

Міністерство освіти і науки України

Національний університет водного господарства та  
природокористування  
Навчально-науковий інститут будівництва та архітектури  
Кафедра мостів і тунелів, опору матеріалів  
і будівельної механіки

**03-05-152М**

### **МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до виконання курсового проекту «Будівництво тунельного пересічення в (назва) горах» з навчальної дисципліни «Розвідування, проектування і будівництво мостових переходів, тунельних пересічень з курсовим проектом» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Будівництво та цивільна інженерія» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форм навчання



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

Рівне – 2025

Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Будівництво тунельного пересічення в (назва) горах» з навчальної дисципліни «Розвідування, проектування і будівництво мостових переходів, тунельних пересічень з курсовим проектом» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Будівництво та цивільна інженерія» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форм навчання [Електронне видання] / Трач В. М., Медведєв К. В., Трач Р. В. – Рівне : НУВГП, 2025. – 96 с.

Укладачі: Трач В. М., д.т.н., професор, завідувач кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки; Медведєв К. В. к.ф-м.н., професор кафедри мостів і тунелів та гідротехнічних споруд НТУ (Київ); Трач Р. В., д.т.н., професор кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

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

Гарант освітньо-професійної програми  
«Будівництво та цивільна інженерія»

Караван В. В.

Попередня версія методичних вказівок – 03-05-71М

© В. М. Трач,  
К. В. Медведєв,  
Р. В. Трач, 2025  
© НУВГП, 2025

## З М І С Т

<b>В с т у п</b>	4
<b>1. Завдання до курсового проекту</b> .....	4
<b>1.1. Вихідні дані до проектування</b> .....	4
<b>1.1.1. Географічне положення району будівництва тунелю</b> .....	4
<b>1.1.2. Технічні характеристики автомобільної дороги</b> ...	5
<b>1.1.3. Топографія району будівництва</b> .....	5
<b>1.1.4. Склад автомобільного потоку</b> .....	5
<b>1.1.5. Геологічні умови в районі перевалу</b> .....	8
<b>1.1.6. Шифр вихідних даних</b> .....	8
<b>2. Склад. Зміст і оформлення курсового проекту</b> ..	13
<b>3. Основні теоретичні засади виконання курсового проекту</b> .....	14
<b>3.1. Загальні положення</b> .....	14
<b>3.2. Розрахунок геометричних параметрів плану та позовжнього профілю тунельного переходу</b> .....	15
<b>3.3. Визначення поперечного перерізу тунелю</b> .....	20
<b>3.4. Варіанти конструкції тунельної оправи</b> .....	36
<b>3.5. Визначення довжини гірського тунелю</b> .....	39
<b>3.6. Ескізні розрахунки варіантів тунельної оправи</b> .....	40
<b>3.7. Вибір рекомендованого варіанту оправи</b> .....	44
<b>3.8. Конструювання і розрахунки оправи рекомендованого варіанта оправи</b> .....	45
<b>4. Список використаної літератури</b> .....	49
<b>5. Приклад виконання курсового проекту «Тунельне пересічення в карпатських горах»</b> .....	51

## ВСТУП

Мета роботи – поглибити теоретичні знання та отримати практичні навички проектування і розрахунку елементів тунельних споруд з урахуванням сучасних вимог, а також більш повне ознайомлення з технічною та нормативною літературою.

Під час виконання практичних занять найбільшу увагу слід приділити конструкціям тунелів, що забезпечують підвищення рівня технологічності будівництва з найменшими витратами матеріальних та трудових ресурсів й мають залишатися надійними та довговічними.

### 1. ЗАВДАННЯ ДО КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

#### 1.1. Вихідні дані до проектування

1.1.1. *Географічне положення району будівництва тунелю* приймається щодо отриманого варіанту згідно з табл.1.1.

Таблиця 1.1

Географічне положення району будівництва тунелю

Варіант	Найменування району будівництва	Середня температура найхолоднішого місяця, °С	Глибина промерзання, м
1	Карпати	-10	0,80
2	Татри	- 7	0,80
3	Кавказ	-10	1,0
4	Альпи	-15	1,0

1.1.2. *Технічні характеристики автомобільної дороги* наведені в табл.1.2 і при виконанні проекту визначаються згідно з отриманим варіантом.

Таблиця 1.2

Технічні характеристики автомобільної дороги

Варіант	Технічна категорія дороги	Розрахункова інтенсивність руху в обох напрямках, автом/год	Розрахункова швидкість руху, км/год
1	I	1600	110
2	II	1200	100
3	III	600	80
4	IV	250	60

1.1.3. *Топографія району будівництва*, початкова та кінцева точки траси тунельного переходу. Вихідним матеріалом для трасування тунелю є топографічна карта району будівництва, яка показана у масштабі 1:50 на рис.1.1. Таку саму карту одержують виконавці проекту.

Початковою та кінцевою точками тунельного переходу є точки нульових робіт – це місця, де перед порталні виїмки переходять у насип. Початкові точки на рис.1.1 позначені непарними номерами 1, 3, 5, а кінцеві парними 2, 4, 6. Координати, позначки цих точок, а також напрям траси (дирекційні кути) та поздовжні уклони на зовнішніх границях передпортальних виїмок наведені в табл.1.3. Початок траси знаходиться на ПК 15+00,000.

1.1.4. *Склад автомобільного потоку*. Кожному виконуючому проект у завданні надається один з трьох варіантів процентного складу автомобільного потоку, які наведені в табл.1.4. У даному проекті передбачається, що у складі колон поодиноких автомобілів можуть бути автопоїзди довжиною до 20м.

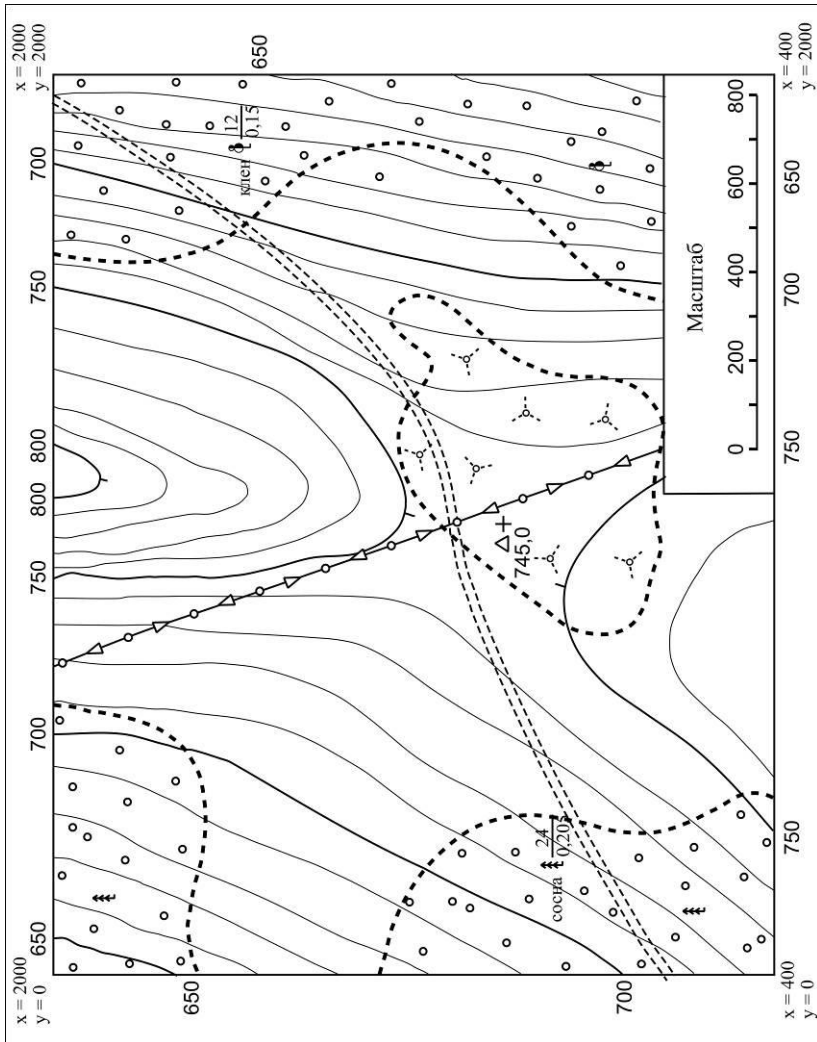


Рис.1.1. Топографічна карта району будівництва

Таблиця 1.3

## Початкові та кінцеві точки тунельного переходу

Точка траси	Номер точки	Координати (умовні), м		Дирекційний кут Ду напрямі траси	Поздовжній ухил проїзної частини в напрямку траси, %	Позначка проїзної частини, м
		X	Y			
Початкові	1	655,400	35,500	65°10'15"	+10	724,410
	3	1091,100	135,100	110°14'35"	+20	697,430
	5	1932,700	296,700	157°26'10"	+20	677,110
Кінцеві	2	849,880	1855,300	82°28'28"	-30	652,970
	4	1268,120	1763,500	57°10'15"	-20	677,250
	6	1791,690	1910,000	38°50'59"	-45	668,620

Таблиця 1.4

## Склад автомобільного потоку

Ва-ріант	Транспортний засіб з інжекторним двигуном		Транспортний засіб з дизельним двигуном	
		%		%
1	2	3	4	5
1	Тойота	20	Mercedes	5
	ЗАЗ Ланос	15	Scania	5
	Шкода Октавія	20	КрАЗ-258	5
	«Газель» ГАЗ-3302	10	Ман	10
	ЛАЗ-672	5	Еталон	5
	Разом	70	Разом	30
2	Тойота	20	Mercedes	10
	ЗАЗ Ланос	10	Scania	10
	Шкода Октавія	20	КрАЗ-258	10
	«Газель» ГАЗ-3302	10	Ман	10
	Разом	60	Разом	40

Продовження таблиці 1.4

1	2	3	4	5
3	Тойота	20	Mercedes	5
	ЗАЗ Ланос	20	Scania	5
	Шкода Октавія	20	Ман	5
	«Газель» ГАЗ-3302	10	Еталон	5
	ЛАЗ-672	10		
	Разом	80	Разом	20

1.1.5. *Гірничо-геологічні умови в районі перевалу.* Кожному, із виконуючих проект, надається один із чотирьох варіантів гірничо-геологічних умов у районі перевалу, які наведені в табл.1.5. До того ж ці умови (геологічний розріз) приймаються розрахунковими до поперечного перерізу тунелю, який найглибше розташований від поверхні землі.

1.1.6. *Шифр вихідних даних.* Вихідні дані до курсового проекту шифруються шестизначним числом. Порядок його читання наведено на рис.1.2.



Рис.1.2. Читання шифру завдання

Наприклад, зображеному на рис.1.2 числу 121423 відповідають:

- район будівництва – Карпати (див. табл.1.1);
- технічна характеристика автомобільної дороги – за варіантом 2 (див. табл.1.2);
- початкова точка траси переходу – 1 (див. табл.1.3);
- якісний склад руху – за варіантом 2 (див. табл.1.4);
- гірничо-геологічні умови – за варіантом 3 (див. табл.1.5).

Шифр вихідних даних представляється на стандартному бланку завдання до курсового проекту.



Таблиця 1.5

## Грунтово-геологічні умови

Номер варіанту	Геологічний розріз	Найменування породи	Характеристики породи					
			Коефіцієнт міцності, $f$	Густина $\rho$ , т/м <sup>3</sup>	Зведений кут внутрішнього тертя $\varphi$ , град	Коефіцієнт пружного тиску породної основи $K_0$ , кН/м <sup>3</sup>	Коефіцієнт умов роботи, $K_p$	Коефіцієнт пористості, $e$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1		Осип	0,5	1,7	27	$1 \cdot 10^4$	1	-
		Пісок середньозернистий	0,6	1,5	30	$5 \cdot 10^4$	1	0,75
		Пісковик зруйнований	2	2,4	65	$30 \cdot 10^4$	1,8	0,65
		Пісковик звичайний	6	2,4	75	$90 \cdot 10^4$	1	-

Продовження таблиці 1.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
2		Зруйнований сланець	1,5	1,9	60	$20 \cdot 10^4$	1,2	-
		М'який сланець	2	2,4	65	$30 \cdot 10^4$	1,8	-
		Щільний мергель	3	2,5	70	$40 \cdot 10^4$	1,7	-
		Міцний глинистий сланець	4	2,8	70	$50 \cdot 10^4$	1,6	-

Продовження таблиці 1.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3		Легка піскувата глина	0,8	1,6	40	$8 \cdot 10^4$	1,5	-
		Глина щільна	2	1,8	60	$10 \cdot 10^4$	2	-
		Міцний глинистий сланець	4	2,8	70	$50 \cdot 10^4$	1,6	-
		Доломіт	8	2,5	80	$150 \cdot 10^4$	1	-

Продовження таблиці 1.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
4	<p>Diagram showing a vertical cross-section of soil layers. From top to bottom: 1. Roslinnyi grunt (15 cm thick), 2. Shchebenisty grunt (80 cm thick), 3. Piskuvaty slaneць, 4. Mitsnyi glinisty slaneць. A dimension line indicates a depth of 731,0 from the top of the second layer to the bottom of the fourth layer.</p>	Рослинний грунт	0,6	1,5	80	$5 \cdot 10^4$	1	-
		Щебенистий грунт	1,5	1,9	60	$20 \cdot 10^4$	1,5	-
		Піскуватий сланець	5	2,5	72,5	$70 \cdot 10^4$	1	-
		Міцний глинистий сланець	4	2,8	70	$50 \cdot 10^4$	1,6	-

## 2. СКЛАД, ЗМІСТ І ОФОРМЛЕННЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

Курсовий проект складається з розрахунково-пояснювальної записки та креслень.

*Розрахунково-пояснювальна записка повинна включати в себе:*

Зміст.

Завдання до курсового проекту.

Вихідні дані до проектування.

Траса тунельного переходу.

Поперечний переріз тунелю.

Варіанти оправи тунелю та їх техніко-економічне порівняння.

Конструкцію обраного варіанту оправи.

Перелік використаної літератури.

*У складі проекту повинні бути такі креслення:*

креслення № 1 – план траси тунельного переходу (М 1:5000);

креслення № 2 – поздовжній профіль тунельного переходу (масштаби: горизонтальний –1:5000, вертикальний –1:500);

креслення № 3 – варіанти тунельної оправи (М 1:100);

креслення № 4 – конструкція обраного варіанту оправи тунелю (М 1:50 або 1:75);

креслення № 5 – конструкція нормального елемента оправи тунелю (блоку тьобінга) – тільки збірних конструкцій оправи (М 1:20).

Креслення №№1-4 виконують на папері 840×297мм (половина аркуша формату А1).

Креслення № 5 виконують на аркуші формату АІV – 297×210мм.

Розрахунково-пояснювальна записка та креслення повинні бути скріплені. Титульний аркуш (обкладинку) оформлюють згідно з прийнятим зразком.

Розрахунково-пояснювальну записку виконують на стандартних аркушах паперу, оформлених за допомогою рамки у вигляді бланків прийнятої форми. Текст пояснювальної

записки розбивають на розділи і підрозділи. Рисунки, схеми, таблиці, що належать до певного розділу, нумерують двома цифрами – перша означає номер розділу, а друга номер рисунка, схеми, таблиці (наприклад: табл.2.1, рис.3.2 тощо).

Усі величини повинні мати передбачені стандартами позначення та розмірності.

Креслення повинні бути оформлені у відповідності із стандартами і мати штамп певного зразка [1-9; 20].

### **3. ОСНОВНІ ТЕОРЕТИЧНІ ЗАСАДИ ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ**

#### **3.1. Загальні положення**

Виконанню курсового проекту передують вивчення розділів предмету «Проектування і будівництво тунелів і метрополітенів».

Під час виконання курсового проекту необхідно користуватися нормами проектування, посібниками та довідниками, які наведені в кінці цих методичних вказівок.

Курсовий проект необхідно виконувати в такому порядку:

- зробити розшифровку вихідних даних для проектування;
- розрахувати геометричні елементи плану та повздовжнього профілю траси тунельного переходу;
- виконати розрахунок вентиляції тунелю (виконати необхідний об'єм вентиляції відповідно до вмісту  $CO$  та площі вентиляційних каналів) і на його основі та за прийнятним габаритом і гірничо-геологічними умовами призначити поперечні перерізи варіантів тунельної оправи;
- виконати розрахунки варіантів тунельної оправи та обґрунтувати вибір прийнятого;
- відредагувати розрахунково-пояснювальну записку, скласти перелік використаної літератури та зшити проект (після підпису керівником усіх креслень).

### 3.2. Розрахунок геометричних параметрів плану та поздовжнього профілю тунельного переходу

3.2.1. Геометричні елементи плану тунельного переходу обчислюють з урахуванням вимог [9; 10]. Для цього використовують правила і прийоми трасування в плані автомобільних доріг, які викладені в [10; 20].

Причому, в проєкті, як правило, передбачається розміщення в межах тунельного переходу тільки однієї кривої.

Геометричні елементи плану траси обчислюються у такому порядку (рис. 3.1):

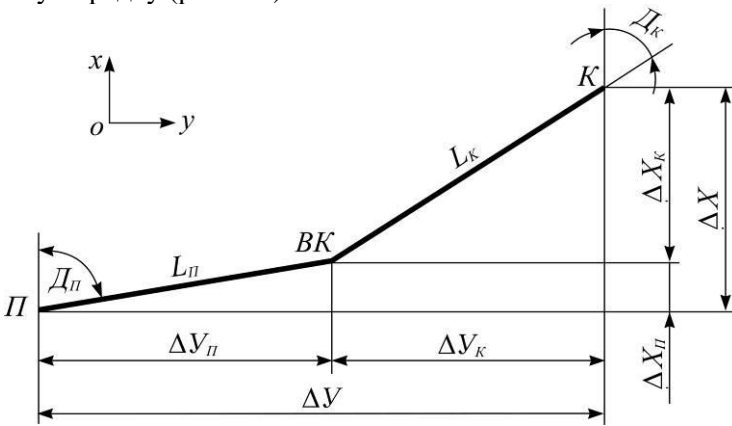


Рис. 3.1. Схема визначення координат вершини кута повороту

а) визначають приріст координат між кінцевою та початковою точками траси

$$\Delta X = X_K - X_{\Pi} ; \quad \Delta Y = Y_K - Y_{\Pi} , \quad (3.1)$$

де  $X_{\Pi}$ ,  $Y_{\Pi}$ ,  $X_K$ ,  $Y_K$  – координати відповідно початкової та кінцевої точок траси тунельного переходу із табл.1.3;

б) обчислюють приріст координат вершини кута ( $BK$ ) відносно початку ( $\Delta X_{\Pi}$ ,  $\Delta Y_{\Pi}$ ) і кінця ( $\Delta X_K$ ,  $\Delta Y_K$ ) траси

$$\Delta X_{II} = \frac{\Delta Y_{II} - \Delta X_{II} \operatorname{tg} \mathcal{D}_K}{\operatorname{tg} \mathcal{D}_{II} - \operatorname{tg} \mathcal{D}_K}; \quad \Delta Y_{II} = \Delta X_{II} \operatorname{tg} \mathcal{D}_{II};$$

$$\Delta X_K = -\frac{\Delta Y_K - \Delta X_K \operatorname{tg} \mathcal{D}_{II}}{\operatorname{tg} \mathcal{D}_{II} - \operatorname{tg} \mathcal{D}_K}; \quad \Delta Y_K = \Delta X_K \operatorname{tg} \mathcal{D}_K; \quad (3.2)$$

в) перевіряють обчислення

$$\Delta X_{II} + \Delta X_K = \Delta X; \quad \Delta Y_{II} + \Delta Y_K = \Delta Y; \quad (3.3)$$

г) обчислюють координати вершин кута

$$X_{BK} = X_{II} + \Delta X_{II}; \quad Y_{BK} = Y_{II} + \Delta Y_{II}; \quad (3.4)$$

д) виконують перевірку обчислень

$$X_{BK} = X_K - \Delta X_K; \quad Y_{BK} = Y_K + \Delta Y_K; \quad (3.5)$$

е) знаходять кут повороту траси

$$\theta = \mathcal{D}_K - \mathcal{D}_{II}, \quad (3.6)$$

при цьому додатне  $\theta$  значення відповідає повороту траси праворуч, а від'ємне ліворуч;

є) визначають довжини ліній

$$L_{II} = \sqrt{\Delta X_{II}^2 + \Delta Y_{II}^2}; \quad L_K = \sqrt{\Delta X_K^2 + \Delta Y_K^2}; \quad (3.7)$$

ж) відповідно до [10] визначають елементи колової кривої радіусу  $R$  (тангенс, крива, домір) та обчислюють пікетажне положення  $BK$ , початок ( $PK$ ) і кінець ( $KK$ ) колової кривої. При цьому найменший радіус колової кривої залежно від категорії дороги призначають відповідно до вимог табл.3.1. Однак бажано, не допускаючи розширення габариту, брати радіус не



меншим за 750м; радіуси колової кривої призначаються кратними 50м;

Таблиця 3.1

Найменші радіуси кривих в плані

Найменший радіус кривої в плані	Технічна категорія дороги			
	I	II	III	IV
При односхилому поперечному ухилі від 60 до 70‰, м	1000	650	450	300
При якому поперечний ухил береться таким, як на прямій ділянці, м	4000	3000	2000	1300

з) при радіусі колової кривої 2000м і менше у відповідності до [10] обчислюють елементи перехідних кривих. Найменшу довжину перехідної кривої визначають із табл.3.2.

