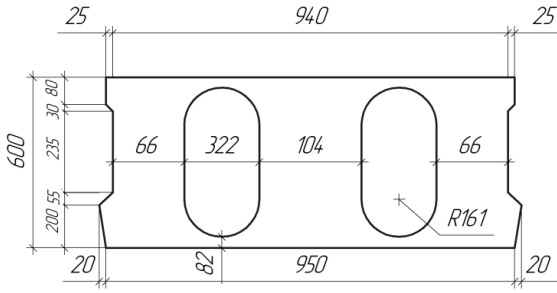
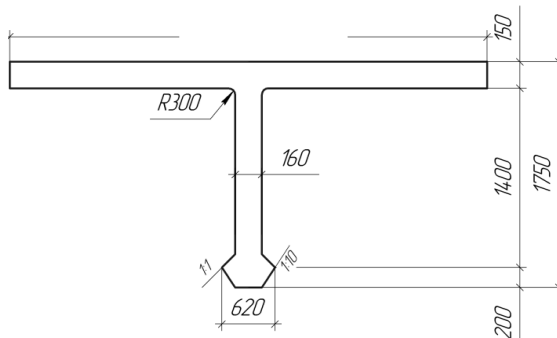
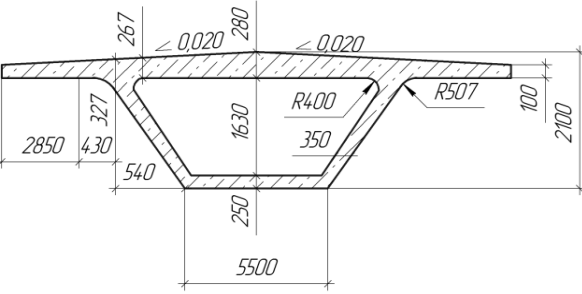
в) міст з прольотів 33 і 44м з перехідними прольотами між ними рівними:

$8,23 + 0,04 + 16,46 + 0,04 + 13,73 = 38,5$ м;

$24,73 + 33 + 38,5 + 44 + 38,5 + 38 + 24,73 = 238,46$ м;

$24,73 + 33 + 38,5 + 44 + 44 + 38,5 + 38 + 24,73 = 282,46$ м.

Таблиця 3.6 - Види конструкцій прогонових будов мостів

Система прогонових будов	Тип несучої конструкції прогонової будови	Довжина прогонової будови, вага блоків
	Пустотні плити 	При прольотах 24...27 м.
	Таврові попередньо напружені балки 	При прольотах до 63 м. При прольотах 42...63 м конструкцію роблять комбінованою по довжині: у середній частині попередньо напружені блоки до 33 м, а в над опорною-блоки з каркасною арматурою, жорстко з'єднаною з опорами
	Коробчасті блоки 	При прольотах 42...126 м.

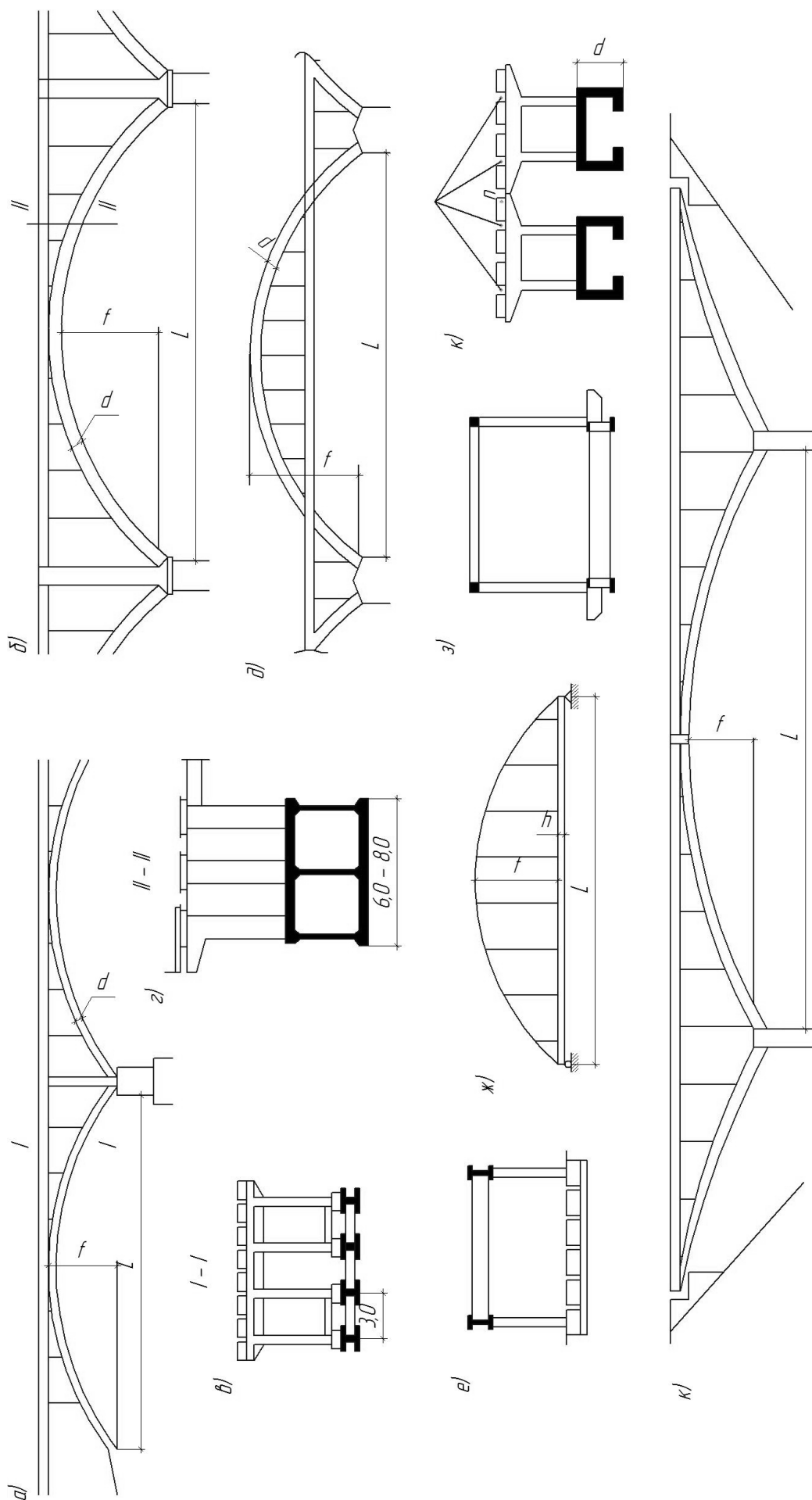


Рисунок 3.4 - Залізобетонні арокні мости

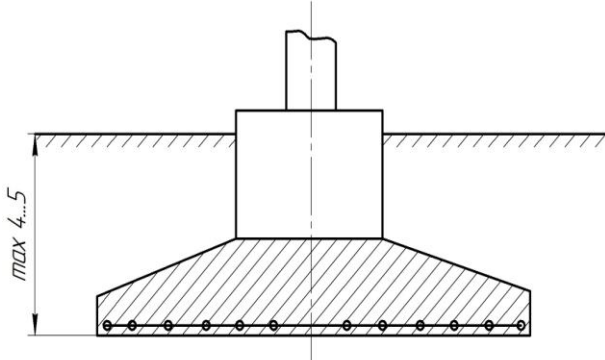
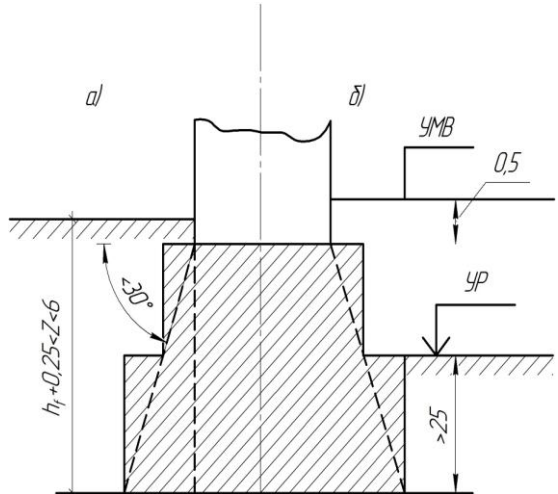
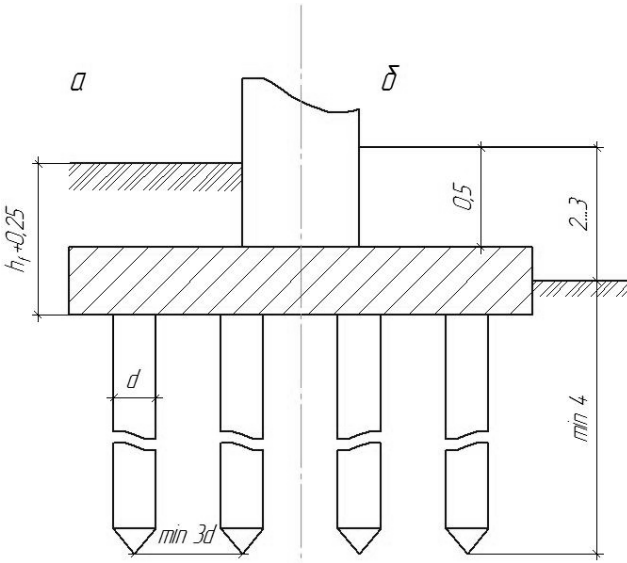
Таблиця 3.7 – Основні характеристики арочних мостів

Системи арочних збірних мостів	Схема конструкції	Тип поперечного перерізу	Основні розміри
1	2	3	4
1. Трьохшарнірні роздільні арки або своди	Рис. 3.4 а,б	Рис. 3.4 в,г	$l = 40-80 \text{ м};$ $l'' = 100-150 \text{ м};$ $l = 40-80;$ $f = (1/6-1/8) \cdot l';$ $d = (1/45+1/55) l;$ $d' = (1/50) \cdot l'$
2. Мости з їздою посередені	Рис. 3.4 д	Рис. 3.4 е	$l = 80-150 \text{ м};$ $f = (1/4-1/5) \cdot l;$ $d' = (1/60) \cdot l$
3. Арки з жостою затяжкою	Рис. 3.4 ж	Рис. 3.4 з	$l = 60; 80; 110 \text{ м};$ $f = (1/5)l;$ $h = (1/35) \cdot l$
4. Арочно-консольні мости з верхньою затяжкою	Рис. 3.4 и	Рис. 3.4 к	$l = 60-140 \text{ м};$ $f = (1/10) \cdot l;$ $d = (1/50) \cdot l$

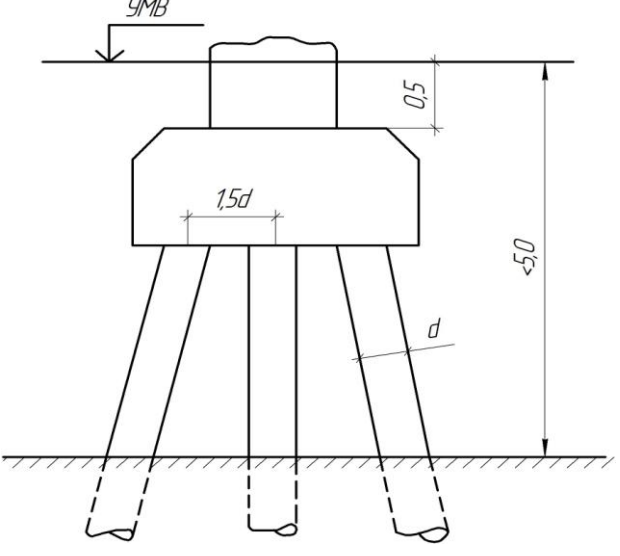
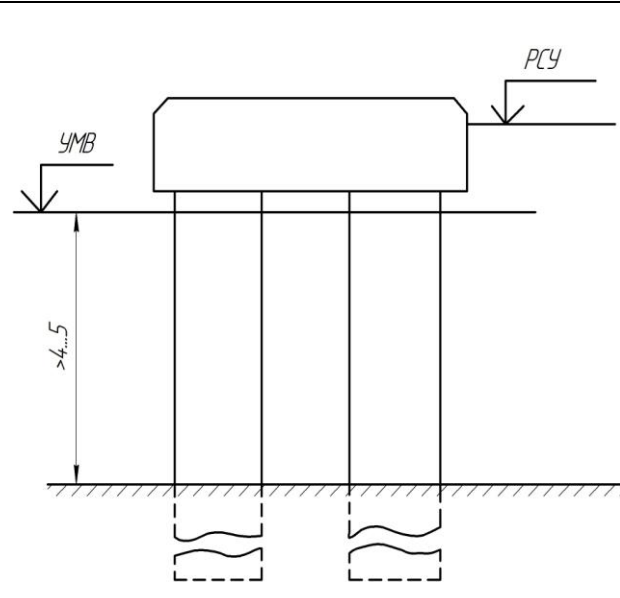
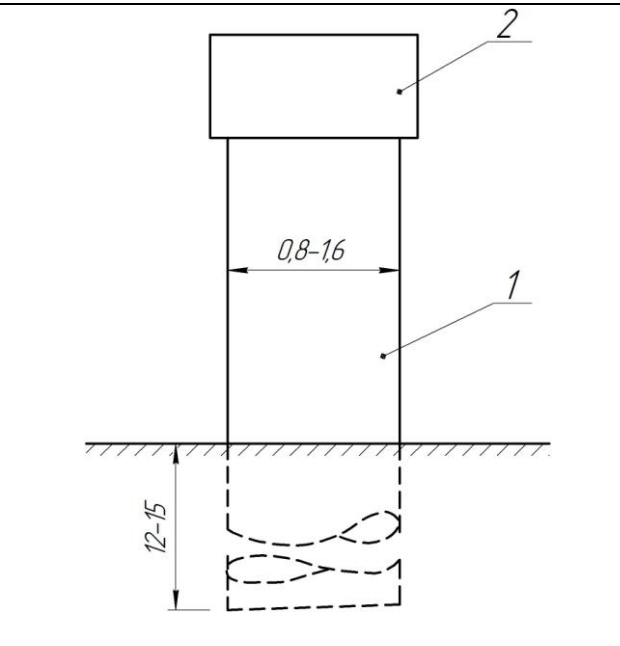
виробничими умовами, з конструкцією прогонових будов і опор має вирішальне значення при складанні варіантів моста. Велику роль в цей час при будівництві фундаментів грають питання охорони навколишнього середовища і скорочення обсягів ручної праці.

Фундаменти, що найбільш часто зустрічаються в містобудівництві, приведені в табл. 3.8. Детальні відомості по фундаментам є в [3, 4, 7, 9].

Таблиця 3.8 – Типи фундаментів опор залізобетонних мостів

№ з/п	Тип фундаменту і умови його застосування	Загальний вид фундаментів
1	2	3
1	Фундаменти мілкового закладання на природній основі гнучкого типу. Вживають при міцних і середніх ґрунтах, на ґрунтах які не піддаються осадкам	
2	Фундаменти мілкового закладання на природній основі жорсткого типу: а – на заплаві; б – в руслі. Вживають при прочних середніх ґрунтах, не підвержених осадкам (скеля, мергель, піски, щільні глини та інші)	
3	Пальовий фундамент із ростверком, розташованим в ґрунті (із низьким ростверком): а – на заплаві; б – в руслі. Використовують при слабких та середніх ґрунтах	

Продовження таблиці 3.8

4	Пальовий фундамент з ростверком, що знаходиться над ґрунтом (з високим ростверком) Вживають при глибині води більше 5 м.	
5	Пальовий фундамент з ростверком, який знаходяться над рівнем меженних вод (РМВ). Вживають при глибині води більше 4...5м. Потрібне збільшення довжин судохідних прольотів на 1,5м.	
6	Безростверкова опора: 1 – забурений стовп; 2 – ригель.	

Обрізи фундаментів мілкого закладання руслових опор звичайно влаштовують нижче рівня межені на 0,5 м, а заплавних опор – на рівні поверхні ґрунту після розмиву. Якщо задан рівень місцевого розмиву, то верхній обріз фундаменту (для зменшення кубатури останнього) доцільно призначати на 0,5 м нижче рівня місцевого розмиву. У опор судноплавних прольотів повинна бути забезпечена мінімальна глибина води для вільного проходу суден у районі опор.

Глибину закладення фундаментів на природній основі призначають в залежності від інженерно-геологічних умов і вибору несучого шару ґрунту. Підшва фундаменту заглиблюється нижче лінії місцевого розмиву не менше ніж на величину, яка визначається за формулою

$$2,5 + 0,1 \cdot (h_1 + h_2). \quad (3.2)$$

де $h_1 + h_2$ – сумарна величина місцевого та загального розмивів.

При цьому необхідно дотримуватися вимог про мінімальні глибини закладання фундаменту, які повинні бути:

- при ґрунтах, підвержених морозному здімнанню (тобто у всіх випадках, крім скельних, гравелистих і крупнопіщаних ґрунтів) – на 0,25 м нижче розрахункової глибини сезонного промерзання;
- при ґрунтах, підвержених розмиву – 2,5 м починаючи від поверхні ґрунту після розмиву;
- при скельних ґрунтах – 0,25 м від відмітки, на якій розрахунковий опір не нижче величини тиску фундаменту;
- при будь-яких ґрунтах, крім скельних, при відсутності розмиву – 1,0 м починаючи від данної поверхні або дна водотоку.

Площа підшви фундаменту обумовлена розрахунковими опорами ґрунту основи. Орієнтовно напруги від нормативного (експлуатаційного) навантаження при глибині закладення до 2,5 м не повинні перевищувати значення (R):

Скельний ґрунт.....	1,5...2,0 МПа (15...20 кг/см ²);
Напівскельний ґрунт.....	0,8 МПа (8 кг/см ²);
Гравій, пісок крупний.....	0,6 МПа (6 кг/см ²);
Сухий мергелястий та щільний глинистий ґрунт.....	0,5 МПа (5 кг/см ²);
Вологий мергелястий ґрунт.....	0,3 МПа (3 кг/см ²);
Щільний сухий пісок	0,4 МПа (4 кг/см ²);
Вологий щільний глинистий ґрунт.....	0,2 МПа (2 кг/см ²);
Необхідна площа основи опори орієнтовно приймається	

$$A \approx k \cdot N / R, \quad (3.3)$$

де R – умовний опір ґрунту основи під підшвою фундаменту ;

k – коефіцієнт, що наближено враховує навантаження від власної ваги

фундаменту та наявність згинаючого моменту, приймається $k = 1,3 \dots 1,6$;
 N – максимальне вертикальне зусилля у рівні обрізу фундаменту:

$$N = G_{n.б} + G_{м.п} + P_{тимч}, \quad (3.4)$$

де $G_{n.б}$ – власна вага прольотної будови (табл. 3.1) або за формулою

$$G_{n.б} = V_{n.б} \cdot \rho \cdot \gamma_f, \quad (3.5)$$

$V_{n.б}$ – об'єм збірної і монолітного залізобетону в прогонових будовах (п. 4.2.2), м^3 ;

ρ – щільність залізобетону ($\rho = 25 \text{ кН/м}^3$) чи бетону ($\rho = 24 \text{ кН/м}^3$);

γ_f – коефіцієнт надійності, ($\gamma_f = 1,25$);

$G_{м.п}$ – власна вага мостового полотна з урахуванням ваги тротуарів і сталевих перильної огрожі

$$G_{м.п} = (4,73\Gamma + 6,01T + 33) \cdot L, \text{ кН} \quad (3.6)$$

де Γ – ширина габариту моста, м;

T – ширина тротуару, м;

L – довжина прольоту, м;

$G_{оп}$ – власна вага опори, кН;

$$G_{оп} = V_{оп} \cdot \rho \cdot \gamma_f, \quad (3.7)$$

$V_{оп}$ – об'єм опори моста (п.4.2.3), м^3 ;

ρ – щільність залізобетону ($\rho = 25 \text{ кН/м}^3$) чи бетону ($\rho = 24 \text{ кН/м}^3$);

γ_f – коефіцієнт надійності, ($\gamma_f = 1,25$);

$P_{тимч}$ – максимальне опорне навантаження від тимчасового навантаження А-15 на двох прольотах (L_1 і L_2) по всій ширині проїзної частини, визначається за формулою

$$P_{тимч} = \left[(\gamma_{fa} \cdot V \cdot \omega_1 + P_{Am} \cdot \eta_I \cdot \gamma_{fFn}) + (\gamma_{fa} \cdot V \cdot \omega_2 + P_{Am} \cdot \eta_{II} \cdot \gamma_{fFn}) \right] \cdot (1 + \mu) \cdot n, \quad (3.8)$$

де $\omega_1 = L_1/2$ і $\omega_2 = L_2/2$ – площа трикутних ліній впливу опорної реакції;

L_1 і L_2 – довжини прольотів, м;

$\eta_1 = \frac{L_1 - 0,75}{L_1}$ і $\eta_2 = \frac{L_2 - 0,75}{L_2}$ – ординати лінії впливу;

$V = 15 \text{ кН/м}$ – інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження;

$P_{Am} = 150 \text{ кН}$ – тиск на вісь візка;

γ_{fa} – коефіцієнт надійності для рівномірно розподіленого навантаження, дорівнює 1,5;

$\gamma_{f_{Fn}}$ – коефіцієнт надійності візка, дорівнює 1,5;

$(1 + \mu)$ – динамічний коефіцієнт, для тандему АК $(1 + \mu) = 1,3$, для розподіленого навантаження $(1 + \mu) = 1,0$;

n – кількість смуг руху навантаження (табл. 2.11).

При визначенні максимального вертикального зусилля в рівні обрізу фундаменту рекомендується керуватись «Методичними вказівками до виконання курсової роботи по проектуванню основ і фундаментів мостових опор».

Розміри та форма фундаменту в плані залежать від розмірів і форми опори у рівні обрізу. Ураховуючи, що фундамент в плані звичайно має прямокутну форму, призначають його розміри у рівні обрізу за формулами:

$$a_{min} = a_0 + 2\Delta; \quad b_{min} = b_0 + 2\Delta; , \quad (3.9)$$

де a_0 і b_0 – розміри опори у розрахунковому рівні;

$\Delta = 0,2 \dots 1,0$ м - ширина обрізу.

Розмір підосви фундаменту у поперечному напрямку приймається $a = a_{min}$, тоді розмір підосви уздовж осі мосту

$$b = \frac{A_t}{a} , \quad (3.10)$$

Якщо $b < b_{min}$, то приймають $b = b_{min}$. Якщо $b > b_{min}$, то фундамент конструюють за рекомендаціями §IV 2 [7], надаючи йому ступінчасту форму та додержуючись умови жорсткої масивної конструкції.

При ступінчастій формі фундаментів відстані між уступами по висоті можна призначати рівними 1,0...2,0м, а ширину уступів – 0,2...0,3м.

Слід зазначити, що основними недоліками фундаментів мілкового закладання є великий об'єм земляних робіт, значна потреба в ручній праці і серйозне порушення довкілля.

Найбільшою мірою сучасним вимогам відповідають пальові фундаменти, які володіють високою надійністю, універсальністю, економічністю і можуть споруджуватися індустріальними методами (табл. 3.8, п. 3, 4, 5, 6.).

Найбільш поширені фундаменти на забивних залізобетонних призматичних палях перетином 35х35см, завдовжки 6, 8, 10, 12, 14, 16 і 18м. Застосовуються також потужніші палі перетином 40х40см і трубчасті палі діаметром 0,4; 0,6 і 0,8м.

Водночас із забивними палями все ширше використовуються фундаменти на оболонках діаметром 1; 1,6; 2 і 3 м, що опускаються на глибину до 50 м шляхом віброзанурення.

Освоєні також буронабивні палі діаметром 0,6...1,7м занурювані на глибину до 50 м. Бурові палі можуть мати розширену нижню частину

діаметром 2...3,5 м.

Довжина паль і оболонок приймається кратною 2м.

