

ВИШУКУВАННЯ, ПРОЕКТУВАННЯ ДОРІГ ТА ПЕРЕХОДІВ ЧЕРЕЗ ВОДОТОКИ

УДК 625.72

Пальчик А.М., канд.техн.наук, Олійник М.О., канд.техн.наук

ПРОЕКТУВАННЯ ЧЕРВОНОЇ ЛІНІЇ ПОЗДОВЖНЬОГО ПРОФІЛЮ КРИВИМИ ЗМІННОГО РАДІУСА ДОРОЖНІХ РОЗВ'ЯЗОК В РІЗНИХ РІВНЯХ

Анотація. В даній роботі запропоновано метод проектування червоної лінії поздовжнього профілю автомобільних доріг кривими змінного радіуса дорожніх розв'язок в різних рівнях. Приведено числовий метод проектування визначення координат кривих змінного радіуса в залежності від радіуса та довжини кривої змінного радіуса, також при врахуванні розрахункової швидкості та значення відцентрового прискорення. Запропонований метод проектування червоної лінії поздовжнього профілю кривими змінного радіуса підвищує безпеку руху, зниження об'ємів земляних робіт та підвищення середньої швидкості руху транспортного потоку на з'їздах дорожніх розв'язок в різних рівнях.

Ключові слова: червона лінія поздовжнього профілю автомобільних доріг, криві змінного радіуса.

Аннотация. В данной работе предложен метод проектирования красной линии продольного профиля автомобильных дорог кривыми переменного радиуса дорожных развязок в разных уровнях. Приведен численный метод проектирования определения координат кривых переменного радиуса в зависимости от радиуса и длины кривой переменного радиуса, также при учете расчетной скорости и значении центробежного ускорения. Предложенный метод проектирования красной линии продольного профиля кривыми переменного радиуса повышает безопасность движения, снижает объемы

земляных работ и повышает среднюю скорости движения транспортного потока на съездах дорожных развязок в разных уровнях.

Ключевые слова: красная линия продольного профиля автомобильной дороги, кривые переменного радиуса.

Annotation. In this work the method of the red line of the longitudinal profile of road traffic variable radius curves us solutions in different levels. The numerical method of determining the coordinates of variable radius curves depending on the length of the curve radius and variable radius, also taking into account the estimated value of speed and centrifugal speedup. The proposed method of the red line of the longitudinal profile curves of varying radius enhances safety by reducing volumes of excavation and increase the average speed of traffic road junction at different levels.

Keywords: red line of longitudinal profile of roads, changing-radius curves/

Існуючі методи проектування червоної лінії поздовжнього профілю не завжди дозволяють запроектувати її через контрольну точку або витримати керуючу відмітку. Щоб запроектувати червону лінію на переломах прямих ліній і витримати керуючу відмітку, необхідно або змінити мінімальний радіус вертикальної кривої або змінити похили прямих, що неможливе через обмеження мінімально допустимих радіусів, максимально допустимих похилів та збільшення об'ємів земляних робіт. Застосування кривих змінного радіуса дозволить зменшити об'єми земляних робіт при будівництві автомобільних доріг та дорожніх розв'язок в різних рівнях та зменшити товщину дорожнього одягу при реконструкції доріг, не зменшуючи швидкості та безпеку руху. Запропонований метод проектування червоної лінії поздовжнього профілю кривими змінного радіуса рекомендований для використання у проектних роботах по реконструкції автомобільних доріг, проектування дорожніх розв'язок в різних рівнях, при розробці проектів нового будівництва автомобільних доріг у пересіченій місцевості та гірських умовах для зменшення обсягів земляних робіт при новому будівництві та максимального використання існуючого дорожнього одягу при реконструкції доріг.

Такі криві змінного радіуса як лемніската, клотоїда та кубічна парабола можна використовувати при проектуванні червоної лінії поздовжнього профілю, але в певних межах для кожної кривої.

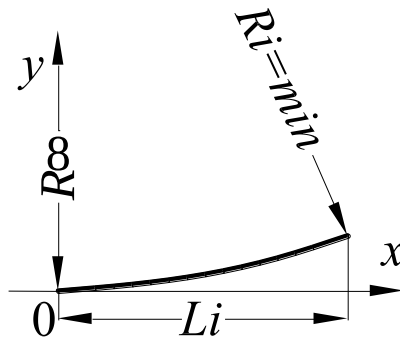


Рис. 1. Графік кривої змінного радіуса на певній ділянці L_i

З графіку кривої змінного радіуса видно, що на певному відрізку L_i , радіус кривої змінюється від нескінченності до певного необхідного радіуса.

В програмних комплексах при проектуванні червоної лінії застосовують частину параболи з незначною зміною радіуса. При зміні радіуса від нескінченності до мінімального значення – парабола не застосовується.

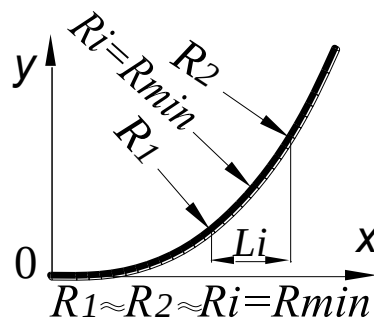


Рис. 2. Графік параболи на певній ділянці L_i

З графіку параболи видно, що на певному відрізку L_i , радіус параболи змінюється від R_1 до R_2 . Враховуючи що зміна радіуса параболи незначна і тому R_1 та R_2 приблизно рівні ($R_1 = R_2 = R_i = R_{min}$). Також, враховуючи те що R_1 та R_2 приблизно однакові, в програмних комплексах при проектуванні червоної лінії поздовжнього профілю параболami, приймають розрахунок як для колових кривих.

Проведений аналіз показав, що на певній ділянці від 0 до 400м (по осі абсцис x), що довжини кривих, кінцеві радіуси та ордината « y » практично співпадають: $R = 896$ м для клотоїди, $R = 897$ м для лемніскати, $R = 898$ м для кубічної параболи, що показано на рис 3.

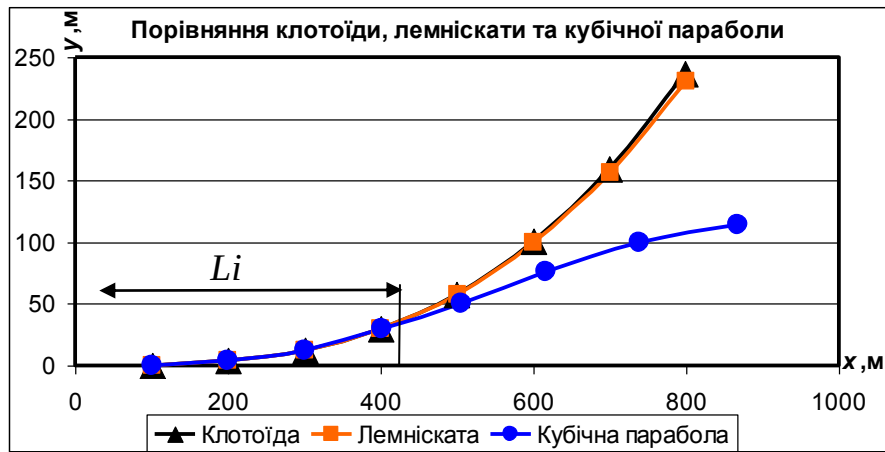


Рис. 3. Графік клотоїди, лемніскати та кубічної параболи: Li – ділянка, де координати «х» та «у» кривих співпадають

На відрізку, де криві співпадають, узагальнююче рівняння кривої змінного радіуса має вигляд:

$$y = 5 \times 10^{-7} \times x^3, \quad (1)$$

де y – координата «у»;

x – координата «х».

Для проектування червоної лінії поздовжнього профілю кривими змінного радіуса приведено рівняння кривої змінного радіуса до числових методів, що дозволяло б змінювати довжину, координати і радіус кривої (параметри кривої) та виведено рівняння кривої змінного радіуса, що характеризується коефіцієнтом n . Встановлено залежність коефіцієнта n від радіуса R , що характеризує зміну радіуса R від довжини та «у» ($R \neq \text{const}$, $L = \text{const}$, $y \neq \text{const}$) та виведене загальне рівняння кривої змінного радіуса, що пов'язує між собою довжину, координати і радіус кривої.

$$y = 0,161 \times \frac{x^2}{R}, \quad (2)$$

де y, x – поточні координати кривої;

R – радіус кривої змінного радіуса.