Таблиця 3.2

Радіус колової кривої

Радіус колової кривої $R$ , м	300	400	500	600...1000	1000...2000
Довжина перехідної кривої, м	90	100	110	120	100

За заданим радіусом  $R$  і кутом повороту  $\theta$  основні елементи колової кривої обчислюють за формулами:

$$\text{тангенс } T = R \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}; \quad (3.8)$$

$$\text{крива } K = R^{\theta^{\circ}} / \rho = \frac{\pi R \theta^{\circ}}{180^{\circ}}; \quad (3.9)$$

$$\text{домір } D = 2T - K; \quad (3.10)$$

$$\text{бісектриса } B = R \left( \frac{1}{\cos \frac{\theta}{2}} - 1 \right). \quad (3.11)$$

3.2.2. Геометричні елементи поздовжнього профілю тунельного переходу також визначають відповідно до [9; 10]. Поздовжній профіль тунельного переходу доцільно брати двосхилим з підйомом до середини тунелю. При цьому треба пам'ятати, що найбільший поздовжній ухил на підходах до тунелю на відстані 250м від його порталів не повинен перевищувати 45%, а найбільший ухил у тунелі значень, наведених у табл.3.3.

Таблиця 3.3

Найбільший поздовжній ухил тунелю

Параметр	Технічна категорія дороги			
	I	II	III	IV
Найбільший поздовжній ухил тунелю, ‰	30	40	45	50

Мінімальний поздовжній ухил становить 3%. У помірних кліматичних умовах при крайній потребі ця величина може бути зменшена до 2%. У районах з суворим і особливо суворими кліматичними умовами з метою недопущення замерзання води у лотках мінімальний ухил приймається рівним 5...6%.

Радіуси вертикальних кривих призначають від 5000 до 15000м (кратними 500м). Найменші радіуси випуклих і ввігнутих вертикальних кривих залежно від розрахункової швидкості руху беруть із табл.3.4.

При проектуванні поздовжнього профілю необхідно намагатись закладати мінімальне число точок його перелому. Найдоцільнішим, виходячи з експлуатаційних і технологічних умов, є поздовжній профіль з однією точкою перелому по середині тунелю та продовженням у тунелі ухилу, який уже використати на підходах. У цьому окремому випадку (рис.3.2) довжину відрізків траси (горизонтальне положення) від її початку до точки перелому  $L'_{II}$  та від точки перелому до кінця  $L'_{K}$  обчислюють за формулами

$$L'_П = \frac{\Delta H - L_T i_K}{i_П - i_K}; \quad L'_K = \frac{\Delta H - L_T i_П}{i_П - i_K}, \quad (3.12)$$

де  $\Delta H = H_K - H_П$  – різниця проектних позначок проїзної частини у кінцевій та початковій точках траси тунельного переходу;  $L_T$  – довжина тунельного переходу, яка визначена при проектуванні його в плані;  $i_П, i_K$  – поздовжні ухили траси відповідно за початковими та кінцевими точками (див.табл.1.3). Ділянці підйому в напрямку пікетажу траси відповідає додатне значення ухилу, а ділянці спуску від’ємне.

Таблиця 3.4

Найменші радіуси вертикальних кривих

Розрахункова швидкість руху $V_a$ , км/год	Найменші радіуси вертикальних кривих, м	
	випуклих	ввігнутих
110	13000	4000
100	10000	3000
80	5000	2000
60	2500	1500

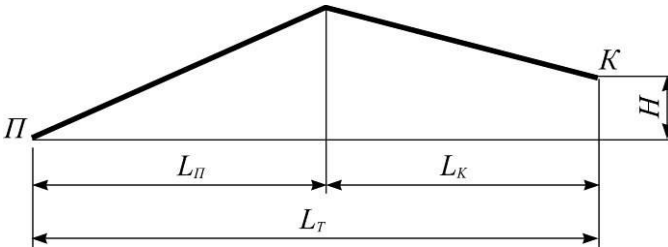


Рис.4.2. Схема визначення точки перелому траси в профілі

Геометричні елементи та параметри поздовжнього профілю траси тунельного переходу обчислюють у такій послідовності:

- а) геометрично або за допомогою формул (3.12)

визначають пікетажне положення точки (точок) перелому поздовжнього профілю;

б) у відповідності з вищезгаданим призначають радіус (або радіуси) вертикальної кривої і обчислюють із [10] позначки пікетів та інших характерних точок траси.

У всіх випадках треба уникати розміщення точки (точок) перелому траси на ділянках перехідних кривих у плані.

### 3.3. Визначення поперечного перерізу тунелю

3.3.1. Внутрішнє окреслення тунельної оправи призначають виходячи із необхідного для даного тунелю габариту наближення споруд, необхідності розміщення внутрішньо тунельного експлуатаційного обладнання, вентиляційних каналів із урахуванням гірничо-геологічних умов.

3.3.2. Габарит наближення споруд та обладнання [9; 20] для позаміських автодорожніх тунелів зображено на рис.3.3 (розміри показані в метрах, для автомобільних доріг III та IV технічних категорій передбачено тільки один службовий тротуар).

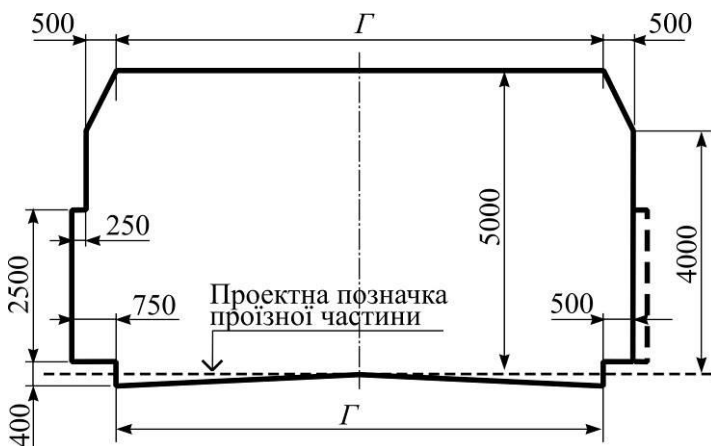


Рис. 3.3. Габарит автодорожнього тунелю

Ширина проїзду (розмір  $\Gamma$ ) для довгих (понад 300м) тунелів залежно від технічної категорії автомобільної дороги наведено в табл.3.5.

Для автомобільних доріг I технічної категорії на рис.3.3 і в табл.3.5. розміри наведені для одного з напрямів руху з двома смугами проїзної частини при роздільних тунелях для кожного напрямку руху. При застосуванні одного тунелю для двох напрямів руху для доріг I технічної категорії ширину роздільної смуги слід брати не менше ніж 1500мм.

Таблиця 3.5

Значення величини  $\Gamma$  в залежності від категорії дороги

Відстань $\Gamma$ (м) між бічними захисними засобами в тунелях для автомобільних доріг		
Категорія		
I, II	III	IV
8,500	8,000	7,000

На автомобільних дорогах I технічної категорії кількість смуг руху повинна дорівнювати чотирьом (або більше), а зустрічні проїзди відділяються один від одного. Для тунелів розташованих на дорогах цієї категорії можливі два варіанти поперечного перерізу. У першому варіанті проїзди зустрічного напрямку руху розміщуються у двох різних паралельних тунелях із відповідними габаритами (див.рис.3.4). При цьому відстань  $B_0$  між тунелями повинна бути не менш ніж 1,5...2 прогону їх виробок  $B$ . Другий варіант може передбачати розміщення обох проїздів в одному тунелі великого поперечного перерізу (сучасні технології дозволяють це робити у досить широкому діапазоні гірничо-геологічних умов). Крім двох проїздів загальною шириною  $\Gamma$  у межах транспортної зони тунелю повинна бути передбачена роздільна смуга шириною  $C$ , мінімальне значення якої  $C_{min} = 1500\text{мм}$ .

При розміщенні тунелю на кривій ділянці дороги в плані з радіусом 700м і менше (в проекті приймаються поодинокі автомобілі та автопоїзди довжиною не більше 20м) розміром  $\Gamma$ , наведений у табл.3.5, слід збільшувати залежно від радіусів

кривої у відповідності з табл.3.6.

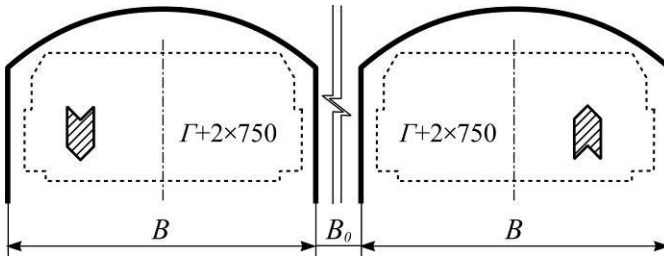


Рис.3.4. Розташування проїздів на автомобільній дорозі I технічної категорії у двох паралельних тунелях

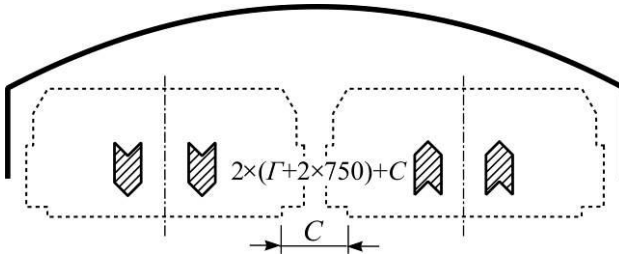


Рис.3.5. Розташування двох проїздів в одному тунелі на автомобільних дорогах I технічної категорії

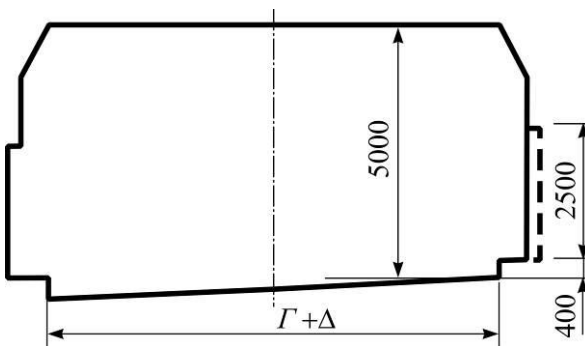


Рис.3.6. Габарит двосмугового автодорожнього тунелю на кривій ділянці траси

Таблиця 3.6

Величина розширу габариту в залежності від радіусу кривої

№ п/п	Радіус колової кривої в плані, м	Розширення габариту проїзду, м
1	700...650	0,4
2	600...550	0,5
3	450...400	0,5
4	350...300	0,6

Хоча форма поперечного перерізу тунелю залежить не тільки від габариту наближення споруд, попередньо його визначають як окреслення, що охоплює габарит. При цьому для колового перерізу внутрішній радіус (в метрах) обчислюють за формулою:

$$R_B = 0,1 + \sqrt{0,2556\Gamma^2 + 0,383\Gamma + 6,5344}, \quad (3.13)$$

а відстань від верху габариту наближення споруд до центра цього кола за формулою:

$$X_C = 2,556 + 0,075\Gamma. \quad (3.14)$$

У (3.13) та (3.14) значення  $\Gamma$  підставляють у метрах.

Для підковоподібних оправ відстань (проліт) між бічними стінами оправи береться виходячи із ширини габариту наближення споруд (див.рис.3.3), а склепіння повинно мати відношення стріли підйому до прольоту 0,25...0,30. Між лініями, що проходять через точки габариту наближення споруд і проектним внутрішнім обрисом оправи має бути проміжок рівний 0,1м. Це обумовлено можливими неточностями під час спорудження оправи тунелю.

3.3.3. Визначене із п.3.3.2 внутрішнє поперечне окреслення тунелю не враховує необхідності розміщення припливного та витяжного каналів поздовжньої вентиляції. Після обчислення площі поперечного перерізу цих каналів треба перевірити можливість їх розміщення в середині тунелю та в

необхідних випадках скоригувати розміри внутрішнього поперечного окреслення тунелю.

Необхідну площу поперечного розрізу кожного вентиляційного каналу визначають у такій послідовності [14; 15; 20]:

а) обчислюють погодинні витрати палива автомобіля кожної марки на нульовому поздовжньому ухилі і на висоті 0...400м над рівнем моря, кг/год:

$$G_{Ti} = \frac{q_{Ti} \cdot \rho_T \cdot V_a}{100}, \quad (3.15)$$

де  $q_{Ti}$  – питомі витрати палива автомобіля певної марки при розрахунковій швидкості  $V_a$ , л/100км (значення  $q_{Ti}$  для інжекторних легкових, вантажних автомобілів і автобусів знаходять із паливних характеристик, наведених на рис.3.7, а для вантажних автомобілів з дизельними двигунами із характеристик, наведених на рис.4.8<sup>1</sup>);  $\rho_T$  – густина палива, яка в середньому береться 0,74 кг/л для бензину і 0,81 кг/л для дизельного пального;

б) визначають витрати палива одним «осередненим» транспортним засобом (окремо для транспортних засобів із інжекторним та дизельним двигунами), кг/год:

$$G_{Tsp}^K = \sum G_{Ti} m_i^K, \quad G_{Tsp}^D = \sum G_{Ti} m_i^D, \quad (3.16)$$

де  $m_i^K$ ,  $m_i^D$  – частка автомобілів певної марки відповідно в потоках інжекторних і дизельних транспортних засобів;

в) визначають кількість оксиду вуглецю  $CO$ , яку виділяє «осереднений» транспортний засіб із інжекторним чи дизельним двигуном на висоті 700...750м над рівнем моря, мг/с:

---

<sup>1</sup>Умовні паливні характеристики наведені тільки для марок транспортних засобів, що передбачені в завданні.



$$q_0^K = 0,120 \cdot G_{T_{cp}}^K, \quad q_0^D = 0,085 \cdot G_{T_{cp}}^D; \quad (3.17)$$

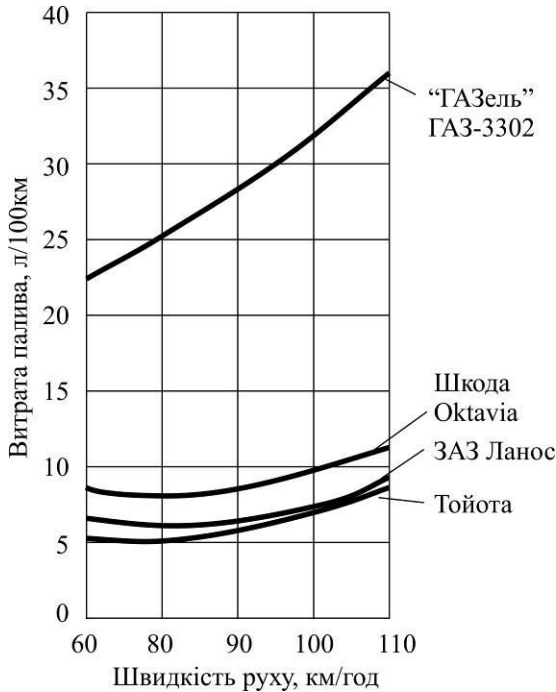


Рис.3.7. Витрата палива з інжекторними двигунами автомобілів в залежності від швидкості руху

г) визначають на ділянках з сталими ухилами ( $j$  ділянок) необхідну витрату повітря із умови зниження вмісту  $CO$  до допустимої норми,  $м^3/с$ :

$$Q_{CO}^j = \frac{I_a \cdot L_j}{\Delta \cdot V_a} \left( A_K q_0^K \left( \frac{c_K^n + c_K^c}{2} \right) + A_D q_0^D \left( \frac{c_D^n + c_D^c}{2} \right) \right), \quad (3.18)$$

де  $I_a$  – погодинна інтенсивність автомобільного руху по одній

смузі тунелю, автом./год;  $L_j$  – довжина ділянки з одним сталим ухилом, км;  $\Delta$  – гранично припустима концентрація  $CO$  в повітрі транспортної зони тунелю під час перебування транспортних засобів у тунелю до 15хв, яка дорівнює  $150\text{мг/м}^3$ ;

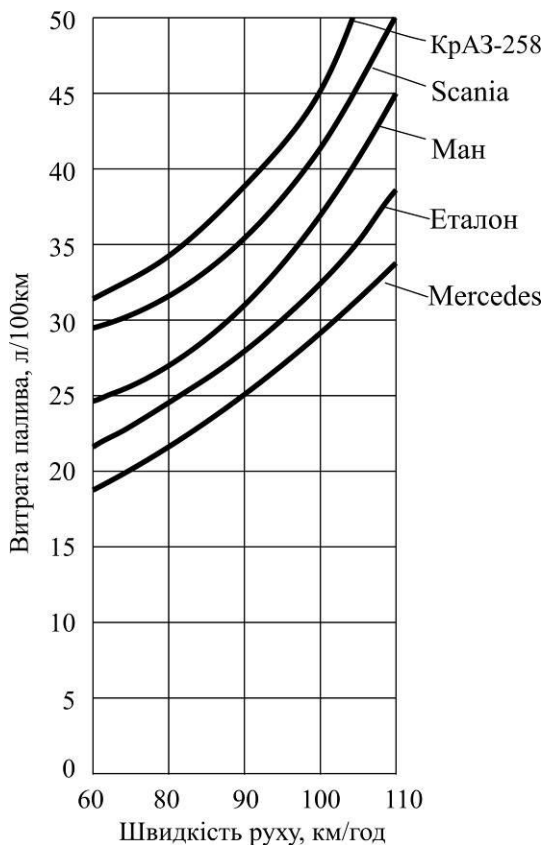


Рис.3.8. Витрата палива з дизельними двигунами автомобілів в залежності від швидкості руху

$A_K, A_D$  – частка транспортних засобів з інжекторним та дизельним двигунами в загальному потоці;  $c_K^n, c_K^c, c_D^n, c_D^c$  – коефіцієнти, що враховують вплив поздовжнього ухилу проїзної частини тунелю на транспортні засоби з інжекторним та дизельним двигунами під час руху на підйом чи спуск; коефіцієнти  $c_K^n, c_K^c$  для інжекторних транспортних засобів залежно від розрахункової швидкості визначають із графіка, показаного на рис.4.9, а коефіцієнти  $c_D^n, c_D^c$  для дизельних транспортних засобів із графіка, наведеного на рис.3.10;

д) сумарну потрібну витрату повітря для вентиляції тунелю обчислюють за формулою, м<sup>3</sup>/с:

$$Q_{CO} = \sum Q_{CO}^j ; \quad (3.19)$$

е) необхідну площу поперечного перерізу кожного (припливного та витяжного) каналу при допустимій швидкості руху повітря 15м/с визначають за формулою, м<sup>2</sup>:

$$F = \frac{1}{15} Q_{CO} , \quad (3.20)$$

в окремих випадках для зменшення площі поперечного перерізу каналів, після узгодження з керівником, допустима швидкість руху повітря може прийматися 20м/с.