Пальові фундаменти з плитою, розташованою в ґрунті (з низьким ростверком), застосовують для заплавних опор, а також для руслових при невеликій глибині води (2...3 м) (табл. 3.8, п. 3.).

Для закладання і руслових опор при глибині води 5 м і більш доцільно розташовувати підшву ростверка над ґрунтом або поверхнею дна (табл. 3.8, п. 4.).

Намітилась тенденція зведення руслових опор з пальовим фундаментом, ростверк якого розташований над рівнем меженних вод (табл. 3.8, п. 5). При цьому скорочуються терміни зведення опор в 1,5 рази і на 40% зменшуються трудовитрати.

Найбільш прогресивними є безростверкові опори із стійками з паль, оболонок і стовпів (табл. 3.8, п. 6.).

При виборі типу паль необхідно мати на увазі, що якщо на глибині до 20-25 м залягає достатньо міцний ґрунт, то доцільно палі-стояки, оперті на цей ґрунт, несуча здатність таких паль залежить головним чином від опору цього ґрунту. В цьому випадку рекомендується приймати палі великих діаметрів для зменшення працеемності і кількості робіт. Можуть бути запроектовані бурові палі з пристроєм пальового поширення.

Якщо на велику глибину залягають слабкі ґрунти, то використовують «висячі» палі, опір яких залежить від сил тертя по довжині палі. У цьому випадку доцільно застосування паль з невеликими розмірами поперечного перерізу, щоб збільшити сумарну поверхню тертя.

При ескізному проектуванні фундаменту руслової опори треба враховувати наступне:

- довжина паль у ґрунті після розмиву не повинна бути менше 4м;
- ростверок, в який закладаються голови паль, повинен мати товщину не менше 2 м;
- розміри ростверку в плані призначають так, щоб відстані між палями в рівні підшви ростверку були не менш 1,5 діаметра паль;
- у рівні вістря висячих паль відстані між ними повинні бути не менше 3 діаметрів;
- похилі палі (з нахилом до 3:1) застосовують для сприйняття горизонтальних сил і для розосередження висячих паль;
- при дії на опору значних горизонтальних сил (розпірні системи) похилі палі слід вважати обов'язковими.

Попередні розміри плити ростверку в плані призначаються аналогічно фундаментам мілкового закладання за формулами (3.9, 3.10), Δ, в цьому випадку, дорівнюватиме 0,2...1,0 м.

Кількість паль фундаменту опори орієнтування можна визначити за формулою

«Мости та труби на автомобільних дорогах» і «Транспортні споруди на автомобільних дорогах»

$$n = \frac{N}{\phi} \cdot K, \quad (3.11)$$

де N – найбільший вертикальний тиск, визначається за формулою

$$N = G_{n.б} + G_{м.п} + G_{он} + G_p + P_{тимч}, \quad (3.11)$$

де G_p – власна вага ростверка, визначається за формулою;

$$G_p = V_p \cdot \rho \cdot \gamma_f, \quad (3.12)$$

V_p – об'єм плити ростверку, м³;

ρ – щільність залізобетону ($\rho = 25$ кН/м³) або бетону ($\rho = 24$ кН/м³);

γ_f – коефіцієнт надійності, $\gamma_f = 1,25$;

$k = 1,2 \dots 1,5$ – коефіцієнт що враховує взаємодію горизонтальних навантажень та вигин палі;

ϕ – несуча здатність однієї палі (табл. 3.9).

Таблиця 3.9 – Орієнтовна несуча здатність однієї палі

Переріз або діаметр палі, м	Розрахункова несуча здатність палі, кН
1	2
0,35x0,35	800...1000
0,40x0,40	1000...1200
$d = 0,40$	1000...1200
$d = 0,60$	1500...2000
$d = 0,80$	2000...3000
$d = 1,00$	4000
$d = 1,20$	5000
$d = 1,60$	6500
$d = 2,00$	7500

Висоту тіла опори від верху ригеля до обрізу фундаменту (рис.3.5) визначають за формулою

$$H_o = PCP - PMB + h_{суд} + h_5 - h_{он}, \quad (3.13)$$

де PCP – відмітка розрахункового судноплавного рівня, м;

PMB – відмітка рівня меженної води;

$h_{суд}$ – висота підмостового судноплавного габариту;

h_5 – глибина закладання обрізу фундаменту, 0,5м;

h_{on} – зазор між балкою та опорою для влаштування підферменних площадок і встановлення опорних частин, попередньо: $h_{on} = 0,20$ м при гумових опорних частинах; $h_{on} = 0,60$ м при сталезалізобетонних катках.

Довжина паль нижче плити ростверку заздалегідь дорівнює

$$h_{нали} = PCP - PMB + h_{cyd} + h_0 + 1,1 \cdot (h_1 + h_2) + h_3 - h_{on} - H_0 - h_4, \quad (3.14)$$

h_3 – глибина забивки паль нижче лінії місцевого розмиву;

h_4 – висота плити ростверку, орієнтовно 2...2,5м;

h_1, h_2 – величини загального та місцевого розмивів (рис. 3.5).

Повна довжина палі з урахуванням її закладання в плиті ростверку

$$h_{n.n} = h_{нали} + \Delta, \quad (3.15)$$

де Δ – довжина закладення, $\Delta = 2d$;

d – діаметр палі.

Величину $h_{n.n}$ округляють до цілих метрів (10, 12, 14, 15м).

Після цього уточнюють довжину палі

$$h_{нали} = h_{n.n} - \Delta, \quad (3.16)$$

та глибину забивки палі

$$h_3 = h_{нали} - PCP + PMB - h_{cyd} - h_0 - 1,1 \cdot (h_1 + h_2) + h_{on} + H_0 + h_4.$$

Повна висота опори дорівнює

$$H = H_0 + h_4 + m \cdot h_{нали}, \quad (3.17)$$

де m – коефіцієнт приведення довжини паль до товщини умовного суцільного фундаменту.

$m = 0,2$ – для суцільних залізобетонних паль;

$m = 0,25$ – для порожнистих залізобетонних паль $d = 0,4$ і $d = 0,6$ м;

$m = 0,30$ – для оболонок $d = 1,0$ м;

$m = 0,60$ – для оболонок $d = 2,0$ м.

При природній основі висота опори дорівнює

$$H = H_0 + h_6, \quad (3.18)$$

де h_6 – висота фундаменту;

$$H_0 = PCP - PMB + h_{cyd} + 0,5 - h_{on},$$

(при розташуванні верхнього обрізу фундаменту нижче відмітки рівня місцевого розмиву на 0,5 м).

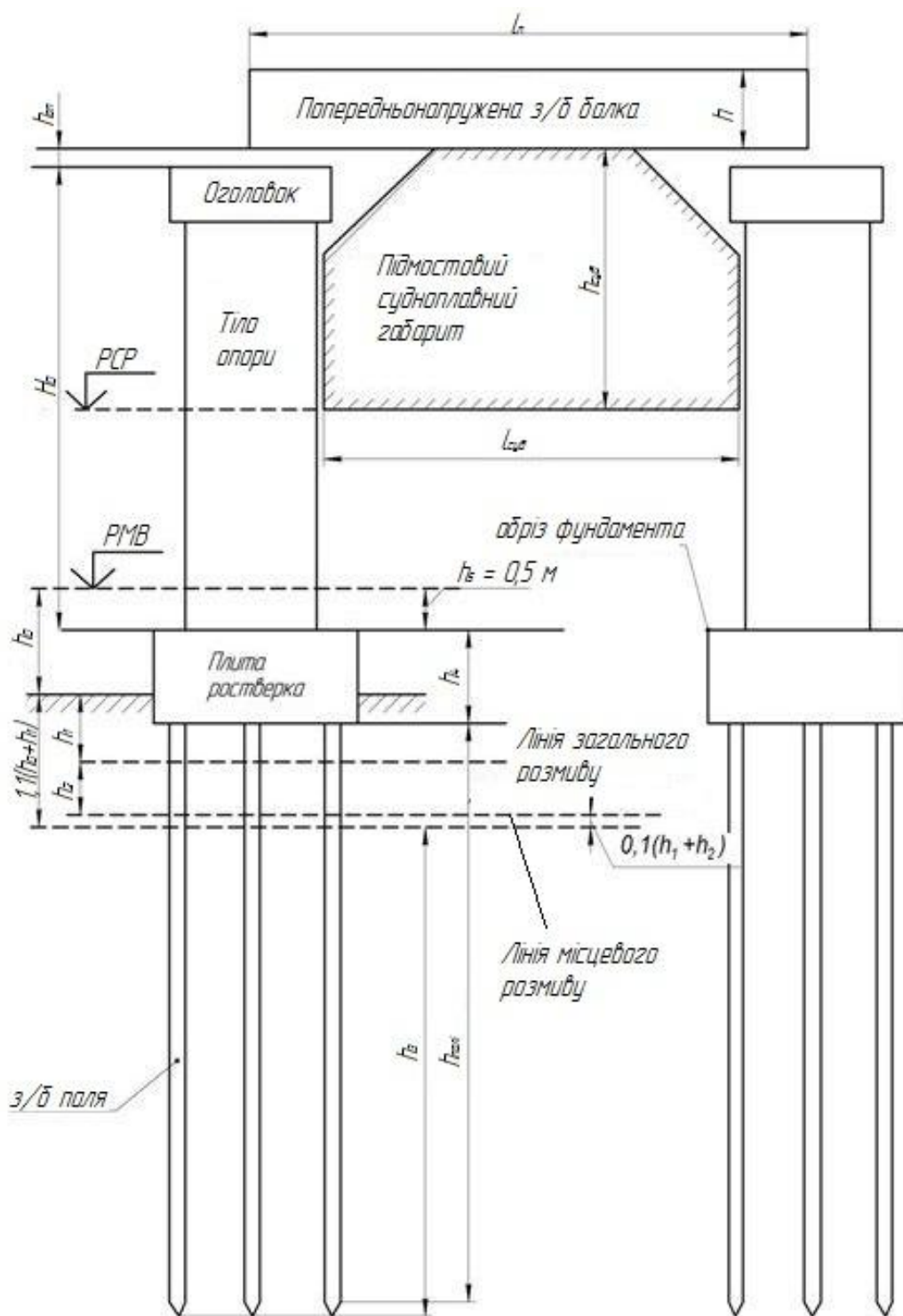


Рисунок 3.5 – Схема до визначення висоти опори та довжини палів

3.5 Опори мостів

Конструкція опор мостів приймається залежно від прольотів і системи прольотної будови, геологічних і гідрологічних умов, товщини льоду, умов судноплавства, виробничих, архітектурних і інших міркувань.

У мостах через більше судноплавні річки (при значних глибинах води) руслові опори, які розташовані в межах межового русла і схильні до дії льоду і навалу судів, застосовують, як правило, масивного типа. Заплавні опори, розташовані в естакадних частинах моста (при незначних глибинах води), у зоні рідкого затоплення або на сухому місці, проектують полегшеного типа. Устої балочних мостів, які сприймають окрім вертикальних навантажень горизонтальний тиск ґрунту та забезпечують надійне сполучення моста з насипом, в даний час проектують полегшеного типа. У малих балочних мостах і шляхопроводах застосовує гнучкі пальові і стоїчні опори.

Основні види конструкцій проміжних опор і устоїв приведені в таблицях 3.10 – 3.11. Детальніші відомості про конструкції опор і їх фундаментів можна знайти в джерелах [3, 4, 15, 19, 22, 25].

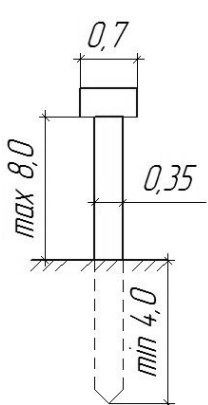
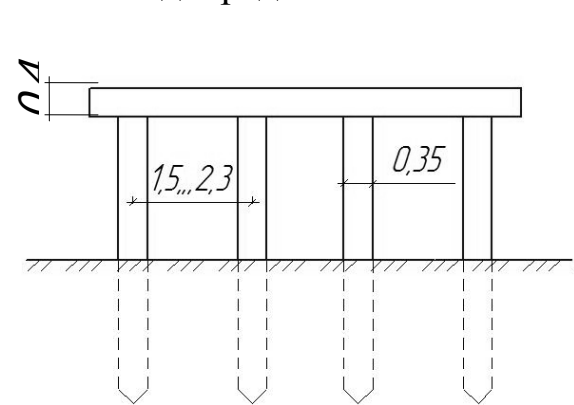
При складанні схем варіантів проміжним опорам задають розміри, достатні для нормального обпирання на них прольотних будов. В разі розташування на ригелі двох опорних частин в розрізних і температурно-нерозрізних схемах його ширину можна прийняти орієнтовно такою:

при довжині балок 12 м1 м;
 при довжині балок 18 м1,65 м;
 при довжині балок 33 м1,70 м;

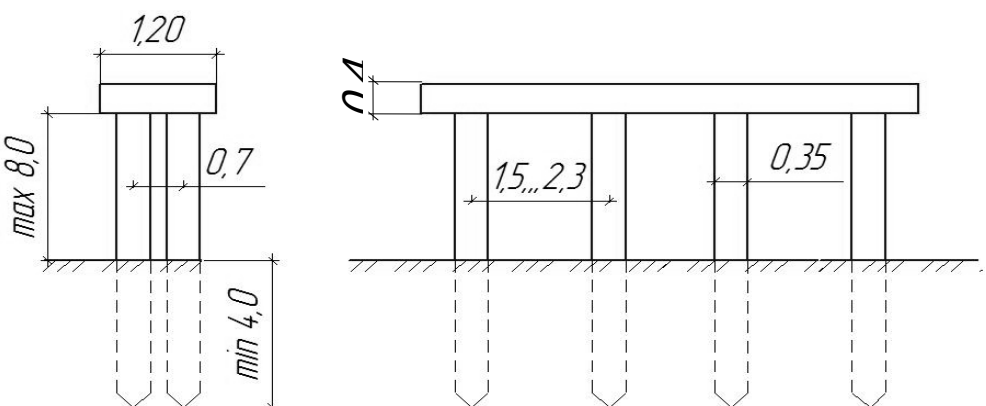
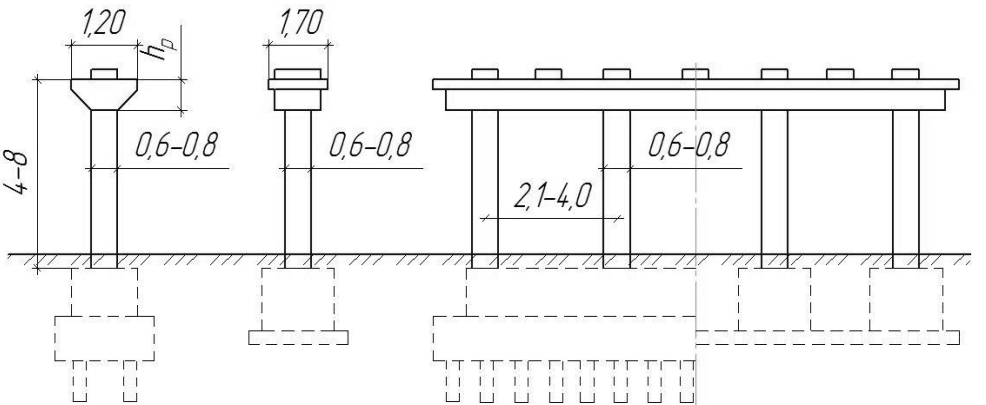
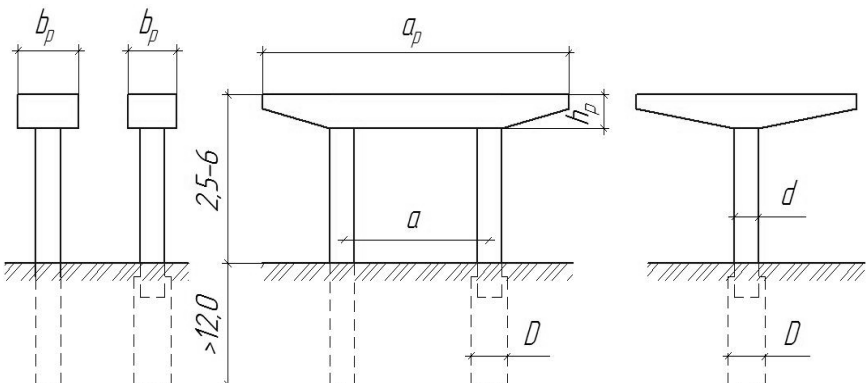
У нерозрізних мостах при розташуванні на проміжній опорі лише однієї опорної частини ширину оголовка роблять менше, ніж в розрізних на 20...25%. При великих прольотах цей розмір можна приймати приблизно рівним:

прольот 42 м – 1,2 м;
 прольот 63 м – 1,4 м;
 прольот 84 м – 3,2 м.

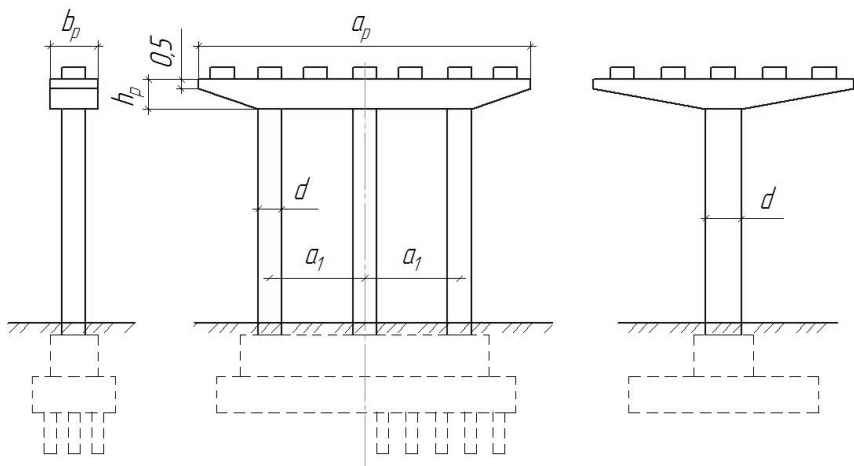
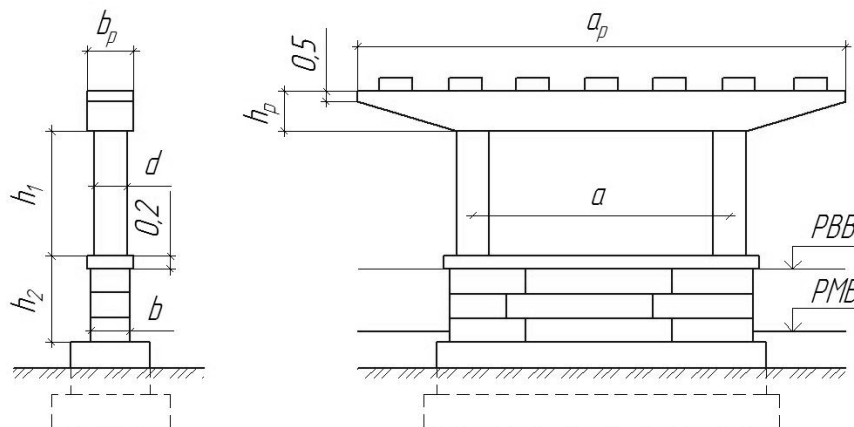
Таблиця 3.10 – Конструкція опор балочних мостів

Умови використання	Конструкція опори
1	2
При прольотах до 12 м, льодохід слабкий або відсутній. Висота опори до 8 м.	Пальові однорядні  

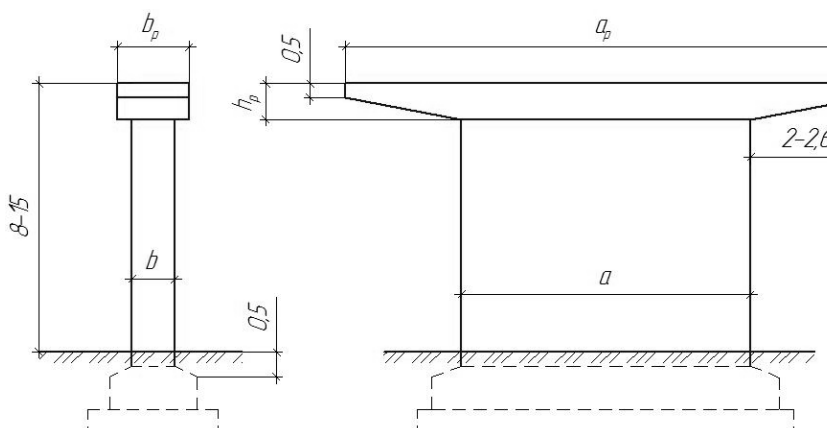
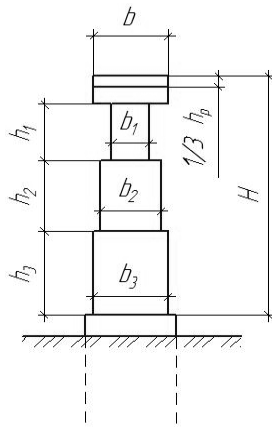
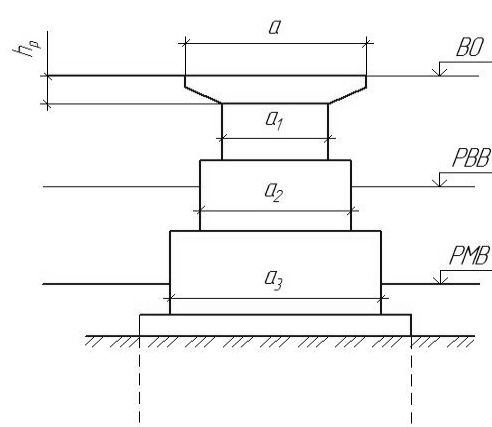
Продовження таблиці 3.10

1	2
При прольотах 15 – 21 м. Висота опори до 8 м, льодохід слабкий або відсутній. При прольотах до 33 м льодохід слабкий. При прольотах до 15 м стояки встановлюють з шагом 3,5 – 4 м, при прольотах 21 – 33 м стояки встановлюють під балками При прольотах 12...24 м, на суходолах при відсутності льодохіда. Висота опори до 6 м. В якості паль використовують: оболонки: $d = 1,2 \text{ м}; 1,6 \text{ м}$ бурові палі: $d = 1 \text{ м}; 1,2 \text{ м}; 1,5 \text{ м}; 1,7 \text{ м}.$	Пальові двохрядні  Стоїчна опора  $h_p = 0.6...0.8 \text{ м}$ Безростверкова опора  $d = 1.2...1,6 \text{ м};$ $D = 2...3 \text{ м};$ $a = 5...6 \text{ м}.$