Користуючись змінного радіуса цим рівнянням кривої при визначеній довжині та радіусі, знаходимо координати кривої змінного радіуса, що дозволяє її застосування при проектуванні червоної лінії поздовжнього профілю.

Однак, при проектуванні червоної лінії дорожніх розв'язок в різних рівнях де радіуси приймаються менше прийнятих у роботі R(400 – 500) а мінімальні прийняті в роботі радіуси - $R = 898\text{м}$ для кубічної параболи ($R = 896\text{м}$ для клотоїди, $R = 897\text{м}$ для лемніскати) ми виходимо за межі визначеного рівняння кривої змінного радіуса.

Тому, ми задаємося визначенням мінімальної довжини кривої змінного радіуса при значеннях радіусів вертикальних кривих, що приймаються при проектуванні червоної лінії дорожніх розв'язок в різних рівнях R(400-500). Також, задаємося при визначенням мінімальної довжини кривої змінного радіуса різними значеннями величини відцентрового прискорення, $a = (0.5, 0.75 \text{ та } 1.0) \text{ м/с}^2$.

Визначення мінімальної довжини кривої змінного радіуса при значеннях радіусів вертикальних кривих, що приймаються при проектуванні червоної лінії дорожніх розв'язок в різних рівнях R(400 – 500) при значенні величини відцентрового прискорення, $a = 1.0 \text{ м/с}^2$.

Таблиця 1 - Залежність довжини кривої змінного радіуса від розрахункової швидкості, величини радіусів та величини відцентрового прискорення $a = 1 \text{ м/с}^2$

V	150	140	120	110	100	90	80	60	50	30
R	L	L	L	L	L	L	L	L	L	L
400	180,84	147,03	92,59	71,32	53,58	39,06	27,43	11,57	6,70	1,45
450	160,75	130,70	82,30	63,40	47,63	34,72	24,39	10,29	5,95	1,29
500	144,68	117,63	74,07	57,06	42,87	31,25	21,95	9,26	5,36	1,16
550	131,52	106,93	67,34	51,87	38,97	28,41	19,95	8,42	4,87	1,05
600	120,56	98,02	61,73	47,55	35,72	26,04	18,29	7,72	4,47	0,96
650	111,29	90,48	56,98	43,89	32,97	24,04	16,88	7,12	4,12	0,89
700	103,34	84,02	52,91	40,75	30,62	22,32	15,68	6,61	3,83	0,83
750	96,45	78,42	49,38	38,04	28,58	20,83	14,63	6,17	3,57	0,77
800	90,42	73,52	46,30	35,66	26,79	19,53	13,72	5,79	3,35	0,72
850	85,10	69,19	43,57	33,56	25,22	18,38	12,91	5,45	3,15	0,68
900	80,38	65,35	41,15	31,70	23,81	17,36	12,19	5,14	2,98	0,64
950	76,15	61,91	38,99	30,03	22,56	16,45	11,55	4,87	2,82	0,61
1000	72,34	58,81	37,04	28,53	21,43	15,63	10,97	4,63	2,68	0,58

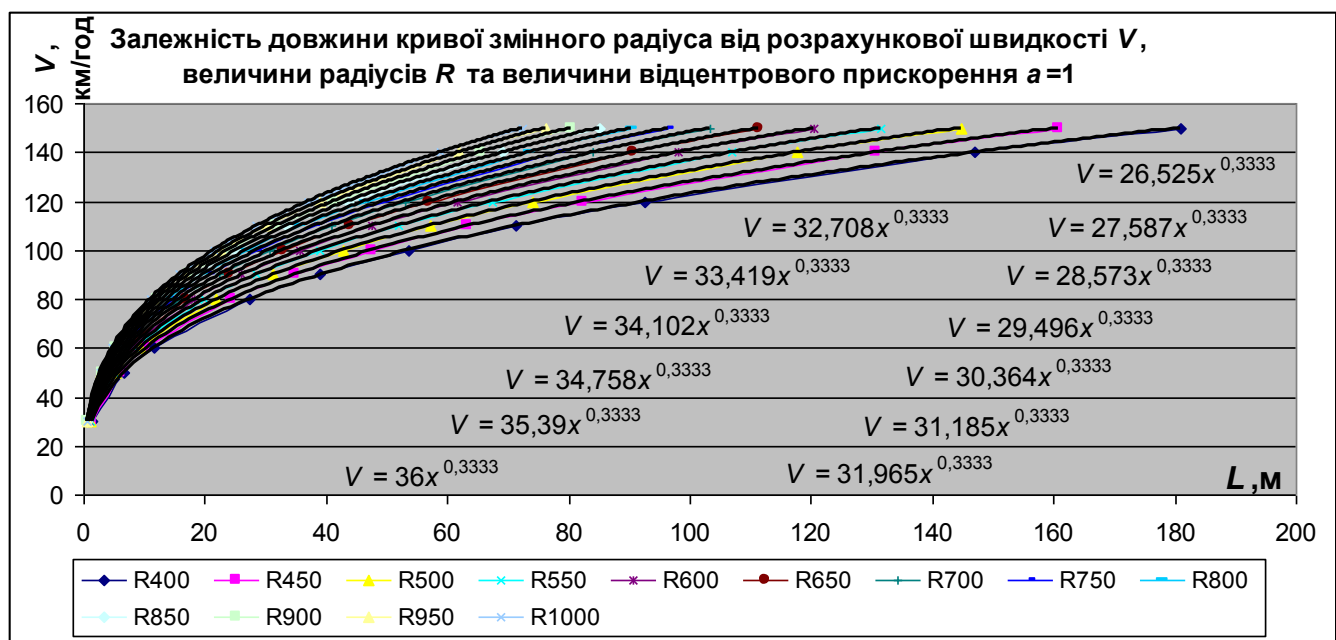


Рис. 4. Залежність довжини кривої змінного радіуса від розрахункової швидкості, величини радіусів та величини відцентрового прискорення $a = 1 \text{ м/с}^2$, із визначенням степеневої залежності, де: V – розрахункова величина швидкості, км/год; L – довжина кривої змінного радіуса, м

При визначенні залежності зміни довжини кривої змінного радіуса L , від розрахункової швидкості V , величини радіусів та величини відцентрового прискорення $a = 1 \text{ м/с}^2$, можна побачити що зі зміною розрахункової величини швидкості V змінюється L (довжина кривої змінного радіуса), що характеризується коефіцієнтом p . Зі зміною розрахункової величини швидкості V змінюється коефіцієнт p з певною залежністю:

$$V = p \times x^{0,333}, \quad x = L, \quad V = p \times L^{0,333}, \quad (3)$$

де p – коефіцієнт зведення, що пов'язує між собою R , L та V .

Таблиця 2 – Залежність коефіцієнта p від радіуса R

R	400	450	500	550	600	650	700
p	26,52	27,587	28,573	29,496	30,364	31,185	31,965
R	750	800	850	900	950	1000	
p	32,708	33,419	34,102	34,758	35,39	36	