Після визначення площі поперечного перерізу кожного із поздовжніх вентиляційних каналів, її потрібно розмістити в межах внутрішнього окреслення тунелю. Доцільніше, припливний і витяжний канали розміщувати у верхній частині тунелю вище транспортної зони. Якщо у верхній частині тунелю не вистачає місця для розміщення обох каналів, то один із них (частіше за все припливний) розміщують у нижній частині тунелю під проїзною частиною. У тунелях колового поперечного перерізу доцільно завжди один із каналів

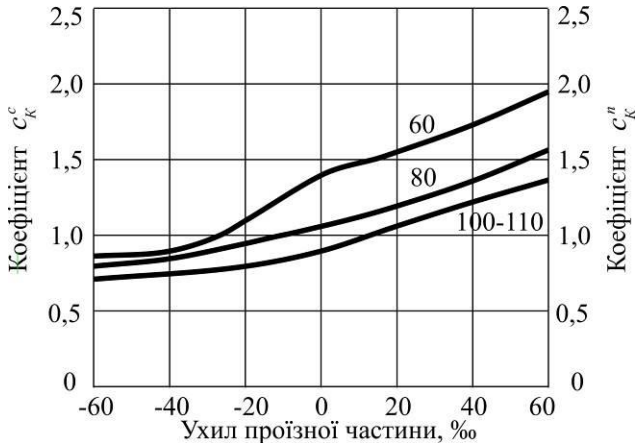


Рис.3.9. Коефіцієнти, що враховують вплив поздовжнього ухилу проїзної частини тунелю на транспортні засоби з інжекторними двигунами

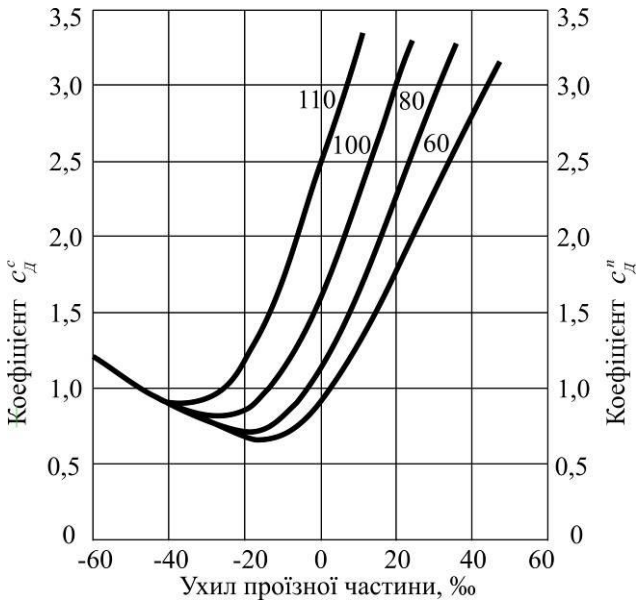


Рис.3.10. Коефіцієнти, що враховують вплив поздовжнього ухилу проїзної частини тунелю на транспортні засоби з дизельними двигунами

розміщувати нижче транспортної зони, а другий вище. Для обміну повітрям між транспортною зоною і поздовжніми каналами в тунелі передбачають місцеві канали та вікна, розміри й розміщення яких уточнюють з керівником проекту.

При проектуванні внутрішнього окреслення нижньої частини транспортної зони тунелю, слід враховувати необхідність улаштування біля бортових каменів водозбірних лотків відкритого або закритого типу. При цьому сумарна площа перерізу двох лотків повинна бути  $0,15\text{м}^2$ . Для двохсхилого поперечного профілю проїзної частини тунелю ця площа розподіляється між парою лотків рівномірно, а для односхилого поперечного профілю на кривих ділянках траси у співвідношенні 1:4.

3.3.4. Поперечному перерізу тунелю в гірничо-геологічних умовах даного проекту, як правило, надають підковоподібного окреслення. Для техніко-економічного порівняння можуть біти вибрані варіанти колового поперечного перерізу із збірною оправою або з оправою із монолітно пресованого бетону. Проте в зоні ґрунтових вод потрібно використовувати оправи колового окреслення.

3.3.5. При проектуванні тунелю з монолітного бетону в обводнених породах його внутрішнє окреслення узгоджують з конструкцією, що підтримує обклеювальну гідроізоляцію і беруть завтовшки 150...200мм.

Структура масиву гірських порід, характер нашарування цих порід, їхні механічні та фізико-хімічні властивості визначають рівень навантаження на тунельну оправу та її напружено-деформований стан. Безперечно, є також залежною від геологічного та гідрогеологічного стану масиву порід технологія виконання прохідницьких і будівельних робіт по спорудженню тунелю. У свою чергу, способи будівництва тунелю впливають на вибір конструкції його оправи та поперечного перерізу в цілому.

Існує декілька класифікацій гірських порід за механічними властивостями і показників, що відповідають цим властивостям. Для висвітлення питань цього розділу достатньо використати такий показник, яким є *коефіцієнт міцності*  $f$

гірської породи за М.М. Продод'яконовим і запропоновану ним класифікацію (дещо скореговану). При цьому варто пам'ятати про те, що з сучасних поглядів на підземну геомеханіку ця класифікація не є вичерпною та всебічною, але вона існує і надає можливості у певній мірі визначати механічні властивості та характеристики гірських порід.

Не торкаючись поки що механічної суті згаданого коефіцієнта  $f$ , можна розглянути декілька основних типів гірничо-геологічних умов і визначити, які типи поперечного перерізу тунелю їм повинні відповідати. Для більшої визначеності можна вважати, що тунель – автодорожній двосмуговий [5; 6; 20].

**Тип I. Досить міцні породи з  $f = 5...7$ .** До цього типу гірських порід можуть бути віднесені піщанисті, сланцюваті пісковики, звичайні сланці, залізні руди. У зазначених гірничо-геологічних умовах залишати боки виробки без кріплення і передавати зусилля від п'ят склепіння безпосередньо на породу неприпустимо. Оправа тунелю в цьому випадку складається з *верхнього склепіння* і *бокових стін* (рис.3.11).

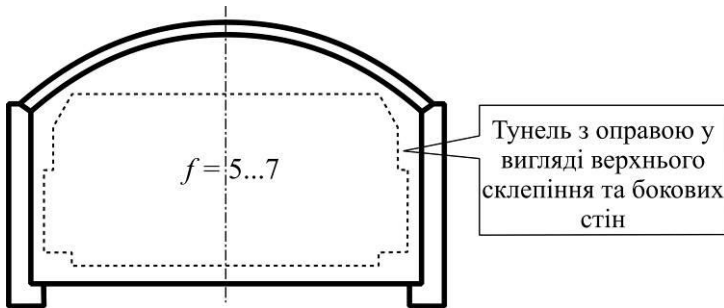


Рис.4.11. Поперечний переріз тунелю у досить міцних породах

Зусилля при такій незамкненій конструкції оправи передаються на породу через підшви бокових стін. Напружений стан породи під підшвою стіни – місцевий стиск, який досить сприятливим для надійної роботи її основи. Заглиблення підшви стіни нижче підшви виробки дозволяє їй

витримувати без суттєвого зміщення у середину тунелю незначний боковий гірничий тиск. Що з'являється у цих геологічних умовах.

Щодо критерію неможливості застосування наведеної конструкції, то він пов'язаний зі схемою руйнування породи біля внутрішньої бокової грані підосви стіни від напружень сколювання  $\tau$ , які виникають під впливом бокового гірничого тиску  $p_2$  по деякій поверхні (поверхня сколювання). Якщо ці напруження будуть перевищувати границю міцності породи на сколювання  $R_{СК}$ , можливе видавлювання породи біля підосви стіни та зміщення її у середину тунелю (рис.3.12). Слід звернути увагу і на таке. Вертикальний гірничий тиск, що діє на оправу, концентрується у вигляді нормальних напружень  $\sigma_{\Pi}$  по підосві стіни, ширина якої досить обмежена. Як результат цього може виникнути неприпустиме осідання стін  $\Delta_{\Pi}$ , деформація оправи в цілому і можливе її пошкодження.

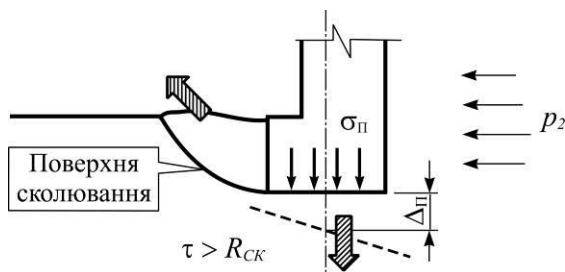


Рис. 3.12. Можлива схема виходу з ладу стін незамкненої оправи у досить міцних породах

**Тип 2. Порода середньої міцності з  $f = 3...4$ .** Досить широку групу порід цього типу (як правило, осадових) складають різноманітні неміцні сланці, щільні мергелі, міцні глинисті сланці, неміцні пісковики і вапняки, м'які конгломерати.

В породах середньої міцності застосовується замкнена оправа, що складається з верхнього *склепіння*, *бокових стін* і

*плоского лотка*, розташованого на підшві виробки (рис.3.13). Внутрішні грані підшов стін мають скоси для заклинювання лотка оправи та унеможливлення його видавлювання усередину тунелю. Лоток оправи виконує роль своєї розпірки і, фіксуючи нижні частини стін оправи, не дозволяє їм зміщуватись у горизонтальному напрямку усередину тунелю. Крім того, включившись у сумісну роботу зі стінами тунельної оправи, він у деякій мірі розвантажує породу під підшвами стін від сконцентрованих там напружень.

Зрозуміло, що такий переріз тунелю має право на існування при умові забезпечення достатньої несучої здатності лотка оправи, який знаходиться під впливом протитиску (або тиску) породи підшви виробки. При виявленні нераціональності підвищення несучої здатності плоского лотка оправи (шляхом його потовщення або додаткового армування) слід переходити до поперечного перерізу тунелю, притаманного більш слабким породам.

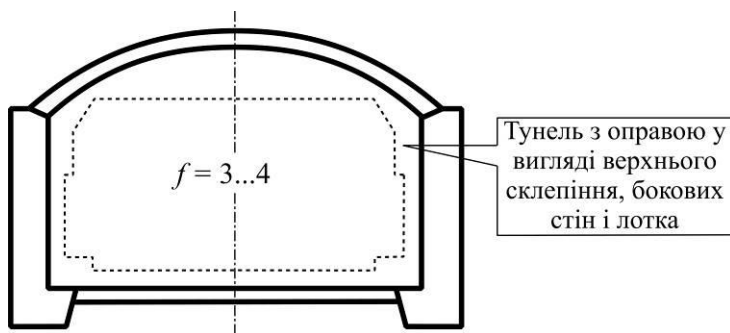


Рис. 3.13. Поперечний переріз тунелю у породах середньої міцності

### **Тип 3. Досить м'які і м'які породи з $f = 0,8...2$ .**

Геологічні умови цього типу характеризуються напластуванням таких осадочних порід, як легкі піщанисті глини, леси, гравій, пластичні глини (спондилові, юрські, апшеронські), зруйновані сланці та пісковики, затверділі не зволожені глини (типу кембрійських чи протерозойських), звичайні мергелі, м'які сланці та вапняки.



У породах цього досить широкого діапазону оправа складається з верхнього склепіння, бокових стін і зворотного склепіння, яким замінюється плоский лоток оправи попереднього типу.

Характерний поперечний переріз тунелю для геологічних умов, що розглядається, показано на рис.3.14.

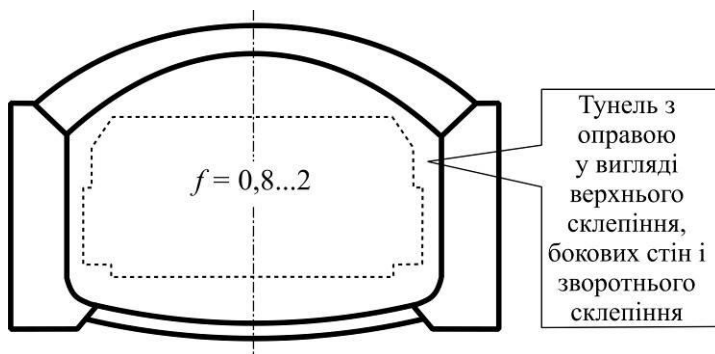


Рис. 3.14. Поперечний переріз тунелю в досить м'яких і м'яких породах

При належному призначенні поперечних перерізів елементів такої оправи (із позицій забезпечення необхідної несучої здатності) вона є придатною практично для будь-яких гірничо-геологічних умов.

**Тип 4. Слабкі породи з  $f < 0,8$** . Ця група складається з всіх пісків, супісків, суглинків, дрібного гравію, обводнених і розріджених глинистих та лесових порід.

У названих геологічних і гідрогеологічних умовах, на оправу діє всебічний тиск і, зрозуміло, що найбільш доцільною формою поперечного перерізу тунелю (із погляду на характер напруженого стану його оправи) є колова форма (рис.3.15). Слід також зауважити, що коловий поперечний переріз тунелю може призначатися з конструктивних або технологічних міркувань і в більш сприятливих геологічних умовах (наприклад, при застосуванні цілком збірної кільцевої оправи тунелю або щитового способу його спорудження).

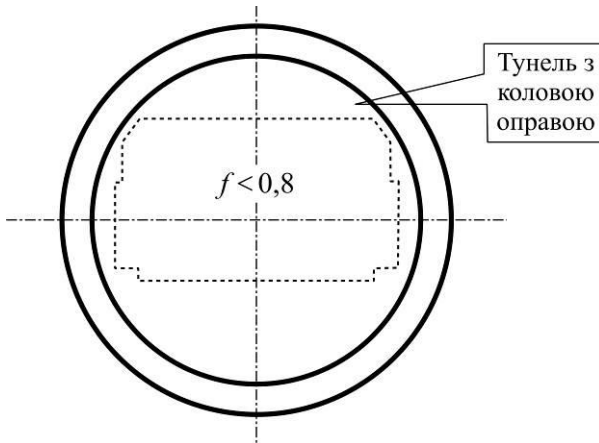


Рис.3.15. Поперечний переріз тунелю у слабких породах

Таким є якісний бік залежності поперечного перерізу тунелю від гірничо-геологічних умов у місці його розташування. Цілком зрозуміло, що по мірі погіршення цих умов, при переході від більш міцних порід до менш міцних не тільки змінюється тип оправи тунелю, але також зростає товщина її наявних конструктивних елементів. Аналогічна тенденція до потовщення оправи існує також і при збільшенні розмірів поперечного перерізу тунелю. Крім того, слід зауважити, що при висвітленні характерних типів поперечних перерізів тунелів і оправ, які їм відповідають, без розгляду залишені деякі питання щодо матеріалів і конструктивних деталей оправ, їх гідроізоляції. Ці питання є, безумовно, суттєво важливими, але вони не стосуються безпосередньо цього розділу.

В автодорожніх тунелях (особливо значної протяжності) застосування найбільш ефективних систем вентиляції вимагає розташування в тунелі магістральних каналів-повітроводів досить значного перерізу. Ці вентиляційні канали (вентканали) можуть бути розміщені вище транспортної зони між внутрішнім контуром склепіння оправи і верхнім обрисом габариту (рис.3.16). Для забезпечення необхідного місця для каналів

інколи виникає потреба збільшити висоту стін або стрілу підйому склепіння. В деяких випадках (при великому об'ємі вентиляції) більш доцільніше розташовувати вентканалы по різні боки транспортної зони. Частіше припливний вентканал розміщується під транспортною зоною, а витяжний над нею. Таке рішення теж досить часто потребує збільшення висоти стін, а інколи і корегування обрису склепіння тунельної оправи.

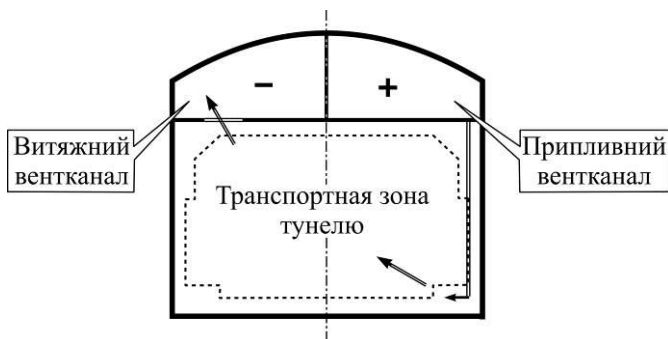


Рис.3.16. Розміщення магістральних вентканалів над транспортною зоною автодорожнього тунелю

Найбільш зручним є розташування вентканалів по обидва боки транспортної зони в тому випадку, коли тунель має коловий поперечний переріз (рис.3.17). При цьому верхній і нижній сегменти внутрішнього колового перерізу тунелю поза габаритом цілком природно використовуються для забезпечення вентиляційних потреб. Однак і тут може виникнути необхідність у збільшенні діаметру тунелю для забезпечення потрібної площі перерізу кожного з вентканалів.

При проектуванні тунелів із важким вентиляційним режимом (тунелі дуже великої протяжності зі складним поздовжнім профілем і значною інтенсивністю руху) з метою запобігання збільшенню розміри поперечного перерізу може бути передбачений окремий допоміжний вентиляційний тунель (венттунель), паралельний основному – транспортному.

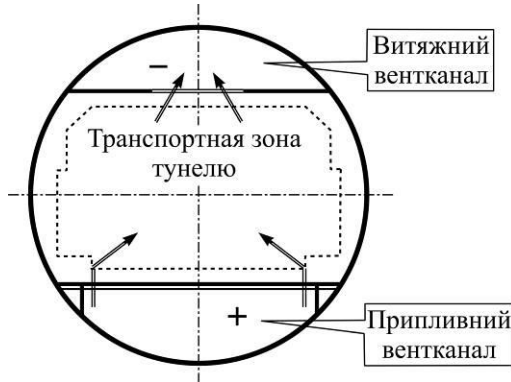


Рис. 3.17. Розміщення магістральних вентканалів нижче і вище транспортної зони автодорожнього тунелю

За межами габариту в тунелі прокладаються електрокабелі та кабелі зв'язку, які обслуговують його експлуатаційні системи. Крім того, в деяких випадках доцільно використовувати простір транспортних тунелів і для прокладання транзитних комунікаційних систем – кабелів і трубопроводів різного призначення. Для цього в тунелі (як правило, у його нижній частині під транспортною зоною) передбачають розміщення комунікаційних колекторів.

*Таким чином, тільки шляхом сумісного урахування усіх вище визначених факторів можна обґрунтовано призначити форму і розміри поперечного перерізу транспортного тунелю, а також принципово вирішити питання відносно раціональної конструкції його оправи.*

### 3.4. Варіанти конструкції тунелю

3.4.1. При проектуванні варіантів оправи тунелю необхідно ознайомитися з існуючими в спеціальній літературі [4; 5; 6; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 16; 17; 20] конструктивними рішеннями тунелів у гірничо-геологічних умовах, подібних (або близьких) заданим.

3.4.2. Вибір матеріалів тунельної оправи. Основним матеріалом для тунельної оправи у скельних породах є монолітний бетон класу міцності С16/20-С32/40. Однак у ряді випадків доцільним може бути застосування збірного залізобетону класу С32/40... С50/60 для оправ колового поперечного перерізу та для склепування оправ підковоподібної форми. Стіни та лоткові елементи підковоподібної форми слід завжди проектувати із монолітного бетону. В обводнених породах дозволяється застосування чавунних тюбінгів (чавун марки СЧ-20). У цьому випадку може бути застосована оправа колової форми із тюбінгових кілець або склепіння із тюбінгів, які спираються на масивні бокові бетонні стіни. В останньому випадку треба передбачити металоізоляцію стін і лоткового елемента оправи.