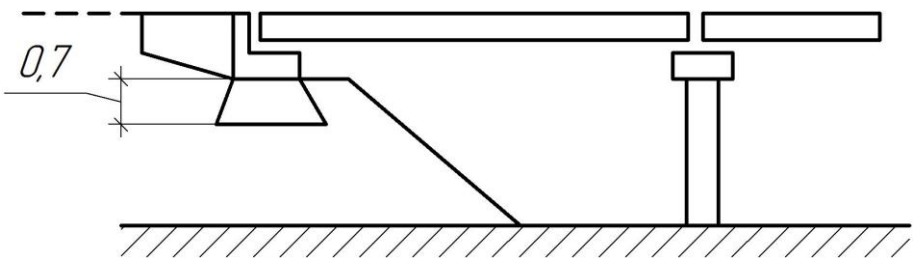
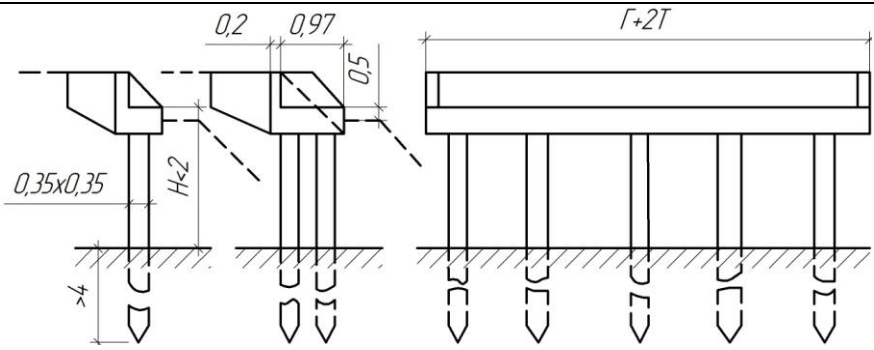
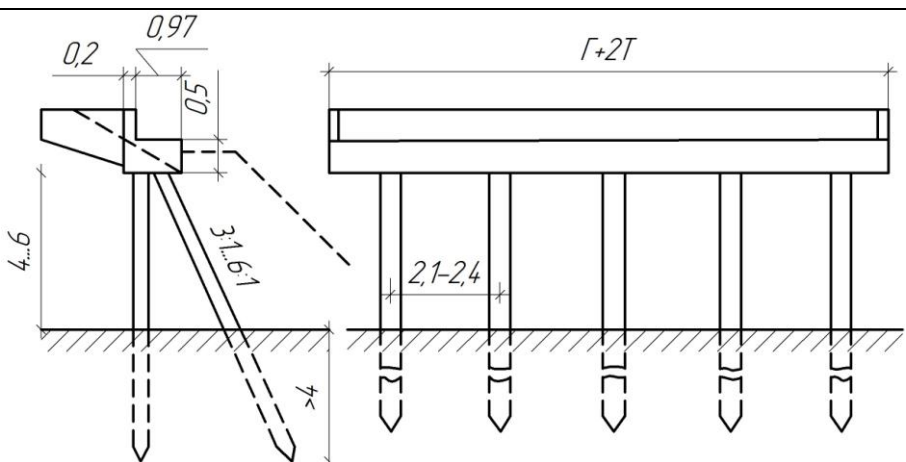
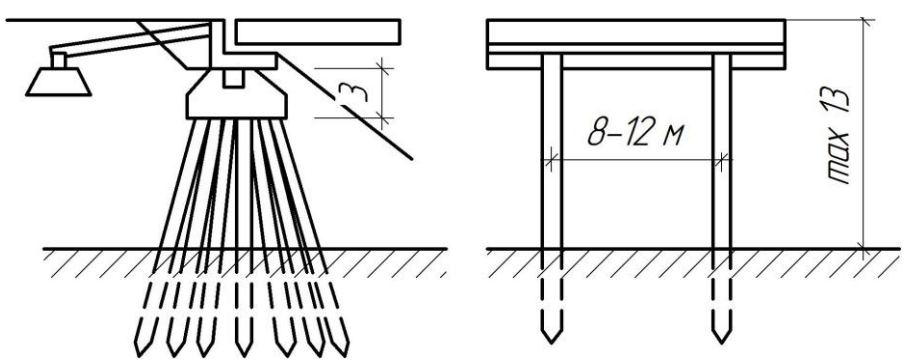
Продовження таблиці 3.10

1				2																							
При прольотах до 42 м. Одностовпчаті доцільно використовувати при косих перетинах водотоків та доріг. <table><tr><th>Габарит</th><th>n</th><th>a_p, м</th><th>a_1, м</th></tr><tr><td>Г-8</td><td>2</td><td>10,2</td><td>5,0</td></tr><tr><td>Г-9</td><td>2</td><td>11,5</td><td>6,5</td></tr><tr><td>Г-11.5</td><td>3</td><td>13,5</td><td>4,5</td></tr><tr><td>Г-16.55</td><td>4</td><td>17,5</td><td>4,0</td></tr></table>				Габарит	n	a_p , м	a_1 , м	Г-8	2	10,2	5,0	Г-9	2	11,5	6,5	Г-11.5	3	13,5	4,5	Г-16.55	4	17,5	4,0	Стовпчатая опора 			
				Габарит	n	a_p , м	a_1 , м																				
				Г-8	2	10,2	5,0																				
				Г-9	2	11,5	6,5																				
				Г-11.5	3	13,5	4,5																				
Г-16.55	4	17,5	4,0																								
<table><tr><th>L</th><th>h_p, м</th><th>d, м</th><th>b_p, м</th></tr><tr><td>24</td><td>1,2</td><td>0,8</td><td>1,4</td></tr><tr><td>33</td><td>1,25</td><td>1,0</td><td>1,6</td></tr><tr><td>42</td><td>1,3</td><td>1,2</td><td>1,8</td></tr></table>				L	h_p , м	d , м	b_p , м	24	1,2	0,8	1,4	33	1,25	1,0	1,6	42	1,3	1,2	1,8								
L	h_p , м	d , м	b_p , м																								
24	1,2	0,8	1,4																								
33	1,25	1,0	1,6																								
42	1,3	1,2	1,8																								
Опора з полегшеною верхньою частиною 																											
<table><tr><th>L</th><th>h_p, м</th><th>d, м</th><th>b_p, м</th></tr><tr><td>24</td><td>1,2</td><td>0,8</td><td>1,4</td></tr><tr><td>33</td><td>1,25</td><td>1,0</td><td>1,6</td></tr><tr><td>42</td><td>1,3</td><td>1,2</td><td>1,8</td></tr><tr><td>54</td><td>1,4</td><td>1,6</td><td>2,6</td></tr></table>				L	h_p , м	d , м	b_p , м	24	1,2	0,8	1,4	33	1,25	1,0	1,6	42	1,3	1,2	1,8	54	1,4	1,6	2,6				
L	h_p , м	d , м	b_p , м																								
24	1,2	0,8	1,4																								
33	1,25	1,0	1,6																								
42	1,3	1,2	1,8																								
54	1,4	1,6	2,6																								
При великих прольотах h_p не менше 6м. <table><tr><th>Габарит</th><th>n</th><th>a_p, м</th><th>a_1, м</th></tr><tr><td>Г-8</td><td>2</td><td>10,2</td><td>5,0</td></tr><tr><td>Г-9</td><td>2</td><td>11,5</td><td>6,5</td></tr><tr><td>Г-11.5</td><td>3</td><td>13,5</td><td>4,5</td></tr><tr><td>Г-13,5</td><td>4</td><td>17,5</td><td>4,0</td></tr></table>				Габарит	n	a_p , м	a_1 , м	Г-8	2	10,2	5,0	Г-9	2	11,5	6,5	Г-11.5	3	13,5	4,5	Г-13,5	4	17,5	4,0				
Габарит	n	a_p , м	a_1 , м																								
Г-8	2	10,2	5,0																								
Г-9	2	11,5	6,5																								
Г-11.5	3	13,5	4,5																								
Г-13,5	4	17,5	4,0																								

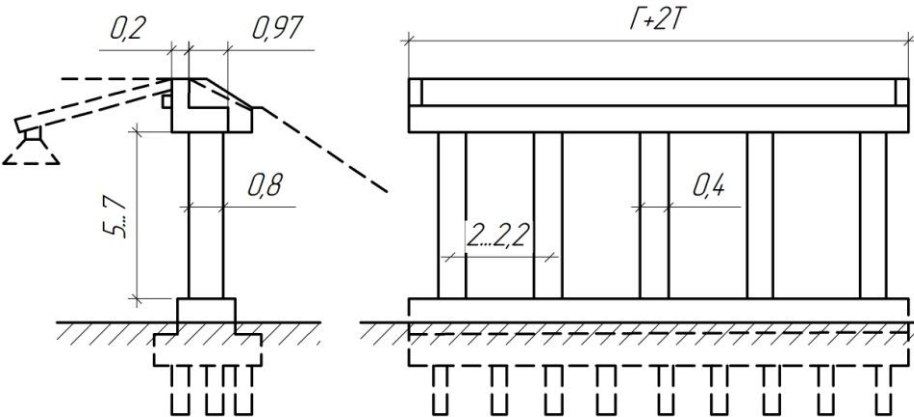
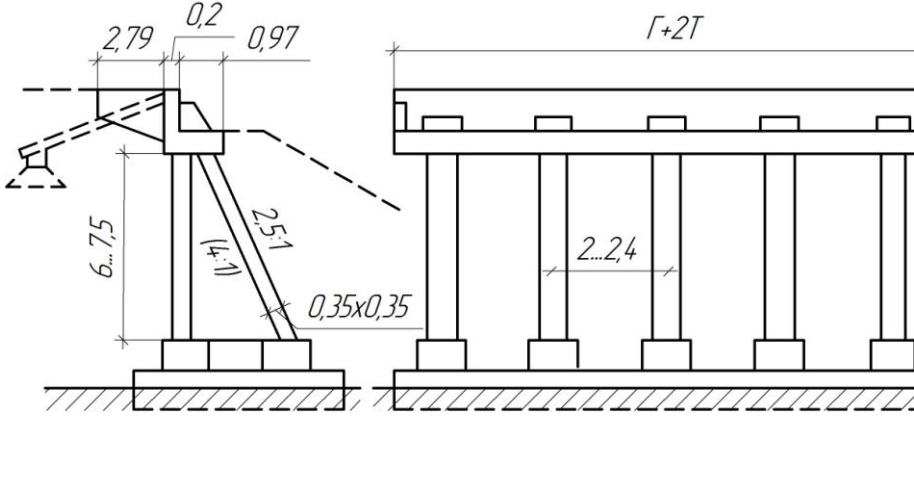
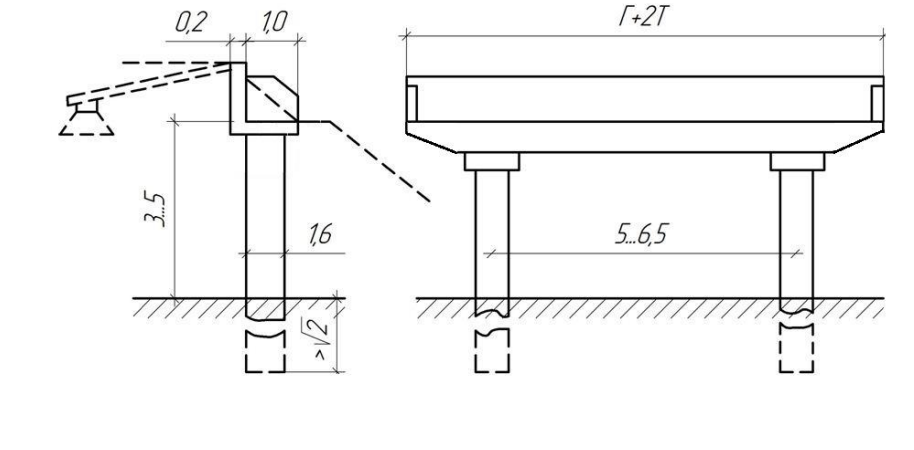
Продовження таблиці 3.10

1			2																							
При великих прольотах і висоті опори до16м.																										
Габарит	a_p , м	a , м																								
Г-8	10,2	7,0																								
Г-9	11,0	7,0																								
Г-11.5	13,0	9,0																								
Г-16.55	17,0	13,0																								
При великих прольотах.			<table><tr><th>L</th><th>h_p, м</th><th>b, м</th><th>b_p, м</th></tr><tr><td>24</td><td>1,0</td><td>1.2</td><td>1,4</td></tr><tr><td>33</td><td>1,4</td><td>1,4</td><td>1,6</td></tr><tr><td>42</td><td>1,6</td><td>1,6</td><td>1,8</td></tr><tr><td>54</td><td>1,8</td><td>2.0</td><td>2,2</td></tr></table>				L	h_p , м	b , м	b_p , м	24	1,0	1.2	1,4	33	1,4	1,4	1,6	42	1,6	1,6	1,8	54	1,8	2.0	2,2
L	h_p , м	b , м	b_p , м																							
24	1,0	1.2	1,4																							
33	1,4	1,4	1,6																							
42	1,6	1,6	1,8																							
54	1,8	2.0	2,2																							
			 Масивна опора 																							
Габарит	a_p , м	a_2 , м	a_3 , м																							
Г-8	10,0	7,6	8,2																							
Г-9	10,5	8,1	8,7																							
Г-11.5	10,0	9,8	10,6																							
Г-16.5	17,0	14,5	15,5																							
H , м	a_p , м	a_2 , м	a_3 , м	L	b_p , м	b_1 , м	b_2 , м	b_3 , м	h_p , м																	
6-8	4,0	-	2	24	1,4	1.2	1,5	1,8	1,0																	
8-10	5,0	-	2	33	1,6	1,2	1,5	1,8	1,3																	
12-13	4,0	4,0	3	42	1,6	1,4	1,7	2,0	1,5																	
$a_1=a_2-b_2+0,2$				54	2.2	1,8	2,1	2,4	1,8																	

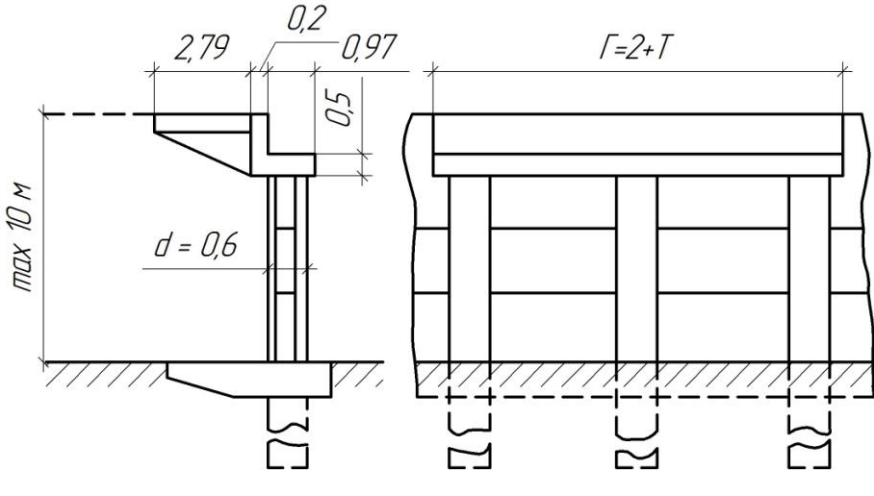
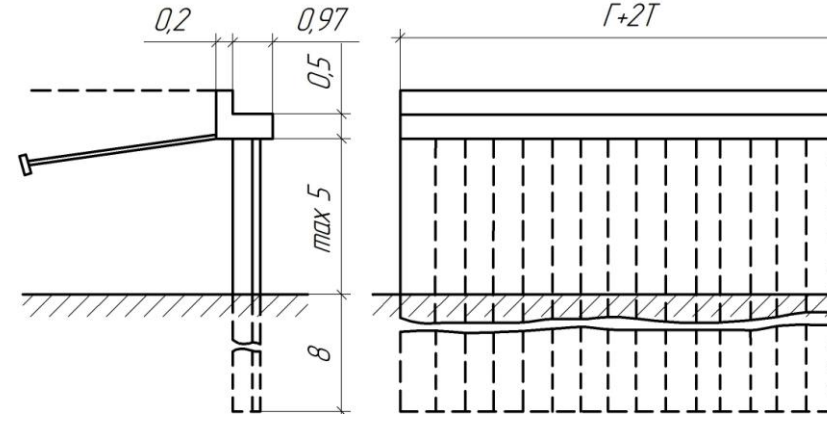
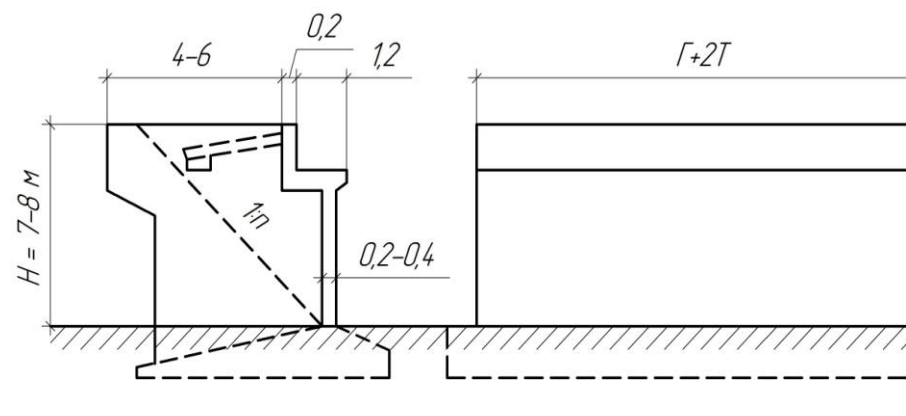
Таблиця 3.11 – Основні види конструкцій обсипних устій

Основні умови вживання	Конструкція опори
1	2
Лежневий устій. При довжині балок до 12 м.	
<u>Пальові однорядні або двохранні устоя</u> Для прольотних будов малої довжини (12...15м)	
<u>Пальовий козловий устій</u> Для прольотних будов $L=13...33\text{м}$ і при висоті опори до низу рігелю менше 6м.	
<u>Пальовий устій з поздовжніми стінками</u> Для прольотних будов великих прольотів.	

Продовження табл. 3.11

1	2
<u>Пальовий однорядний устій</u> При довжині прольотних будов до 33 м і висоті на-сипу до 12 м	
<u>Козловий стоїчний устій</u> Для прольотних будов довжиною 18...33 м	
<u>Безростверковий обсипний устій</u> Для прольотних будов довжиною 12...24 м і при висоті до верху ри-гелю до 6 м.	

Продовження табл. 3.11

1	2
<u>Підпірна стінка</u> При висоті насипу до 12 м.	
<u>Підпірна стінка з анкером</u> Для прольотних будов малої довжини (12..15м)	
<u>Устой з зворотніми стінками</u> Для прольотних будов будь-якої довжини	

Довжина оголовку чи ригеля поверху поперек моста дорівнює:

$$B_1 = B_0 + b + (0,4 \dots 0,5) \cdot 2, \quad (3.19)$$

де B_0 – відстань між вісями крайніх балок чи опорних частин в коробчастих прольотних будовах, м;

b – ширина підферменника, м (0,6...1,2м);

0,4...0,5 м – відстань від краю підферменника до краю опори, м.

3.6 Прогонові будови

Тип поперечного перерізу прогонових будов визначається в основному системою моста й величиною, що перекивається прольотом.

Як правило, при проектуванні мостових споруджень використовують типові конструкції прогонових будов з ненапруженою і з попередньо-напруженою арматурами.

Типи поперечних перерізів прогонових будов наведені в табл. 3.1-3.7 і на рис. 3.1 – 3.4

Воронежська філія Гіпродорнії розробила технічне рішення прогонових будов завдовжки 12,15 і 21 м із склепінчастих плит шириною 1,4 м з не-замкнутими порожнечами (табл. 3.1 – сводчата плита та двохребистий П-образний блок). Вони мають малу будівельну висоту, зручні при монтажі і транспортуванні, дозволяють порівняно просто утворювати нерозрізні і косі прольотні будови. Заслугує на увагу застосування замість балок таврового перерізу двохребистих блоків П-образного перерізу. По витраті матеріалів вони еквівалентні типовим уніфікованим ребристим балкам таврового перерізу, але перевершують їх по збірності, зручності монтажу і транспортування. Блоки П-образного перерізу вимагають складнішого об'єднання в поперечному напрямі або за допомогою поперечного натягнення попередньо-напруженої арматури, або бетонуванням балок із спеціально передбаченими площинними діафрагмами по аналогії з плитами, що мають поперечні порожнечі.

«Союздорпроект» була розроблена і введена в практику будівництва рамно-нерозрізна конструкція прогонової будови, що складається з окремих балок, поверх яких укладають збірні плити (рис. 3.6).

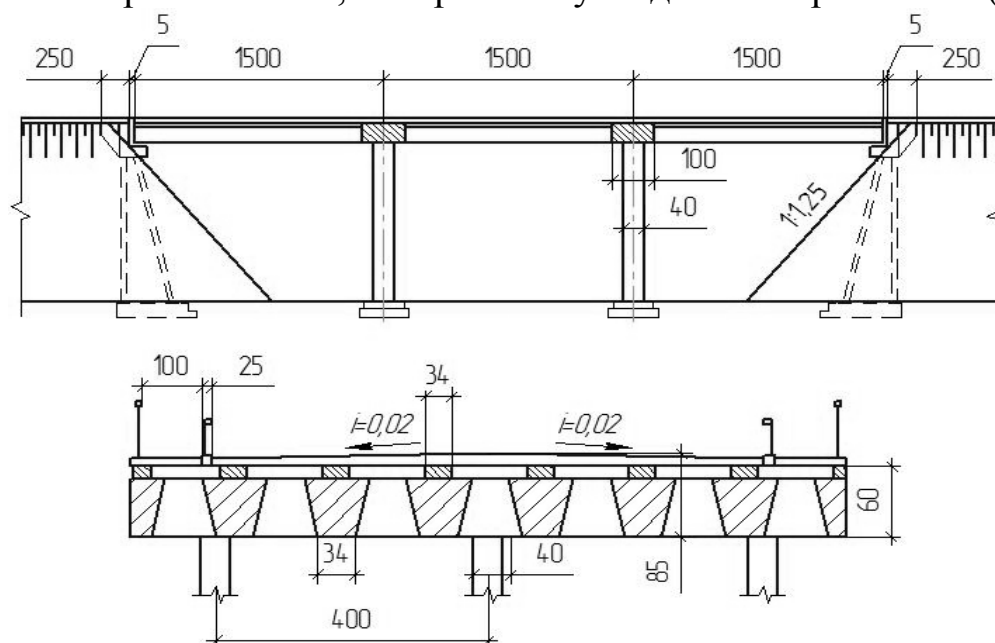


Рисунок 3.6 – Типове рішення рамно-нерозрізного шляхопроводу

Надопорна ділянка, що являється одночасно і ригелем опори, виконується з монолітного бетону і сприймає згинаючі моменти в поперечному напрямі як ригель опори. Довжина монолітної ділянки не перевищує 0,5-1 м. Збірні балки збирають на риштуваннях і об'єднують з надопорною частиною за допомогою арматурних випусків. Переваги даної конструкції прогонової будови – простота форм елементів і мала їх вага, гарний зовнішній вигляд.

При компоновці поперечного перерізу прогонової будови його ширина (без роздільної смуги) може бути визначена за формулою:

$$b = \Gamma + 2 \cdot T + 2 \cdot O + 2 \cdot \Delta_n, \quad (3.20)$$

де Γ – ширина проїзної частини що включає дві полоси безпеки;

T – ширина тротуару;

O – ширина огорожі проїзду, приймається 0,25...0,40 м;

Δ_n – ширина, необхідна для встановки перил, орієнтовно 0,2...0,3 м.

Вибираючи схеми і генеральні розміри прогонових будов – довжини прольотів, співвідношення між ними, висоти поперечних перетинів необхідно керуватися рекомендаціями і описами побудованих споруд, наявними в літературі [4, 10, 15, 21, 22, 25].

3.7 Мостове полотно

Конструкція мостового полотна має забезпечувати комфортну їзду та безпеку руху транспорту, мати необхідну міцність, надійний захист несучих елементів прольотної будови від несприятливих впливів, забезпечувати проектний строк служби та ремонтоздатність. Необхідно передбачити можливість виконання робіт при утриманні та ремонтах сучасними механізованими засобами.

На мостах для суміщеного руху рейкового транспорту та автомобілів рейкові колії метрополітену та швидкісного трамваю мають бути відокремленими і захищеними огорожею від автопроїзду. Трамвайні колії на міських мостах можуть бути не відокремленими.

Верхній шар покриття має бути однотипним по всій ширині проїзної частини. Проїзну частину незалежно від конструкції огорожі безпеки слід огородити піднятим над проїзною частиною тротуаром із бордюром заввишки не менше ніж 8 см із природного каменю або бетону, здатного функціонувати протягом проектного строку служби в агресивному середовищі. У разі відсутності на мосту тротуарів або службових проходів проїзну частину слід огородити піднятим над проїзною частиною бортом заввишки не менше ніж 20 см.