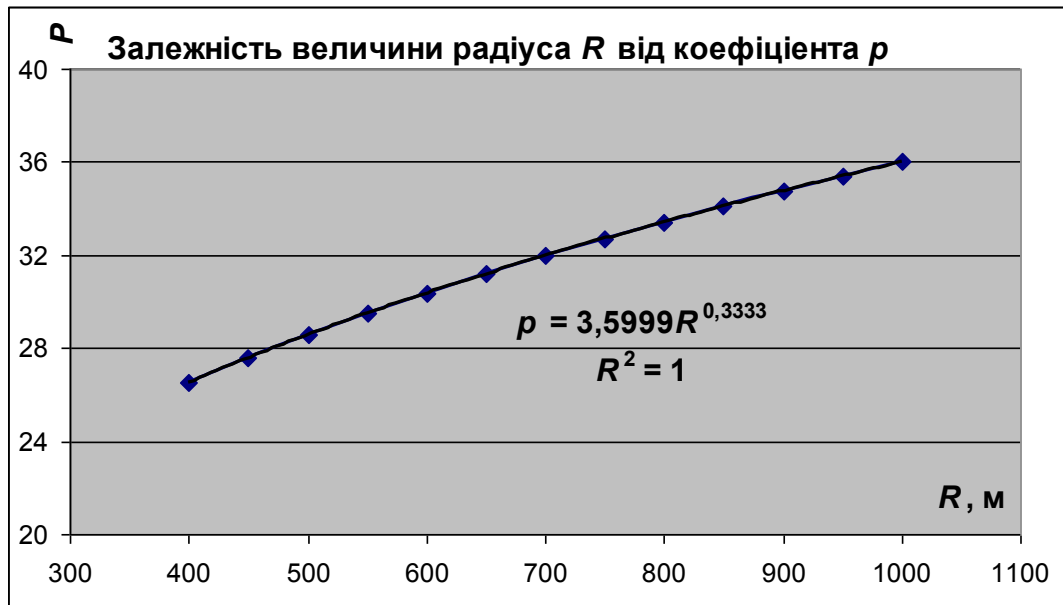


Рис. 5. Залежність коефіцієнта p від радіуса R , із визначенням степеневої залежності

Аналізуючи рис. 4, бачимо що рівняння має вигляд:

$$V = n \times L^{0.33}, \quad (4)$$

де p – коефіцієнт зведення, що пов'язує між собою R , L та V , аналізуючи рис. 5, маємо:

$$p = f(R), \quad (5)$$

$$p = 0,36 \times R^{0,333}. \quad (6)$$

Підставимо отримане значення p (6), у вираз (3):

$$L = 0.33 \sqrt[0.33]{\frac{V}{3.6 \times R^{0.33}}}. \quad (7)$$

Отримано рівняння з трьома невідомими (L , V та R), вирішення конкретної задачі при проектуванні повздожнього профілю, задаємося двома величинами з трьох.

Визначення мінімальної довжини кривої змінного радіуса при значеннях радіусів вертикальних кривих, що приймаються при проектуванні червоної лінії дорожніх розв'язок в різних рівнях $R(400 - 500)$ при значенні величини відцентрового прискорення, $a = 0.75 \text{ м/с}^2$.

Таблиця 3 – Залежність довжини кривої змінного радіуса від розрахункової швидкості, величини радіусів та величини відцентрового прискорення $a=0,75\text{ м/с}^2$

V	150	140	120	110	100	90	80	60	50	30
R	L	L	L	L	L	L	L	L	L	L
400	241,13	196,04	123,46	95,09	71,44	52,08	36,58	15,43	8,93	1,93
450	214,33	174,26	109,74	84,53	63,51	46,30	32,52	13,72	7,94	1,71
500	192,90	156,84	98,77	76,07	57,16	41,67	29,26	12,35	7,14	1,54
550	175,36	142,58	89,79	69,16	51,96	37,88	26,60	11,22	6,49	1,40
600	160,75	130,70	82,30	63,40	47,63	34,72	24,39	10,29	5,95	1,29
650	148,39	120,64	75,97	58,52	43,97	32,05	22,51	9,50	5,50	1,19
700	137,79	112,03	70,55	54,34	40,83	29,76	20,90	8,82	5,10	1,10
750	128,60	104,56	65,84	50,72	38,10	27,78	19,51	8,23	4,76	1,03
800	120,56	98,02	61,73	47,55	35,72	26,04	18,29	7,72	4,47	0,96
850	113,47	92,26	58,10	44,75	33,62	24,51	17,21	7,26	4,20	0,91
900	107,17	87,13	54,87	42,26	31,75	23,15	16,26	6,86	3,97	0,86
950	101,53	82,55	51,98	40,04	30,08	21,93	15,40	6,50	3,76	0,81
1000	96,45	78,42	49,38	38,04	28,58	20,83	14,63	6,17	3,57	0,77

Зі зміною розрахункової величини швидкості V змінюється коефіцієнт p з певною залежністю:

$$V = p \times x^{0,333}, \quad x = L, \quad V = p \times L^{0,333},$$

де p – коефіцієнт зведення, що пов'язує між собою R , L та V .

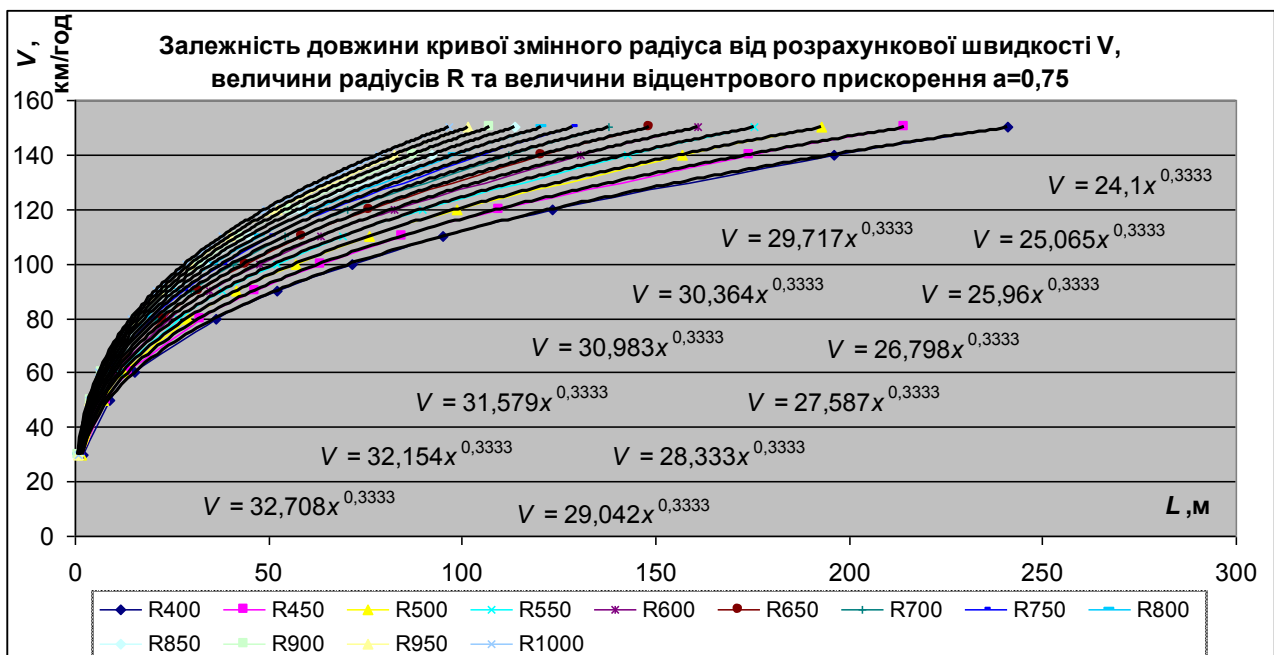


Рис. 6. Залежність довжини кривої змінного радіуса від розрахункової швидкості, величини радіусів та величини відцентрового прискорення $a = 0,75 \text{ м/с}^2$, із визначенням степеневої залежності

Таблиця 4 – Залежність коефіцієнта p від радіуса R

R	400	450	500	550	600	650	700
p	24,101	25,066	25,962	26,8	27,589	28,335	29,043
R	750	800	850	900	950	1000	
p	29,719	30,365	30,985	31,581	32,155	32,71	