Для армування елементів збірної залізобетонної оправи застосовують арматурну сталь класу А240С, А400С, А500С й В500.

Елементи збірної оправи із зв'язками, що працюють на розтяг, у стиках (залізобетонні і чавунні тюбінги) з'єднують за допомогою болтів класу 4.6, 4.8, 5.6, 5.8 діаметром 20...48мм. Гайки в усіх випадках застосовують класу 4.6.

3.4.3. Призначення товщини та інших розмірів оправи. Попередню товщину склепіння монолітної бетонної оправи в замковій частині призначають у відповідності з табл.3.7 (див.рис.3.18).

Таблиця 3.7

Товщина склепіння

Параметр	Коефіцієнт міцності породи $f$			
	2	3	4	5
Товщина склепіння оправи в замку $d_0$ , мм	1100	900	750	600

Значення, що наведені в табл.3.7, відповідають бетону класу С25/30; для бетону класу С16/20 їх необхідно збільшити на 15-20%, а для бетону класу С32/40 - на стільки ж зменшити.

Для визначення товщини бетонних елементів оправи необхідно керуватися такими співвідношеннями:

- товщина склепіння  $d_{\text{п}} = (1,1 \dots 1,3)d_0$ ;
- товщина оберненого склепіння (для  $f \leq 2$ )  $d_{\text{ос}} = (0,5 \dots$   
 $\dots 0,6)d_0$ ;
- товщина плоского лотка (для  $f = 3 \dots 4$ )  $d_{\text{ос}} = (0,5 \dots 0,6)d_0$ ;
- товщина стін оправи  $d_c = (0,8 \dots 1,3)d_0$ .

Ширина підосви стін  $d_{\text{ф}}$  становить  $(1,1 \dots 1,3)d_c$ . При цьому, товщина консолі в підосві стіни повинна бути не менше  $1,75(d_{\text{ф}} - d_c)$ .

Товщина елементів збірних колових оправ попередньо може бути визначена з формулами:

- оправи із залізобетонних тюбінгів, см

$$h = 153 \sqrt[3]{\frac{D_6^2}{f}}; \quad (3.21)$$

- оправи із чавунних тюбінгів, см

$$h = 7,53 \sqrt[3]{\frac{D_6^2}{f}}; \quad (3.22)$$

- оправи із залізобетонних блоків з центровими стиками (для  $D_6 = 9 \dots 12$ ), мм

$$h = 150 + \frac{D_6^2}{f}. \quad (3.23)$$

У формулах (3.21)...(3.23)  $D_6$  – внутрішній діаметр оправи, м.

Товщина збірних елементів склепіння оправи, яка спирається на масивні стіни, береться на 25-30% більше, ніж це потрібно для колових оправ у (3.17)...(3.19), при цьому за прогін склепіння у прольоті слід брати величину  $D_6$ .

У будь-якому випадку, товщина монолітної збірної бетонної оправи не може бути менше 200мм, а збірних залізобетонних блоків або тюбінгів – 150мм. Ширину збірних кілець оправи (вдвож тунелю) призначають 500, 750 або

1000мм.

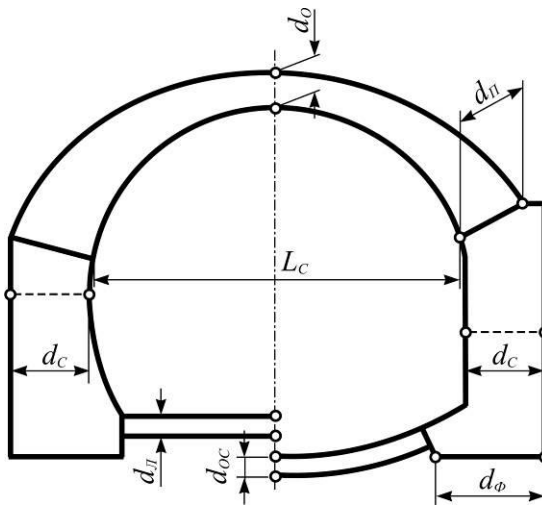


Рис.3.18. Схема для попереднього призначення розмірів характерних перерізів склепінчастих монолітних бетонних оправ транспортних тунелів

### 3.5. Визначення довжини гірського тунелю

Довжина тунелю повністю визначається місцями розташування його порталів. Тобто, мова йде про техніко-економічне обґрунтування вибору місця на трасі тунельного переходу, де закінчується передпортальна виїмка та розпочинається тунель і навпаки. Зрозуміло, що теоретично є можливим розміщення порталів у багатьох місцях на трасі тунельного переходу. Наприклад, починаючи від зовнішньої границі передпортальної виїмки (точка *ППП* – початок тунельного переходу) і закінчуючи якимось перерізом тунелю, що знаходиться у масиві гірських порід поблизу виходу тунелю на земну поверхню (точка *В*). Вибір оптимального місця розташування кожного з двох порталів тунелю та техніко-економічне обґрунтування цього вибору здійснюється шляхом сумісного врахування трьох основних факторів: *економічного*,

геологічного та технологічного.

### 3.6. Ескізні розрахунки варіантів тунельної оправи

3.6.1. Розрахунок оправи, як і будь-якої інженерної конструкції, складається з трьох послідовно виконуваних етапів [11; 18; 19]:

- а) визначення розрахункових навантажень;
- б) обчислення внутрішніх зусиль (згинаючих моментів і поздовжніх сил) у перерізах;
- в) перевірка міцності перерізів.

3.6.2. Розрахункові навантаження визначають у відповідності з [9; 13; 16; 20].

**Рівномірно-розподілене на прогоні оправи нормативне навантаження  $P_1^H$  від вертикального гірничого тиску** визначають залежно від можливості або неможливості утворення над виробкою склепіння обвалення.

$$P_1^H = 9,81\rho \cdot h_1 \cdot K_p, \quad (3.24)$$

де  $\rho$  – густина породи, яка залягає над тунелем, т/м<sup>3</sup>;  $h_1$  – висота склепіння обвалення, м:

$$h_1 = \frac{L}{f}. \quad (3.25)$$

Тут  $L$  – півпрогін обвалення, м;  $f$  – коефіцієнт міцності породи;  $K_p$  – коефіцієнт умов роботи масиву породи.

При цьому

$$L = B + h \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (3.26)$$

де  $B$  і  $h$  – відповідно півпрогін та висота виробки, м;  $\varphi$  –



зведений кут внутрішнього тертя породи. Значення  $\rho, f, \varphi, K_p$  визначають з табл.1.5.

У відповідності з [9; 16; 17] при заляганні тунелю у глинистих породах з припливом підземних вод у виробку нормативне навантаження від вертикального гірничого тиску необхідно збільшувати на 30%.

Для тунелів колового перерізу із зовнішнім радіусом оправи  $R_3$ , залежність (3.26) набуває вигляду, м:

$$L = R_3 + 2R_3 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.27)$$

Утворення склепіння вважається можливим, коли в товщі порід від верху тунелю до земної поверхні можливо розмістити не менше ніж дві висоти склепіння обвалення

$$2h_1 \leq H. \quad (3.28)$$

При невиконанні нерівності (3.28) утворення склепіння неможливе і нормативне навантаження від вертикального гірничого тиску необхідно визначати від повної ваги всієї товщі порід над тунелем  $H$ , кН/м<sup>2</sup>:

$$P_1^H = 9,81 \sum \rho_i \cdot h_i, \quad (3.29)$$

де  $\rho_i$  і  $h_i$  – відповідно густина і товщина кожного із пластів породи, що залягають над тунелем.

У формулі (3.29) підсумовування виконують для всіх пластів породи товщиною  $H$ .

Для пластів у межах водоносних горизонтів у формулі (3.29) треба брати густину породи з урахуванням її залежності у воді:

$$\rho_{взв} = \rho_c - \frac{\rho_o}{1 + \varepsilon}, \quad (3.30)$$

де  $\rho_c$  – густина не обводненої породи, т/м<sup>3</sup>;  $\rho_o$  – густина води (1 т/м<sup>3</sup>);  $\varepsilon$  – коефіцієнт пористості породи (див. табл.1.5).

Розрахункове значення навантаження на оправи від вертикального гірничого тиску знаходять за формулою в кН/м<sup>2</sup>:

$$P_1 = n_1 \cdot P_1^H, \quad (3.31)$$

де  $n_1$  – коефіцієнт надійності за навантаженням, який приймається рівним 1,5 для випадку, коли можливе утворення склепіння обвалення або 1,1 коли неможливе.

***Рівномірно-розподілене за висотою оправи нормативне навантаження  $P_2^H$  від горизонтального (бічного) гірничого тиску***, коли можливе утворення склепіння над тунелем, визначається за формулою, кН/м<sup>2</sup>:

$$P_2^H = 9,81 \cdot \rho \cdot (h_1 \cdot K_p + 0,5h) \cdot tg^2 \cdot \left( 45^0 - \frac{\varphi'}{2} \right). \quad (3.32)$$

Якщо утворення склепіння неможливе, тоді

$$P_2^H = 9,81 \cdot (\sum \rho_i \cdot h_i) \cdot tg^2 \cdot \left( 45^0 - \frac{\varphi'}{2} \right). \quad (3.33)$$

У (3.29) підсумовування виконують для товщі води  $(H+h/2)$  від середини висоти виробки до земної поверхні. Значення  $\varphi'$  у (3.32) і (3.33) повинно відповідати породам, що залягають з боків виробки. При наявності водоносних горизонтів зависність породи у воді враховується у відповідності з формулою (3.30).

Перехід до розрахункового значення навантаження від горизонтального гірничого тиску виконується за формулою, (в кН/м<sup>2</sup>):

$$P_2 = n_2 \cdot P_2^H, \quad (3.34)$$

де  $n_2$  – коефіцієнт надійності за навантаженням, який приймається рівним 1,2 (1,8) для випадку, коли можливе утворення склепіння обвалення, або 0,9 (1,1) коли неможливе. Значення  $n_2$ , які записані в дужках, використовують у тих випадках, коли горизонтальне навантаження погіршує загальний напружений стан оправи. Це можливе тільки при дуже витягнутому поперечному перерізі тунелю у вертикальному напрямі.

3.6.3. Для визначення внутрішніх зусиль при ескізних розрахунках варіантів тунельних оправ використовують прискорені методи. Так, оправу підковоподібного окреслення із склепінням з монолітного бетону або із збірних елементів із зв'язками, що розтягуються у стиках (тюбінгів) розраховують як пологі склепіння на масивних (або умовно масивних) стінах [13; 14; 16]. Якщо склепіння такої оправи зроблене із блоків з центрованими стиками, тоді воно розраховується як багато шарнірне на масивних стінах [13; 16].

Колова оправа з монолітного бетону, чавунних або залізобетонних тюбінгів може бути розрахована як кільце в пружному середовищі за прискореним методом О.Є. Бугасвої [13; 14; 16; 17]. Для визначення внутрішніх зусиль у колових оправах із блоків з центрованими стиками можна користуватися таблицями, наведеними в [12; 16].

Результатами виконання другого етапу розрахунку це – епюри згинальних моментів і поздовжніх сил для кожного варіанту тунельної оправи.

3.6.4. Третім етапом розрахунку є перевірка міцності перерізів тунельної оправи або її елементів. Міцність прямокутного перерізу монолітної бетонної оправи при варіантному проектуванні перевіряють тільки в замку, де діє максимальний згинальний момент у відповідності з [11; 13; 16; 18; 19]. Під час перевірки міцності блоків оправи прямокутного поперечного перерізу спочатку розглядають їх як бетонні і, якщо монолітність бетонного перерізу забезпечується, їх армують конструктивно [11; 12; 20]. При необхідності встановлення розрахункової арматури її підбирають як для

позацентрово-стиснутого залізобетонного перерізу прямокутної форми. Оскільки блоки такої оправи можуть бути розташовані в будь-якій точці контактної контури, вони повинні задовольняти умови міцності від максимального згинального моменту та відповідної поздовжньої сили.

Залізобетонні тубінги повинні задовольняти умови міцності як від максимального (додатного), так і від мінімального (від'ємного) моменту і відповідному кожному з них значенню поздовжньої сили. Міцність поперечного перерізу тубінгу перевіряють за формулами позацентрово-стиснутих таврових перерізів [11; 13; 16; 18; 19].

### 3.7. Вибір рекомендованого варіанта оправи

Порівняння варіантів оправи і вибір рекомендованого виконують разом з керівником проекту, враховуючи обсяг основних робіт на 1м погонний тунелю та технологічні особливості кожного із варіантів.

Відомість обсягів робіт складають за формою, яка наведена в табл.3.8.

Таблиця 3.8

Відомість обсягів робіт

Найменування	Обсяг робіт на 1м тунелю за варіантами		
	1	2	3
Розробка породи, м <sup>3</sup>			
Об'єм збірної залізобетону, м <sup>3</sup>			
Об'єм монолітного бетону, м <sup>3</sup>			
Витрати арматурної сталі, кг			
Витрати чавуну, т			

Перед порівнянням варіантів оправи студенти повинні оформити стислі міркування відносно способів спорудження тунелю кожного із варіантів. Вибраний варіант оправи має характеризуватися мінімальною матеріалоемністю та застосуванням для спорудження тунелю сучасних прогресивних способів ведення робіт.

### 3.8. Конструювання і розрахунки оправи рекомендованого варіанту

3.8.1. При розрахунках варіанту тунельної оправи можна використовувати значення розрахункових навантажень, визначених при варіантному проектуванні.

Внутрішні зусилля (згинальні моменти та поздовжні сили) обчислюють точними методами. Оправа безперервної жорсткості – монолітна, з чавунних або залізобетонних тубінгів розраховують за методом Метропроекту [14; 16]. Оправи колового поперечного перерізу розраховують за методом Метропроекту [16; 20; 26; 27]. Оправи з блоків із центрованими стиками слід розглядати в розрахунках як систему елементів на пружній основі [12].

У результаті виконання перших двох етапів розрахунку будують епюри згинальних моментів і поздовжніх сил.

У перерізах оправи, де діють максимальні додатні та від'ємні згинальні моменти, виконують перевірки на міцність. Крім того, перевіряють міцність тубінгових болтів і циліндричних стиків оправи [13].

3.8.2. Оправу або її елементи конструюють у відповідності з [9; 11; 16; 17]. Для залізобетонних елементів крім поздовжньої робочої підбирають поперечну і монтажну арматуру, розподільні сітки біля стиків тощо, складають специфікацію арматури на один конструктивний елемент і кільце в цілому. Захисні шари бетону повинні відповідати положенням норм [9; 11; 18; 19].

Марки бетону на морозостійкість і водонепроникність підбирають також згідно з [9] залежно від конструкції оправи, кліматичних і гірничо-геологічних умов спорудження.

3.8.3. Притунельні споруди (камери, портали) конструюють у відповідності з [9; 17; 20].

В автодорожніх тунелях довжиною, більшою за 1000м, через кожні 750м влаштовуються місцеві розшири для розташування *майданчиків аварійної зупинки* транспортних засобів. Мінімальні розміри таких майданчиків: довжина – 50м, а ширина – 2,75м (рис.3.19). При двосторонньому русі

транспортних засобів майданчики повинні бути з обох боків тунелю (рис. 3.20).

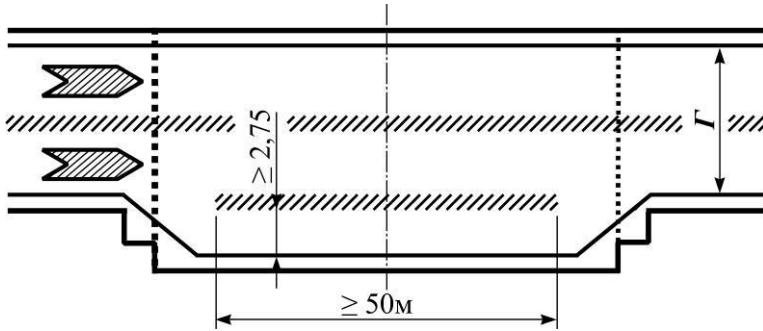


Рис.3.19. Розшир для майданчиків аварійної зупинки в автодорожньому тунелі з одностороннім рухом

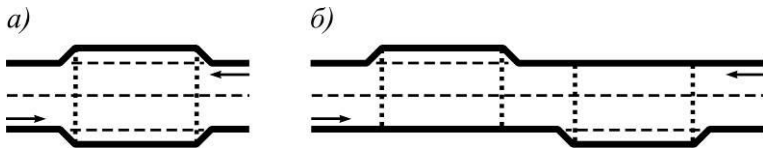


Рис.3.20. Варіанти розташування майданчиків аварійної зупинки у тунелі з двостороннім рухом: *a* – однокамерне; *б* – двокамерне

Автодорожні тунелі обладнуються місцевими розширами у вигляді *камер* і *ніш*. Камери розміщуються з кожного боку транспортної зони не більш ніж через 300м, а ніші між камерами – на максимальній відстані 60м одна від другої (рис. 3.21). Камери і ніші з обох боків тунелю розташовуються в розбіг. Тунелі довжиною від 200 до 400м повинні мати одну камеру в середині тунелю, а при довжини від 400 до 600м – дві камери з обох боків на рівних відстанях між ними та порталами.

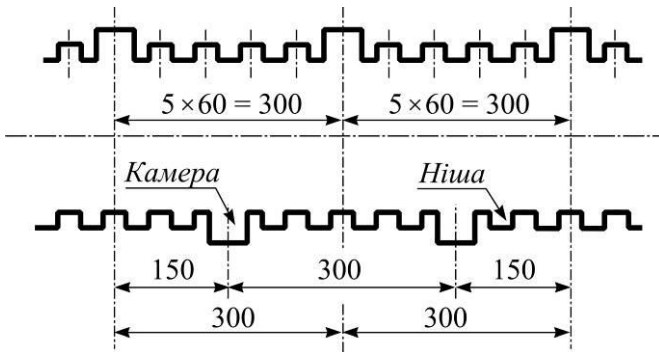


Рис. 3.21. Схема розташування камер і ніш у транспортному тунелі

Камери в автодорожніх тунелях мають мінімальні розміри: ширина – 2000мм, висота – 2500мм (у найвищій точці склепіння камери), глибина – 2000мм (рис.3.22).

Застосування ніш у цих тунелях спрямовано на поліпшення безпеки обслуговуючого тунель персоналу. Мінімальні розміри ніш: ширина – 2000мм, висота – 2500мм, глибина – 500мм (рис. 3.23).

Чиста підлога камер і ніш виконується з ухилом 2...3% у бік проїзної частини та повинна бути розташована [9; 17] на рівні верху службового тротуару чи захисної смуги. Слід зауважити, що з експлуатаційного призначення камери впливає більш вдале, ніж передбачене [9; 16; 17] розташування її чистої підлоги на рівні проїзної частини з розривом у межах камери тротуару службового проходу чи бордюру захисної смуги. Таке розташування низу камер у автодорожніх тунелях досить обґрунтовано передбачалось Нормами проектування транспортних тунелів [9].

Деяких місцевих змін поперечного перерізу протяжних транспортних тунелів (автодорожніх 1500м) вимагає також примикання до них додаткових евакуаційних виходів, штолень або камер безпеки, передбачених Нормами [9; 16; 17].