Відмова від улаштування піднятого тротуару або борту допускається, як виняток (але не в містах), при поверхневому водозборі поздовжніми відкритими лотками. При цьому падіння сміття, щебеню, бруду та неорганізований водоскид у підмостовий простір не допускається.

Конструкція і матеріали гідроізоляції для захисту монолітної залізобетонної плити проїзної частини залежать від конструкції покриття. Гідроізоляція може бути рулонною, наливною (мастиковою) або напиленою за умови збереження водонепроникності та міцності протягом проектного строку служби. Проектний строк служби гідроізоляції має бути не менший ніж покриття.

У разі застосування в якості покриття безусадочного бетону (класу міцності В40 з водонепроникністю W12 і морозостійкістю F300 товщиною не менше 50 мм) гідроізоляція під цим бетоном може бути відсутня. Але слід забезпечити водонепроникність конструкції плити в інших місцях: на тротуарах, біля бордюрів та водозливних трубок тощо.

Плиту проїзної частини залізобетонних мостів слід виконувати монолітною, товщиною не менше ніж 20 см. У разі застосування збірних залізобетонних прогонових балок їх поверхню слід вкрити шаром монолітного залізобетону завтовшки не менше ніж 14 см. Застосовувати вирівнювальний шар бетону завтовшки 3-5 см для монолітної залізобетонної плити не рекомендується. Допускається застосування вирівнювального шару на монолітній плиті при проведенні ремонтних робіт. Улаштування збірної залізобетонної плити з вирівнювальним шаром бетону завтовшки 3-5 см для постійних мостів не допускається.

Покриття проїзду на сталевій плиті не дозволяється виконувати із застосуванням звичайного асфальтобетону. Для покриття завтовшки від 4 см слід застосовувати водонепроникні конструкції з мастикасфальту, гусасфальту, епоксидасфальту або інші з проектним строком служби 15 років і більше.

Тонкі покриття проїзду (10-20 мм) можуть бути застосовані при реконструкціях мостів та для мостів із розвідними прогонами. Тонкі покриття, як правило, виконуються на основі епоксидів, поліуретанів, метакрилатів, поліестерів.

Конструкція гідроізоляції плити пов'язана з конструкцією покриття проїзду і має прийматись за окремими рекомендаціями. Проектний строк служби гідроізоляції має бути не меншим ніж прийнятий проектний строк служби покриття.

Конструкція покриття на сталевих тротуарах, як правило, має бути виконана з застосуванням полімерів. Обов'язковим є те, щоб верхній шар покриття був шорстким і зносостійким, а також стійким до сольового розчину, озону та ультрафіолету.

Для конструкцій покриття, що фільтрує через себе воду (наприклад, асфальтобетон), слід влаштовувати дренажі для полегшення відведення води до водозливних трубок та біля деформаційних швів. Дренажі мають бути приховані під верхнім шаром покриття і витримувати наїзд колеса розрахункового автомобіля.

У місцях приєднання покриття до перешкоди (бордюру або деформаційного шва) має бути утворено температурний шов (10-15 мм), заповнений герметизуючою сумішшю.

Огорожу безпеки має бути встановлено по краях їздового полотна та на розділових смугах мостів. На розділових смугах завширшки менше ніж 4 м установка огорож безпеки є обов'язковою. Рейкові колії слід відокремити від автопроїзду огорожами безпеки, якщо замовником не передбачено інше.

Для запобігання з'їзду дорожнього транспортного засобу до небезпечної зони на мостах та інших штучних спорудах встановлюється дорожня огорожа бар'єрного або парапетного типу згідно з ДСТУ В.2.3-10 та ДСТУ В.2.3-12 відповідно.

Допускається застосовувати огорожі іншої конструкції за умови, що стримувальна здатність буде не менше ніж визначена в ДСТУ В.2.3-10 та ДСТУ В.2.3-12.

Для запобігання виходу пішоходів у небезпечну зону на мостах та інших штучних спорудах встановлюється дорожня огорожа перильного типу, параметри якої приймаються за вимогами ДСТУ В.2.3-11. Для міських мостів, як правило, перильна огорожа має бути індивідуальною.

На мостах, розділених під окремі напрямки руху, тротуари (службові проходи) мають бути влаштовані лише з правого боку (по ходу руху). Просвіт між розділеними прогоновими будовами рекомендується приймати не менше 1,0 м. При відповідному обґрунтуванні просвіт допускається зменшувати.

Сталеві елементи проїзної частини (бар'єрних огорож, перил, шумових огорож, стовпів освітлення на висоті не менше 2 м від покриття тощо), мають бути захищені від корозії шаром гарячого цинку завтовшки не менше 80 мкм. Всі з'єднувальні метизи також мають бути захищеними металізацією.

Застосування збірних накладних тротуарів на автомобільних дорогах загального користування не допускається.

Покриття проїзду на залізобетонній проїзній частині може мати різні конструкції, які забезпечують безремонтний строк служби гідроізоляції та покриття.

Конструкція покриття проїзду з гідроізоляцією. Монолітна залізобетонна плита, яка вирівняна відповідно до вимог підготовки поверхні під гідроізоляцію, або, за необхідності, вкрита вирівнювальним шаром бетону завтовшки 30-50 мм, класу В30 за міцністю, W8 за водонепроникністю, F300 за морозостійкістю (з випробуванням у соляному середовищі), покривається шаром гідроізоляції – рулонним, наливним (мастиковим) або напиленим, який зберігає міцність та водонепроникність протягом проектного строку служби.

У разі використання асфальтобетону для покриття проїзду (тобто покриття, що фільтрує через себе воду) застосовується конструкція з трьома

шарами завтовшки не менше ніж $30 + 2 \times 40 = 110$ мм або з двома шарами загальною товщиною не меншою за 110 мм:

1) $30 + 2 \times 40 = 110$ мм;

2) $50 + 60 = 110$ мм.

У разі застосування для покриття проїзду епоксифальту, мастикасфальту або гусасфальту конструкція покриття приймається за окремими рекомендаціями.

При виборі типу гідроізоляції є обов'язковою перевірка її теплостійкості під впливом гарячого нижнього шару покриття асфальтобетону.

За відсутності в проекті вирівнювального шару поверхня монолітної залізобетонної плити має відповідати умовам укладання гідроізоляції.

Покриття на тротуарах має бути тонкошаровим, наприклад, із застосуванням епоксидно-поліуретанових композицій та кварцового піску або інших матеріалів завтовшки не більше ніж 4 см. Допускається передбачати вирівнювальний шар на тротуарах з бетону завтовшки 2-4 см.

Конструкція покриття проїзду без гідроізоляції. На монолітну залізобетонну плиту прогонової будови укладається поверхневий шар безусадочного бетону завтовшки не менше ніж 50 мм, класу В40 за міцністю, W12 за водонепроникністю, F300 за морозостійкістю (з випробуванням у соляному середовищі). У розрахунках на тріщиностійкість напруження розтягу в бетоні поверхневого шару мають не перевищувати вимог за тріщиностійкістю категорій 2-а і 2-б згідно з ДБН В.2.3-14, залежно від типу армування залізобетонної плити. Для бетону поверхневого шару слід застосовувати модифіковані добавки, що підвищують його водонепроникність, розтяжність й опірність стиранню. Якщо при випробовуваннях бетону поверхневого шару виявиться, що його розтяжність вище передбаченої для бетону класу В40, то в розрахунках допускається враховувати підвищені значення R_{bt} і $R_{bt,ser}$. При визначенні зусиль у бетоні поверхневого шару необхідно враховувати стадійність завантаження прогонової будови. Нижні 25 мм бетону поверхневого шару дозволяється включати в розрахунковий переріз залізобетонної плити прогонової будови; захисний шар верхньої арматури залізобетонної плити приймати завтовшки 30 мм.

3.8 Сполучення моста із насипом

Сполучення моста із насипом забезпечує безпечний проїзд автомобілів. Конструкція сполучення приймають у вигляді перехідних плит, довжину яких призначають в залежності від висоти насипу перед мостом (табл. 3.12)

Таблиця 3.12 – Довжини перехідних плит

Висота насипу, м	2	2...6	6...7	8
Довжини перехідних плит, м	3	4	6	8

Перехідні плити вкладають тільки у межах ширини габариту проїзду.

Виконуючи сполучення мостів із насипами підходів слід дотримуватись наступних вимог:

1. Земляне полотно на довжині 10 м від задньої грані стоянів великих залізничних мостів має бути розширене на 0,5 м з кожної сторони, в автодорожніх і міських мостах – мати ширину не менше ніж відстань між поручнями перил плюс 0,5 м з кожного боку. Перехід від збільшеної ширини до нормальної необхідно робити плавним і здійснювати на довжині 15-25 м.

2. У з'єднанні автодорожніх і міських мостів із насипом необхідно передбачити укладання залізобетонних перехідних плит. Довжину плит слід приймати в залежності від очікуваних осідань ґрунту під лежнем плити і призначати не більшою за 8 м. Лежень має спиратися на щебеневу основу на ущільненому дренажному ґрунті.

3. На мостах зі стоянами, що спираються безпосередньо на насип (диванного типу), довжину перехідних плит слід приймати 2 м.

4. У містах рекомендується стояни мостів проектувати необсипними.

5. При з'єднанні обсипних стоянів із насипами підходів необхідно, щоб після осідання насипу і конуса частина стоянів, що примикає до насипу або вільної консолі (в автодорожніх мостах), входила б до конуса. Величина цієї відстані відраховується від вершини конуса насипу на рівні брівки полотна до грані конструкції, що з'єднується з насипом і становить: при висоті насипу до 6 м – не менше ніж 0,75 м; при висоті насипу понад 6 м – не менше 1 м.

6. Укоси конусів обсипних стоянів мають проходити нижче підферменої площадки (у площині шафової стінки) або верха бічних стінок, що огорожують шафову частину, не менше ніж на 0,50 м – для залізничних, автодорожніх і міських мостів. Низ конуса в необсипних стоянах не повинен виходити за передню грань стояна.

7. На рівні перетину передньої грані обсипного стояна з конусом, що має бути вище рівня розрахункового паводку (без підпору і накату хвиль) не менше ніж на 0,5 м, слід передбачати берму. Ширина берми має бути не меншою за 0,5 м по всій ширині стояна.

8. Укосам конусів необсипних стоянів мостів необхідно надавати ухили на висоту перших 6 м, відраховуючи з верху до низу від брівки насипу, не крутіше від 1:1,25 і на висоту наступних 6 м – не крутіше ніж 1:1,5. Крутизну укосів конусів насипів заввишки понад 12 м слід визначати розрахунком стійкості конуса (з перевіркою основи) і призначати її не меншою за

1:1,75 у межах усього конуса або до більш пологої частини.

9. Укосам конусів обсіпних стоянів, стоянів рамних і пальово-естакадних мостів, а також усіх мостів у межах підтоплення при рівні води розрахункового паводка слід надавати ухили не крутіше за 1:1,5, а при висоті насипів понад 12м – мають визначатися розрахунком за стійкістю (з перевіркою основ).

10. Для сейсмічних районів ухили укосів конусів слід призначати відповідно до вимог ДБН В.1.1-12.

11. Положення 10 охоплюють конструкції насипів, що виконуються з неармованого ґрунту. Для зменшення площі конусів і зменшення горизонтального тиску на стоян рекомендується армувати ґрунт геотекстильними матеріалами або в інший спосіб.

12. Відсіпку конусів та насипів біля мостів слід виконувати з ґрунту, що має коефіцієнт фільтрації (після ущільнення) не менше за 2 м/добу. Довжина відсіпки дренавальним ґрунтом за стояном має становити: по верху насипу – не менше висоти насипу плюс 2,0 м; по низу (на рівні природної поверхні ґрунту) – не менше ніж 2,0 м. Можливе застосування дренаючих матів та інших сучасних конструкцій дренажу.

13. Укоси конусів у мостах і шляхопроводах мають бути укріплені по всій висоті. Ширину укріплення поза зоною підтоплення слід визначати, як проекцію прогонової будови (ширина між карнизами) плюс 1,0 м у кожную сторону. Типи укріплень укосів і підшов конусів і насипів у межах підтоплення на підходах до мостів і труб, а також укосів регуляційних споруд призначаються в залежності від їх крутості, умов льодоходу, впливу хвиль і течії води при швидкостях, що відповідають максимальним витратам під час паводків: перевіряльних – для мостів на залізницях загальної мережі і розрахункових – для інших мостів. Відмітки верху укріплень мають бути вищими за рівень води і відповідати зазначеним вище паводкам з урахуванням підпору і накату хвилі на насип:

- у великих і середніх мостах – не менше ніж 0,50 м;
- у малих мостах і трубах – не менше ніж 0,25 м.

14. Огорожі безпеки на мостах необхідно сполучати з огорожами безпеки на підходах.

15. Зміна ухилу огорожі в плані має становити 1:20. Огорожа на розділовій смузі мосту закінчується похилими ділянками, що занурюються у земляне полотно підходів.

4 ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ МОСТУ

4.1 Загальні положення

Загальноприйнятим критерієм оцінки економічності споруд є їх вартість, яка складається в основному з відпускнуої вартості матеріалів, заробітної плати, вартості експлуатації будівельних машин і інших витрат.

В даний час в мостобудуванні прийнята багатофакторна оцінка конструктивно-технологічних рішень, що включає систему кількісних і якісних показників.

Кількісні показники включають кошторисну вартість, витрату матеріалів, трудовитрати на виготовлення елементів і їх монтаж, тривалість будівництва, витрати металу і бетону на тимчасові і допоміжні споруди, експлуатаційні витрати, коефіцієнт збірності.

Якісні показники охоплюють комплекс експлуатаційних, екологічних, архітектурно-естетичних і інших параметрів.

Порівняння проектних варіантів за якісними показниками має на увазі також їх аналіз з позицій забезпечення надійності, міцності, стійкості і жорсткості всієї споруди в цілому і окремих його частин. Оцінюється робота різних елементів конструкції моста згідно з розрахунковою схемою, наголошується міра впливу осідань фундаментів, температури, деформацій усадки і повзучості на роботу споруди і розподіл зусиль між окремими його елементами.

При виборі варіанту конструкції міських мостів, а також мостів на автодорогах I категорії велике значення надають не лише техніко-економічним показникам, але і архітектурно-естетичним.

Останніми роками все більше уваги приділяється екологічним питанням. При проектуванні моста віддається перевага фундаментам глибокого заставляння і безростверковим опорам, що у меншій мірі порушують режим ґрунтових вод і що не утрудняє русло річки, проектним варіантам таких мостових споруд в процесі будівництва і експлуатації завдається мінімального збитку довкілля.

4.2 Порівняння варіантів за витратою основних будівельних матеріалів

4.2.1 Загальні вказівки

Для порівняння варіантів конструкції моста необхідно з достатньою мірою точності визначити об'єми матеріалів (збірного і монолітного залізобетону, арматури, металу на допоміжні споруди і ін.), не удаючись до

детального розрахунку всіх конструкцій.

При визначенні об'ємів основних робіт використовують дані типових проектів прогонових будов і опор, результати проектування аналогічних об'єктів.

Основні розміри конструкцій задають за даними практики (табл.31.-3.7, 3.10-3.11.). У разі потреби проводять ескізні розрахунки прогонових будов, опор і фундаментів.

Визначення об'ємів матеріалів необхідно виконати для кожного з порівнюваних варіантів. Визначення об'ємів матеріалів проводиться окремо по прольотним будовам і іншим частинам споруди.

4.2.2 Витрата залізобетону в прогонових будовах

Визначення витрати бетону в *збірних розрізних прогонових будовах з пустотних плит, балок з каркасною і з попередньо напруженою арматурою* можна, користуючись графіками витрати бетону на прогонові будови (рис. 4.1). Витрата бетону на прогонові будови визначають по формулі

$$V_{\sigma} = V_y \cdot S, \quad (4.1)$$

де V_y – питома витрата бетону на 1 м² корисної площі прогонової будови, м³/м²;

S – корисна площа прогонової будови, визначається за формулою,

$$S = L \cdot B, \quad (4.2)$$

L – повна довжина прогонових будов по крайніх гранях балок, м;

B – повна ширина прогонової будови, м.

Витрату бетону в розрізних прогонових будовах можна визначити і за таблицям витрат матеріалів (табл. 4.1 – 4.3)

Витрату бетону в балочних прогонових будовах великих прольотів (42 м і більше) можна визначити за графіками, наведеними на рис. 4.2, де приведена питома витрата бетону на нерозрізні прогонові будови з ребристими балками, плитно-ребристі і коробчасті прогонові будови. Середня витрата бетону в балочних прогонових будовах з урахуванням бетонного вирівнюючого слою, укладеного під гідроізоляцію може бути виражена залежністю

$$V_{\sigma} \approx 0,40 + 0,006 \cdot (l - 18), \quad (4.3)$$

де V_{σ} – питома витрата бетону, м³/м²;

l – величина прольота прогонової будови, м.

Сумарні питомі витрати звичайної V_a і напруженої $V_{на}$ арматури пропорційні довжині прольотів, які перекриваються та приблизно дорівнюють:

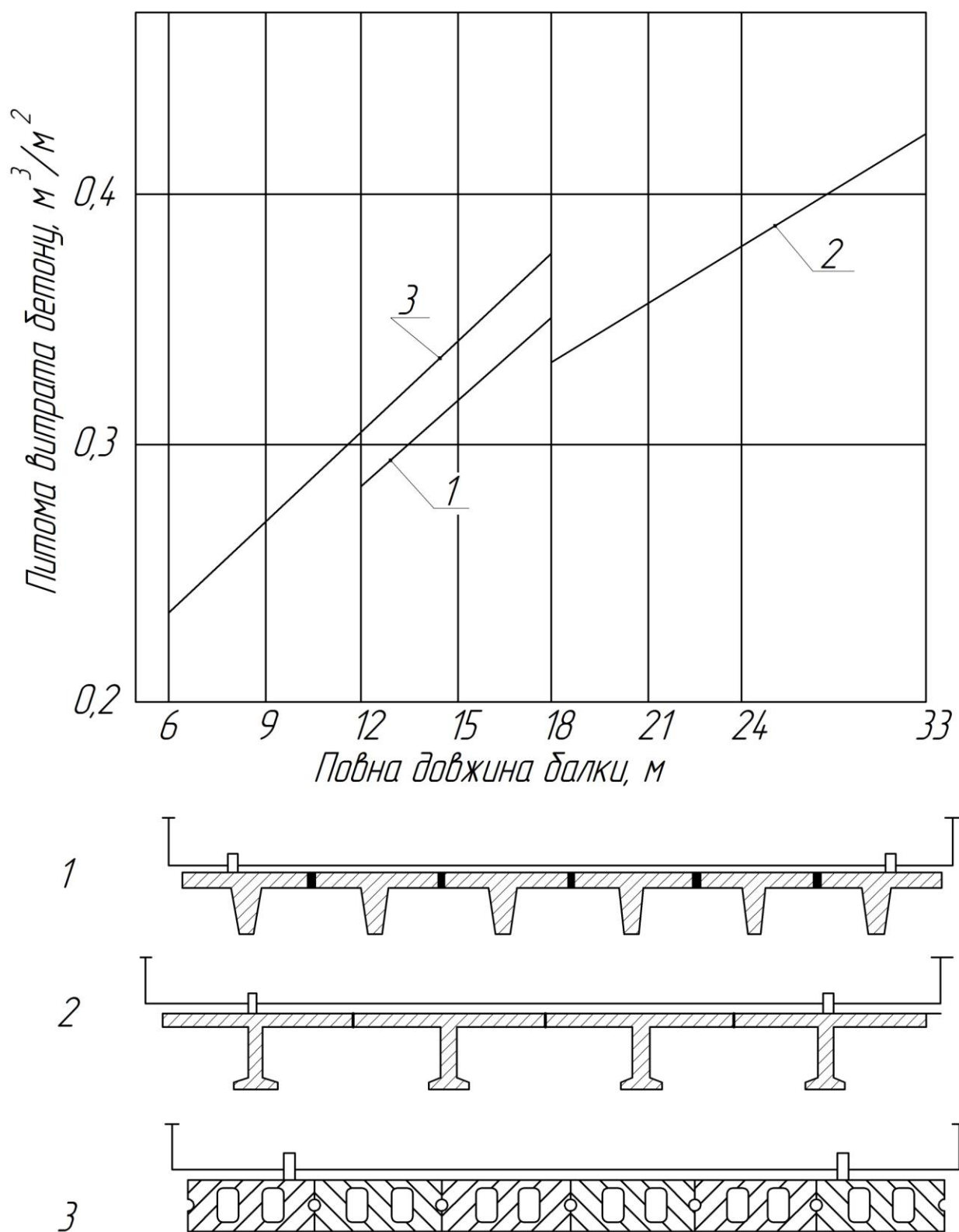


Рисунок 4.1 – Питома витрата бетону на прогонові будови:

1 – з каркасними балками; 2 – з ребристими попередньонапруженими балками; 3 – з пустотних плит.