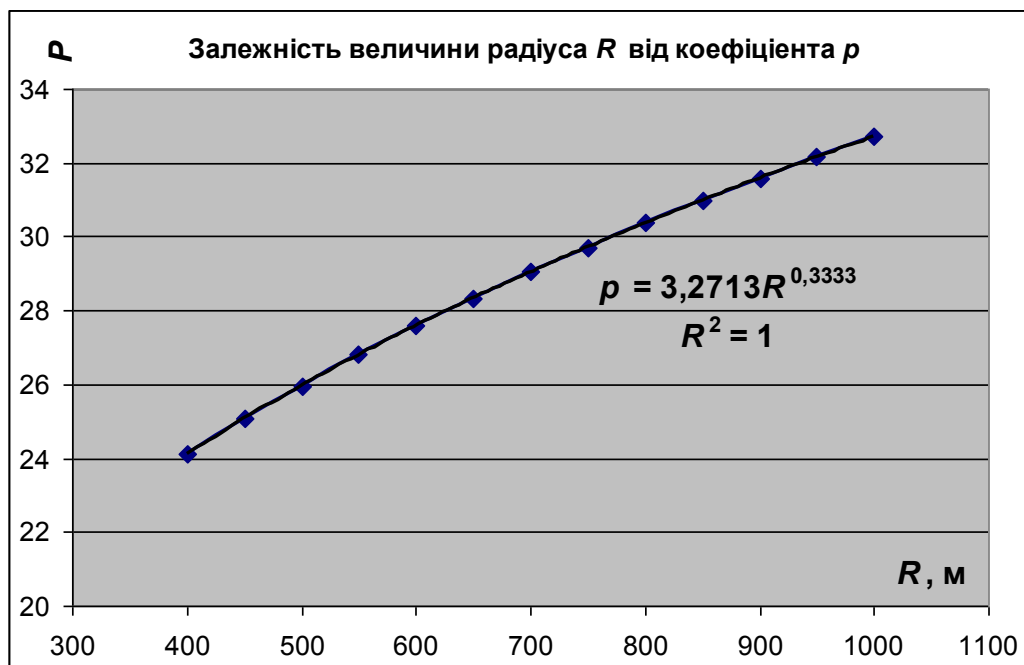


Рис. 7. Залежність коефіцієнта p від радіуса R , із визначенням степеневої залежності

Аналізуючи рис. 6, бачимо що рівняння має вигляд:

$$V = n \times L^{0.33},$$

де p – коефіцієнт зведення, що пов'язує між собою R , L та V , аналізуючи рис. 7, маємо:

$$p = f(R),$$

$$p = 0,36 \times R^{0,333}.$$

Підставимо отримане значення p (6), у вираз (3):

$$L = 0.33 \sqrt[0.33]{\frac{V}{3.6 \times R^{0.33}}}.$$

Таблиця 5 – Залежність довжини кривої змінного радіуса від розрахункової швидкості, величини радіусів та величини відцентрового прискорення $a=0,5\text{м/с}^2$

V	150	140	120	110	100	90	80	60	50	30
R	L	L	L	L	L	L	L	L	L	L
400	361,69	294,07	185,19	142,64	107,17	78,13	54,87	23,15	13,40	2,89
450	321,50	261,39	164,61	126,79	95,26	69,44	48,77	20,58	11,91	2,57
500	289,35	235,25	148,15	114,11	85,73	62,50	43,90	18,52	10,72	2,31
550	263,05	213,87	134,68	103,74	77,94	56,82	39,91	16,84	9,74	2,10
600	241,13	196,04	123,46	95,09	71,44	52,08	36,58	15,43	8,93	1,93
650	222,58	180,96	113,96	87,78	65,95	48,08	33,77	14,25	8,24	1,78
700	206,68	168,04	105,82	81,51	61,24	44,64	31,35	13,23	7,65	1,65
750	192,90	156,84	98,77	76,07	57,16	41,67	29,26	12,35	7,14	1,54
800	180,84	147,03	92,59	71,32	53,58	39,06	27,43	11,57	6,70	1,45
850	170,21	138,38	87,15	67,12	50,43	36,76	25,82	10,89	6,30	1,36
900	160,75	130,70	82,30	63,40	47,63	34,72	24,39	10,29	5,95	1,29
950	152,29	123,82	77,97	60,06	45,12	32,89	23,10	9,75	5,64	1,22
1000	144,68	117,63	74,07	57,06	42,87	31,25	21,95	9,26	5,36	1,16

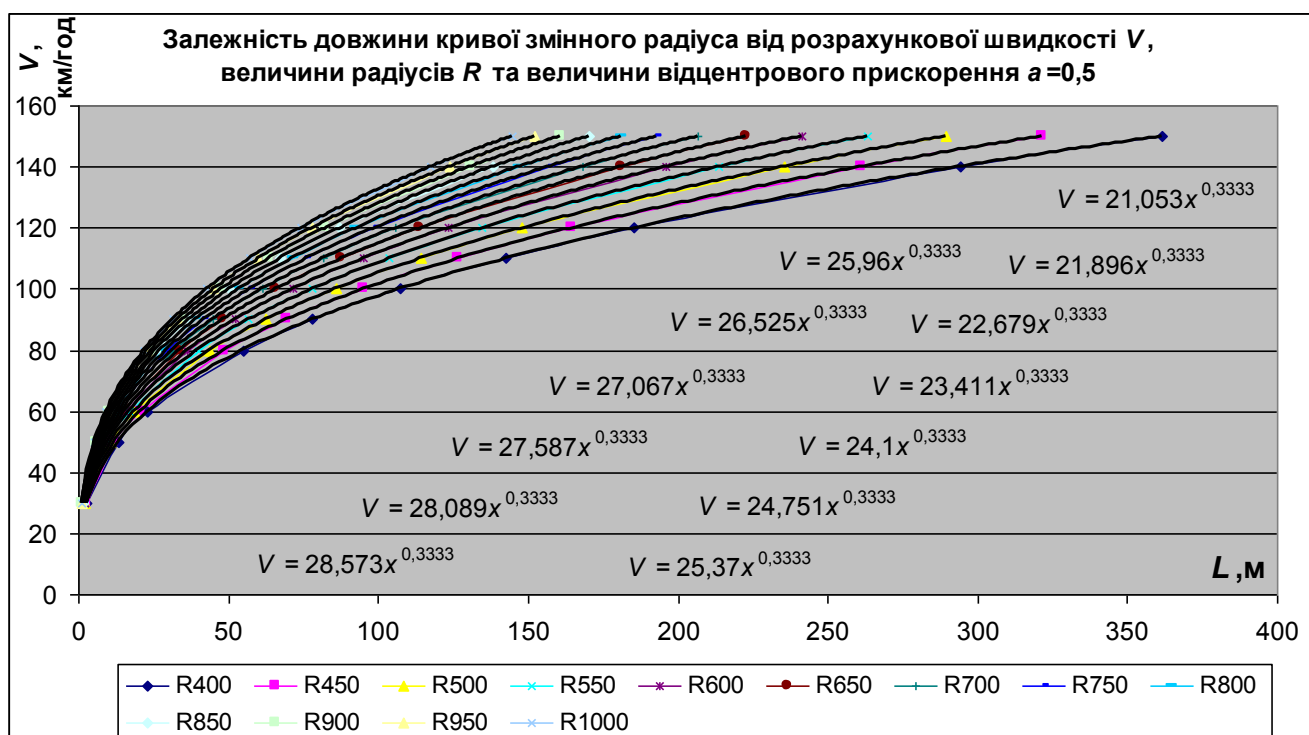


Рис. 8. Залежність довжини кривої змінного радіуса від розрахункової швидкості, величини радіусів та величини відцентрового прискорення $a = 0,5 \text{ м/с}^2$, із визначенням степеневі залежності

Отримано рівняння з трьома невідомими (L, V та R), вирішення конкретної задачі при проектуванні повздожнього профілю, задаємося двома величинами з трьох.

Визначення мінімальної довжини кривої змінного радіуса при значеннях радіусів вертикальних кривих, що приймаються при проектуванні червоної лінії дорожніх розв'язок в різних рівнях R (400 – 500) при значенні величини відцентрового прискорення, $a = 0.5 \text{ м/с}^2$.

Зі зміною розрахункової величини швидкості V змінюється коефіцієнт p з певною залежністю:

$$V = p \times x^{0,333}, \quad x = L, \quad V = p \times L^{0,333},$$

де p – коефіцієнт зведення, що пов'язує між собою R , L та V .