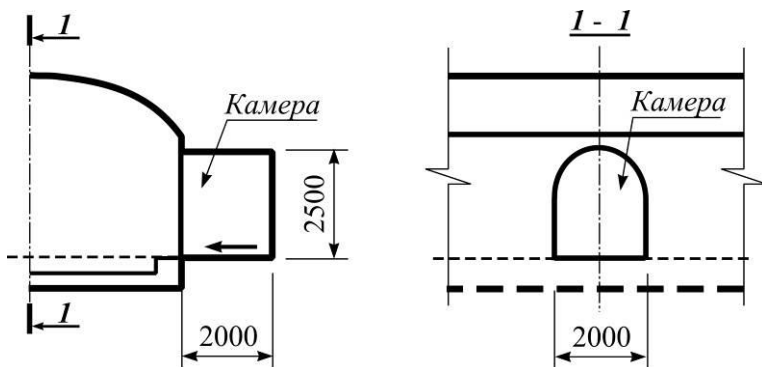


Рис. 3.22. Камера в автодорожньому тунелі

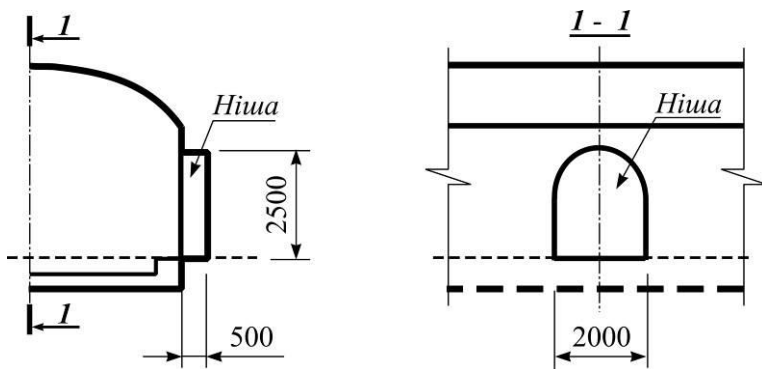


Рис. 3.23. Ніша в автодорожньому тунелі



#### 4. СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ Б А.2.4.-5:2009. Система проектної документації для будівництва. СПДБ. Загальні положення. Введ.21.01.2009.
2. ДСТУ Б А.2.4.-4:2009. СПДБ. Основні вимоги до проектної та робочої документації. Введ.24.01.2009.
3. ДСТУ Б А.2.4.-4: 2009. СПДБ. Введ.24.01.2009.
4. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Підземні транспортні споруди». Київ: КАДІ, 1998, 35 с.
5. Айвазов Ю.М. Вишукування і проектування гірських транспортних тунелів. Ч.1. Київ: НТУ, 2006. 187 с.
6. Айвазов Ю.М. Вишукування і проектування гірських транспортних тунелів. Ч.1. Київ: НТУ, 2008. 227 с.
7. ДСТУ Б А.2.4.-7:2009. СПДБ. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Введ.24.01.2009.
8. ДСТУ Б А.2.4.-2:2009. СПДБ. Умовні графічні зображення та умовні позначки елементів генеральних планів та споруд транспорту. Введ.23.01.2009.
9. ДСТУ Б ГОСТ 24451:2011 Тунелі автодорожні. Габарити наближення будівель і устаткування Введ.30.12.2011.
10. ДБН В.2.3-4:2007. Автомобільні дороги. Київ, 2007.
11. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ, 2009.
12. Айвазов Ю. М. Розрахунок обробок, обтиснутих у породу. Київ : КАДІ, 1978. 108 с.
13. Айвазов Ю. М. Прискорені методи розрахунку тунельних обробок. Київ : КАДІ, 1986. 127 с.
15. Карпюк В.М., Карпюк І.А. Розрахунок обробок тунелів та горизонтальних виробок : монографія. Одеса : ОГАСА, 2016. 147 с.
16. Бабаєв В.М., Бамбура А.М. та інші. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Харків: Золоті сторінки, 2015. 208 с.

17. Проектування залізобетонних конструкцій: довідковий посібник /А. Б. Голишев та ін. ; 2-е вид., перед. и доповн. Київ : Будівельник, 1990. 544 с.

18. Методичні вказівки до виконання курсового проекту для підготовки студентів денної форми навчання освітньо-кваліфікаційного рівня бакалавр за напрямом 6.060101 «Будівництво» з фаховим спрямуванням «Мости і транспортні тунелі». Укл.: к.ф-м.н. Медведєв К.В., асис. Кот Д.В. Київ: НТУ, 2015. 19 с.

## 5. ПРИКЛАД ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ «Тунельне пересічення в карпатських горах»

### З М І С Т

<b>5.1.</b>	<i>Вихідні дані для проектування .....</i>	53
<b>5.1.1.</b>	<i>Район будівництва тунелю .....</i>	53
<b>5.1.2.</b>	<i>Технічні характеристики автомобільної дороги ...</i>	53
<b>5.1.3.</b>	<i>Склад дорожнього руху .....</i>	54
<b>5.1.4.</b>	<i>Гірничо-геологічні умови будівництва тунелю .....</i>	54
<b>5.1.5.</b>	<i>Координати початку та кінця траси тунельного переходу.....</i>	55
<b>5.2.</b>	<i>Розрахунок геометричних параметрів траси тунельного переходу .....</i>	56
<b>5.2.1.</b>	<i>План траси тунельного переходу .....</i>	56
<b>5.2.2.</b>	<i>Поздовжній профіль траси тунельного переходу .....</i>	58
<b>5.3.</b>	<i>Вибір окреслення тунельного габариту і варіанта оправи .....</i>	60
<b>5.3.1.</b>	<i>Внутрішнє окреслення поперечного перерізу тунелю .....</i>	60
<b>5.3.2.</b>	<i>Оправа з монолітного бетону. Варіант № 1 .....</i>	63
<b>5.3.3.</b>	<i>Залізобетонна багатошарнірна оправа. Варіант № 2 .....</i>	64
<b>5.4.</b>	<i>Конструкції тунельних оправ .....</i>	64
<b>5.4.1.</b>	<i>Призначення основних розмірів оправи .....</i>	64
<b>5.4.2.</b>	<i>Навантаження, що діє на склепінну частину оправи .....</i>	68
<b>5.4.3.</b>	<i>Розрахунок оправи з монолітного бетону (варіант № 1) .....</i>	69
<b>5.4.4.</b>	<i>Перевірка міцності запроєктованого поперечного перерізу склепіння бетонної оправи .....</i>	75
<b>5.4.5.</b>	<i>Розрахунок оправи у вигляді багатошарнірного склепіння, складеного з залізобетонних блоків (варіант № 2).....</i>	79
<b>5.4.6.</b>	<i>Перевірка міцності поперечного перерізу залізобетонного блоку оправи .....</i>	87

<b>5.5.</b>	<i>Приблизний підрахунок основних об'ємів робіт на 1 погонний метр .....</i>	93
<b>5.5.1.</b>	<i>Таблиця основних об'ємів робіт .....</i>	93
<b>5.5.2.</b>	<i>Характеристика обраного варіанту оправи .....</i>	93
<b>5.5.3.</b>	<i>Основні розміри прийнятого варіанту оправи .....</i>	95
<b>5.6.</b>	<i>Перелік використаної літератури .....</i>	95
	<i>Додатки .....</i>	96

## 5.1. ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

### 5.1.1. Район будівництва тунелю

Тунельний перехід розташований у районі Карпат, який характеризується середньою температурою найхолоднішого місяця  $-10^{\circ}\text{C}$  та відноситься до районів із помірними кліматичними умовами. Глибина промерзання ґрунту 0,8м.

### 5.1.2. Технічні характеристики автомобільної дороги

Тунельний перехід розташований на ділянці автомобільної дороги III технічної категорії. Розрахункова інтенсивність в обох напрямках становить 900 автом./год. Розрахункова швидкість руху 70 км/год.

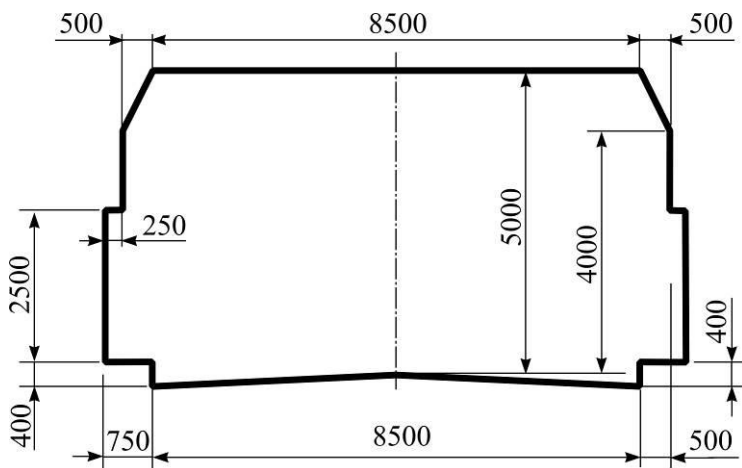


Рис. 5.1. Габарит наближення будівлі

Згідно з Нормами на прямих ділянках автомобільної дороги III категорії застосовується габарит наближення споруд за Стандартом [3;4;6], який зображено на рис. 5.1.

### 5.1.3. Склад дорожнього руху

При наведеній вище розрахунковій інтенсивності якісний склад руху автодорожнього потоку (варіант 1) приведений в табл. 5.1.

Таблиця 5.1

Склад дорожнього руху

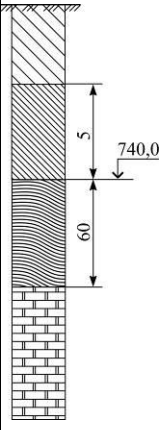
Транспортний засіб з інжекторним двигуном	Кількість	Транспортний засіб з дизельним двигуном	Кількість
Тойота	200	Mercedes	90
ЗАЗ Ланос	150	Scania	90
Шкода Октавія	200	КрАЗ-258	90
«Газель» ГАЗ-3302	150	Ман	90
		Еталон	40
Разом	700	Разом	400

### 5.1.4. Гірничо-геологічні умови будівництва тунелю

Гірничо-геологічні умови розрахункового перерізу туннельного переходу (варіант 3) приведені у табл.5. 2.

Таблиця 5. 2

## Грунтово-геологічні умови

Геологічний розріз	Найменування породи	Характеристики породи				
		Коефіцієнт міцності, $f$	Густина $\rho$ , г/м <sup>3</sup>	Зведений кут внутрішнього тертя $\varphi$ , град	Коефіцієнт пружного тиску породної основи $K_0$ , кН/м <sup>3</sup>	Коефіцієнт умов роботи, $K_p$
1	2	3	4	5	6	7
	Легка піскувата глина	0,8	1,6	40	$8 \cdot 10^4$	1,5
	Глина щільна	1	1,8	60	$10 \cdot 10^4$	2
	Міцний глинистий сланець	4	2,8	70	$50 \cdot 10^4$	1,6
	Доломіт	8	2,5	80	$150 \cdot 10^4$	1

У зоні розташування тунельного переходу водоносні горизонти відсутні.

### 5.1.5. Координати початку та кінця траси тунельного переходу

Тунельний перехід починається з пункту 1 з координатами (655,400; 35,500). Дирекційний кут початкової ділянки траси  $65^{\circ}10'15''$ . Поздовжній ухил проїзної частини в напрямку траси

+10%. Позначка проїзної частини в початковому пункті траси 724,410. Тунельний перехід закінчується в пункті 6 з координатами (1791,690; 1910,000). Дирекційний кут кінцевої ділянки траси  $38^{\circ}50'59''$ . Поздовжній ухил проїзної частини в напрямку траси -45%. Позначка проїзної частини в кінцевому пункті траси 668,620.

## 5.2. РОЗРАХУНОК ГЕОМЕТРИЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ТРАСИ ТУНЕЛЬНОГО ПЕРЕХОДУ

### 5.2.1. План траси тунельного переходу

Геометричні елементи плану траси тунельного переходу (див. рис.3.1) обчислимо при урахуванні вимог [3;4;6] у такому порядку:

а) визначимо приріст координат між кінцевою та початковою точками траси, скориставшись для цього такими формулами:

$$\Delta X = X_K - X_{II} = 1791,69 - 655,4 = 1136,29 \text{ м};$$

$$\Delta Y = Y_K - Y_{II} = 1910,00 - 35,50 = 1874,5 \text{ м},$$

де  $X_K$ ,  $X_{II}$ ,  $Y_K$ ,  $Y_{II}$  – координати відповідно кінцевої та початкової точок траси тунельного переходу із табл.1.3 (номера точок 1 і 6 відповідно);

б) обчислимо приріст координат вершини кута ( $BK$ ) відносно початку ( $\Delta X_{II}$ ,  $\Delta Y_{II}$ ) і кінця ( $\Delta X_K$ ,  $\Delta Y_K$ ) траси:

$$\Delta X_{II} = \frac{\Delta Y - \Delta X \operatorname{tg} \mathcal{D}_K}{\operatorname{tg} \mathcal{D}_{II} - \operatorname{tg} \mathcal{D}_K} =$$



$$= \frac{1874,5 - 1136,29 \cdot \operatorname{tg}(38^\circ 50' 59'')}{\operatorname{tg}(65^\circ 10' 15'') - \operatorname{tg}(38^\circ 50' 59'')} = 707,50 \text{ м};$$

$$\Delta Y_{II} = \Delta X_{II} \operatorname{tg} \beta_{II} = 707,5 \cdot \operatorname{tg}(65^\circ 10' 15'') = 1529,13 \text{ м};$$

$$\Delta X_K = -\frac{\Delta Y - \Delta X \operatorname{tg} \beta_{II}}{\operatorname{tg} \beta_{II} - \operatorname{tg} \beta_K} =$$

$$= \frac{1874,5 - 1136,29 \cdot \operatorname{tg}(65^\circ 10' 15'')}{\operatorname{tg}(65^\circ 10' 15'') - \operatorname{tg}(38^\circ 50' 59'')} = 428,79 \text{ м};$$

$$\Delta Y_K = \Delta X_K \operatorname{tg} \beta_K = 428,79 \cdot \operatorname{tg}(38^\circ 50' 59'') = 345,37 \text{ м};$$

в) перевіримо виконані розрахунки:

$$X_{II} + X_K = \Delta X; \quad 707,50 + 428,79 = 1136,29 \text{ м};$$

$$Y_{II} + Y_K = \Delta Y; \quad 1529,13 + 345,37 = 1874,5 \text{ м};$$

г) обчислимо координати вершин кута:

$$X_{BK} = X_{II} + \Delta X_{II} = 655,4 + 707,5 = 1362,9 \text{ м};$$

$$Y_{BK} = Y_{II} + \Delta Y_{II} = 35,50 + 1529,13 = 1564,63 \text{ м};$$

д) виконаємо перевірку розрахунків:

$$X_{BK} = X_K - \Delta X_K = 1791,69 - 428,79 = 1362,9 \text{ м};$$

$$Y_{BK} = Y_K - \Delta Y_K = 1910,00 - 345,37 = 1564,63 \text{ м};$$

е) знаходимо кут повороту траси:

$$\theta = \Delta_K + \Delta_{II} = 38^{\circ} 50' 59'' - 65^{\circ} 10' 15'' = -26^{\circ} 19' 16''.$$

Від'ємне значення відповідає повороту траси ліворуч.  
 є) визначимо довжини ліній:

$$L_{II} = \sqrt{\Delta X_{II}^2 + \Delta Y_{II}^2} = \sqrt{707,5^2 + 1529,13^2} = 1684,87 \text{ м};$$

$$L_K = \Delta X_K^2 + \Delta Y_K^2 = \sqrt{428,79^2 + 345,37^2} = 550,58 \text{ м};$$

Довжина тунелю в плані

$$L = L_{II} + L_K = 1684,87 + 550,58 = 2235,45 \text{ м};$$

ж) визначимо елементи колової кривої дороги III категорії з радіусом  $R = 2050 \text{ м}$  (тангенс, крива, домір відповідно) та обчислюємо пікетажне положення  $BK$  (вершина кута), початок ( $ПК$ ) і кінець ( $КК$ ) колової кривої:

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} = 2050 \cdot \operatorname{tg} \frac{26^{\circ} 19' 16''}{2} = 479,335 \text{ м};$$

$$K = R \cdot \theta^{рад} = 2050 \frac{\pi \cdot 26^{\circ} 19' 16''}{180^{\circ}} = 941,750 \text{ м};$$

$$D = 2T - K = 2 \cdot 479,335 - 941,750 = 16,92 \text{ м};$$

$$B = \left( \sec \frac{\theta}{2} - 1 \right) \cdot R = \left( \sec \frac{26^{\circ} 19' 16''}{2} - 1 \right) \cdot 2050 = 55,293 \text{ м}.$$

### 5.2.2. Поздовжній профіль траси тунельного переходу

Поздовжній профіль траси тунельного переходу (рис.5.2) прийнятий двосхилий, ухил на початковій точці траси +10‰, ухил на кінцевій точці траси -45‰.

Виходячи з експлуатаційних і технологічних умов приймаємо поздовжній профіль з однією точкою перелому умовно по середині тунелю та продовженням ухилу тунелю, що взятий на підходах. У цьому випадку довжину відрізків траси (горизонтальне положення) від її початку до точки перелому ( $L'_{\Pi}$ ) і від точки перелому до кінця ( $L'_K$ ) визначаємо за формулами:

$$L'_{\Pi} = \frac{\Delta H - L_T \cdot i_K}{i_{\Pi} - i_K};$$

$$L_T = L_{\Pi} - L_K - D;$$

$$L'_K = L_T - L'_{\Pi},$$

де  $\Delta H = H_K - H_{\Pi}$  – різниця проектних позначок проїзної частини у кінцевій та початковій точках траси тунельного переходу (береться з топографічної карти або табл.1.3);  $L_T$  – довжина тунельного переходу (береться з топографічної карти або попереднього перерізу);  $i_{\Pi}$ ,  $i_K$  – поздовжні ухили траси відповідно у початковій та кінцевій точках.

Тоді

$$\Delta H = 724,410 - 668,62 = 55,79 \text{ м};$$

$$L'_{\Pi} = \frac{55,79 - 2218,535 \cdot (-0,045)}{0,01 - 0,045} = 659,03 \text{ м};$$

$$L'_K = 2218,35 - 659,03 = 1559,32 \text{ м}.$$

Довжина поздовжнього профілю тунелю

$$L_T = L'_{\Pi} + L'_K = 659,03 + 1559,32 = 2218,35 \text{ м}.$$

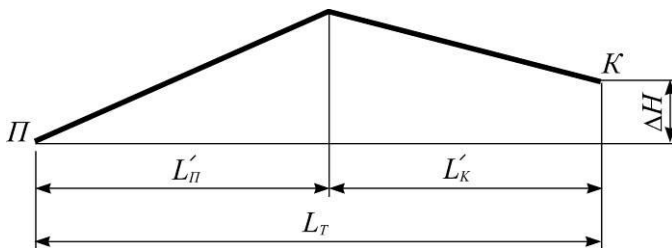


Рис. 5.2. Поздовжній профіль траси тунельного переходу

### 5.3. ВИБІР ОКРЕСЛЕННЯ ТУНЕЛЬНОГО ГАБАРИТУ І ВАРІАНТА ОПРАВИ

Внутрішнє окреслення тунельної оправи слід визначати виходячи із необхідного габариту наближення споруд, що пов'язано з розміщенням внутрішнього тунельного експлуатаційного обладнання, вентиляційних каналів і саме головне з урахуванням гірничо-геологічних умов (див. рис.1.1 і табл.1.5).

#### 5.3.1. Внутрішнє окреслення поперечного перерізу тунелю

Визначене внутрішнє поперечне окреслення тунелю не враховує необхідності розміщення припливного та витяжного каналів поперечної вентиляції.