Таблиця 4.1 – Витрата бетону на прогонову будову за типовим проектом №384/45, 46, 47 балки без діафрагм з попередньо напруженого залізобетона, м³

Габарити	Ширина тротуару, м	Повна довжина балок, l_n , м						
		12	15	18	21	24	33	42
		$h=0,9\text{м}$	$h=0,9\text{м}$	$h=1,2\text{м}$	$h=1,2\text{м}$	$h=1,2\text{м}$	$h=1,5\text{м}$	$h=2,1\text{м}$
Г-7	0,75	35,3	43,8	52,6	67,2	76,8	114,6	159,5
	1,00	35,9	44,4	53,4	68,3	77,8	115,9	166,5
Г-8	1,00	41,1	50,9	64,5	78,7	89,9	134,9	195,5
Г-10	1,00	48,1	59,37	75,6	92,6	105,7	158,8	230,9
Г-11,5	1,00	50,6	61,9	75,6	96,9	110,7	165,8	239,7
	1,50	51,4	63,9	76,9	98,5	112,5	175,2	243,1
Г-(9,5+5+9,5)	1,00	92,4	144,8	135,2	117,2	202,5	303,2	488,8
	1,50	93,2	145,1	136,5	178,8	204,9	305,8	442,2
Г-(13,25+5+13,25)	1,00	116,0	121,0	168,5	222,7	254,5	381,5	551,0
	1,50	116,8	122,1	169,38	224,3	256,3	384,1	554,4

Таблиця 4.2 – Витрата бетону на одну плитну прогонову будову, м³

Повна довжина, l_n , м	Г – 7		Г – 8		Г – 9		Г – 10,5	
	$T=1\text{ м}$	$T=1,5\text{м}$	$T=1\text{ м}$	$T=1,5\text{м}$	$T=1\text{ м}$	$T=1,5\text{м}$	$T=1\text{ м}$	$T=1,5\text{м}$
6	15,2	17,0	16,5	18,3	17,8	19,7	19,1	20,9
9	27,2	30,6	29,7	33,1	32,2	35,8	34,8	38,2
12	41,7	46,9	45,7	51,0	49,8	55,0	53,7	58,9
15	52,1	58,6	57,2	63,7	62,3	68,7	67,1	73,7
18	70,5	78,0	78,5	86,3	84,5	93,3	91,3	100,1

Таблиця 4.3 – Витрата бетону на одну прогонову будову, м³

Довжина, l_n , м	$T = 1$ м				$T = 1,5$ м			
	Г–7	Г–8	Г–9	Г–10,5	Г–7	Г–8	Г–9	Г–10,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Прогонова будова з балками із звичайного залізобетону з діафрагмами за типовим проектом №710/2								
12,00	30,7	35,0	39,0	43,4	36,2	35,9	40,3	44,6
15,00	38,2	45,8	48,8	54,1	45,3	46,0	50,4	55,8
18,00	46,8	55,7	62,2	69,0	57,6	47,2	64,2	71,0
Прогонова будова з балками із звичайного залізобетону без діафрагм за типовим проектом № 710/5								
12,00	30,9	36,1	36,2	41,3	37,3	37,0	42,1	47,1
15,00	38,6	45,1	45,3	51,6	46,6	46,3	52,7	59,1
18,00	43,0	47,3	57,5	66,7	59,2	58,8	66,9	75,1
Прогонова будова з балками із попередньо напруженого залізобетону з діафрагмами за типовим проектом № 710								
18,00	56,3	64,5	72,3	79,4	66,4	68,0	74,3	82,4
21,00	65,6	74,9	79,9	93,3	77,4	76,7	84,4	93,2

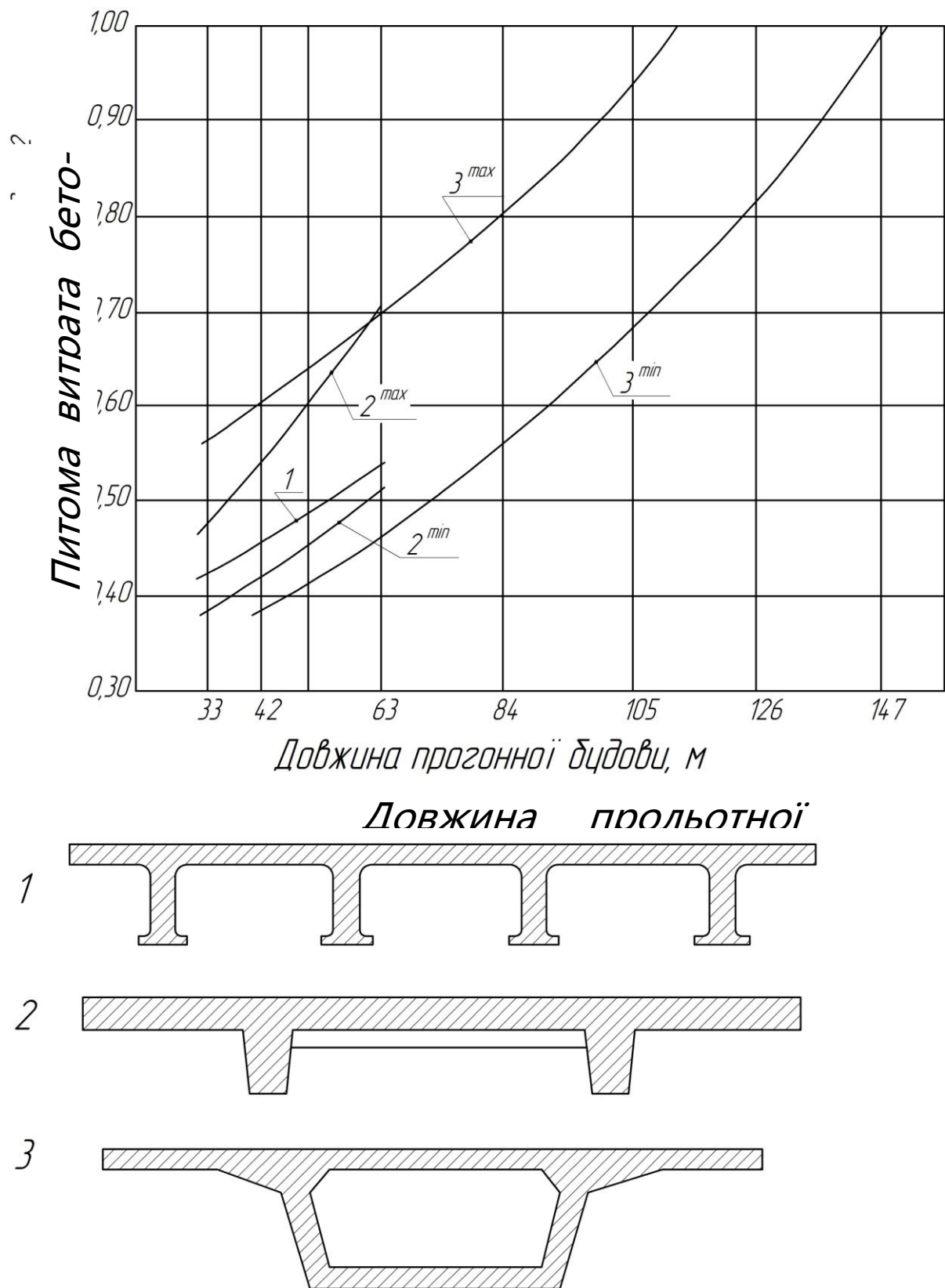


Рисунок 4.2 – Витрата бетону на нерозрізні прогонові будови: 1 – з ребристими попередньо напруженими балками; 2 – з блоків ПРК; 3 – з коробчастими балками.

$$\begin{aligned} V_a &\approx 80 + 0,45 \cdot (l - 18), \\ V_{на} &\approx 17 + 0,27 \cdot (l - 18), \end{aligned} \quad (4.4)$$

де $V_a, V_{на}$ - питома витрата звичайної та напруженої арматури, кг/м²;
 l – прольот що перекривається, м.

Для типових трьох-, чотирьох- та п'ятипрольотних балочно-нерозрізних попередньо напружених прогонових будов постійної висоти з прольотами 63 і 84 коробчастого перерізу витрата бетону надана в табл. 4.4.

Таблиця 4.4 – Витрата бетону на одну нерозрізну прогонову будову, м³

Схема	Г-8+2х1,2	Г-9+2х1,0	Г-10+2х1,5	Г-14+2х2,25
36,5+63+36,5	842	831	852	1278
36,5+2х63+36,5	1233	1277	1246	1873
36,5+63+36,5	1625	1604	1644	2468
36,5+2х63+36,5	1136	1122	1148	1724
36,5+63+36,5	1688	1667	1707	2562
36,5+2х63+36,5	2240	2213	2265	3400

Питома витрата бетону для прогонових будов **балочно-консольної, нерозрізної, арочно-консольної системи й гнучких арок з жорсткою затяжкою** можна визначити за графіками на рис. 4.3. Витрата металу у цих прогонових будовах орієнтовно складає 20-230 кг/см³.

У табл. 4.5 наведена витрата матеріалів для прогонових будов й опор **рамно-балочних** мостів. Товщина опор $\approx \frac{1}{25} \cdot l$; висота прогонових будов біля опор $\left(\frac{1}{14} - \frac{1}{18}\right) \cdot l$. Витрата матеріалу в опорах при інших висотах, які вказані в табл. 4.5, може бути визначена пропорційно їх висотам від обрізу фундаменту до низу прогонової будови у опор.

Для **рамно-підвісних** систем (див. рис. 3.3) витрата бетону на одну прогонову будову дана у табл. 4.6.

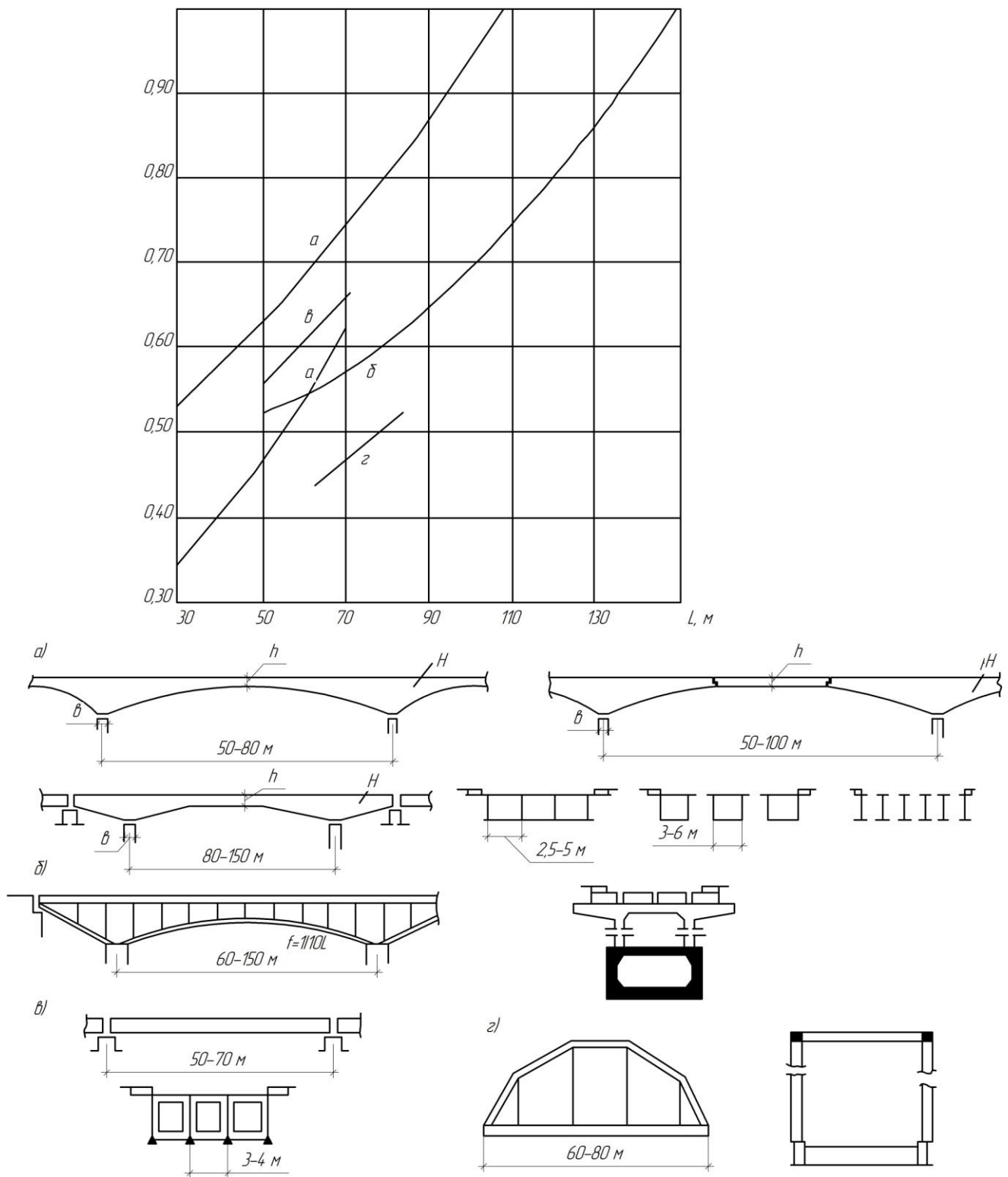


Рисунок 4.3 – Питома витрата залізобетону для прогонових будов з балочними опорними реакціями:

- а і а₁ – консольні і нерозрізні балки – середні значення та нижні граничні;
- б – арочно-консольні з верхньою затяжкою;
- в – розрізні балки великих прогонів; г – гнучкі арки з жорсткою затяжкою.

Таблиця 4.5 – Витрата матеріалів для прогонових будов й опор рамно-балочних мостів

	Висота над обрізом фундаменту		Габарит	Об'єм залізобетону, м ³ /м ²		Витрата арматури, кг/м ²	
	Всього мосту, м	Опори від низу прольотної будови, м		У прогоновій будові	У опорах	У прогоновій будові	У опорах
1	2	3	4	5	6	7	8
63	25	20,6	Г-8+2х1,5	0,49	0,45	85	27
63	25	20,6	Г-14+2х2,25	0,46	0,40	76	25
84	25	19	Г-8+2х1,5	0,54	0,37	89	27
84	25	19	Г-14+2х2,25	0,50	0,33	81	26
110	18	12,3	Г-14+2х2,25	0,89	0,76	150	22
126	30	23	Г-14+2х2,25	0,76	0,88	170	60
148	28	19	Г-14+2х2,25	0,90	1,30	200	60

Таблиця 4.6 – Витрата бетону на одну прогонову будову рамно-підвісної системи (без опор), м³

Положення прольоту в світу	Продьот 30 м		Прольот 40 м	
	$T = 0,75$ м	$T = 1,5$ м	$T = 0,75$ м	$T = 1,5$ м
Середній	104	116	152	176
Крайній	76	84	99	110

4.2.3 Витрата бетону і залізобетону в опорах

Витрата основних матеріалів на опори залежить від їх висоти, ширини, ваги прогонових будов, а також конструктивних особливостей опор. Сумарна витрата бетону й залізобетону проміжні опори *масивно-стовпчастого* типу може бути визначена за графіком (рис. 4.4).

Витрата бетону і залізобетону в масивних опорах під прогонові будови з блоків ПРК приведено на графіку (рис. 4.5).

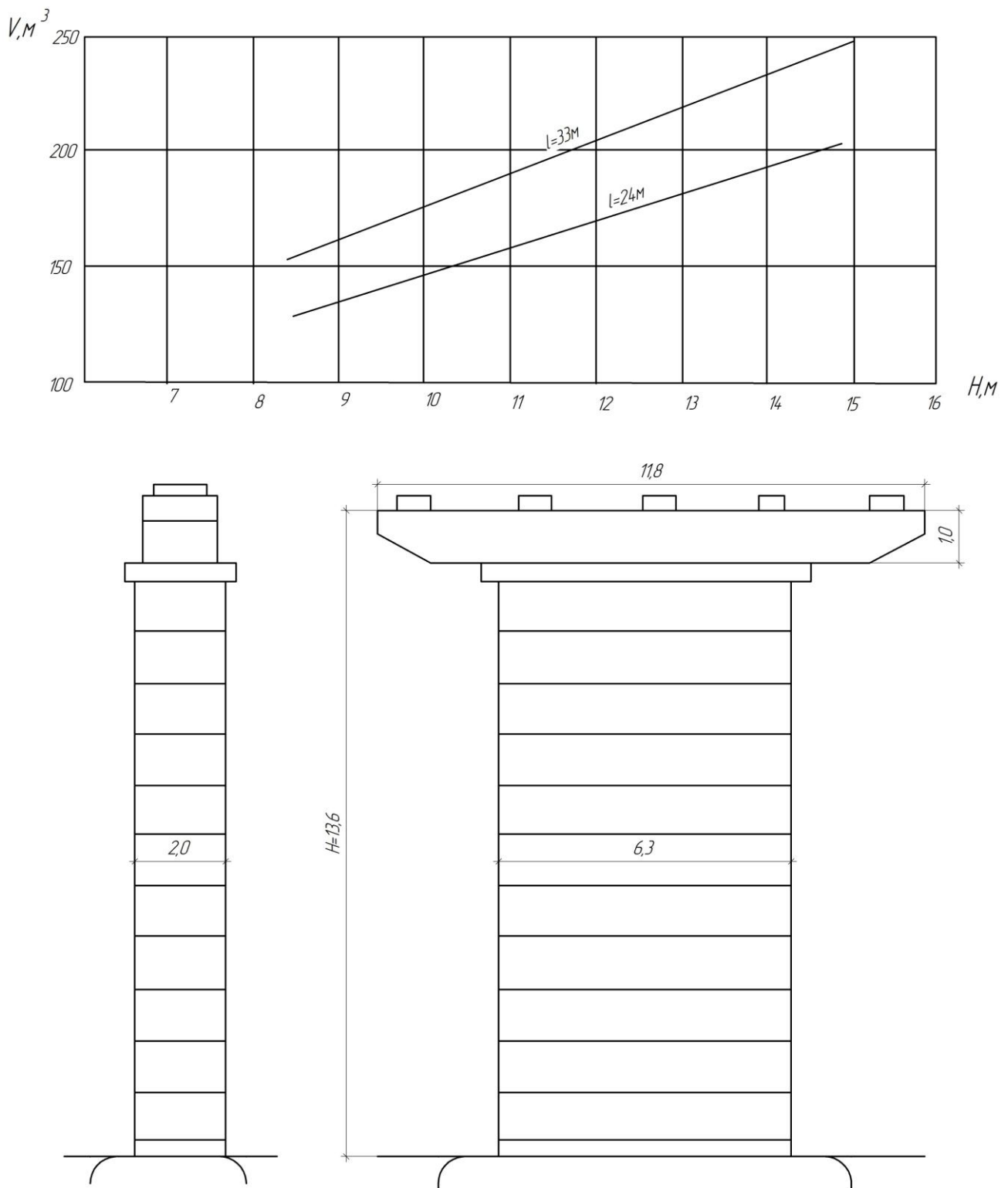


Рисунок 4.4 – Показники витрати бетону на масивно-стовпчасті опори:

а – графік залежності витрати V від висоти H під прогонні будови з габаритом Γ -11,5+2х1,5 (при інших габаритах витрата матеріалів пропорційна $\Gamma + T$);

б – приклад масивно-стовпчастої опори під прогонні будови довжиною 33м з витратою бетону і залізобетону $159,0\text{m}^3$.

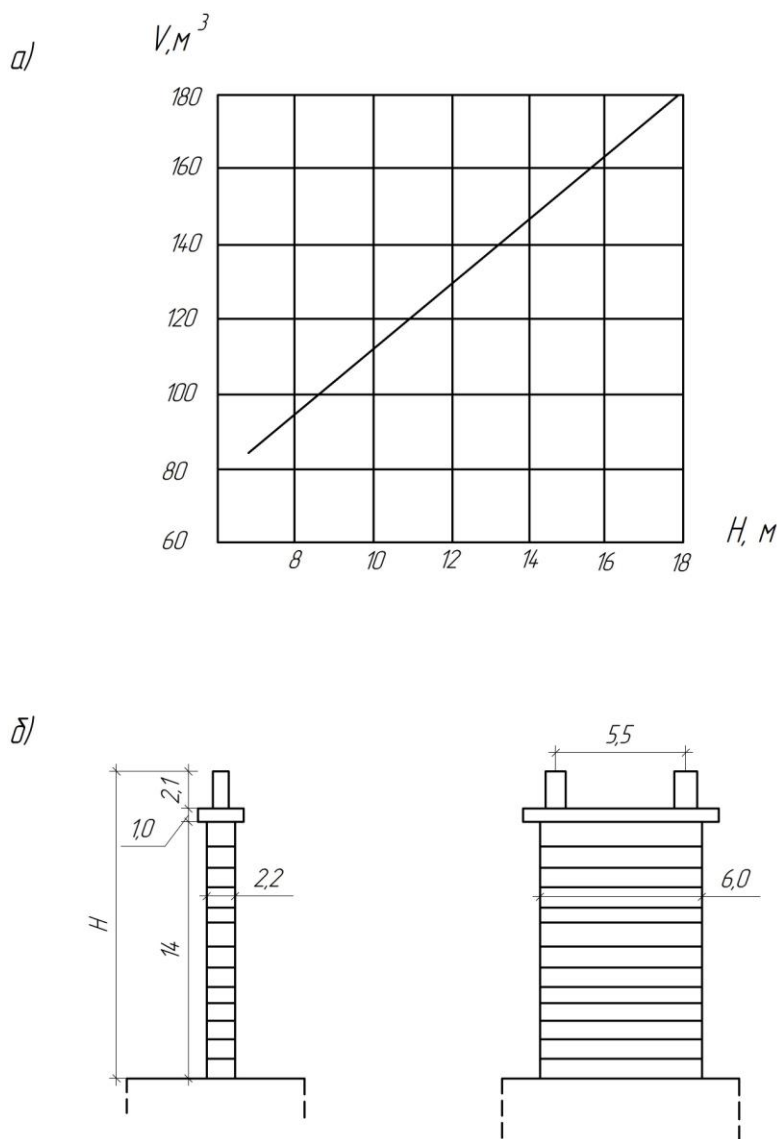


Рисунок 4.5 – Показники витрати бетону і залізобетону проміжних опор під нерозрізні прогонні будови із блоків ПРК за схемою 33+3х42+33м:

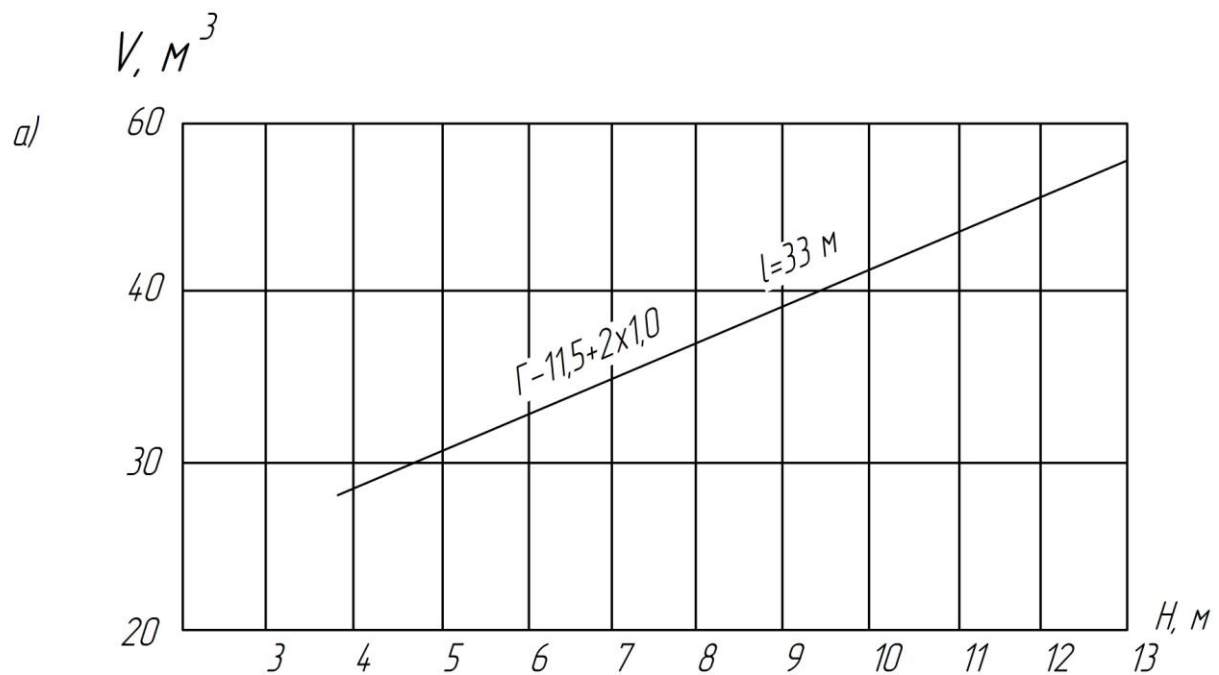
а) – графік залежності витрати V від висоти опори H при Г-11,5+2х1,5 (при інших габаритах витрата матеріалів пропорційна $G + T$);

б) – приклад опори з даними витрати бетону і залізобетону на неї $V = 187,8\text{м}^3$.

Витрата арматури для масивних опор в середньому складає 50...80кг/м³ кладки.

У **масивних проміжних опорах з полегшеною верхньою частиною** з надбудовою витрата бетону і залізобетону визначається по графіку (рис. 4.6). Витрата металу для масивних опор з надбудовою складає 80...100кг/м³.

Для **проміжних опор стовпчастої конструкції з одним і двома стовпами** дані по витраті залізобетону приведені на рис. 4.7 і 4.8 Витрата металу в стовпчастих опорах дорівнює 160...220 кг/м³.