Таблиця 6 – Залежність коефіцієнта p від радіуса R

R	400	450	500	550	600	650	700
p	21,053	21,896	22,679	23,411	24,1	24,751	25,37
R	750	800	850	900	950	1000	
p	25,96	26,525	27,067	27,587	28,089	28,573	

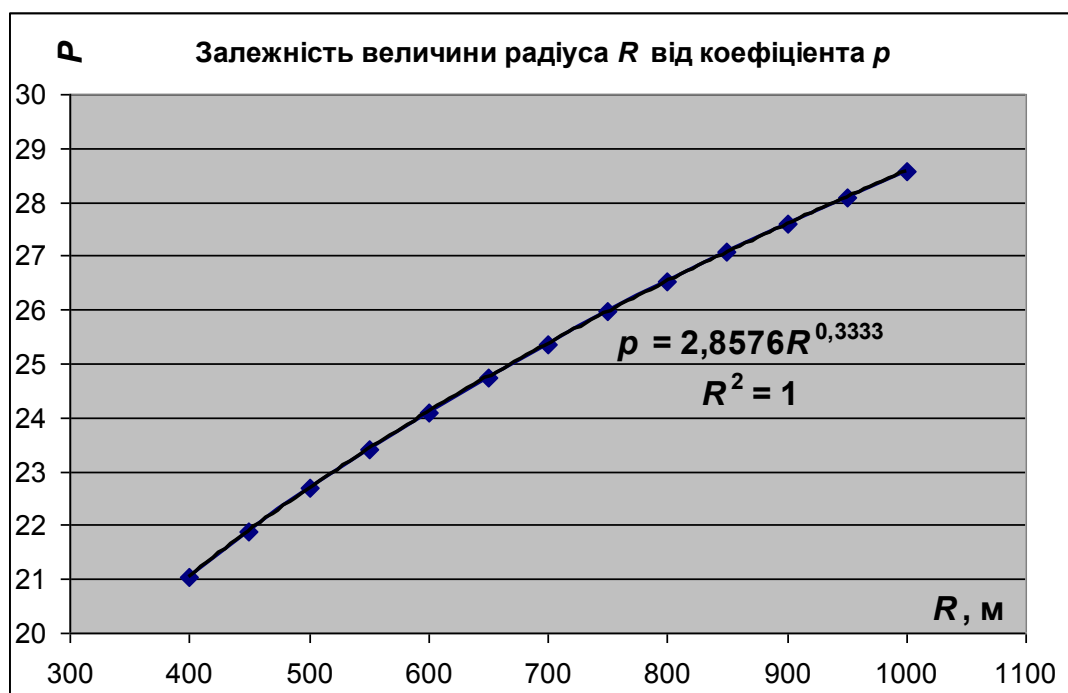


Рис. 9. Залежність коефіцієнта p від радіуса R , із визначенням степеневі залежності

Аналізуючи рис. 8, бачимо що рівняння має вигляд:

$$V = n \times L^{0.33},$$

де p – коефіцієнт зведення, що пов'язує між собою R , L та V , аналізуючи рис. 9, маємо:

$$p = f(R),$$

$$p = 0,36 \times R^{0,333}.$$

Підставимо отримане значення p (6), у вираз (3):

$$L = \sqrt[0.33]{\frac{V}{3.6 \times R^{0.33}}}.$$

Отримано рівняння з трьома невідомими (L , V та R), вирішення конкретної задачі при проектуванні повздовжнього профілю, задаємося двома величинами з трьох.

Запропонований метод проектування червоної лінії повздовжнього профілю кривими змінного радіуса підвищую безпеку руху, зниження об'ємів земляних робіт та підвищення середньої швидкості руху транспортного потоку на з'їздах дорожніх розв'язок в різних рівнях.

Література

1. Бируля А.К. Проектирование автомобильных дорог: учебник для автодорож. ВУЗов. Ч. 1. – М.: Дориздат, 1948. – 392 с.
2. Бируля А.К. Проектирование автомобильных дорог: учебник для автодорож. ВУЗов. Ч. 2. – М.: Дориздат, 1948. – 348 с.
3. Замахаев М.С. Переходные кривые на автомобильных дорогах. – М.: Транспорт, 1965. – 114 с.
4. Котик М.Г. Лётные испытания самолётов. / М.Г. Котик, А.В. Павлов, И.М. Пашковский, Ю.С. Сардановский, Н.Г. Щитаев. 2-е изд. М.: Машиностроение, 1965. – 425 с.
5. Митин Н.А. Таблицы для разбивки кривых на автомобильных дорогах. 2-е изд-е, перераб. и доп. – М.: Недра, 1978. – 469 с.

Скрипник Т.В., канд.техн.наук, **Петрович В.В.**, канд.техн.наук,
Малько М.Н., канд.техн.наук., **Корецкий А.С.**, канд.техн.наук.,
Чайчевський В.Д.

ОСОБЕННОСТИ ПАСПОРТИЗАЦИИ ГОРОДСКИХ УЛИЦ И ДОРОГ

Аннотация. Определены цель и задачи проведения паспортизации городских улиц и дорог, направленных на совершенствование процесса паспортизации в городских условиях. Проведен анализ существующей нормативной базы для проведения инвентаризации городских улиц и дорог, выявлены неурегулированные аспекты, возникшие при смене собственников на автопавильоны и аренды придорожной полосы владельцами рекламоносителей. Предложена концепция проведения паспортизации в городских условиях с учетом возможности накопления информации и мониторинга состояния сети городских улиц и дорог.

Ключевые слова: городские улицы и дороги; автомобильная дорога; паспортизация.

Анотація. Визначені мета і задачі виконання паспортизації міських вулиць і доріг, що направлені на удосконалення процесу паспортизації в міських умовах. Виконаний аналіз існуючої нормативної бази для виконання інвентаризації міських вулиць і доріг, виявлені неурегульовані аспекти, що виникають при зміні власників на автопавільйони і аренди придорожньої смуги власниками рекламоносіїв. Запропонована концепція виконання паспортизації в міських умовах з врахуванням можливості накопичення інформації і моніторингу стану мережі міських вулиць і доріг.

Ключові слова: міські вулиці і дороги; автомобільна дорога; паспортизація.

Определение проблемы

Цель паспортизации автомобильных дорог и городских улиц это получение объективной информации о наличии дорог и дорожных сооружений, их протяженности и техническом состоянии для рационального планирования строительства, реконструкции, ремонта и содержания дорог.

Техническому учету и паспортизации ежегодно должны подвергаться все улицы и дороги города, каждая в отдельности.

Паспортизация автомобильных дорог общегосударственного значения проводится согласно требованиям Инструкции по паспортизации автомобильных дорог (с использованием ЭПАД) ИН В.2.30218-153-2002, которая разработана на основании инструкции по техническому учету и паспортизации автомобильных дорог общего пользования Украинской ССР (ИН218 012-83), ДБН В.2.3 – 4:2007 «Автомобильные дороги». Инструкции по организации ухода за искусственными сооружениями (ИН В.3.2-218-03449261.036-96).

Паспортизация городских улиц и дорог не имеет прямого нормативного обоснования. В январе 2011г. Главное управление градостроительства и архитектуры Украины выступило с инициативой создания 100 паспортов улиц и площадей г. Киева – как основы формирования градостроительного кадастра города.

Цель статьи

На основании существующей нормативной базы по паспортизации дорог общегосударственного значения, опыта проведения паспортизации городских улиц и дорог в Украине и России определить неурегулированные аспекты паспортизации в городских условиях.

Для этого выявить наиболее часто встречающиеся неурегулированные аспекты с целью их дальнейшего устранения и разработки концепции проведения паспортизации в городских условиях с учетом возможности накопления информации и мониторинга состояния сети городских улиц и дорог.

Основная часть

Для удобства организации работы жилищно-коммунальных управлений городов, в составе паспорта улицы желательно указать первоначальную стоимость отдельных элементов улицы на момент его составления, хотя это не предусмотрено процессом проведения паспортизации городских улиц и дорог.

Для этого паспортизация городских улиц должна проводиться одновременно с инвентаризацией объектов коммунальной собственности с одновременным формированием двух разных документов и дополнительной оплатой выполненных услуг.

Общее руководство техническим учетом и паспортизацией улиц должны осуществлять дорожные управления балансодержатели этих объектов.

К проведению технического учета и паспортизации могут привлекаться научно-исследовательские, проектно-изыскательские и другие специализированные организации, имеющие лицензии и другие разрешительные документы на проведение данного вида работ и предоставившие перечень произведенных работ по обследованию и паспортизации, выполненные ими за последний год.

Ежегодные обследования проводят с целью выявления изменений, произошедших на улицах и сооружениях за истекший год, для того чтобы внести эти изменения в паспорта улиц по состоянию на 1 января следующего года.

Однако систематическое недофинансирование предприятий-балансодержателей улиц и дорог сводит проведение паспортизации из систематической в эпизодическую операцию, а многие дороги не имеют паспорта вовсе.