Необхідну площу поперечного перерізу кожного вентканала визначаємо в такий спосіб:

а) Обчислюємо погодинні витрати палива автомобіля кожної марки на нульовому поздовжньому ухилі та на висоті 0...700м над рівнем моря, кг/год:

$$G_{Ti} = \frac{q_{Ti} \cdot \rho_T \cdot V_a}{100},$$

де  $q_{Ti}$  – питомі витрати палива автомобіля певної марки при

розрахунковій швидкості  $V_a = 70$  км/год;  $\rho_T$  – густина палива, прийнята 0,74 кг/л для бензину і 0,81 кг/л для дизельного пального:

$$\text{Тойота:} \quad G_T = \frac{6,5 \cdot 0,74 \cdot 70}{100} = 3,367 \text{ кг/год};$$

$$\text{ЗАЗ Ланос:} \quad G_T = \frac{7 \cdot 0,74 \cdot 70}{100} = 3,626 \text{ кг/год};$$

$$\text{Шкода Октавіа:} \quad G_T = \frac{8 \cdot 0,74 \cdot 70}{100} = 4,144 \text{ кг/год};$$

$$\text{Газель ГАЗ-3302:} \quad G_T = \frac{32 \cdot 0,74 \cdot 70}{100} = 16,576 \text{ кг/год};$$

$$\text{Еталон:} \quad G_T = \frac{35 \cdot 0,81 \cdot 70}{100} = 19,845 \text{ кг/год};$$

$$\text{Scania:} \quad G_T = \frac{29 \cdot 0,81 \cdot 70}{100} = 16,443 \text{ кг/год};$$

$$\text{Mercedes:} \quad G_T = \frac{42,5 \cdot 0,81 \cdot 70}{100} = 24,0975 \text{ кг/год};$$

$$\text{КрАЗ-258:} \quad G_T = \frac{52 \cdot 0,81 \cdot 70}{100} = 29,484 \text{ кг/год};$$

$$\text{Man:} \quad G_T = \frac{36 \cdot 0,81 \cdot 70}{100} = 20,412 \text{ кг/год};$$

б) Визначаємо витрати палива одним «осередненим» транспортним засобом, кг/год:

$$G_{Tcp}^K = \sum_{i=1}^5 G_{Ti} m_i^K, \quad G_{Tcp}^D = \sum_{i=1}^4 G_{Ti} m_i^D.$$

Після підрахунку маємо такі витрати палива від «осередненого» транспортного засобу

$$G_{Tcp}^K = 9,513 \text{ кг/год}, \quad G_{Tcp}^D = 22,609 \text{ кг/год};$$

в) Визначаємо кількість оксиду вуглецю  $CO$ , що виділяє «осереднений» транспортний засіб з інжекторним і дизельним двигуном на висоті 700м над рівнем моря, мг/с:

$$\text{нормативні дані} \quad q_0^K = 0,120 \cdot G_{O_{н\delta}}^E, \quad q_0^D = 0,085 \cdot G_{Tcp}^D.$$

Для «осередненого» транспортного засобу викиди  $CO$  складають:

$$q_0^K = 0,120 \cdot 9,513 = 1,142 \text{ кг/год},$$

$$q_0^D = 0,085 \cdot 22,609 = 1,9218 \text{ кг/год};$$

г) На ділянках зі сталим ухилом визначаємо необхідну витрату повітря з умови зниження вмісту  $CO$  до допустимої норми ( $m^3/c$ ), скориставшись формулою

$$Q_{CO}^j = \frac{I_a \cdot L_j}{\Delta \cdot V_a} \left( A_K q_0^K (c_K^n + c_K^c) + A_D q_0^D (c_D^n + c_D^c) \right).$$

Тоді

$$Q_{CO}^{0,02} = \frac{900 \cdot 0,5341}{1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 70} \cdot (0,6 \cdot 1,142 \cdot (0,9 + 1) + 0,4 \cdot 1,9218 \times$$

$$\times (1,5 + 2,75)) = 20,917 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$Q_{CO}^{-0,02} = \frac{900 \cdot 1,3495}{1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 70} \cdot (0,6 \cdot 1,142 \cdot (0,7 + 1,2) + 0,4 \cdot 1,9218 \times \\ \times (0,9 + 4,5)) = 135,099 \text{ м}^3/\text{с};$$

д) Сумарну необхідну витрату повітря для вентиляції тунелю знаходимо з виразу:

$$Q_{CO} = Q_{CO}^{0,02} + Q_{CO}^{-0,02},$$

$$Q_{CO} = 20,917 + 135,099 = 156,016 \text{ м}^3/\text{с};$$

е) Необхідну площу поперечного перерізу кожного вентканалу при допустимій швидкості руху повітря 15м/с розрахуємо з формули:

$$F = \frac{1}{15} Q_{CO}.$$

Після чого необхідна площа поперечного перерізу вентиляційного каналу становить

$$F = \frac{1}{15} \cdot 156,016 = 10,40 \text{ м}^2.$$

### 5.3.2. Оправа з монолітного бетону. Варіант № 1

Склепіння, стіни і лоток проектується з бетону класу С25/30. В проекті прийнято: товщина склепіння оправи в замку – 800мм, товщина склепіння в п'яті – 1100мм, товщину стін – 1400мм, товщину плоского лотка – 400мм, ширину підшви стін – 1650мм.

### 5.3.3. Залізобетонна багат шарнірна оправа. Варіант № 2

Бокові стіни та лоток пропонується виготовити з монолітного залізобетону, а верхнє склепіння змонтувати з залізобетонних тюбінгів. Клас бетону тюбінгів С32/40, клас арматури А240С. В поперечному перерізі тюбінги мають такі розміри: 1000×500мм. Склепіння складається з 6 нормальних, 2 суміжних та ключового тюбінгів.

## 5.4. КОНСТРУКЦІЯ ТУНЕЛЬНИХ ОПРАВ

Конструкція тунельної оправи згідно з [3; 6;7;8] приведена на рис.5.3.

Збір навантажень:

Коефіцієнт міцності  $f = 4$ , для міцного глинистого сланцю.

Густина  $\rho = 2,8 \text{ т/м}^3$  ;

Зведений кут внутрішнього тертя  $\varphi = 70^\circ$  ;

Коефіцієнт пружного тиску породної основи –  $K_o = 50 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^3$  ;

Коефіцієнт умов роботи  $K_p = 1,6$  .

### 5.4.1. Призначення основних розмірів оправи

Прийнято бетон класу С25/30.

Товщина оправи в замку  $h_3 = 0,8\text{м}$  .

Товщина оправи в п'яті  $h_{\Pi} = 1,1\text{м}$  .

Напівпроліт склепіння в світу  $B' = 5,1\text{м}$  .

Радіус внутрішнього окреслення оправи  $R_{BH} = 5,43\text{м}$  .

Кут нахилу до вертикалі перерізу в п'яті оправи  $\varphi_n = 70^\circ$  .

Товщина стіни  $b'_{CT} = 1,4\text{м}$  .

Ширина підшви стіни  $b_{CT} = 1,65\text{м}$  .

Висота стіни по внутрішньому окресленню оправи  $h''_{CT} = 8,275\text{м}$  .



Стрілу підйому внутрішнього окреслення оправи знайдемо з формули

$$f' = R_{BH} \cdot (1 - \cos \varphi_n) = 5,43 \cdot (1 - \cos 70^\circ) = 3,57 \text{ м}.$$

Проекції висоти оправи в п'яті відповідно горизонтальна та вертикальна:

$$x_n = h_{II} \cdot \sin \varphi_n = 1,1 \cdot \sin 70^\circ = 1,034 \text{ м};$$

$$y_n = h_{II} \cdot \cos \varphi_n = 1,1 \cdot \cos 70^\circ = 0,376 \text{ м}.$$

Розрахунковий напівпроліт оправи:

$$L_o = B' + \frac{x_n}{2} = 5,1 + \frac{1,034}{2} = 5,617 \text{ м}.$$

Радіус окреслення осі оправи:

$$R_o = \frac{L_o}{\sin \varphi_n} = \frac{5,617}{\sin 70^\circ} = 5,977 \text{ м}.$$

Розрахункова стріла підйому осі оправи:

$$f_o = R_o \cdot (1 - \cos \varphi_n) = 5,977 \cdot (1 - \cos 70^\circ) = 3,933 \text{ м}.$$

Повна висота стіни оправи:

$$h_{CT} = h''_{CT} + y_n = 8,275 + 0,376 = 8,651 \text{ м}.$$

Висота стіни від підшви до центра ваги перерізу оправи в п'яті:

$$h'_{CT} = h''_{CT} + \frac{y_n}{2} = 8,275 + \frac{0,376}{2} = 8,463 \text{ м}.$$

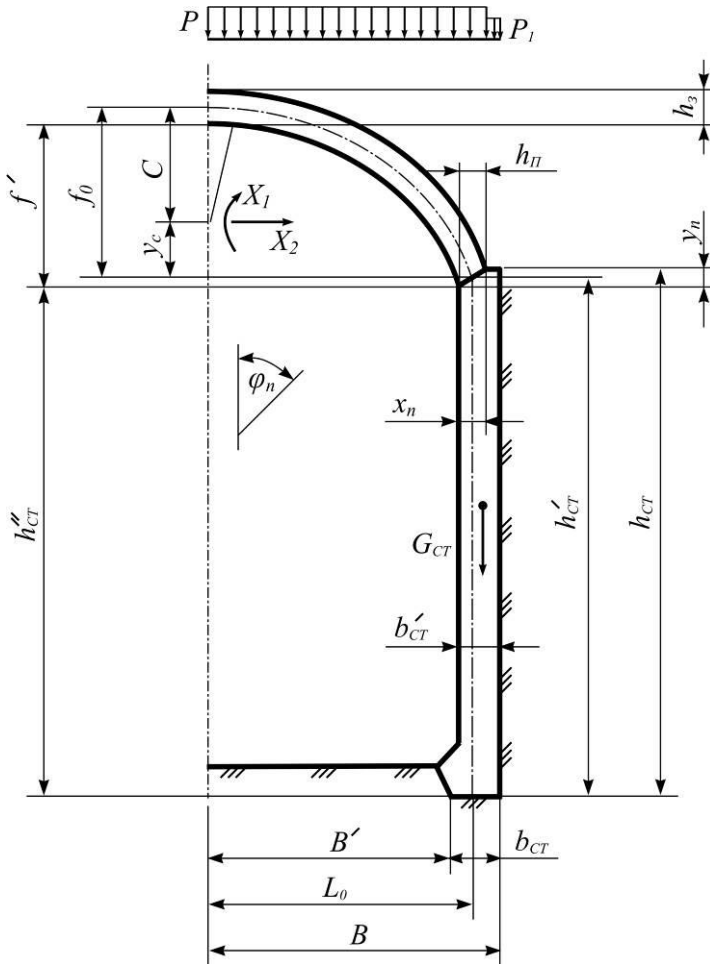


Рис. 5.3. Конструкція оправи

Напівпроліт виробітки:

$$B = B' + b'_{CT} = 5,1 + 1,4 = 6,5 \text{ м.}$$

Висота виробітки:

$$h = h_{CT}'' + f' + h_3 = 8,275 + 3,57 + 0,8 = 12,645 \text{ м.}$$

Згинальна жорсткість перерізу оправи в замку:

$$B_H = E_b \cdot \frac{1 \cdot h_3^3}{12} = 32,5 \cdot 10^3 \cdot \frac{1 \cdot (0,8)^3}{12} = 13,87 \cdot 10^5 \text{ кН/м}^2.$$

Для визначення згинаючих моментів та поздовжніх сил в перерізах оправи останню розглядають як пологу арку одиничної довжини з площини рисунка (рис.5.3) [6;7;8], що спирається п'ятами на масивні стіни.

Розміщення пологого центру (замка арки) визначаємо за формулами (див. рис.6.3.):

$$\beta_0' = \frac{3}{1 - \cos \varphi_n} \left( 1 - \frac{\sin \varphi_n}{\varphi_n} \right) = \frac{3}{1 - \cos 70^\circ} \left( 1 - \frac{\sin 70^\circ}{1,222} \right) = 1,053 \text{ м};$$

$$\beta_0'' = \frac{\sin \varphi_n}{4 \cdot (1 - \cos \varphi_n)} \left( \frac{h_3}{R_0} \right)^2 = \frac{\sin 70^\circ}{4 \cdot (1 - \cos 70^\circ)} \left( \frac{0,8}{5,977} \right)^2 = 0,012 \text{ м};$$

$$c = \frac{f_0}{3} \cdot (\beta_0' + \beta_0'') = \frac{3,933}{3} \cdot (1,053 + 0,012) = 1,396 \text{ м};$$

$$y_c = f_0 - c = 3,933 - 1,396 = 1,994 \text{ м};$$

$$y_c + h_{CT} = 1,994 + 8,651 = 11,188 \text{ м};$$

$$y_c + h'_{CT} = 1,994 + 8,463 = 11,00 \text{ м}.$$

#### 5.4.2. Навантаження, що діє на склепінну частину оправи

Навантаження від вертикального гірського тиску на оправу за [3;7;8] знаходимо залежно від можливості утворення над виробкою склепіння обвалення:

$$L = B + h \cdot \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 6,5 + 12,645 \cdot \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{70}{2} \right) = 8,73 \text{ м.}$$

Висота склепіння обвалення:

$$h_1 = \frac{L}{f} = \frac{8,73}{2} = 2,182 \text{ м.}$$

Що є підтвердженням виникнення склепінньоутворення.

Нормативне навантаження від вертикального гірського тиску  $K_p = 1,6$ :

$$P_1^H = \rho \cdot h_1 \cdot K_p = 28 \cdot 2,182 \cdot 1,6 = 85,551 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове навантаження від вертикального гірського тиску при коефіцієнті перенавантаження  $n_1 = 1,5$ :

$$P_1 = 1,5 \cdot P_1^H = 1,5 \cdot 85,551 = 128,326 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове рівномірно розподілене по прогону оправи навантаження від власної ваги склепіння при коефіцієнті перенавантаження  $n_4 = 1,5$ :

$$P_4 = n_4 \cdot 0,5 \cdot \left( h_3 + \frac{h_n}{\cos \varphi_n} \right) \cdot \rho_b =$$

$$= 1,5 \cdot 0,5 \cdot \left( 0,8 + \frac{1,1}{\cos 70^\circ} \right) \cdot 22 = 53,014 \text{кН/м}^2 .$$

Сумарне розрахункове навантаження від вертикального гірського тиску та від власної ваги оправи:

$$P = P_1 + P_4 = 128,326 + 53,014 = 181,340 \text{кН/м}^2 .$$

Розрахункова власна вага стіни на 1 погонний метр довжини тунелю при коефіцієнті перенавантаження  $n_4 = 1,2$ :

$$G_{CT} = 1,2 \cdot b'_{CT} \cdot h_{CT} \cdot \rho = 1,2 \cdot 1,65 \cdot 8,651 \cdot 22 = 319,749 \text{кН} .$$

### 5.4.3. Розрахунок оправи з монолітного бетону (варіант 1)

Для визначення зусиль в перерізі склепіння оправи, скористаємось методом сил. При урахуванні діючого навантаження система канонічних рівнянь має вигляд:

$$\begin{cases} \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \Delta_{1p} + \beta_1 = 0 ; \\ \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \Delta_{2p} + \beta_2 = 0 . \end{cases}$$

Головні одиничні переміщення:

$$\delta_{11} = \frac{R_0 \cdot \varphi_n}{B_n} = \frac{5,977 \cdot 1,222}{13,87 \cdot 10^5} = 0,53 \cdot 10^{-5} \frac{\text{кН}^{-1}}{\text{м}^{-1}} ;$$

$$\delta_{22} = \frac{R_0^3 \cdot \varphi_n \cdot m_0}{B_n} = \frac{5,977^3 \cdot 1,222 \cdot 0,04}{13,87 \cdot 10^5} = 0,76 \cdot 10^{-5} \frac{\text{кН}^{-1}}{\text{м}^{-1}} ;$$

$$m_0 = m_1 \cdot \left[ 1 + \frac{1}{12} \cdot \left( \frac{h_0}{R_0} \right)^2 \right] - m_2 \cdot \frac{c}{R_0} - m_3 = 0,04;$$

$$m_1 = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + \frac{\sin \varphi_n \cdot \cos \varphi_n}{\varphi_n} \right) = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + \frac{\sin 70^\circ \cdot \cos 70^\circ}{1,222} \right) = 0,632;$$

$$m_2 = 1 - \frac{\sin \varphi_n}{\varphi_n} = 1 - \frac{\sin 70^\circ}{1,222} = 0,231;$$

$$m_3 = \frac{2 \sin \varphi_n}{\varphi_n} - 1 = \frac{2 \sin 70^\circ}{1,222} - 1 = 0,538;$$

$$m_4 = 1 - \frac{\sin \varphi_n \cdot \cos \varphi_n}{\varphi_n} = 1 - \frac{\sin 70^\circ \cos 70^\circ}{1,222} = 0,737;$$

$$\begin{aligned} m_5 &= 3m_4 \cdot \left( 1 - \frac{c}{R_0} \right) - 2 \cdot \frac{\sin^3 \varphi_n}{\varphi_n} = \\ &= 3 \cdot 0,737 \cdot \left( 1 - \frac{1,396}{5,977} \right) - 2 \cdot \frac{\sin^3 70^\circ}{1,222} = 0,336; \end{aligned}$$

Вантажні переміщення:

$$\begin{aligned} \Delta_{1p} &= -\frac{P_1 \cdot R_0^3}{4} \cdot \frac{\varphi_n \cdot m_4}{B_H} = \\ &= -\frac{128,326 \cdot (5,977)^3}{4} \cdot \frac{1,222 \cdot 0,737}{13,87 \cdot 10^5} = -444,8 \cdot 10^{-5} \text{ і}; \end{aligned}$$

$$\Delta_{2p} = -\frac{P_1 \cdot R_0^4}{12} \cdot \frac{\varphi_n \cdot m_5}{B_n} =$$

$$= -\frac{128,326 \cdot (5,977)^4}{12} \cdot \frac{1,222 \cdot 0,336}{13,87 \cdot 10^5} = -77,33 \cdot 10^{-5} \text{ м.}$$

Члени  $\beta_1$  і  $\beta_2$ :

$$\beta_1 = \frac{12}{k_0 \cdot (4h_{CT}^3 + 3h_{CT}^3 \cdot b_{CT} \cdot \mu_1 + b_{CT}^3 \cdot n^1)} =$$

$$= \frac{12}{50 \cdot 10^4 \cdot (4 \cdot 8,651^3 + 3 \cdot 8,651^3 \cdot 1,65 \cdot 0,4 + 1,65^3 \cdot 1)} =$$

$$= 0,87 \cdot 10^{-8} \text{ кН}^{-1} \cdot \text{м}^{-1};$$

$$\beta_2 = \beta_1 \cdot (y_c + h'_{CT}) = 0,87 \cdot 10^{-8} \cdot (2,537 + 8,463) =$$

$$= 9,62 \cdot 10^{-8} \text{ кН}^{-1} \cdot \text{м}^{-1}.$$

Момент в п'яті склепіння від зовнішнього навантаження  $P$

$$M_n = -P \frac{L_0^2}{2} = 181,340 \cdot \frac{(5,617)^2}{2} = -2024,264 \text{ кНм} .$$

Момент від вертикальної реакції в п'яті склепіння  $P_n$  відносно середини підшви стіни (точка  $C'$ )

$$M_{Pn} = -P \cdot L_0 \cdot \left( b'_{CT} - \frac{X_n + b_{CT}}{2} \right) =$$

$$= -181,340 \cdot 5,617 \cdot \left( 1,4 - \frac{1,034 + 1,65}{2} \right) = -59,248 \text{ кНм} .$$

Момент від рівнодіючого навантаження  $P_I$  на верхній

полиці стіни оправи відносно середини її підшви

$$\begin{aligned} M'_P &= P_1 \cdot (b'_{CT} - X_n) \cdot \frac{b_{CT} - b'_{CT} + X_n}{2} = \\ &= 85,551 \cdot (1,4 - 1,034) \cdot \left( \frac{1,65 - 1,4 + 1,034}{2} \right) = 30,173 \text{ кНм} . \end{aligned}$$