б)

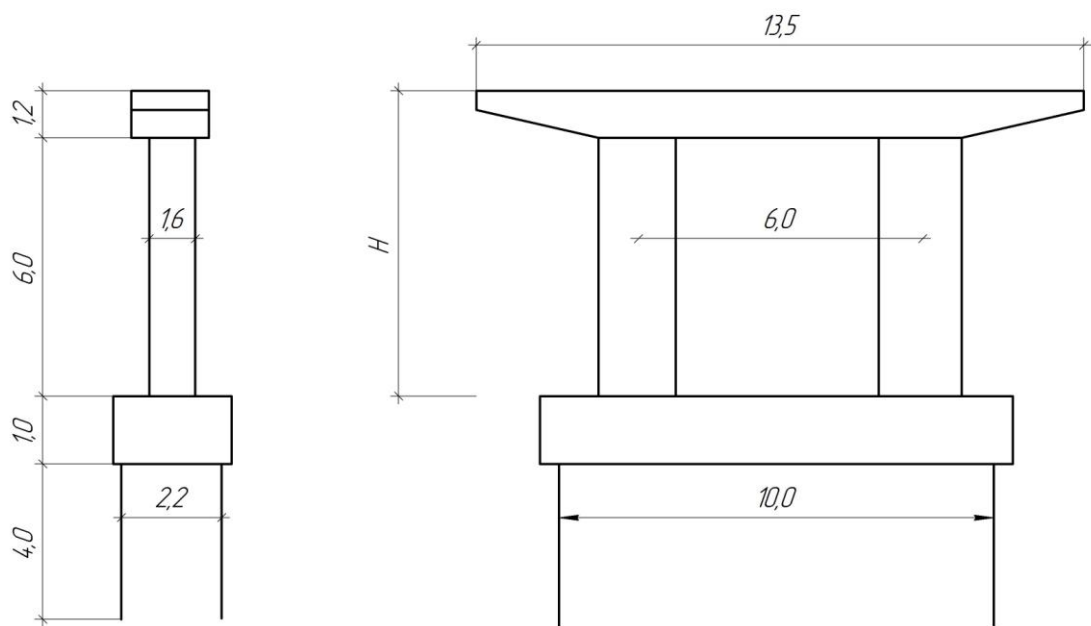


Рисунок 4.6 – Показники витрати бетону і залізобетону на масивні опори з облегшеною верхньою частиною:

а) – графік залежності витрати матеріалів на рамну надстройку V від її висоти H при $\Gamma-11,5+2 \times 1,0$ (при інших габаритах витрата матеріалів пропорційна $\Gamma+T$);

б) – приклад опори і данні витрати матеріалів $V=142,1 \text{ м}^3$

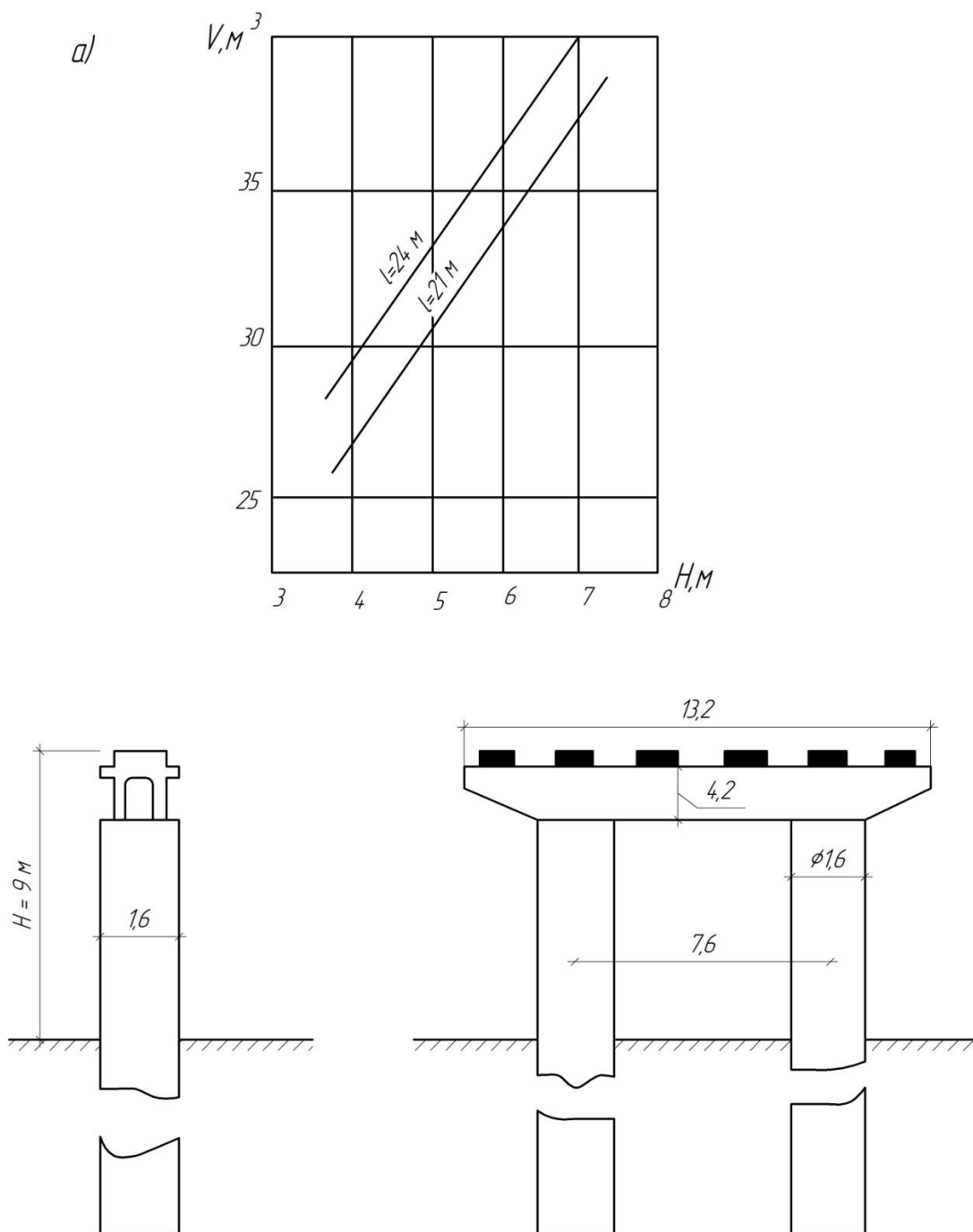


Рисунок 4.7 – Показники витрати бетону і залізобетону на масивні опори з об'легшеною верхньою частиною:

а) – графік залежності витрати матеріалів на рамну надстройку V від її висоти H при Г-11,5+2х1,5 і Г-8+2х1,0 (при інших габаритах витрата матеріалів пропорційна $G+T$);

б) – приклад опори і данні витрати матеріалів $V=128,7 \text{ м}^3$

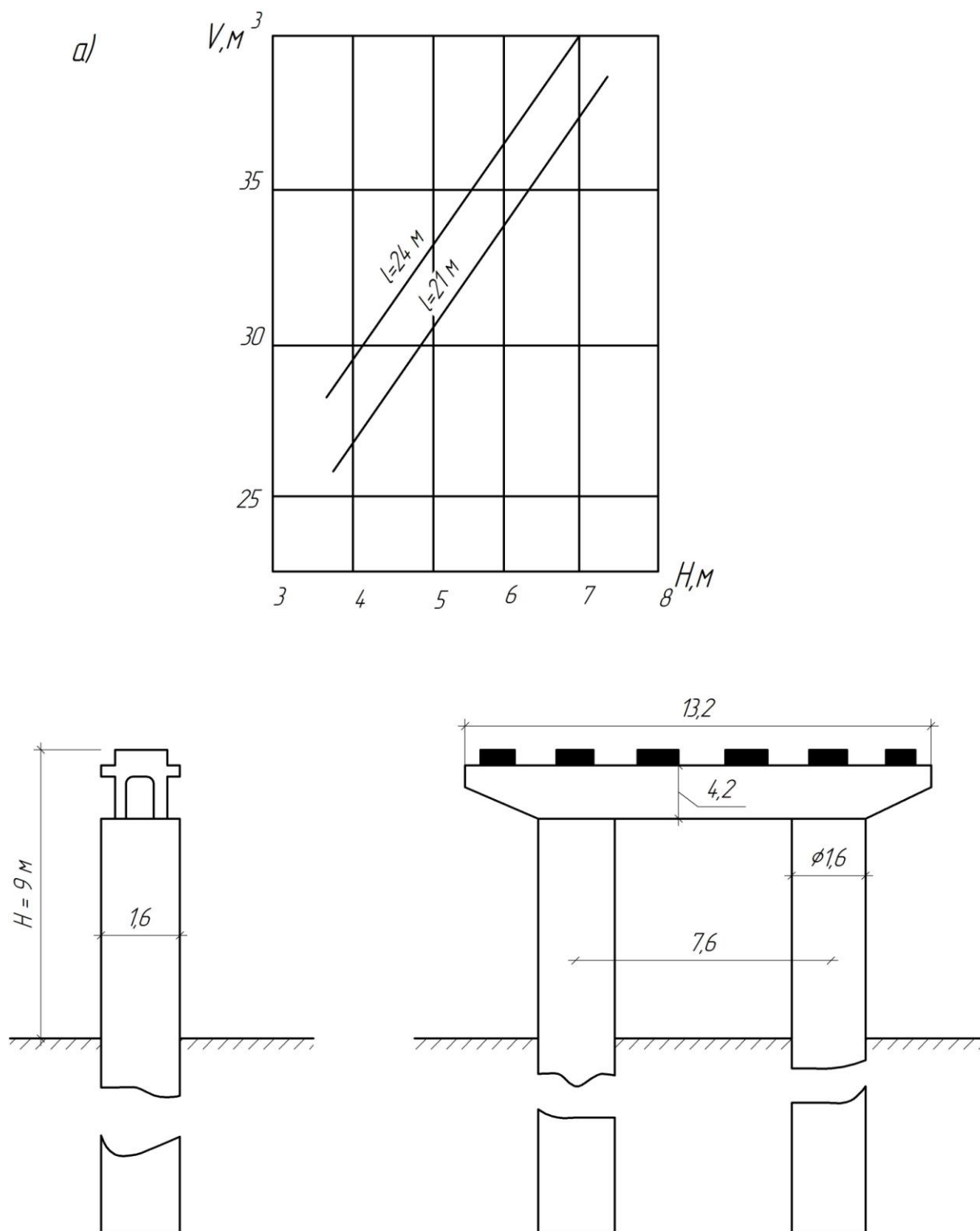


Рисунок 4.8 – Показники витрати бетону і залізобетону на масивні опори з облегшеною верхньою частиною:

а) – графік залежності витрати матеріалів на рамну надстройку V від її висоти H при $\Gamma-11,5+2 \times 1,5$ і $\Gamma-10+2 \times 1,0$ (при інших габаритах витрата матеріалів пропорційна $\Gamma+T$);

б) – приклад опори і данні витрати матеріалів $V = 56,9 \text{ м}^3$.

У опорах-стінках зібраних з суцільних вертикальних блоків, витрата залізобетону може бути визначена за графіком на рис. 4.9.

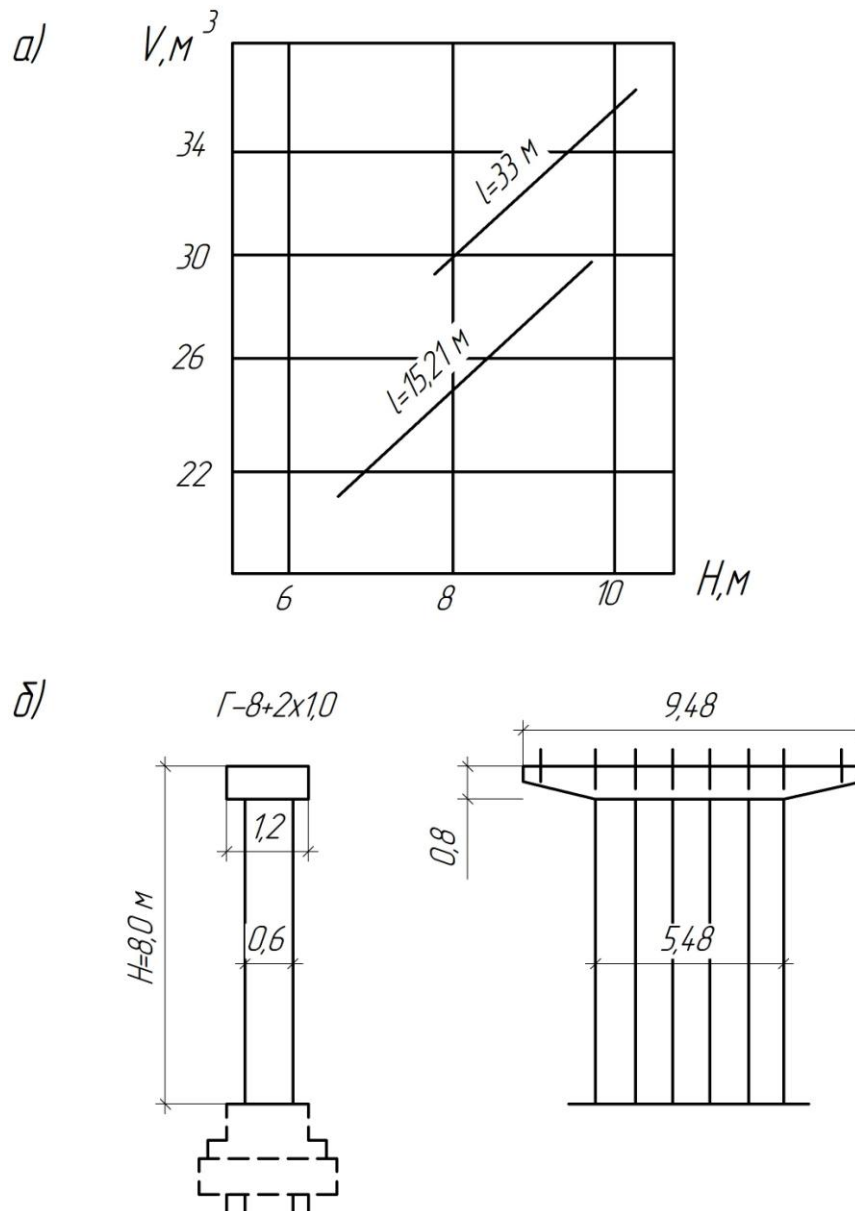


Рисунок 4.9 – Показники витрати бетону і залізобетону на опори-стінки: а) – графік залежності витрати матеріалів на рамну надстройку V від її висоти H при $\Gamma-7+2 \times 0,755$ (при інших габаритах витрата матеріалів пропорційна $\Gamma+0,5$); б) – приклад опори і данні витрати матеріалів на неї:

збірний залізобетон ригелю	6,9 м ³
збірний залізобетон підфермників	0,4 м ³
зливи.....	1,2 м ³
залізобетонні блоки в тілі опори.....	24 м ³
Разом ...	32,5 м ³

У **опорах-стінках збірно-монолітної конструкції** з блоків, що мають консольні виступи, витрата матеріалів може бути підрахована безпосередньо за геометричними розмірами опори, а також за аналогом (рис.4,10).

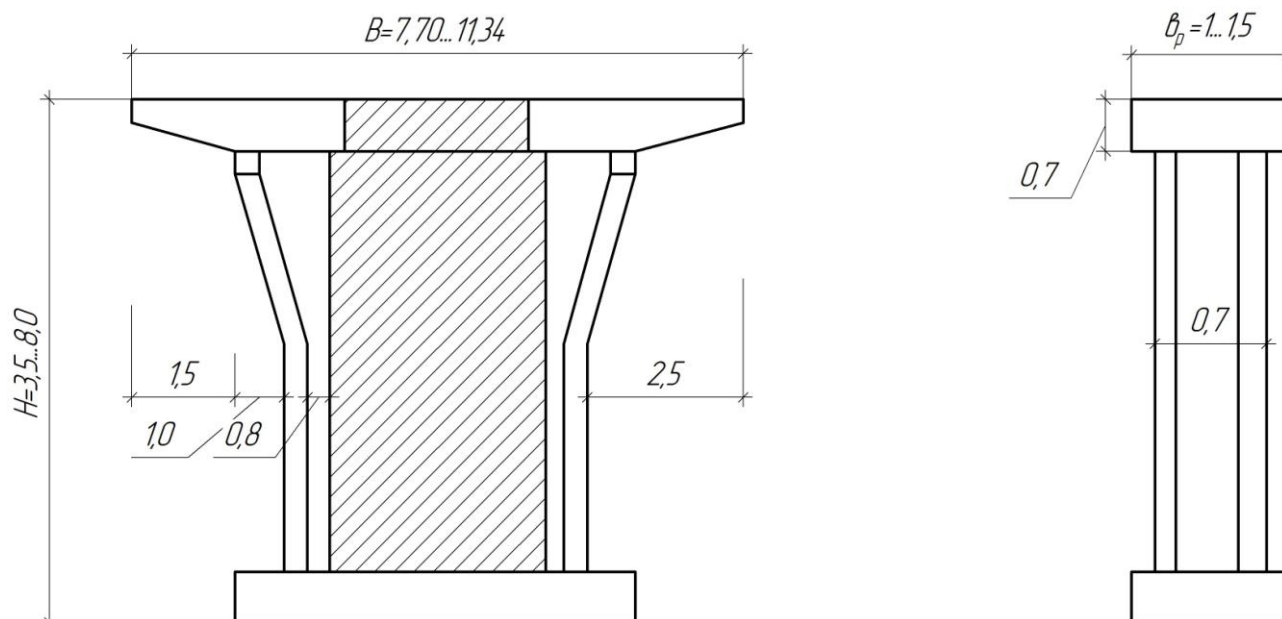


Рисунок 4.10 – Проміжні збірно-монолітні опори з V-образними стінними блоками

Таблиця об'ємів при $H = 6,45$ м, $b_p = 100$ м;
 $B = 9,36$ м під прольотні будови $l = 15$ м

Блоки рігелю	3,70 м ³
V – образні блоки.....	7,50 м ³
Бетон монолітної частини.....	11,20 м ³
	Разом ...22,20 м ³
На залізобетоний ростверок.....	19,6 м ³

Витрата металу в опорах-стінках складає 50-70 кг/м³.

Для визначення об'єму залізобетону в **однорядних і дворядних пальових і стовбчатих** опорах можна користуватися графіками на рис. 4.11. У загальний об'єм матеріалів, показаний на графіках, витрата залізобетону на палі не включена. Витрата арматури для пальових і стовбчатих опор складає 130...150 кг/м³.

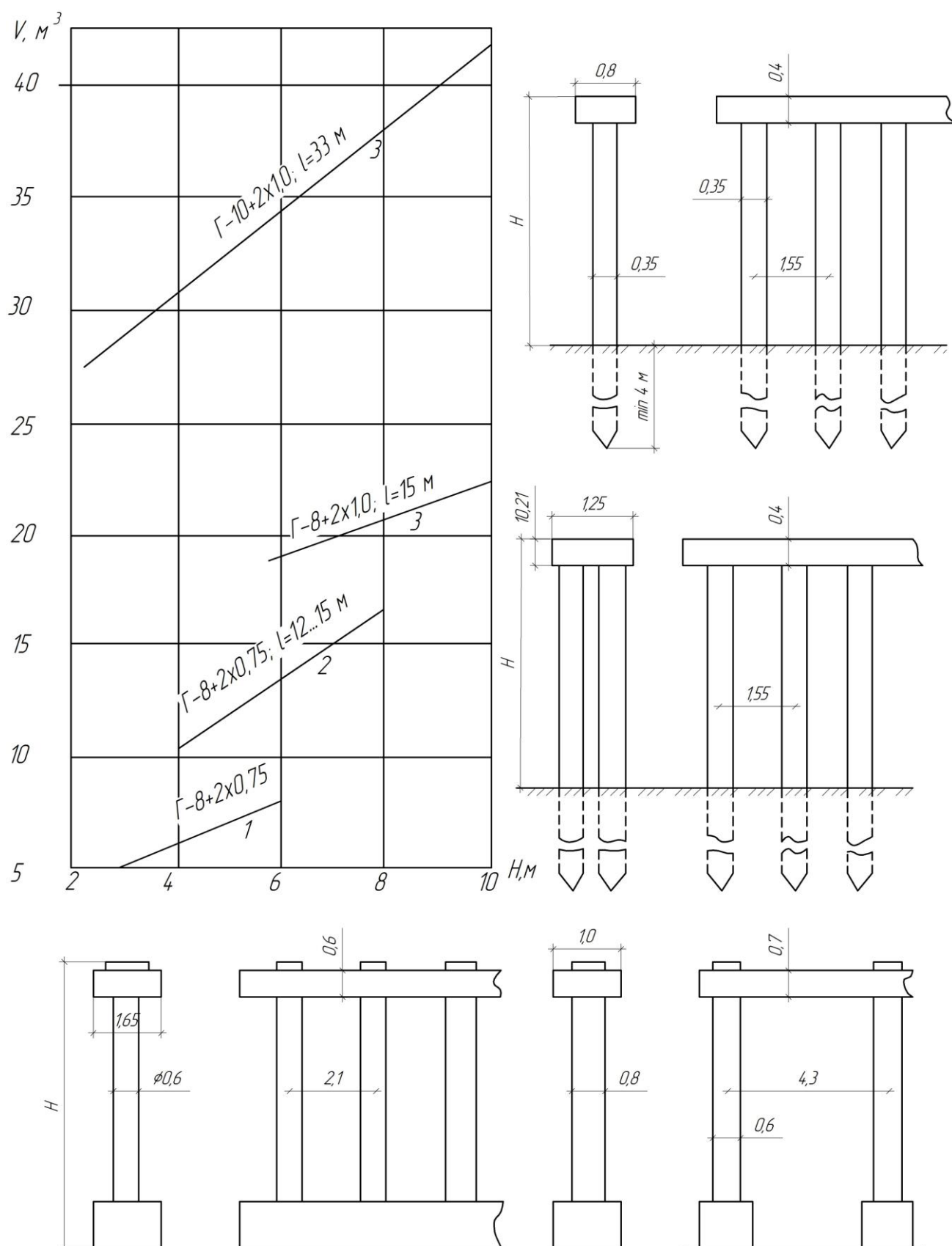


Рисунок 4.11 – Витрата бетону на пальові та стоїчні опори

На рис. 4.12 і 4.13 приведені графіки, за якими можна визначити витрату залізобетону в *берегових опорах збірної полегшеної конструкції: лежневих, пальових однорядних і дворядних, стовбчатих, козлових і безростверкових*. Витрата залізобетону на фундаменти в графіках не врахована. Для берегових опор полегшеної конструкції витрата арматури складає орієнтування 80...110кг/м³.

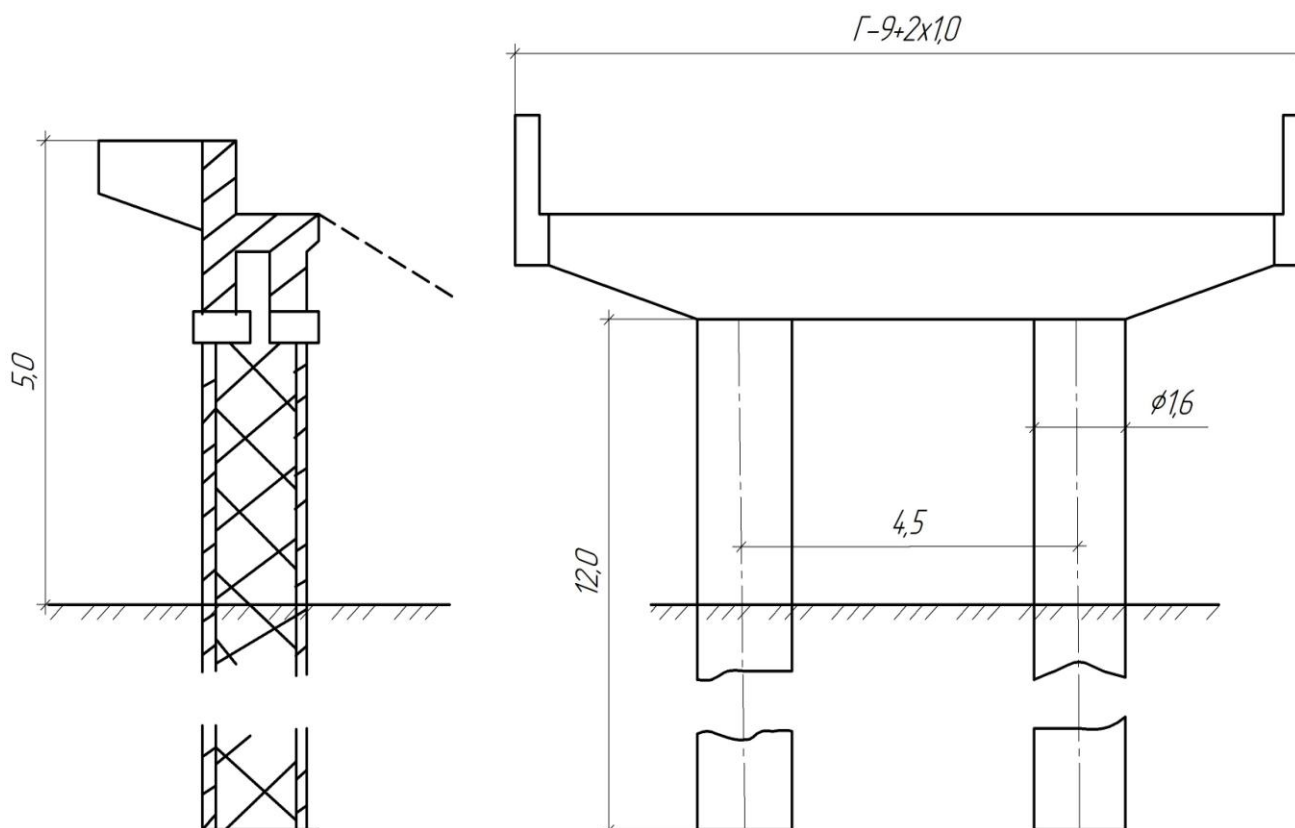


Рисунок 4.12 – Витрата бетону на крайню опору безростверкового типу

Опора під прогонову будову $l = 24$ м:

Всього витрата бетону 75,4 м³

У тому числі насадка і шкафна частина..... 25 м³

Об'єми бетону і залізобетону фундаментів досить просто визначити по попередніх геометричним розмірах, а також за допомогою табл. 3.10-3.11. Об'єм залізобетонних паль наведено в таблиці. 4.7.