Оптимизация бюджетных расходов должна повлиять на создание единой системы паспортизованных улиц и дорог в каждом населенном пункте, предназначенной для выполнения постоянного мониторинга их состояния; для разработки перспективных и текущих планов по проведению конкретных видов ремонтно-восстановительных работ.

Следует отметить возникновение ряда спорных ситуаций в процессе проведения паспортизации городских улиц.

Во-первых, согласно требованиям ДБН 2.3.5-2001 «Міські вулиці та дороги» предусмотрена иная классификация для городских улиц, не сопоставимая с классификацией дорог общегосударственного значения.

Во-вторых, для городских улиц характерна весьма насыщенная боковая ситуация; в том числе наличие различных коммуникаций и рекламоносителей. В пределах полосы отвода (участка земли, закрепленного для обслуживания улицы) размещаются рекламоносители различной конструкции. Коммуникации и рекламоносители не должны отражаться в паспорте улицы, т.к. не устанавливается их техническое состояние. Они не являются собственностью организации обслуживающей улицу. Их стоимость не включается в балансовую стоимость элементов улицы. Однако совместная эксплуатация различных инженерных сооружений, коммуникаций и рекламоносителей на одних и тех

же земельных площадях нередко приводит к конфликтным ситуациям, поэтому по согласованию с заказчиком, месторасположение коммуникаций и рекламоносителей иногда указывают на паспортах улиц без анализа их технического состояния и балансовой стоимости.

В-третьих, при проведении паспортизации (т.е. за небольшой временной промежуток) невозможно собрать информацию об интенсивности, составе и скорости движения транспортных потоков, распределению транспортных средств по длине дороги в разные периоды года, недели и суток от осевых нагрузок автомобилей. Эти данные о закономерностях дорожного движения могут быть получены при специальных обследованиях дороги.

В-четвертых, для городских улиц характерно наличие маршрутного движения, которое представлено различными видами транспорта (например: автобусы и троллейбусы). Для остановок обслуживающих маршрутное движение различных видов транспорта предусмотрено устройство удлинненной посадочной площадки. Но в большинстве случаев площадка требуемой длины отсутствует или подменяется существующим тротуаром.

Еще хуже обстоит дело с остановками, которые обслуживают один вид транспорта (автобус), но используется одновременно автобусами различных маршрутов. Это приводит к нарушению безопасного движения на ней и автобусов и пассажиров, несмотря на отсутствие каких-либо нормативных ограничений и соответственно возможности отражения их в паспорте улицы.

Остановочные павильоны, совмещенные с магазинами, не являются собственностью дорожной организации и поэтому в паспорте отражаться не должны, но свою функцию по защите пассажиров они выполняют и желательно их местоположение отразить на линейном графике улицы.

В-пятых, на проезжей части появились новые элементы улиц - лежащие полицейские и шумовые полосы. Отсутствие каких-либо нормативных требований по их учету вызывает двусмысленную ситуацию по необходимости их включения в паспорт улицы.

В-шестых, проведение паспортизации городских улиц и дорог, даже при наличии ходовой лаборатории и архивных, учетных данных требует больших временных затрат для проведения натурных замеров в городских условиях при наличии интенсивного движения автотранспорта.

Следствием применения ручного труда могут быть ошибки, вызванные сменой состава рабочей группы и элементарной усталостью работников.

Выводы

Работы по паспортизации городских улиц требуют сбора больших объемов информации. Состав информации и способы ее подачи на бумажном носителе могут быть подвергнуты критике, однако эти вопросы следует заранее обговорить с заказчиком услуг и отразить полным перечнем в техническом задании, как одном из приложений к договору.

Отсутствие специализированных нормативных документов для обоснования процедуры проведения паспортизации городских улиц и дорог и порядка обобщения, хранения и обновления полученных данных также повышают роль технического задания, но не решают большинства из выявленных проблем.

При использовании в паспортизации дорожной видеолaborатории, помимо утвержденной формы документа в составе текстового отчета и плана в масштабе 1:500, заказчик может получить данные видеосъемки с привязкой к местности, что позволяет проверять проведенные работы. Кроме того, даже основательно продуманная форма паспорта не может предусмотреть все разнообразие реальных ситуаций на объекте и все варианты информации, которая может потребоваться для принятия управленческих решений. В таких случаях обращение к видеоданным часто может заменить выезд на объект с целью дополнительного обследования.

Література

1. Инструкция по паспортизации автомобильных дорог (с использованием ЭПАД)ИН В.2.30218-153-2002. – [чинний від 31.10.2007]. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2007. – 91 с.
2. Споруди транспорту. Автомобільні дороги: ДБН В.2.3-4:2007. – [чинний від 31.10.2007]. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2007. – 91 с.

УДК 625.7/.8

Савенко В.Я., д-р техн. наук., Кіяшко Д.І.

ПРО ОБГРУНТУВАННЯ РІВНЯ ПОКАЗНИКІВ РІВНОСТІ ДОРОЖНІХ ПОКРИТТІВ

Анотація. Виконано обґрунтування рівня показників рівності дорожніх покриттів. Оскільки, на думку авторів, у діючих нормативних документах показники поздовжньої рівності покриттів явно завищені та не дозволяють об'єктивно обґрунтувати види і обсяги робіт з ремонту та утримання автомобільних доріг для підвищення безпеки та комфорту руху.

Ключові слова: автомобільна дорога, дорожнє покриття, рівність.

Найбільш вагомим показником, який характеризує стан автомобільної дороги є показник рівності поверхні проїзної частини дорожнього покриття. Показник рівності основний споживчий параметр, який впливає на безпеку руху, роботу автомобільного транспорту, міжремонтний строк служби дорожнього одягу та покриття, на ефективність виконання своїх функцій водіями та на ступінь комфорту користувачів, а в деяких випадках – на їх безпеку для життя і здоров'я.

Мета роботи полягає в обґрунтуванні необхідного рівня експлуатаційного стану доріг, зокрема рівності дорожніх покриттів, при забезпеченні безпечних і комфортних умов для споживачів автомобільних доріг.

За рахунок постійного відкладення ремонту, збільшення осьових навантажень, росту інтенсивності руху, недостатнього фінансування, в Україні суттєво погіршилась рівність покриття проїзної частини, а також знизились вимоги до допустимих показників рівності на етапі експлуатації доріг.

Через незадовільний стан поверхні дорожнього покриття значно погіршуються умови руху: з'являються шкідливі для водія і автомобіля вібрації, перевантаження, шум, які викликають погіршення комфортабельності руху і передчасне стомлення, що знижує реакцію водія і найчастіше приводить до виникнення небезпечної дорожньо-транспортної ситуації. Водію тривалий час доводиться відслідковувати стан проїзної частини, часто змінюючи траєкторію руху, здійснюючи гальмування або розгін, що істотно ускладнює його умови роботи. Всім цим увага водія відволікається від інших важливих з погляду безпеки дорожнього руху елементів дороги та автомобіля. Також через погіршення показника рівності поверхні дорожнього покриття, дорожній одяг починає працювати в умовах динамічних перевантажень, що призводить до його прискореного руйнування та зменшення міжремонтного строку служби дорожнього одягу та покриття.

Аналіз нормативних документів [1–4] діючих в Україні на протязі 30 років показав, що за ці роки суттєво знизилися вимоги до рівності дорожніх покриттів, особливо для автомобільних доріг загального користування III – V категорій (рис. 1), це пояснюється тим, що дороги даних категорій становлять 90% від всієї довжини доріг загального користування [5].