Момент від рівнодіючої власної ваги  $G_{CT}$  стіни оправи відносно середини її підшви

$$M_G = G_{CT} \cdot \frac{b_{CT} - b'_{CT}}{2} = 319,749 \cdot \frac{1,65 - 1,4}{2} = 39,969 \text{ кНм} .$$

Сумарний момент  $M'_C$  від усіх вказаних факторів відносно середини підшви стіни

$$\begin{aligned} M'_C &= M_{Pn} + M'_P + M_G = \\ &= -59,248 + 30,173 + 39,969 = 10,893 \text{ кНм} . \end{aligned}$$

При  $H_n = 0$

$$\begin{aligned} \beta_P &= \beta_1 + (M_n + M'_C) = \\ &= 0,87 \cdot 10^{-8} \cdot (-2024,264 + 10,893) = -1,76 \cdot 10^{-5} . \end{aligned}$$

Обчислимо коефіцієнти  $A_1, B_1, A_2, B_2, C_1, D_1$  перемножені на  $10^{10}$ :

$$\begin{aligned} A_1 &= [A_{2P} + (y_c + h_{CT}) \cdot \beta_P] \cdot \beta_2 = \\ &= \left[ -77,33 \cdot 10^{-5} + (11,00 + 8,65) \cdot 0,87 \cdot 10^{-8} \right] \cdot 9,62 \cdot 10^{-8} = -4,08 \text{ м/кН} . \end{aligned}$$



Інші коефіцієнти обчислюються аналогічно до  $A_1$  і тут їх підрахунок не приведено.

$$B_1 = [A_{1P} + \beta_P] \cdot [\delta_{22} + (y_c + h_{CT}) \cdot \beta_2] = -386,5 \frac{1}{\text{кНм}} ;$$

$$A_2 = (A_{1P} + \beta_P) \cdot (y_c + h_{CT}) \cdot \beta_1 = -4,37 \text{ кН}^{-1} ;$$

$$B_2 = [A_{2P} + (y_c + h_{CT}) \cdot \beta_P] \cdot (\delta_{11} + \beta_1) = -223,7 \text{ кН}^{-1} ;$$

$$C_1 = [\delta_{22} + (y_c + h_{CT}) \cdot \beta_2] \cdot (\delta_{11} + \beta_1) = 0,46 \text{ кН}^2 ;$$

$$D_1 = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (y_c + h_{CT}) = 9,43 \frac{1}{\text{кН}} .$$

Обчислимо невідомі методу сил зі скороченням величин на  $10^{10}$ :

$$X_1 = \frac{A_1 - B_1}{C_1 - D_1} = \frac{-4,08 + 386,5}{0,46 - 9,43 \cdot 10^{-5}} = 837,86 \text{ кН} ;$$

$$X_2 = \frac{A_2 - B_2}{C_1 - D_1} = \frac{-4,37 + 223,7}{0,46 - 9,43 \cdot 10^{-5}} = 480,54 \text{ кН} .$$

Згинаючи моменти і поздовжні сили в перерізах склепіння:

- в замку:

$$M = X_1 - X_2 \cdot C = 837,86 - 480,54 \cdot 1,396 = 167,15 \text{ кНм} ;$$

$$N = X_2 = 480,54 \text{ кН} ;$$

- в четвертях дуги:

$$\begin{aligned}
 M &= -P_1 \frac{R_o^2}{2} \sin^2 \frac{\varphi_n}{2} + X_1 + X_2 \cdot \left( R_o \left( 1 - \cos \frac{\varphi_n}{2} \right) - C \right) = \\
 &= -128,326 \frac{5,977^2}{2} \sin^2 \frac{70^\circ}{2} + 837,86 - \\
 &- 480,54 \cdot \left( 5,977 \cdot \left( 1 - \cos \frac{70^\circ}{2} \right) - 1,396 \right) = -379,14 \text{ кНм};
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= P_1 \cdot R_o \cdot \sin^2 \frac{\varphi_n}{2} + X_2 \cdot \cos \frac{\varphi_n}{2} = \\
 &= -128,326 \cdot 5,977 \cdot \sin^2 \frac{70^\circ}{2} + 480,54 \cdot \cos \frac{70^\circ}{2} = 1015,35 \text{ кН};
 \end{aligned}$$

- в п'ятах склепіння:

$$\begin{aligned}
 M &= -P_1 \frac{R_o^2}{2} \sin^2 \varphi_n + X_1 + X_2 \cdot Y_C = -128,326 \cdot \frac{5,977^2}{2} \times \\
 &\times \sin^2 \frac{70^\circ}{2} + 837,86 + 480,54 \cdot 2,537 = -803,45 \text{ кНм};
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= P_1 \cdot R_o \cdot \sin^2 \varphi_n + X_2 \cdot \cos \varphi_n = \\
 &= 128,326 \cdot 5,977 \cdot \sin^2 70^\circ + 480,54 \cdot \cos 70^\circ = 1121,48 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

Приведемо епюри згинаючих моментів і поздовжніх сил (див. рис.5.4).

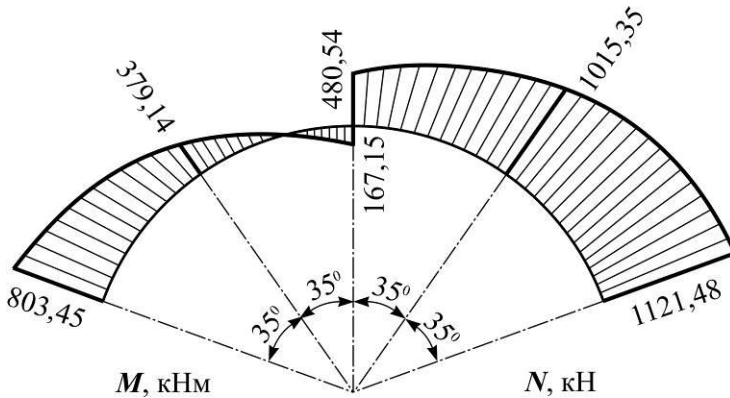


Рис. 5.4. Епюри згинаючих моментів і поздовжніх сил в склепінні монолітної оправи

#### 5.4.4. Перевірка міцності запроєктованого поперечного перерізу склепіння бетонної оправи

В замку склепіння діють такі величини згинаючого моменту і поздовжньої сили:

$$M = 167,15 \text{ кНм}; \quad N = 480,541 \text{ кН}.$$

Скористаємось методиками представленими в [5;7;8;9;10] і встановимо ексцентриситет прикладання поздовжньої сили (див. рис.5.3):

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{167,15}{480,541} = 0,348 \text{ м}.$$

Для перевірки міцності підбраного найменшого перерізу монолітного бетонного склепіння, що знаходиться у його замку, знайдемо такі величини:

- нормальне напруження, що виникають у замку від дії згинаючого моменту та поздовжньої сили, за виразом

$$\sigma_b = \frac{N}{bh} + \left| \frac{6M}{bh^2} \right| = \frac{480,541}{1 \cdot 0,8} + \left| \frac{6 \cdot 167,15}{1 \cdot 0,8^2} \right| = 2,168 \text{ МПа};$$

- вільну довжину склепіння між п'ятами з формули

$$S_o = 2 \cdot \varphi_n \cdot R_o = 2 \cdot 1,222 \cdot 5,977 = 14,605 \text{ м.}$$

Величину мінімального відносного ексцентриситету знайдемо з виразу

$$\delta_{e \min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{S_o}{h} - 0,01 \cdot R_b,$$

де  $R_b$  – розрахунковий опір бетону на стиск; для важкого бетону марки С25/30 –  $R_b = 17,0$  МПа.

Тоді

$$\delta_{e \min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{14,605}{0,8} - 0,01 \cdot 17,0 = 0,147.$$

Обчислимо відносний ексцентриситет  $\delta_e$  і співставимо його з мінімальним

$$\delta_e = \frac{e_o}{h} = \frac{0,348}{0,8} = 0,435 > \delta_{e \min} = 0,147.$$

Як видно, умова ексцентриситетів виконується, тобто дія поздовжньої сили знаходиться в межах поперечного перерізу склепіння в замку і випадковий ексцентриситет можна не враховувати.

Тому знайдемо умовну критичну силу, що являє собою представлення напружено деформованого стану склепіння в замку в граничному стані в залежності від геометричних характеристик, деформативних властивостей бетону, ексцентриситету прикладання поздовжньої сили та тривалості

дії навантаження

$$N_{cr} = \varphi_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E_b \cdot I_b}{\varphi_c \cdot S_o^2} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right),$$

де  $\varphi_b$  – корегуючий коефіцієнт, приймаємо  $\varphi_b = 1,4$ ; коефіцієнт  $\varphi_c$  враховує вплив ексцентриситету поздовжньої сили на прогин елемента в граничному стані, приймаємо  $\varphi_c = 2,0$ . Тоді залишається  $I_b$  – момент інерції поперечного перерізу склепіння в замку. Його знайдемо з формули

$$I_b = \frac{bh^3}{12}.$$

Обчислимо умовну критичну поздовжню силу

$$N_{cr} = \frac{1,4 \cdot 0,14^2 \cdot 32,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,8^3}{2 \cdot (14,605)^2 \cdot 12} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,435} + 0,1 \right) = 13750,0 \text{ кН}.$$

Обчислимо коефіцієнт, що враховує вплив монолітної оправи

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{480,541}{13750,0}} = 1,036.$$

Перевіримо прийнятий поперечний переріз на міцність. У випадку прямокутного поперечного перерізу граничну поздовжню силу знайдемо з формули

$$N_{cr} = \gamma_T \cdot R_b \left( 1 - \frac{2 \cdot e_o \cdot \eta}{h} \right),$$

де  $\gamma_T$  – коефіцієнт, що залежить від геометричних характеристик перерізу ( $\gamma_T = 1,75$ ).

Тоді

$$N_{zp} = 1,75 \cdot 17,0 \left( 1 - \frac{2 \cdot 0,348 \cdot 1,036}{0,8} \right) = 2936,0 \text{ кН} .$$

Як видно, знайдена гранична поздовжня сила є більшою за ту, що діє у замку бетонної оправи і  $N = 480,541 \text{ кН}$ .

Перевіримо на міцність бетон у розтягнутій зоні. Для цього скористаємось формулою для встановлення граничної сили у випадку прямокутного поперечного перерізу

$$N_{zp} = \alpha \cdot \frac{1,75 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h}{\frac{6 \cdot e_o \cdot \eta}{h} - \varphi} ,$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що залежить від виду бетону та для важкого бетону приймається  $\alpha = 1$ ;  $R_{bt}$  – розрахунковий опір бетону (міцність) на розтяг (для бетону класу С25/30  $R_{bt} = 1,2$  МПа);  $\varphi$  – коефіцієнт, що для прямокутного поперечного перерізу приймається рівним 0,8.

Тоді гранична розтягуючи сила

$$N_{zp} = 1,0 \cdot \frac{1,75 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,8}{\frac{6 \cdot 0,348 \cdot 1,036}{0,8} - 0,8} = 986,0 \text{ кН} .$$

З аналізу обчислених граничних сил  $N_{cr}$  при стиску та розтягу бачимо, що міцність вибраного поперечного перерізу оправи у замку забезпечена як у розтягнутій так і стиснутій зоні.

#### 5.4.5. Розрахунок оправи у вигляді багат шарнірного склепіння, складеної з залізобетонних блоків (варіант № 2)

Багат шарнірне склепіння оправи, що складене із збірних блоків з центрованими стиками, спирається на масивні стіни.

Внутрішні зусилля в склепінні визначаються на основі розгляду умов рівноваги окремих елементів оправи (див.рис.5.5).

Геометричні характеристики блоку:

- горизонтальна проекція блоку

$$x_1 = R \cdot \sin \phi_o = 5,43 \cdot 0,574 = 3,115 \text{ м} , \text{ де } R = R_{BH};$$

- вертикальна проекція блоку

$$y_1 = R \cdot (1 - \cos \phi_o) = 5,43 \cdot (1 - 0,819) = 0,982 \text{ м} .$$

**Розрахунок першого блоку** [5; 7; 9;10] (див. рис. 5.5):

Навантаження, що діє на блок

$$q_1 = P_1 + \frac{1,1 \cdot G_{\text{бл}}}{x_1} = 128,33 + \frac{1,1 \cdot 22,52}{3,115} = 136,28 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} ,$$

де  $P_1 = 128,33 \text{ кН/м}^2$  – розрахункове навантаження від вертикального гірського тиску, а  $\phi_o$  – половина центрального кута  $\phi_n$

$$\phi_o = \frac{\phi_n}{2} = \frac{70^\circ}{2} = 35^\circ ;$$

$G_{\text{бл}} = 22,52 \text{ кН/м}$  – власна вага кожного блоку, прийнята для вибраних розмірів блоку та важкого бетону.

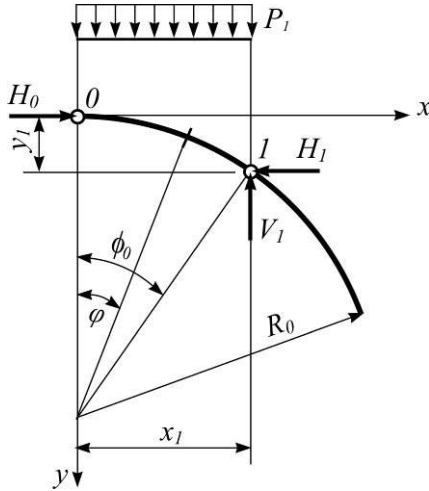


Рис.5.5. Розрахункова схема першого блоку багат шарнірної оправи

Рівняння проєкцій:

$$\begin{aligned} \sum x &= 0; & H_0 - H_1 &= 0; \\ \sum y &= 0; & V_1 - q_1 \cdot x_1 &= 0. \end{aligned}$$

Рівняння моментів відносно точки 1:

$$\sum M_1 = 0; \quad H_0 \cdot y_1 - q_1 \cdot \frac{x_1^2}{2} = 0.$$

З системи рівнянь обчислимо:

$$H_0 = H_1 = q_1 \cdot \frac{x_1^2}{2 \cdot y} = 136,28 \cdot \frac{3,115^2}{2 \cdot 0,982} = 673,3 \text{ кН};$$

$$V_1 = q_1 \cdot x_1 = 136,28 \cdot 3,115 = 424,51 \text{ кН}.$$



Обчислимо максимальний згинальний момент, що діє по середині блоку (0-1)

$$M = H_0 \cdot \frac{y_1}{2} - q_1 \cdot \frac{x_1^2}{2} =$$

$$= 673,3 \cdot \frac{0,982^2}{2} - 136,28 \cdot \frac{3,115^2}{2} = -330,59 \text{ кНм}.$$

**Розрахунок другого блоку** (див. рис. 5.6).

*Горизонтальна та вертикальна проекція блоку:*

$$x_2 = R \cdot (\sin 2\phi_0 - \sin \phi_0) = 5,43 \cdot (0,940 - 0,574) = 1,988 \text{ м};$$

$$y_2 = R \cdot (\cos \phi_0 - \cos 2\phi_0) = 5,43 \cdot (0,819 - 0,342) = 2,59 \text{ м}.$$

Навантаження, що діє на блок

$$q_2 = P_1 + \frac{1,1 \cdot G_{\text{бл}}}{x_2} = 128,33 + \frac{1,1 \cdot 22,52}{1,988} = 140,79 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Рівняння проекцій:

$$\sum x = 0; \quad H_1 - H_2 - \sigma_1 - (\sigma_2 - \sigma_1) = 0;$$

$$\sum y = 0; \quad V_1 - V_2 + q_1 \cdot x_2 = 0;$$

Рівняння моментів відносно точки 2:

$$\sum M_2 = 0; \quad -\sigma_1 \frac{y_2^2}{2} - (\sigma_2 - \sigma_1) \frac{y_2^2}{2} + H_1 \cdot y_2 - V_1 \cdot x_2 - q_2 \frac{x_2^2}{2} = 0.$$

Знайдемо реакцію

$$V_2 = V_1 + q_1 \cdot x_2 = 424,51 + 140,79 \cdot 1,988 = 704,4 \text{ кН/м}.$$

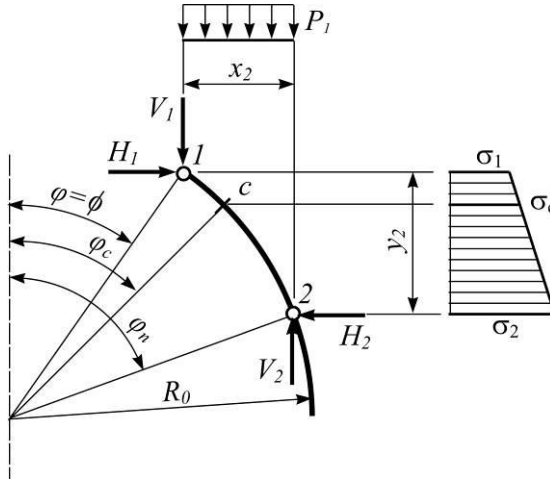


Рис.5.6. Розрахункова схема другого блоку багатощарнірної оправи

Для знаходження невідомих реакцій складаємо додаткові рівняння, розглядаючи рівновагу стінки (рис.5.6):

$$M_n = -P \cdot \frac{L_o^2}{2} = -\left( P_1 + \frac{1,1 \cdot G_{6,l}}{x_1 + x_2} \right) \cdot \frac{L_o^2}{2}$$

$$= -\left( 128,33 + \frac{1,1 \cdot 22,52}{3,115 + 1,988} \right) \cdot \frac{(5,29)^2}{2} = -1863,52 \text{ кНм};$$

$$L_o = B' + \frac{x_n}{2} = 5,1 + \frac{0,376}{2} = 5,29 \text{ м},$$

де  $L_o$  – розрахунковий напівпрогін склепіння оправи (рис.5.3), а з рис. 3.1 встановлені такі геометричні параметри:

$$y_n = h_{II} \cdot \sin \varphi_n = 0,4 \cdot 0,934 = 0,376 \text{ м};$$

$$x_n = h_{II} \cdot \cos \varphi_n = 0,4 \cdot 0,342 = 0,137 \text{ м}.$$

Скористаємось тими ж рис.5.3 і рис.5.6. і знайдемо такі геометричні параметри:

$$h'_{CT} = h''_{CT} + \frac{y_n}{2} = 8,23 + \frac{0,376}{2} = 8,418 \text{ м},$$

$$h_{CT} = h''_{CT} + y_n = 8,23 + 0,376 = 8,61 \text{ м}.$$

Запишемо рівняння для моментів і напружень

$$M'_C = \frac{P_1 \cdot x_2^2}{2} + V_1 \cdot x_2 =$$

$$= \frac{128,33 \cdot 1,988^2}{2} + 424,51 \cdot 1,988 = 1097,52 \text{ кНм},$$

$$\sigma_2 = \frac{3(H_2 \cdot h_{CT} + M'_C)}{h_{CT}^2} =$$

$$= \frac{3(H_2 \cdot 8,61 + 1097,52)}{(8,61)^2} = (0,348 \cdot H_2 + 44,42) \text{ кН}.$$

Отримаємо таку систему:

$$\begin{cases} H_1 \cdot y_2 - V_1 \cdot x_2 - \frac{y_2^2 \sigma_1}{3} - \frac{y_2^2 (0,348 \cdot H_2 + 44,42)}{6} - P_1 \frac{x_2^2}{2} = 0 \\ H_1 - H_2 - \frac{y_2 \sigma_1}{2} - \frac{y_2 (0,348 \cdot H_2 + 44,42)}{2} = 0 \end{cases}.$$

Знайдемо  $\sigma_1$  з першого рівняння

$$673,3 \cdot 1,988 - 424,51 \cdot 1,988 - \frac{(1,988)^2 \sigma_1}{3} - 0,389 H_2 - 49,66 - 253,53 = 0,$$

$$2,24 \cdot \sigma_1 - 596,73 + 0,389 H_2 = 0, \quad \sigma_1 = \frac{596,73 - 0,389 H_2}{2,24}.$$