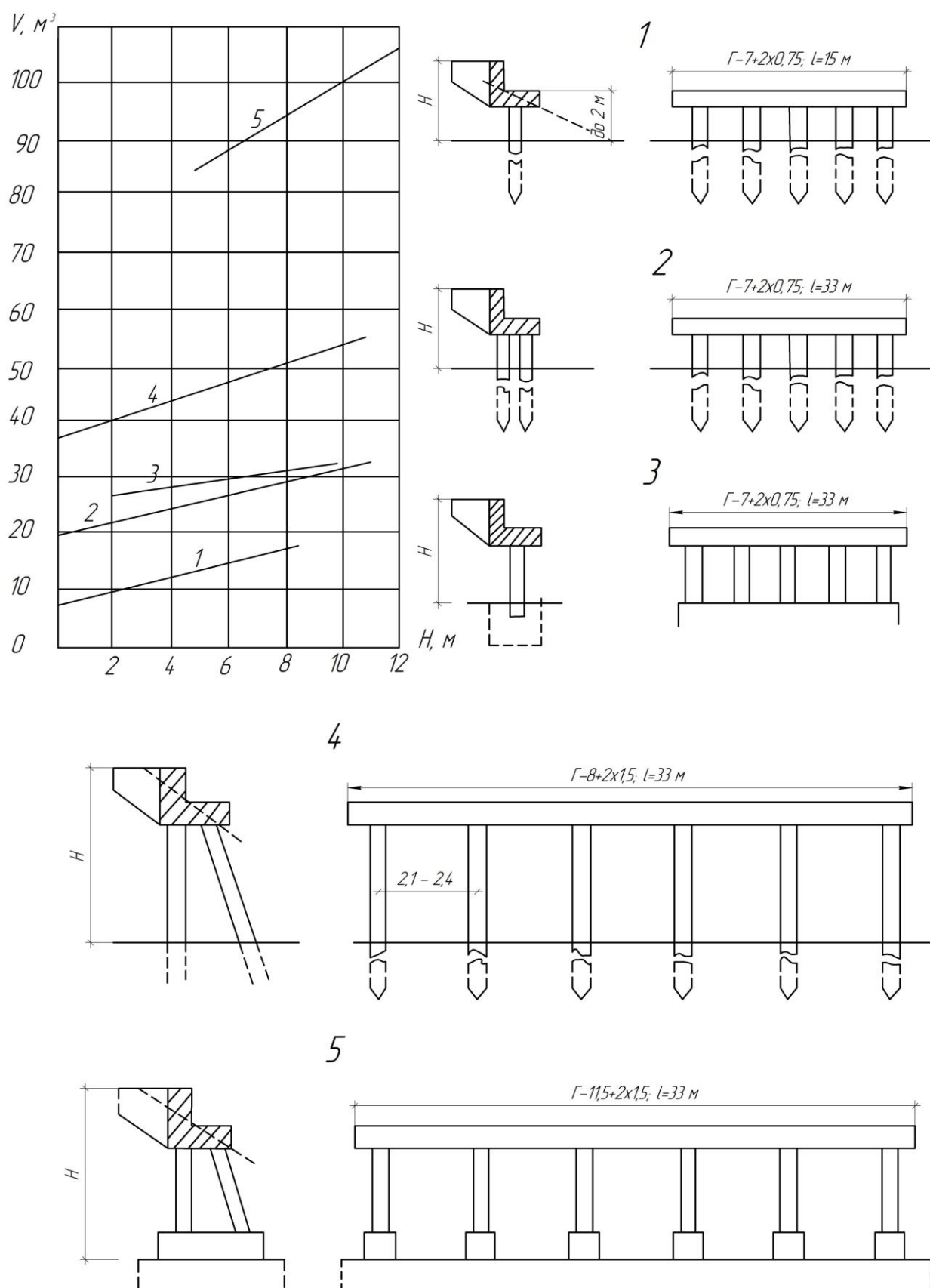


Рисунок 4.13 – Витрата бетону на обсіпні устої

Таблиця 4.7 – Основні характеристики паль перерізом 35х35 см

Назва параметру	Довжина паль, м				
	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0
Об'єм паль	0,76	1,00	1,25	1,49	1,74
Маса паль	1,9	2,5	3,1	3,7	4,4

Об'єм залізобетону на перехідні плити можна визначити за допомогою таблиці. 4.8. Кількість перехідних плит обумовлена шириною габариту проїзду.

Таблиця 4.8 – Характеристика перехідних плит

№	Розміри в плані, см	Товщина, см	Об'єм 1-го елемента, м ³	Маса 1-го елемента, т
1	300х149	20	0,89	2,3
2	300х199	20	1,19	3,0
3	400х98	25	0,94	2,4
4	600х98	30	1,7	4,3
5	800х98	40	3,06	7,65

4.3 Порівняння віріантів за кошторисною вартістю або за зведеними витратами

У простих випадках, коли прольотні будови та фундаменти однотипні, а варіанти видрізняються тільки величинами прольотів, обмежуються порівнянням кошторисних вартостей.

Визначення кошторисної вартості будівництва здійснюється за ескізними схемами варіантів і об'ємів основних робіт по ним (п. 4. 2).

При визначенні вартості будівництва необхідно враховувати змінні роботи (фундаменти, опори, прогонові будови руслової і заплавної частини моста), а в необхідних випадках і інші види робіт. Так, при різній відмітці проїжджої частини по розглянутим варіантом необхідно врахувати земляні і укріпні роботи на підходах до моста.

Кошторисна вартість кожного варіанта споруди визначається за формулою:

$$KB = PB \cdot K_1 + HB \cdot K_2 + PH \cdot K_3, \quad (4.5)$$

де KB – кошторисна вартість, грн.;

$ПВ$ – прямі витрати, грн.;

$НВ$ – накладні витрати, грн.;

$ПН$ – планові накоплення, грн.;

K_1, K_2, K_3 – індекси зміни кошторисної вартості:

$$K_1=12,756;$$

$$K_2=1,809;$$

$$K_3=3,054.$$

Прямі витрати – це витрати, безпосередньо зв'язані з технологічним процесом одиниці виміру будівельно – монтажних робіт, визначають за формулою

$$ПВ = М + ММ + ОЗ \quad (4.6)$$

де $М$ – вартість матеріалів в одиниці виміру будівельно – монтажних робіт;

$ММ$ – вартість машино-зміни механізмів для виробництва одиниці виміру робіт;

$ОЗ$ – основна заробітня платня в грошовому еквіваленті, необхідна для виробництва одиниці виміру, будівельно-монтажних робіт.

Прямі витрати можуть бути визначені за розцінками. Норми ресурсів (матеріалів, машино-змін механізмів і витрат праці) даються у відповідних нормативних документах.

В курсовому або дипломному проекті допускається при визначенні вартості матеріалів будівельно-монтажних робіт користуватися укрупненими одиничними розцінками (табл.4.9). Результати розрахунку рекомендується представити у вигляді таблиці (табл. 4.10).

При визначенні прямих витрат допускається також враховувати, що питома вага матеріалів в загальній вартості прямих витрат для машинобудування досягає 65%, вартість машино-змін, механізмів відповідно 14-15%, основна зарплата близько 20%.

У кошторисну вартість входить і вартість додаткових статей (інші роботи і витрати, тимчасові споруди, вміст дирекції, проектно-дослідницькі роботи, непередбачені роботи і витрати), яка приймається у розмірі 30,85% від вартості основних конструкцій. Величина повернення визначається в розмірі 15% від витрати по тимчасових будівлях і спорудах (10% від вартості основних конструкцій).

Таблиця 4.9 – Показники вартості будівництва мостів

№	Найменування робіт	Одиниця виміру	Вартість, грн
1	2	3	4

Продовження таблиці 4.9

1	2	3	4
Фундаменти			
1	Пальовий фундамент з призматичних залізобетонних паль	м ³ залізобетонних збірних конструкцій	290
2	Те ж саме, з залізобетонною плитою	—//—	200
3	Те ж саме, з трубчатих паль діаметром 0,4...0,6 м	—//—	410
4	Монолітний ростверк	м ³ монолітного залізобетона	80
5	Залізобетонні фундаменти на природній основі, які споруджуються у відкритому котловані	м ³ збірних конструкцій	260
6	Залізобетонні фундаменти з бурових стовпів	м ³ монолітного залізобетона	330
7	Оболонки діаметром до 2 м	м ³ залізобетона збірних конструкцій	1310
8	Опускні колодязі	—//—	290
Опори			
9	Устої масивні бетонні:		
	а) монолітні	м ³ залізобетона	110
	б) збірні із бетонних блоків	м ³ залізобетона	160
10	Пальові залізобетонні опори	м ³ залізобетонних збірних конструкцій	300
11	Стоїчні і козлові залізобетонні опори	—//—	330
12	Опори стінки	—//—	320
13	Колони і стояки збірних залізобетонних опор:		
	а) суцільного перерізу	—//—	220
	б) з пустотних залізобетонних оболонок	—//—	290

Продовження таблиці 4.9

1	2	3	4
	б) з пустотних залізобетонних оболонок	—//—	
14	Блоки зборно-монолітних опор РУВ	—//—	160
15	Монолітні опори (вище РУВ)	—//—	70
16	Опори залізобетонні збірні попередньо-напружені із блоків коробчатого перерізу	м ³ залізобетона	260
17	Ригелі залізобетонних стовпчастих опор	м ³ залізобетона	260
18	Монолітний бетон заповнення	—//—	40
19	Оголовки залізобетонні монолітні масивних опор	—//—	210
Залізобетонні прольотні будови			
20	Збірні залізобетонні прольотні будови з пустотних плит з попередньо напруженою арматурою довжиною 12 м	м ³ залізобетонних збірних конструкцій	400
21	Те ж, довжиною 18 м	—//—	380
22	Збірні залізобетонні прольотні будови ребристі без діафрагм з каркасною арматурою довжиною 12 м	—//—	390
23	Те ж, довжиною 15 м	—//—	400
24	Те ж, довжиною 18 м	—//—	460
25	Збірні залізобетонні прольотні будови ребристі з попередньо напружених цілноперевозимих балок довжиною 18 та 33 м	—//—	460
26	Те ж, довжиною 24 м	—//—	490
27	Балочно-нерозрізні прольотні будови з блоків ПРК прольотом $33+42\cdot n+33$ м	—//—	500
28	Рамно-нерозрізні мости та шляхопроводи з прольотами $12+15\cdot n+12$ м	—//—	370

Продовження таблиці 4.9

1	2	3	4
29	Те ж, з прольотами $15+21 \cdot n+15$ м	—//—	400
30	Прольотні будови балочні нерозрізні і консольні споруджені навісним способом із блоків коробчатого перерізу	—//—	580
31	Прольотні будови рамно-підвісні, рамно-консольні з попередньо напруженого залозобетону споруджені навісним способом	—//—	330
32	Прольотні будови арочні: а) прольотом до 80м б) прольотом 100м і більше	—//— —//—	(300+0,52l) (380+0,52l)
33	Теж саме, комбінованих систем: а) прольотом до 60 м б) прольотом більше 60 м	—//— —//—	494 520
34	Залізобетонна плита проїзної частини на сталезалізобетонних мостах	—//—	125
Металеві прольотні будови			
35	Сталеві або сталезалізобетонні прольотні будови з суцільною стінкою	1 т сталі	400
36	Те ж, з сквізними фермами з прольотами менше 60 м	—//—	500
37	Те ж, з прольотами більше 60 м	—//—	450
Мостове полотно			
38	Мостове полотно (ізоляція, покриття, огороження і тротуари, перила) при асфальтобетонному покритті	м ² моста	27
39	Те ж, при цеметобетонному покритті	—//—	31
Насип, конус, дамби			

Продовження таблиці 4.9

1	2	3	4
40	Насипі підходів	м ³	2
41	Конуса з дренуючого ґрунту	–//–	3
42	Укріплення відкосів збірними плитами розміром більше 1 м	–//–	114

Примітка:

 l – прольот моста (м)

Прі порівнянні варіантів залізобетонних та металевих мостів у зв'язку з дефіцитом сталі в вартість металоконструкцій вводиться коефіцієнт $k = 3,2$.

Таблиця 4.10 – Техніко економічні показники варіантів моста

Елементи моста	Найменування робіт	Одиниця виміру	Вартість одиниці виміру	Варіант схеми моста			
				1		2	
				кількість	вартість	кількість	вартість
1	2	3	4	5	6	7	8
Фундамент							
Опори							
Прольотні будови							
Мостове полотно							
Насипи							

Накладні витрати – це витрати, зв'язані з організацією і управлінням будівництва. Вони приймаються у відсотках від кошторисної вартості прямих витрат на будівельно-монтажні роботи та кошторисної вартості основної зарплатні в кошторисах на монтаж усіх видів обладнання.

Норма накладних витрат приймається: $НВ = 15,3\%$.

Планові накопичення – це державний прибуток, що планується для покриття суспільних фондів.

$$ПН = 0,06 \cdot (ПВ + НВ), \quad (4.7)$$

де $ПВ$ – прямі витрати;

$НВ$ – накладні витрати.

При розробці проектних варіантів вибране рішення повинно бути зіставлене з найбільш економічними рішеннями; вартість основних конструкцій обраного варіанту не повинна перевищувати значення, отриманого за допомогою табл. 4.11.

Таблиця 4.11 – Вартість споруд

Найменування об'єкту	Найбільші прольоти, м				
	20	30	40	60	80
Мости з нескладними регуляційними спорудами, у тому числі:					
опори	$0,47K_1$	$0,53K_1$	$0,60K_1$	$0,70K_1$	$0,82K_1$
прольотні будови	$0,23K_1$	$0,25K_1$	$0,28K_1$	$0,32K_1$	$0,38K_1$
шляхопроводи	$0,42K_1$	$0,49K_1$	$0,53K_1$	-----	-----

Примітки:

Нормативи призначені для оцінки економічності проектних рішень.

Нормативи визначені на основі аналізу об'єктів-представників, в яких використовували прогресивні й економічні рішення.

K_1 – змінення кошторисної вартості (див. формулу (4.1)).

Коли порівнюють проектні варіанти мосту, що сильно різняться по конструктивній схемі й значно відрізняються по термінам будівництва, оцінка їх економічної ефективності виконується за наведеними витратами.

4.4 Порівняння варіантів за умовами будівництва

Технологія будівельно-монтажних робіт залежить від системи моста, методу членування прольотних будов на монтажні елементи, ваги монтажних блоків та інших факторів. При складанні варіантів розробляють основні положення з організації і технології будівництва. Для будівельних організацій велике значення відіграє трудомісткість того чи іншого конструктивно-технологічного рішення мосту. Зазвичай трудомісткість висловлюють в людино-днях і орієнтовно визначають по виробленню в гривнях на одного робітника і кошторисної вартості моста.

Для скорочення трудовитрат перевагу віддають конструкцій фундаментів, опор і прогонових будов, зведених з елементів максимальної заводської готовності з застосуванням високопродуктивних машин. Кількість монтажних елементів повинна бути зведена до мінімуму, з тим, щоб зменшити число підйомів і максимально використовувати вантажопідйомність монтажних «Мости та труби на автомобільних дорогах» і «Транспортні споруди на автомобільних дорогах»

кранів. Слід прагнути максимальної взаємозамінності елементів і зменшення числа монтажних марок.

При ескізному проектуванні варіанти зіставляють з їх виробничими особливостями виходячи із загальних міркувань. При більш детальній розробці проекту і особливо в частині виконання робіт в дипломному проекті можливо і кількісне порівняння варіантів із урахуванням вартості допоміжних конструкцій, загальної трудомісткості і термінів будівництва.

4.5 Порівняння проектних варіантів за умовами експлуатації

При експлуатації мостів безпека і зручність руху транспортних засобів і пішоходів по ним є найголовнішим показником. Тому різні варіанти необхідно порівнювати за величиною поздовжніх ухилів, плавності поздовжнього профілю, кількості деформаційних швів.

Балочно-нерозрізні і рамно-нерозрізні мости мають більш сприятливий поздовжній профіль, ніж балочно-розрізні. У них відсутні переломи профілю над опорами, менше позначається несприятливий вплив тривалих деформацій повзучості бетону.

При порівнянні варіантів враховують кількість деформаційних швів прольотних будов. Вони є слабкими місцями конструкції і вимагають ретельного спостереження при експлуатації та частих ремонтних робіт. Через деформаційні шви досить часто вода і бруд з проїжджої частини потрапляють на опори та інші несучі елементи. Тому температурно-нерозрізні, балочно-нерозрізні і рамно-нерозрізні мости, в яких кількість деформаційних швів мінімально, мають безсумнівні експлуатаційні переваги в порівнянні з розрізними мостами.

З позицій забезпечення кращого водовідведення з проїзної частини слід віддавати перевагу варіанту з одностороннім поздовжнім ухилом, що виключає скупчення води в нерівностях проїзної частини (в зонах з нульовими ухилами).

При порівнянні варіантів за умовами експлуатації треба врахувати місцеві умови. Протягом розрахункового терміну служби (70 ... 100 років) міст або шляхопровід може піддаватися найрізноманітнішим навантажень і впливів: навалом судів, дії водного потоку і льодоходу, наїздам транспортних засобів, сейсмічних впливів, деформацій шахтних підробітків і т.д. Тому кожен варіант повинен оцінюватися з позицій надійної роботи мостової споруди при всіх видах впливів.

Наприклад, у варіантах мосту з великими прольотами краще забезпечуються умови пропуску льодоходу та високих повеневих вод, тому в результаті аналізу варіантів з позицій експлуатації можна прийняти більш дорогий, але що відповідає вимогам змісту даної споруди.

Варіанти конструкції моста оцінюють також з точки зору зручності обстеження несучих конструкцій в процесі експлуатації. При проектуванні повинен бути забезпечений якомога простіший доступ до головних балок прольотних будов, опорних частин тощо.

4.6 Порівняння варіантів за зовнішнім виглядом

Мости представляють собою довгострокові, дорогі і складні інженерні споруди. Завдяки значним розмірам мости можуть стати активним компонентом автомобільної дороги, природного або міського пейзажу. Тому мостові споруди повинні розглядатися як об'єкти не тільки інженерно-технічного, а й художньої творчості. При проектуванні мостів весь складний комплекс технічних, функціональних, економічних та естетичних проблем має вирішуватися в гармонійній єдності. Використовуючи пропорції, ритм, фактуру, колір та інші засоби архітектурно-художньої виразності, забезпечуючи взаємозв'язок їх з навколишнім середовищем, проектувальник може створити споруду, в якій функціональна і технічна доцільність гармонійно поєднується з художньою закінченістю.

Питання архітектури мостів дуже складні, але деякі загальні архітектурні вимоги можуть бути сформульовані.

1. Сучасна архітектура прагне створити естетичне враження не прикрасами, а такий розробкою загальної схеми і розподілом мас споруди, щоб зміст, значення і властивості споруди отримали художнє вираження. Ця вимога не суперечить вимогам будівельної техніки, але при раціональному виборі основних форм і розмірів споруди, інженерні та архітектурні вимоги легко ув'язуються. У створенні архітектурного вигляду споруди велику роль грають пропорції між величиною прольоту і висотою прогонової будови, з одного боку, і товщиною і висотою проміжних опор з іншого. Для шляхопроводів важливо також відношення висоти прогонової будови до висоти габариту під шляхопроводом. Якщо у спорудженні є невідповідність в несучих частинах, порушується єдність композиції. Наприклад, коли легка балка лежить на масивному бику, то він здається ненавантаженим, нераціонально використаним. Навпаки, вид дуже тонкої стійки несприятливо діє на глядача створюючи ілюзію її перевантаження.

2. Оскільки міст сприймається глядачем спільно з навколишнім ландшафтом або ансамблем забудови, то він повинен гармоніювати з навколишньою місцевістю. Це досягається чіткістю інженерної схеми та архітектурного силуету мосту. Треба домагатися найбільшої художньої виразності споруди в цілому, в основних його контурах і формах. Щодо розбивки моста на прольоти слід зазначити, що міст зазвичай проектується симетричним. Це сприяє створенню враження єдності всієї композиції. При невеликій кі-

лькості прольотів більш сприятливе враження створюється при їх непарному числі (три, п'ять прольотів). Чим більше кількість прольотів, тим менше значення має парне або непарне їх число.

3. Зовнішній вигляд моста повинен відповідати умовам, в яких він краще сприймається глядачем. Міст в цілому видно тільки з великої відстані, тому необхідно, щоб форми споруди вдало відповідали навколишній обстановці. На автомобільних дорогах мости частіше видно в ракурсі під гострим кутом. Тому важливо, щоб в цьому виді обрис і форми моста здавалися спокійними, а конструкції не викликали громіздкого враження.

У мостах з їздою поверху потрібне хороше архітектурне оформлення перил, ліхтарів і трамвайних щогл. Для фіксації уваги глядача при в'їзді на міст влаштовують спеціальні архітектурні споруди у вигляді колон, обелісків або скульптур. У довгих мостах такі прикраси можна помістити і над проміжними опорами.

У мостах з їздою понизу проїжджаючий бачить як підносяться над проїздом частини головних ферм і зв'язків, тому треба так вибирати ферму і зв'язку, щоб вони добре сприймалися і не справляли враження нагромадження елементів, які давили на простір проїзду.

За всіх умов для мостів на дорогах краще рішення з архітектурної точки зору дає пристрій їзди поверху. Таким чином, в конструктивному, експлуатаційному і архітектурному відносінах краще використовувати мости з їздою поверху.

4. Зовнішні форми споруди повинні підкреслювати «гру сил» в конструкціях, тому важливим завданням мостобудування є тектоніка. Під цим терміном звичайно розуміють художнє вираження роботи конструкції і її матеріалу. У правильно запроектованих мостах конструкції зазвичай тектонічні, т. к. характер розподілу зусиль і конструктивна роль елементів проглядаються у вигляді споруди досить ясно. Тектонічна правдивість, притаманна мостам, є одним з головних засобів естетичного впливу на глядача.

Надзвичайно важливе завдання – створення єдності композиції споруди. Воно досягається різними засобами: створенням центру композиції вигляді великого прольоту з примикаючими до нього прольотами менших розмірів, пристроєм карнизів по всій довжині мосту та іншими засобами.

5. Питання архітектурного оформлення моста не можна розглядати як додаткову художню обробку споруди. Архітектура моста повинна пророблятися одночасно з вирішенням технічних питань: компонуванням моста, вибором його системи, призначенням генеральних розмірів і розробкою конструкції. Тому робота інженера-конструктора повинна тісно ув'язуватися з роботою архітектора. Порівняльна оцінка варіантів мосту з точки зору зовнішнього вигляду має важливе значення при виборі раціонального варіанту.