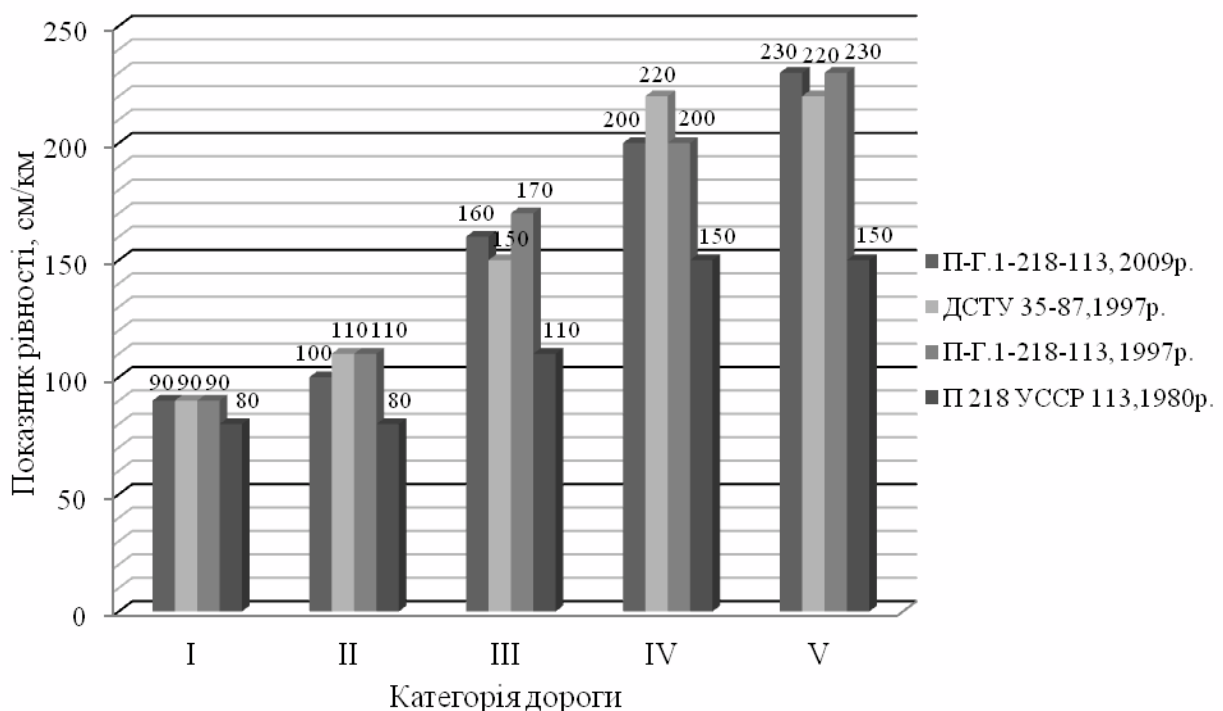


Рис. 1. Гранично допустимі показники рівності проїзної частини

Зниження вимог до показників рівності дозволяє відкласти необхідність проведення ремонтних робіт, заощадити більше коштів, однак зменшити міжремонтний строк служби дорожнього одягу та покриття, та втратити на комфортності і безпеці дорожнього руху.

У 1960р. видатний вчений проф. О.К. Біруля порівнюючи можливі максимальні швидкості руху автомобілів, обмежені граничними коливаннями, установив допустимі значення рівності проїзної частини для доріг різних категорій, стан покриттів яких за рівністю можна вважати відмінним [6]. З того часу сформувалось декілька напрямків, щодо нормування допустимих показників рівності [6–8]:

- за критерієм забезпечення комфорту руху для водія та пасажирів (на основі оцінки відповідності віброприскорень санітарним нормам);
- за критерієм дотримання граничного рівня безпеки руху;
- за критерієм забезпечення надійності і тривалості роботи дорожньої конструкції;
- за критерієм мінімуму сумарних наведених витрат автомобільного транспорту на перевезення вантажів та дорожнього господарства на здійснення ремонтних заходів.

Вимоги до гранично допустимого зниження рівності дорожнього покриття на цей час обґрунтовують по мінімуму сумарних наведених витрат автомобільного транспорту і дорожнього господарства. При цьому враховується щорічний приріст інтенсивності руху, зниження швидкості на нерівних покриттях і ряд інших факторів.

Однак вирішальними є критерій дотримання граничного рівня безпеки руху та критерій забезпечення комфорту руху для водія та пасажирів. Нормування рівності, за цими критеріями дозволить виключити інші. Для обґрунтування нормативних показників рівності за цими критеріями необхідна розробка математичної моделі взаємодії "дорога-автомобіль-водій", що дозволить визначати вібронавантаження діюче на споживачів дорожніх послуг, яке виникає при русі транспортного засобу з урахуванням його швидкості при погіршенні показника рівності. Моделювання дозволить прорахувати граничні показники рівності дорожніх покриттів для різних категорій автомобільних доріг враховуючи швидкість руху і технічні параметри транспортного засобу, а також рівність покриттів.

На підставі наведеного аналізу можна зробити наступні **висновки**:

У діючих нормативних документах показники поздовжньої рівності покриттів явно завищені та не дозволяють об'єктивно обґрунтувати види і обсяги робіт з ремонту та утримання автомобільних доріг для підвищення безпеки та комфорту руху. Необхідно переглянути вимоги до нормативних показників рівності дорожніх покриттів з урахуванням забезпечення безпеки і комфорту руху споживачів дорожніх послуг.

Література

1. Технічні правила ремонту та утримання автомобільних доріг загального користування України : П-Г.1-218-113:2009. – К. : “Фенікс”, 2009. – 232 с.
2. Безпека дорожнього руху. Автомобільні дороги, вулиці та залізничні переїзди. Вимоги до експлуатаційного стану : ДСТУ 3587-97. – К. : Держстандарт України, 1997. – 19 с.
3. Технічні правила ремонту та утримання автомобільних доріг загального користування України : П-Г.1-218-113-97. – К. : Укравтодор, 1997. –183 с.
4. Технические правила ремонта и содержания автомобильных дорог общего пользования Украинской ССР: П 218 УССР 113-80. – К. : Будівельник, 1981. – 192 с.
5. Бюлетень Укравтодору. Протяжність і характеристика автомобільних доріг загального користування на 1 січня 2010 року [Електронний ресурс]. – К.: Укравтодор, 2010. – Режим доступу: <http://www.ukravtodor.gov.ua/clients/ukrautodor.nsf/0/F1075DA5B62B391AC22572BB0042F76C> – Заголовок з екрана.
6. Сиденко В. М. Эксплуатация автомобильных дорог : [учебник для вузов] / В. М. Сиденко, С. И. Михович. – М. : Транспорт, 1976. – 288 с.
7. Чванов В. В. Обоснование требований к ровности дорожных покрытий с учетом обеспечения безопасности движения / В. В. Чванов, Д. А. Стрижевский // Дороги и мосты. – 2010. – № 24. – С. 171–185.
8. Сильянов В. В. Транспортно-эксплуатационные качества автомобильных дорог и городских улиц : [учебник для вузов] / В. В. Сильянов, Э. Р. Домке. – 2-е изд., стер. – М.: Издательский центр «Академия», 2008. – 352 с.

НОРМАТИВНА БАЗА ПО ЗАСТОСУВАННЮ ГЕОСИНТЕТИЧНИХ МАТЕРІАЛІВ В ДОРОЖНЬОМУ БУДІВНИЦТВІ

Анотація. В статті проведено аналіз створення нормативно-методологічної бази по застосуванню геосинтетичних матеріалів у вітчизняній дорожній галузі. Проведено порівняння вітчизняних нормативних документів по застосуванню геосинтетиків з європейськими нормативами, на основі якого визначено основні недоліки формування нормативної бази по застосуванню геосинтетичних матеріалів в дорожньому будівництві України.

Annotation. In the article the analysis of formation of normative and methodological basis for application of geosynthetic materials in home road industry is conducted. Comparison of home normative documents on application of geosynthetics with the European norms is made. On the ground of analyzed materials the main drawbacks of formation of normative basis for application of geosynthetic materials in road building of Ukraine are outlined.

Вступ

Аналізуючи світовий рівень застосування геосинтетиків в дорожньому будівництві, можна відмітити, що більшість розвинутих країн таких, як: США, Великобританія, Німеччина, Франція та ін., мають набір нормативно-методичних документів, які дають можливість на достатньо високому рівні вирішувати задачі, поставлені практикою дорожнього будівництва. Сьогодні можна виділити 2 тенденції (школи) в розвитку нормативно-методичної бази: європейську, основу на німецьких стандартах (Dini), та американську, основу на американських стандартах (ASTM). При цьому у всіх країнах історично, на першому етапі в нормативах акцент робився на переважаючий тоді нетканий геотекстиль. З утворенням в 1983р. Міжнародної спілки з геосинтетиків (IGS), розвиваються норми з врахуванням всього спектру геосинтетичних матеріалів. Можна відмітити, що в США цей процес йде швидше, ніж в країнах Європи. Одночасно за ініціативою міжнародних організацій йде процес гармонізації нормативів різних країн.