Підставивши  $\sigma_1$  в друге рівняння, маємо

$$-1,00 H_2 = 74,2. \quad \text{Звідки } H_2 = \frac{74,2}{1,0} = -74,2 \text{ кН/м}.$$

$$\sigma_1 = \frac{0,389 \cdot 74,2 + 596,73}{2,24} = 279,28 \text{ кН}.$$

$$\sigma_2 = -0,348 \cdot H_2 + 44,42 = 18,60 \text{ кН}.$$

Геометричні характеристики (рис.5.7):

$$x_c = R \cdot \sin 45^\circ - x_1 = 5,43 \cdot 0,707 - 3,115 = 0,725 \text{ м};$$

$$y_c = R \cdot (1 - \cos 45^\circ) - y_1 = 5,43 \cdot (1 - 0,707) - 0,982 = 0,608 \text{ м}.$$

$$\text{Тоді } x_n = R \cdot \sin \frac{35^\circ}{2} = 5,43 \cdot 0,300 = 1,63 \text{ м};$$

$$y_n = R \left( 1 - \cos \frac{35^\circ}{2} \right) = 5,43 \cdot (1 - 0,954) = 0,25 \text{ м}.$$

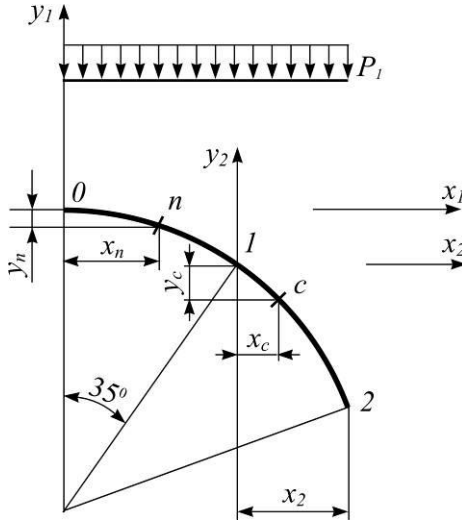


Рис. 5.7. Схема для встановлення геометричних характеристик

Знаходимо згинальний момент  $M$  і  $N$  поздовжню силу в замку блоку (1-2) (переріз С):

$$\begin{aligned}
 M_c &= H_1 \cdot y_c - \frac{P_1 \cdot x_c^2}{2} - \frac{\sigma_1 \cdot y_c^2}{3} - \frac{\sigma_2 \cdot y_c^2}{6} + V_1 x_c = \\
 &= 673,3 \cdot 0,608 - \frac{128,33 \cdot (0,725)^2}{2} - \frac{279,28 \cdot (0,608)^2}{3} - \\
 &\quad - \frac{18,60 \cdot (0,608)^2}{6} + 424,51 \cdot 0,725 = 647,85 \text{ кНм};
 \end{aligned}$$

$$N_2 = H_1 \cos 35^\circ + P_1 \sin 35^\circ x_2 - y_2 \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cos 35^\circ + V_1 \sin 35^\circ =$$

$$= 673,3 \cdot 0,819 + 128,33 \cdot 0,574 \cdot 1,988 - 1,988 \cdot \frac{279,28 + 18,60}{2} \times$$

$$\times 0,819 + 424,51 \cdot 0,574 = 699,04 \text{ кН}.$$

Величини згинаючих моментів і поздовжні сили:

$$M_n = H_0 \cdot y_n - \frac{y_n^2}{6} \cdot (2\sigma_1 + \sigma_n) - P_1 \frac{x_n^2}{2} =$$

$$= 673,3 \cdot 0,25 - \frac{(0,25)^2}{6} (2 \cdot 279,28 + 0) - 128,33 \frac{(1,63)^2}{2} = -5,82 \text{ кНм};$$

$$N_1 = H_0 \cos 35^\circ + P_1 \sin 35^\circ x_1 - y_1 \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} \cos 35^\circ + V_0 \sin 35^\circ =$$

$$= 673,3 \cdot 0,819 + 128,33 \cdot 0,574 \cdot 3,115 -$$

$$- 0,982 \cdot \frac{279,28}{2} \cdot 0,819 = 668,18 \text{ кН}; \quad M_0 = 0;$$

$$N_0 = H_1 \cos 35^\circ - \frac{\sigma_0 + \sigma_1}{2} y_0 \cos 35^\circ + V_1 \sin 35^\circ + P_1 x_0 \sin 35^\circ =$$

$$= 673,3 \cdot 0,819 - \frac{279,28 + 18,60}{2} \cdot 2,59 \cdot 0,819 + 424,51 \cdot 0,573 +$$

$$+ 128,33 \cdot 0,573 = 624,97 \text{ кН}.$$

Представимо епюри згинаючих моментів і поздовжніх сил (див.рис.5.8).

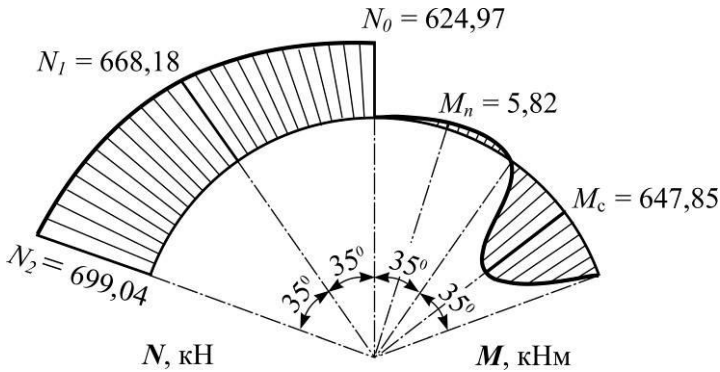


Рис.5.8. Епюри згинаючих моментів і поздовжніх сил

#### 5.4.6. Перевірка міцності поперечного перерізу залізобетонного блоку оправи

Оправа складається із залізобетонних блоків. Бетон класу міцності С32/40, армування блоків стержневою арматурою класу А240С. Діаметр робочої арматури, встановленої з зовнішньої сторони блоків – 20мм, з внутрішньої – 36мм. Товщина захисного шару – 30мм.

Поперечний переріз монолітної залізобетонної оправи складений з блоків має такі розміри поперечного перерізу:  $h = 1000,00\text{мм}$ , а  $b = 500,0\text{мм}$  одного блоку.

Необхідно визначити несучу здатність поперечного перерізу  $40 \times 40\text{см}$  з блоку класу С32/40. Стиснута та розтягнута арматура класу А240С відповідно встановлена з зовнішньої сторони блоку – 20мм, а з внутрішньої – 36мм. Товщина захисного шару – 30мм, тобто  $a = d' = 3\text{см}$  (рис.5.9).

Розрахунок виконаємо за [5; 9] для блоку (1-2) на який діє згинаючий момент  $M = 647,85\text{кНм}$ .

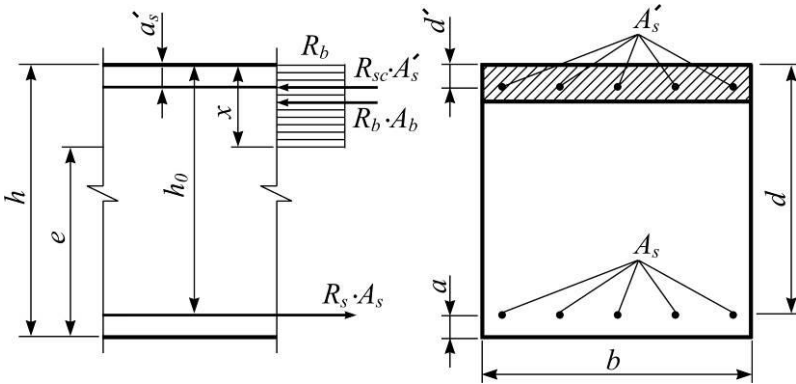


Рис.5.9. Розрахункова схема залізобетонного блоку з подвійним армуванням для визначення несучої здатності перерізу

Встановимо робочу висоту перерізу з формули

$$d = h - a = 40 - 3,0 = 37 \text{ см} .$$

Попередньо встановимо необхідну кількість стиснутої арматури, скориставшись виразом

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - d')} ,$$

де  $f_{cd}$  – розрахункова міцність на стиск, для бетону класу С32/40 вона становить 22,0 МПа;  $f_{yd}$  – розрахункова міцність на стиск-розтяг стержнів арматури без попереднього напруження, яка для класу арматури А240С становить  $f_{yd} = 225$  МПа; коефіцієнт  $\alpha_R$  являє собою характеристику граничного значення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi_R$  і залежить від класу бетону та арматури і для прийнятого в



проекті бетону і арматури складає 0,407 [5; 9].

Тоді площа робочої арматури у стиснутій зоні

$$A'_s = \frac{647,85 - 0,407 \cdot 2,2 \cdot 40 \cdot 37^2}{22,5 \cdot (37 - 3)} = 20,6 \text{ см}^2 .$$

За розрахунками приймаємо стиснену арматуру класу А240С діаметром 2,4см в кількості 5 штук. Тоді площа армування  $A'_s = 22,61 \text{ см}^2$ .

Кількість розтягнутої арматури визначимо з виразу

$$A_s = A'_s + \frac{0,8 \cdot \xi_R \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} ,$$

де  $\xi_R$  залежить від класу бетону та арматури, прийнятих у проєкті, й рівний 0,711.

Тоді

$$A_s = 22,61 + \frac{0,8 \cdot 0,711 \cdot 40 \cdot 37 \cdot 2,2}{22,5} = 104,91 \text{ см}^2 .$$

Приймаємо дев'ять арматурних стержнів класу А240С діаметром 4,0см. Тоді сумарна площа розтягнутої арматури  $A_s = 112,32 \text{ см}^2$ .

За конструктивними вимогами площа поздовжньої розтягнутої арматури (трактуємо блок як балку) для балок повинна прийматись не менше ніж  $A_{s,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d$  або коефіцієнт армування повинен бути  $\rho_{min} = 0,13\%$ . Підрахуємо мінімальну необхідну площу розтягнутої арматури

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot 40 \cdot 37 = 1,92 \text{ см}^2 .$$

За підрахунками в проєкті вона складає  $A_s = 112,32 \text{ см}^2$ .  
Сумарна площа поперечного перерізу арматури не повинна перевищувати

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d = 0,04 \cdot 40 \cdot 37 = 59,2 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнт армування не повинен перевищувати максимального значення  $\rho_{max} = 4\%$ . За проєктом він складає  $\rho_{max} = 7,6\%$ .

Для виконання умови армування виконаємо таке. Змінимо клас арматури з А240С на А400С і бетону на С35/45. Повторно виконаємо розрахунки з встановлення площі арматури при поперечному перерізі  $b \times h = 40 \times 40 \text{ см}$ .

Стиснута арматура

$$A'_s = \frac{647,85 - 0,372 \cdot 2,5 \cdot 40 \cdot 37^2}{36,5 \cdot (37 - 3)} = 11,17 \text{ см}^2.$$

Розтягнута арматура

$$A_s = 11,17 + \frac{0,8 \cdot 0,696 \cdot 40 \cdot 37 \cdot 2,5}{36,5} = 67,61 \text{ см}^2.$$

Для стиснутої арматури приймаємо 4 стержні діаметром 2,0 см, тоді  $A'_s = 12,56 \text{ см}^2$ .

Арматура розтягнутої зони 5 стержнів діаметром 4,0 см і тоді

$$A_s = 12,56 + 62,80 = 75,36 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнт армування  $\rho_{max} = 5,1\%$ .

Умова конструктивного армування знову не виконується. Тоді ще раз змінимо клас арматури на А500С.

Перерахуємо площі:

$$A'_s = \frac{647,85 - 0,334 \cdot 2,5 \cdot 40 \cdot 37^2}{43,5 \cdot (37 - 3)} = 12,88 \text{ см}^2 ;$$

$$A_s = 12,88 + \frac{0,8 \cdot 0,53 \cdot 40 \cdot 37 \cdot 2,5}{41,5} = 37,80 \text{ см}^2 .$$

Для стиснутої зони прийемо 4 стержні діаметром 2,2см –  $A'_s = 15,20 \text{ см}^2$ . Розтягнута арматура 3 стержні діаметром 4,0см –  $A_s = 50,56 \text{ см}^2$ . Коефіцієнт армування  $\rho_{max} = 3,4\%$ . Представимо конструктивні вимоги  $1,92\% < 3,4\% < 4\%$ . Так як вимоги виконуються, то вважаємо, що поперечний переріз блоку за армований відповідно до них.

Визначимо несучу здатність блоку перерізом  $40 \times 40 \text{ см}$  з бетону класу C35/45 і арматури A500C при  $\xi_R = 0,530$  і  $\alpha_R = 0,334$ .

Обчислимо відносну висоту стисненої зони за умови відсутності стиснутої арматури

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot \dot{A}_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{41,5 \cdot 50,56}{0,8 \cdot 2,5 \cdot 40 \cdot 37} = 0,701.$$

Так як  $\xi = 0,701 > \xi_R = 0,530$ , то переріз працює як балка з подвійною арматурою.

Знайдемо напруження в розтягнутій арматурі за умови рівноваги  $\sum X = 0$

$$\sigma_s = \frac{A'_s f_{yd} + 0,8 \cdot \xi_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{\dot{A}_s} =$$

$$= \frac{15,20 \cdot 41,5 + 0,8 \cdot 0,53 \cdot 2,5 \cdot 40 \cdot 37}{50,56} = 43,5 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\sigma_s = 43,5 \text{ кН/см}^2 > f_{yd} = 41,5 \text{ кН/см}^2 .$$

Тобто розтягнутої арматури недостатньо, вона перевантажена.

Змінимо площу розтягнутої арматури, прийнявши 4 стержні діаметром 4,0 см, тоді  $A_s = 65,44 \text{ см}^2$ .

Напруження

$$\sigma_s = \frac{15,20 \cdot 41,5 + 0,8 \cdot 0,53 \cdot 2,5 \cdot 40 \cdot 37}{65,44} = 33,61 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\sigma_s = 33,61 \text{ кН/см}^2 < f_{yd} = 41,5 \text{ кН/см}^2 .$$

Тобто розтягнутої арматури достатньо, вона недовантажена.

Встановимо несучу здатність перерізу, скориставшись рівнянням рівноваги  $\sum \dot{I} = 0$

$$\begin{aligned} M &= \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A'_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d') = \\ &= 0,334 \cdot 2,5 \cdot 40 \cdot 37^2 + 15,20 \cdot 41,5 \cdot (37 - 3) = \\ &= 67172 \text{ кНсм} = 671,72 \text{ кНм} > M_{max} = 647,85 \text{ кНм} . \end{aligned}$$

Тобто несуча здатність перерізу за моментами забезпечена. Умова міцності виконується.

## 5.5. ПРИБЛИЗНИЙ ПІДРАХУНОК ОСНОВНИХ ОБ'ЄМІВ РОБІТ НА 1 ПОГОННИЙ МЕТР

### 5.5.1. Таблиця основних об'ємів робіт

Складемо відомість основних об'ємів робіт на один погонний метр тунелю та занесемо відповідні дані у таблицю.

Таблиця 5.3

Відомість основних об'ємів робіт на 1 погонний метр тунелю

Назва		Один. вимір.	Об'єми робіт на 1 м.п тунелю по варіантам	
			1	2
Розробка ґрунту ( $f = 4$ )		м <sup>3</sup>	128,45	123,55
Об'єм збірного з.б. (варіант 2) C25/30		м <sup>3</sup>	-	2,42
Об'єм монолітного залізобетону (варіант 1)	C25/30	м <sup>3</sup>	12,21	-
	C35/45	м <sup>3</sup>	19,69	19,31
Витрати арматурної сталі		кг	-	114,84

З таблиці об'ємів робіт видно, що на монолітну оправу найбільші витрати бетону, але в цьому випадку немає витрат дорогої арматури. Використання місцевих будівельних матеріалів приведе до скорочення транспортних витрат заказчика. Тому в якості робочого варто прийняти варіант №1.

### 5.5.2. Характеристика обраного варіанту оправи

Тунель довжиною 2235,45м розташований на кривій радіусом 2050м автомобільної дороги III технічної категорії. Поздовжній профіль траси тунельного переходу приймаю

двосхилим опуклим, похил на початковій точці траси +10%, похил на кінцевій точці траси -45%. Виходячи з експлуатаційних і технологічних умов, прийнято поздовжній профіль з однією точкою перелому умовно по середині тунелю і продовженням в тунелі похилів, які прийнято на підходах.

Вентиляція тунелю – поперечна. Потрібна площа перерізу кожного (припливного та витяжного) каналів – 10,40 м.кв. припливний вентиляційний канал розташований над транспортною зоною тунелю, витяжний також знаходиться над нею. На місці будівництва тунелю масив складений з щільного мергелю, який характеризується такими параметрами:

- коефіцієнт міцності  $f = 4$ ;
- густина  $\rho = 2,8 \text{ т/м}^3$  ;
- зведений кут внутрішнього тертя  $\varphi = 70^\circ$ ;
- коефіцієнт пружного стиску породної основи  $k_0 = 50 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^3$  ;
- коефіцієнт тертя зовнішньої поверхні бетонної оправи по породі  $\mu = 0,40$ .

Тунель будується гірським методом. Метод розробки породи – буровибуховий.

Оправу тунелю виконують з монолітного важкого бетону класу С25/30. Основні розміри оправи тунелю призначенні, враховуючи розміщення в середині тунелю транспортної зони, габаритом наближення будівлі для дороги класу III, вентиляційних каналів, необхідного поперечного перерізу та інженерно-геологічних умов будівництва. Характеристика монолітної тунельної оправи наведена у таблиці 4.1.

По довжині тунелю розташовано 4 камери (для складування матеріалів, що потрібні для ремонту тунелю під час експлуатації, механізми, інструменту, також для знімної дрезини) та також дві камери аварійної зупинки.

Конструкція внутрішніх елементів оправи виконується з бетону марки С25/30.

### 5.5.3. Основні розміри прийнятого варіанту оправи

Товщина оправи в замку  $h_3 = 800\text{мм}$ ;

Товщина оправи в п'яті  $h_f = 1100\text{мм}$ ;

Радіус внутрішнього окреслення оправи  $R_{BH} = 5430\text{мм}$ ;

Кут нахилу до вертикалі перерізу в п'яті оправи  $\varphi_n = 70^\circ$ ;

Товщина стіни  $b'_{CT} = 1400\text{мм}$ ;

Ширина підшви стіни  $b_{CT} = 1625\text{мм}$ ;

Висота стіни по внутрішньому окресленню оправи  $h''_{CT} = 8,275\text{мм}$ .

## 5.6. ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ Б А.2.4.-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Введ. 24.01.2009.
2. ДСТУ Б А.2.4.-2:2009. СПДБ. Умовні графічні зображення та умовні позначки елементів генеральних планів та споруд транспорту. Введ. 23.01.2009.
3. ДСТУ Б ГОСТ 24451-2011 Тунелі автодорожні. Габарити наближення будівель і устаткування. Введ.30.12.2011.
4. ДБН В.3-4:2007. Автомобільні дороги Київ, 2007.
5. ДБН В.2.6-98:2009. Київ, 2009.
6. Айвазов Ю.М. Вишукування і проектування гірських транспортних тунелів. Навчальний посібник. Київ: КАДІ, 1986. 127 с.
7. Айвазов Ю.М. Розрахунок обробок, обтиснутих у породу. Київ : КАДІ, 1978. 108 с.
8. Айвазов Ю.М. Прискорені методи розрахунку тунельних обробок. Київ : КАДІ, 1986. 127 с.
9. Бабаєв В.М., Бамбура А.М. та інші. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Харків: Золоті сторінки. 2015. 208 с.

10. Проектування залізобетонних конструкцій: довідковий посібник /А. Б. Голишев та ін. ; 2-е вид., перед. и доповн. Київ : Будівельник, 1990. 544 с.

## **Д О Д А Т К И**

(2 аркуша формату А1 креслень оправ тунелю)