5 НАДІЙНІСТЬ ЕЛЕМЕНТІВ, ЯКІ ПРОЕКТУЮТЬСЯ

5.1 Загальні відомості

Науковцями всього світу зараз активно розвиваються методи аналізу надійності елементів споруд. Але, незважаючи на значні досягнення, в жодній країні світу аналіз надійності не включено до нормативних документів. Так, Об'єднаним комітетом з питань безпеки будівельних конструкцій (Joint Committee on Structural Safety - JCSS) підготовлено проект Європейського нормативного документа «Модель ймовірності розрахунку», проте офіційного статусу він ще не набув.

Перші спроби аналізу надійності елементів споруд зроблені в проекті Єврокодів та в нормативних документах України з оцінки технічного стану мостів.

Головною метою аналізу надійності, як показника безпеки, є визначення міри нашої впевненості в опорі матеріалів, що застосовуються для споруди, її навантаженнях та розрахункових моделях. Аналізу, в першу чергу, піддаються звичайно дві групи випадкових базових змінних:

- змінних, які характеризують опір елемента – параметри фізико-механічні, геометричні, специфічні коефіцієнти, такі як щеплення, наприклад;

- змінних, які характеризують навантаження елемента – постійні та тимчасові сили, вимушені переміщення, зусилля, викликані довготривалими процесами в матеріалах, параметри динамічних сил.

Чіткий поділ змінних на дві групи не завжди можливий. Наприклад, при аналізі надійності підпірної стінки, характеристики ґрунту застосовуються як з боку опору, так і навантаження. Проте такий поділ в теорії надійності є абсолютно необхідним. Тому саме з аналізу базових змінних починається цей розділ.

Тут також розглядається вплив на надійність невпевненості розрахункової моделі, людських помилок.

5.2 Коефіцієнт запасу та ймовірності досягнення граничного стану

Чинні норми проектування мостів мають детерміністичний характер. В розрахунках засобом недопущення граничного стану є коефіцієнт надійності. Його природу нескладно показати аналітично, якщо вважати, що розподіл опору R та навантаження Q є нормальними і між ними відсутній кореляційний зв'язок [19].

Згідно з роботою А.Р.Ржаніцина, введено узагальнений коефіцієнт за-

«Мости та труби на автомобільних дорогах» і «Транспортні споруди на автомобільних дорогах»

пасу – математичне сподівання

$$\gamma_0 = \frac{\mu_R}{\mu_Q}, \quad (5.1)$$

та розрахунковий коефіцієнт

$$\gamma_k = \frac{R_k}{Q_k}. \quad (5.2)$$

Для кожного із розподілів може бути встановлений зв'язок між коефіцієнтами – показниками безпеки γ_0 і γ_k та ймовірністю досягнення граничного стану. Так для випадку, коли R і Q описуються нормальним розподілом, отримано:

$$p_f = \Phi \cdot \left[\frac{-(\mu_R - \mu_Q)}{(V_R^2 \cdot \mu_R^2 + V_Q^2 \cdot \mu_Q^2)} \right]. \quad (5.3)$$

Чисельник і знаменник цієї залежності розділимо на μ_k

$$p_f = \Phi \cdot \left[\frac{-(\gamma_0 - 1)}{\sqrt{(V_R^2 \cdot \gamma_0^2 + V_Q^2)}} \right] = \Phi \cdot (-\beta). \quad (5.4)$$

Залежність між узагальненим коефіцієнтом запасу γ_0 та характеристикою безпеки β має вигляд

$$\gamma_0 = \frac{1 + \beta \cdot \sqrt{(V_R^2 + V_Q^2 - \beta^2 \cdot V_R^2 \cdot V_Q^2)}}{1 - \beta^2 \cdot V_Q^2}. \quad (5.5)$$

Після внесення в (5.2) статистично модельовані значення узагальненого опору R_k та Q_k , отримано

$$\gamma_k = \frac{1 - k_R \cdot V_R}{1 + k_Q \cdot V_Q} \cdot \frac{\mu_R}{\mu_Q} = \frac{1 - k_R \cdot V_R}{1 + k_Q \cdot V_Q} \cdot \gamma_0. \quad (5.6)$$

Тут, як і раніше, V_R і V_Q - коефіцієнти варіації випадкових змінних R та Q відповідно; k_R і k_Q - їх коефіцієнти забезпеченості.

Таким чином, співвідношеннями (5.3, 5.4) встановлюється залежність між коефіцієнтами запасу γ_0 і γ_k , ймовірнісними характеристиками узагальнених опорів та навантаження і ймовірністю досягнення граничного стану.

Для практичних застосувань є зручною формула, що витікає із співвідношення (5.3), якою зв'язується характеристика безпеки з математичним сподіванням узагальненого коефіцієнта запасу та коефіцієнтами варіації опорів та

$$\beta = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{V_R^2 \cdot \gamma_0^2 + V_Q^2}}. \quad (5.7)$$

5.3 Проектування елементів мостів за критерієм надійності

Ймовірнісні розрахунки за критерієм надійності мають за мету пошук оптимального проекту при заданому рівні безпеки. За критерій приймається характеристика безпеки β .

Ймовірнісні розрахунки за критерієм надійності мають виконуватись так, щоби фундаментальна нерівність методу граничних станів, якій має задовольняти елемент, що проектується, залишалась непорушною:

$$R(X_R) \geq Q(X_Q), \quad (5.8)$$

де $R(X_R)$ – функція опору елемента;

$Q(X_Q)$ – функція зовнішніх навантажень елемента;

X_R – базові змінні, якими виражається несуча здатність елемента;

X_Q – базові змінні, якими виражається зовнішнє навантаження елемента.

Стверджується, що базові змінні, якими виражається несуча здатність і зовнішнє навантаження елемента, мають нормальний чи логнормальний розподіл.

Базові змінні X_i в (5.8) визначаються через параметри закону розподілу, прийнятого для змінної:

$$X_i = \mu_i - \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_i = \mu_i \cdot (1 - \alpha_i \cdot \beta \cdot v_i), \quad (5.9)$$

де μ_i – математичне сподівання базової змінної;

α_i – координата проекційної точки базової змінної;

σ_i – стандарт базової змінної, згідно з законом розподілу;

β – прийнята характеристика безпеки;

V_i – коефіцієнт варіації базової змінної.

Для розрахунків знадобляться нормативні значення характеристики безпеки β . Рекомендується до прийняття відповідного нормативного документа застосовувати значення β , які наведені в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Рекомендовані мінімальні значення характеристики безпеки

Вид розрахунків	Характеристика безпеки
1	2
Розрахунок міцності	3,8

Продовження таблиці 5.1

1	2
Розрахунок локальної міцності	3,0
Розрахунок витривалості	2,0
Розрахунок деформацій	1,64
Розрахунки поздовжнього тріщиноутворення	1,64
Розрахунки поперечного тріщиноутворення	1,28

Імовірнісна модель проектування елементів, виражена через статистичні параметри опору та навантаження, - аналог фундаментальної нерівності методу граничних станів, має вигляд:

$$\mu_R \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R) \geq \mu_Q \cdot (1 - \alpha_Q \cdot \beta \cdot V_Q). \quad (5.10)$$

де μ_R та μ_Q – математичні сподівання узагальненого опору та навантаження, відповідно;

α_R та α_Q – координати проектної точки узагальненого опору та навантаження, відповідно;

σ_R та σ_Q – стандарти базової змінної, згідно з законом розподілу;

β – прийнята характеристика безпеки;

V_R та V_Q – коефіцієнти варіації узагальненого опору та навантаження, відповідно.

Для елемента, який проектується, необхідно перевіряти виконання нерівності

$$\beta \geq \beta_{nom}, \quad (5.11)$$

де β_{nom} – приписане нормативним документом мінімальне значення характеристики безпеки (табл. 5.7);

β – значення характеристики безпеки, обчислене відносно запроектованого елемента, за виразом

$$\beta = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{V_R^2 \cdot \gamma_R^2 + V_Q^2}}. \quad (5.12)$$

Математичні сподівання узагальненого опору та навантаження, які відповідають коефіцієнтам рівня довіри $V_R = 0.95$ та $V_Q = 0.95$ знаходяться за формулами:

$$\mu_R = \frac{R_n}{(1 - 1,64 \cdot V_R)}, \quad (5.13)$$

$$\mu_Q = \frac{Q_n}{(1 - 1,64 \cdot V_Q)}, \quad (5.14)$$

де R_n та Q_n – нормативні значення опору (несучої здатності) та навантаження елемента відповідно.

Необхідні для обчислень коефіцієнти варіації рухомих та постійних навантажень наведені в таблицях 5.2-5.6.

Таблиця 5.2 – Коефіцієнти варіації V_Q тимчасових рухомих навантажень АК

Тип навантаження	Випадок застосування	Коефіцієнт варіації, V_Q
Тандем навантаження АК	В розрахунках елементів проїзної частини мостів	0,17
	В розрахунках всіх інших елементів мостів	0,17 при $\lambda < 30$ м 0,07 при $\lambda \geq 30$ м
Рівномірно-розповсюджене навантаження АК	У всіх розрахунках конструкцій мостів на вертикальні і горизонтальні дії від рухомого навантаження	0,24

Примітка: λ – довжина лінії впливу.

Таблиця 5.3 – Коефіцієнт варіації V_Q постійних навантажень і впливів

Навантаження і впливи	Позначення фактора	Коефіцієнти варіації, V_Q
Власна вага	g_t	0,033
Площа поперечного перерізу елемента	A_{red}	0,0237
Момент опору поперечного перерізу елемента	W_{red}	0,0229
Ексцентриситет точки фіксації сили попереднього напруження	e_n	0,0167
Навантаження ваги проїзної частини і тротуарів автодорожніх мостів	g_2	0,170
Вплив повзучості бетону	g_3	0,030

Таблиця 5.4 - Коефіцієнт варіації V_R геометричних характеристик поперечного перерізу елемента

Геометричні характеристики	Позначення фактора	Коефіцієнти варіації, V_Q
Площа поперечного перерізу елемента	A_{red}	0,0237
Момент опору поперечного перерізу елемента	W_{red}	0,0229

Таблиця 5.5 – Коефіцієнт варіації V_R арматури залізобетонних елементів

Клас арматури	A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Ат-III
Коефіцієнт варіації, V_R	0,07	0,07	0,07	0,09	0,09	0,04	0,11
Клас арматури	Ат-IV	Ат-IV	Ат-IV	А-IIIв	Дріт холодного витягу		Канати
Коефіцієнт варіації, V_R	0,08	0,07	0,08	0,06	0,08		0,05

Таблиця 5.6 – Коефіцієнт варіації V_R міцності бетону

$V_{b,28}$, МПа	10	20	30	40	50	60	70	80
За умови натурального твердіння	0,159	0,129	0,105	0,082	0,066	0,054	0,051	0,051
За умови теплової обробки	0,121	0,111	0,094	0,090	0,078	0,066	0,055	0,052

5.4. Проектна надійність елементів, запроектованих згідно з чинними нормами

Проектування мостів згідно з чинними нормами носить детерміністичний характер. Нормативна методика розрахунку за граничними станами вимагає перевірки нерівностей типу формули (5.10). При цьому від проектанта не вимагається будь-яких ймовірнісних розрахунків. Необхідний рівень безпеки забезпечується укладачем норм за рахунок нормованих коефіцієнтів надійності та перевірки виконання нерівностей граничних станів у всіх потенційно небезпечних розрахункових сполученнях навантажень. Інженер не знає якої надійності є запроектований елемент, дійсні числові характеристики надійності елемента, який проектується, йому невідомі [12].

Вважається, що запроектований за чинними нормами елемент матиме

необхідний рівень безпеки, а надійність за першою групою граничних станів буде мати значення не менші $p_f = 0,0001$ ($\beta = 3,77$). Насправді, як показують розрахунки, елементи, запроектовані за чинними нормами, мають рівень надійності значно вищий і коливається в широких границях $\beta = 4-8$, навіть при перевірках за одним і тим же граничним станом.

Апарат, наведений вище, дозволяє встановити дійсні чисельні показники надійності елементів, які проектуються. В п. 5.5 наведено приклад визначення проектної надійності залізобетонної прольотої будови коробчатого перерізу.

5.5 Приклад розрахунку

Розглядається нерозрізна залізобетонна прогонна будова коробчатого перерізу з прольотами 42+63+42 м (рис. 5.1). Необхідно визначити надійність поперечних перерізів на другій опорі (переріз №6) та в середині центрального прогону (переріз №9) за першою групою граничних станів, а саме за згинальним моментом та поперечною силою.

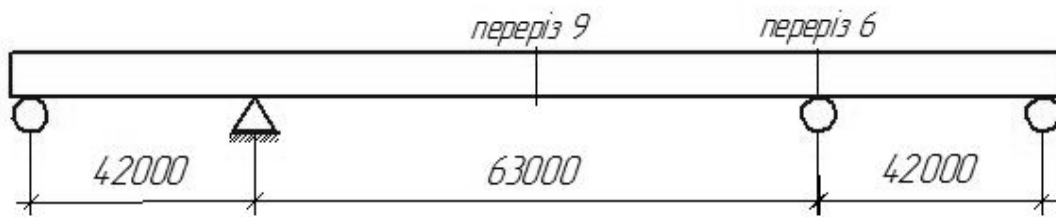


Рисунок 5.1 – Нерозрізна залізобетонна прольотна будова

Вихідними параметрами для обчислень є:

- нормативні згинальні моменти в перерізах;
- нормативні значення поперечних сил;
- несуча здатність перерізу за згинальним моментом;
- коефіцієнти варіації навантажень;
- коефіцієнти варіації матеріалів.

Необхідні для розрахунків дані наведені в табл. 5.7 – 5.8 (в таблицях для порівняння, наведені також розрахункові значення).

Таблиця 5.7 – Сумарні зусилля в перерізах

Переріз	Розрахункові зусилля		Нормативні зусилля	
	момент, кН·м	поперечна сила, кН	момент, кН·м	поперечна сила, кН
6	91127,2	11686,2	78896,2	10114,7
9	70138,8	600	60571,1	478,9

Таблиця 5.8 – Несуча здатність перерізів

Переріз	Несуча здатність перерізів (за арматурою)	
	момент, кН·м	поперечна сила, кН
6	116944,3	13457,7
9	74272,1	13457,7

Таблиця 5.8 – Статистичні параметри

Випадкова змінна X	Позначення	Коефіцієнт варіації V_x
Перша частина постійного навантаження (власна вага)	V_{Q1}	0,033
Друга частина постійного навантаження (навантаження ваги проїзної частини і тротуарів автодорожніх мостів)	V_{Q2}	0,170
Навантаження від тандему	V_{Q3}	0,07
Рівномірно-розповсюджене навантаження АК	V_{Q4}	0,24
Рівномірно-розповсюджене навантаження від на-товпу	V_{Q5}	0,14
Опір попередньо-напруженої арматури (дріт холодного витягу)	V_R	0,08

Розрахунки виконуються в припущенні, що відсутня кореляція між узагальненими змінними, якими виражається несуча здатність елемента та зовнішнє навантаження елемента, а всі змінні визначаються через параметри закону нормального розподілу.

Перебіг обчислень є таким (наведено приклад обчислення рівня надійності зі вигинаючим моментом для перерізу 6):

1. Обчислюється статистичне середнє узагальненого опору елемента та статистичне середнє узагальненого навантаження елемента за формулами (5.13; 5.14). При розрахунку використовуємо значення несучої здатності за моментом та нормативне значення вигинаючого моменту (табл. 5.7, 5.8)

$$\mu_R = \frac{116944,3}{1 - 1,64 \cdot 0,08} = 134604,40, \quad \mu_Q = \frac{78896,2}{1 + 1,64 \cdot 0,25} = 55954,75.$$

При розрахунку μ_R , для визначення V_Q , було використано формулу

$$V_Q = \sqrt{\sum_i^n V_{Qi}^2 + \sum_i^n V_{Qi}^2 \cdot V_{Qj}^2}, \quad (5.15)$$

де $i, j = 1, 2, \dots, n$

n – кількість випадкових змінних навантажень.

Оскільки друга складова значно менша за першу, то, при розрахунку нею можна знехтувати. Таким чином в нашому випадку за даними таблиці 5.9

$$V_Q = \sqrt{0,07^2 + 0,24^2} = 0,25.$$

2. За формулою (5.1) вираховується γ_0 – узагальнений коефіцієнт запасу, тобто статистичне середнє значення реального коефіцієнта запасу.

$$\gamma_0 = \frac{13460440}{5595475} = 2,41$$

3. Отримані величини γ_0 , V_R , V_Q дають змогу обчислити за формулою (5.7) значення характеристики безпеки

$$\beta = \frac{2,41 - 1}{\sqrt{0,08^2 \cdot 2,41^2 + 0,25^2}} = \frac{1,41}{0,316} = 4,46$$

5. За значенням β за формулою (5.4) визначається надійність перерізу (або за таблицями значення стандартної нормальної функції розподілення). Надійність в цьому випадку становитиме $0,42 \cdot 10^{-5}$.

За наведеною схемою обчислюємо надійність за поперечною силою та моментом для перерізу 9, результати розрахунку зводимо в таблицю 5.9

Таблиця 5.9 – Обчислені значення параметру надійності

Пере-різ	Напружений стан	Узагальнений коефіцієнт запасу, γ_0	Характеристика безпеки, β	Надійність, P_f
№6	За згинальним моментом	2,41	4,46	$0,42 \cdot 10^{-5}$
№6	За поперечною силою	2,106	4,30	$0,85 \cdot 10^{-5}$
№9	За згинальним моментом	1,967	3,81	$0,69 \cdot 10^{-4}$

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Габарити підмостові судноплавних прогонів мостів на внутрішніх водних шляхах. Норми і вимоги ДСТУ Б В. 2.3.-1-95 [Чинний від 01.07.1997] – Київ: Державний комітет будівництва, архітектури і житлової політики України, 1998 – 15 с.
2. Гибшман М.Е., Попов В.И. Проектирование транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1988. – 447с.
3. Глотов Н.М. Основания и фундаменты мостов: Справочник/ Глотов Н.М., Соловьев Г.П., Файнштейн И.С.; под. ред. К.С. Силина. – М.:Транспорт, 1990. – 240 с.
4. Глотов Н.М. Строительство фундаментов глубокого заложения/ Н.М. Глотов, К.С. Силин – М.: Транспорт, 1985. – 248с.
5. Железобетонные пролетные строения мостов промышленного изготовления / [Иосилевский Л.И., Носарев А.В., Чирков В.П. и др.]; – М. : Транспорт, 1986. – 216 с.
6. Захаров Л.В., Колоколов Н.М., Цейтлин А.А. Сборные неразрезные пролетные строения мостов / Под ред. Н.М. Колоколова. - м.: Транспорт, 1983. – 232с.
7. Искусственные сооружения на дорогах / под ред. Н.М. Колоколова. – М.: Транспорт, 1988. – 440с.
8. Кириллов В.С. Основания и фундаменты: Учеб. Для автомобильно-дорожных вузов/ Кириллов В.С. -[2-е изд., перераб. и доп.]. - М.: Транспорт, 1980.-392с.
9. Коваленко С.Н. Опоры мостов./ С.Н. Коновалов – М.: Транспорт, 1966. – 251 с.
10. Костерин Э.В. Основания и фундаменты: Учеб. для вузов по спец. «Стр-во автомоб. дорог и аэродромов» и «Мосты и транспортные тоннели»/ Костерин Э.В.-[3-е изд., перераб. и доп.]. – М.: Высшая школа, 1990.-431с.
11. Лившиц Я.Д. Примеры расчёта железобетонных мостов./Я.Д. Лившиц, М.М. Онищенко, А.А. Шкуратовский – К.: Вища школа, 1986. – 263 с.
12. Лучко Й.Й. Мости: конструкції та надійність / Й.Й. Лучко, П.М. Коваль, М.М. Корнієв, А.І. Лантух-Лященко, М.Р. Хархаліс – Львів: Каме-няр, 2005. – (Нац. академія наук України. Фіз.-мех. ін.-т ім. Г.В. Карпенка. Довідник). – 989 с.
13. Мости та труби.Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3-22:2009. - [Чинний від 2009-11-11].- Київ:Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с. – (Державні будівельні норми України).
14. Мости та труби.Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009. - [Чинний від 2009-11-11].- Київ:Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с. – (Наці-ональний стандарт України).- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 83 с. –

(Державні будівельні норми України).

15. Мости та труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006.- [Чинний від 2006-05-06]. -Київ:Міністерствотво будівництва, архітектури та житл.-ком. госп-ва, 2006. - 359 с.- (Державні будівельні норми України).

16. Мосты и сооружения на дорогах: учеб. Для вузов в 2-х ч. / [Саламахин П.М., Воля О.В., Лукин Н.П. и др.]; под ред. Саламахина П.М. ч.1 – М.: Транспорт, 1991. - 344 с; ч.П -448 с.

17. Нормативы удельных капитальных вложений в строительство автомобильных дорог общего пользования на 1986-1990г. / Гипродор НИИ. – М., 1986. -37с

18. Основи та фундаменти споруд.Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10:2009. -[Чинний від 2009-07-01].- Київ:Мінрегіонбуд України, 2009. – 86 с. – (Державні будівельні норми України)

19. Основи та фундаменти споруд.Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10:2009. Зміна №1-[Чинний від 2011-07-01].- Київ:Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. – (Державні будівельні норми України).

20. Петропавловский А.А.,Богданов Н.Н. и др. Проектирование деревянных и железобетонных мостов / Под ред. Петропавловского А. А. - м.:Транспорт, 1978. -360с.

21. Петропавловский А.А., Богданов Н.Н. и др. Проектирование металлических мостов / Под ред. Петропавловского А.А. - М.: Транспорт, 1982. - 30с.

22. Поливанов Н.И.Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов./ Н.И. Поливанов – М.: Транспорт, 1970. – 516 с.

23. Справочник инженера-дорожника – Проектирование мостов и труб. М.: Транспорт, 1964. – 776с.

24. Файн Я.С. Вариантное проектирование автодорожных мостов. Учебное пособие./ Я.С. Файн – Ростов-на-Дону.: РИСМ, 1982. – 104 с.

25. Шаповал И.П. Проектирование мостов и путепроводов на автомобильных дорогах./ И.П. Шаповалов – Киев.: Будівельник, 1978. – 192 с.

ЕЛЕКТРОННЕ НАВЧАЛЬНО-МЕТОДИЧНЕ ВИДАННЯ

Морозова Людмила Миколаївна
Близнюк Тарас Васильович

**МЕТОДИЧНИЙ ПОСІБНИК
З ВАРІАНТНОГО ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АВТОДО-
РОЖНИХ МОСТІВ ДЛЯ ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ, КУРСОВОГО І ДИ-
ПЛОМНОГО ПРОЕКТУВАННЯ З ДИСЦИПЛІН «МОСТИ ТА ТРУБИ
НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ» І «ТРАНСПОРТНІ СПОРУДИ
НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ» (ДЛЯ СТУДЕНТІВ НАПРЯ-
МУ ПІДГОТОВКИ 6.060101 «БУДІВНИЦТВО» ТА СПЕЦІАЛЬНОСТІ
7.06010105 , 8.06010105 «АВТОМОБІЛЬНІ ДОРОГИ ТА АЕРОДРОМИ»)**

Підписано до випуску р. Гарнітура Times New.
Умов. друк. арк. 2,19. Зам. № 85.

Державний вищий навчальний заклад
«Донецький національний технічний університет»
Автомобільно-дорожній інститут
84646, м. Горлівка, вул. Кірова, 51
E-mail: drukfnf@rambler.ru

Редакційно-видавничий відділ

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру видавців, виготовників і розповсюджу-
вачів видавничої продукції ДК № 2982 від 21.09.2007 р.