Основна частина. На сьогоднішній день можна сказати, що закордонні нормативні документи, так як і наші, є недосконалими. Найближчим часом повинні з'явитися нормативи по геосинтетикам Об'єднаної Європи, гармонізовані на основі Міжнародних норм та Національних стандартів (таких країн, як Німеччина, Франція, Великобританія, при цьому за основу прийняті німецькі «Діни» і ряд положень Британського стандарту, а також і американські норми), які будуть називатися Єврокоди.

Американські стандарти мають широкий спектр (понад 40 стандартів), який стосується саме методів випробувань суцільних геосинтетичних матеріалів (ГМ), а також геомембран, які широко застосовуються закордоном.

Німецькі правила більш диференційовані, з точки зору розгляду різних аспектів регламентації при використанні ГМ. Вони включають повний спектр, починаючи від технічних характеристик ГМ, областей їх застосування, вказівок по розрахунку потрібних параметрів, методів перевірки і випробувань, вказівок по вибору та оформленню договору постачання [1]. З числа інших німецьких документів слід відмітити рекомендації для проектування і розрахунку параметрів земляних споруд з ГМ. Також слід відмітити, що до числа основних нормативів, в яких регулюються питання застосування геосинтетиків в дорожньому будівництві, входять: «Технічні умови на постачання геотекстиля і геосіток для спорудження земляного полотна автомобільних доріг»; «Інструкція по використанню геотекстилей і геосіток в дорожньому будівництві» [2] та Стандарти (DINи) в основному по методам випробувань.

Британський стандарт BS 8006 «Зведення правил з армування ґрунтів природного залягання і насипних ґрунтів» включає правила і вимоги до всіх видів армування, в тому числі і при використанні геосинтетики. У ньому містяться матеріали, які призначені як для інформації, так і для практичного застосування. Він в найбільшій мірі відображає взаємозв'язок між геотехнікою, механікою ґрунтів і вимогами до сучасної геосинтетики. Стандарт розроблений із принципів граничних станів, а основні рекомендації сформульовані на основі запасів міцності з використанням коефіцієнтів запасу матеріалів і навантаження для різних випадків використання геосинтетики і проектування споруд [3].

Вітчизняна практика в цьому напрямку достатньо суттєво відстає.

На даний час в Україні в практиці проектування та будівництва геосинтетичні матеріали використовуються у всіх шарах дорожнього одягу та конструкції земляного полотна в якості елементів виконуючих різні функції з

метою досягнення позитивного ефекту, пов'язаного з підвищенням надійності дорожньої конструкції, її довговічності та якості будівництва.

Проте, більш масштабному впровадженню прогресивних конструкцій та технологій з застосуванням ГМ перешкоджає відсутність повноцінної нормативно-технічної бази, регламентуючої проектні рішення у встановленні вимог до геосинтетичних матеріалів і, як наслідок, неможливість закладання в проектну документацію об'єктивної системи контролю якості використовуваних матеріалів і виконання конструкцій при реалізації проекту, що теж є стримуючим фактором розширення застосування ГМ в дорожньому будівництві.

Не можна не відмітити той факт, що в Україні приділяється велика увага розробці нормативної документації, де чітко визначені вимоги та рекомендації при проектуванні, будівництві та ремонті доріг з застосуванням ГМ.

Але, не дивлячись на це, вітчизняна практика характеризується фрагментарним об'ємом і номенклатурою нормативних документів.

Так, на даний час, розроблені Відомчі будівельні норми - ВБН В.2.3-218-544:2008 Матеріали геосинтетичні в дорожньому будівництві. В них наведена класифікація ГМ у відповідності до міжнародної класифікації. Ці Норми встановлюють вимоги і рекомендації щодо застосування матеріалів геосинтетичних при проектуванні, будівництві та ремонті автомобільних доріг загального користування, при розробленні нормативних документів, технічної документації і відповідного програмного забезпечення. [4].

Згідно вищевказаного стандарту у дорожніх конструкціях геосинтетики можуть застосовуватись для забезпечення виконання семи функцій: розділення, фільтрування, дренажування, армування, захищення, ізолювання та протиерозійний захист. В залежності від функціонального призначення геосинтетичних матеріалів, змінюються критерії, за якими оцінюють їх придатність. Ці критерії поділяються на дві групи – проектні (механічні, гідравлічні) та технологічні (продавлювання плунжером, стійкість до вкладання). Технологічні критерії визначаються для всіх геосинтетиків незалежно від їх функцій.

Наприклад, для забезпечення функції армування в розрахунку основними параметрами є міцність при видовженні, тертя між ґрунтом і геосинтетиком, повзучість при видовженні, водопроникність, розмір отворів. А от для виконання функції фільтрування, при розрахунку використовують такі

характеристики, як: пористість, водопроникність, розмір отворів, стійкість до хімічного, біологічного та ультрафіолетового впливу.

Виходячи з умов роботи геосинтетиків в дорожній конструкції, існує необхідність в створенні нормативних документів з розмежуванням і розширенням сфер застосування та використання різних матеріалів вітчизняного і закордонного виробництва.

Розроблений та діє Стандарт організації України - СОУ 45.2-00018112-025:2007 Матеріали геосинтетичні. Методи випробувань. Згідно з яким проводяться лабораторні випробування ГМ. Цей стандарт застосовують при встановленні характеристик геосинтетиків, з послідуочим порівнянням та вибором оптимального матеріалу для заданого об'єкту, при оцінці їх відповідності нормативним та проектним характеристикам, при визначенні параметрів, режимів й умов випробувань геосинтетичних матеріалів, при встановленні розрахункових характеристик геосинтетичних матеріалів для проектування дорожніх конструкцій. [5].

Розроблено та впроваджено в дію Галузеві будівельні норми - ГБН В.2.3-218-548:2010 Споруди транспорту. Армогрунтові підпірні стінки для автомобільних доріг. Проектування та будівництво. Вони встановлюють вимоги на проектування та будівництво внутрішньостабілізованих підпірних конструкцій із застосуванням геосинтетичних армуючих матеріалів на автомобільних дорогах загального користування [6].

Окрім нормативних документів, розроблені також документи рекомендаційного та методичного характеру, а саме:

РВ.3.2-218-02070915-496:2005 Рекомендації із застосування геосинтетичних матеріалів при будівництві та ремонтах автомобільних доріг [7].

Р В.2.3-218-02070915-755:2009 Рекомендації з застосування геосинтетичних матеріалів при регулюванні водно-теплогового режиму дорожньої конструкції [8].

Утворення повноцінної нормативно-технічної бази повинно ґрунтуватись на таких принципах:

- Створенні загальної класифікації геосинтетики і геопластики для дорожнього будівництва з розмежуванням сфер застосування і використання різних матеріалів вітчизняного і закордонного виробництва в дорожніх конструкціях;

- Розробці вимог до матеріалів, виходячи з умов їх роботи в дорожній конструкції, розширені сфер застосування для змін існуючих технологій, обґрунтуванні розрахункових даних;

- Підготовці стандартів і методів на різні види випробувань геосинтетики згідно існуючих вимог з наступним створенням технічних умов для їх виробництва;

- Розробці документів нормативного, інструктивного і методичного характеру, що визначатимуть технічні і технологічні принципи роботи геосинтетики в дорожніх конструкціях;

- Створенні типових проектних рішень з використанням геосинтетики;

- Підготовці спеціальних документів, які визначатимуть умови постачання споживачам вітчизняних і закордонних матеріалів;

- На основі єдиної нормативно-технічної бази створити систему сертифікації вітчизняних та закордонних матеріалів.

Слід відмітити, що зараз розроблені і діють 90 стандартів ISO, європейських (EN), американських (ASTM) і лише на методи випробувань ГМ, а у нашій країні на жаль, один нормативний документ (COY).

Адже використання нових принципів конструювання з введенням в дорожні конструкції геосинтетики є об'єктивною необхідністю.

Висновок

Проблема формування нормативної бази для проектування дорожніх конструкцій, армованих геосинтетичними матеріалами, полягає у відсутності системного підходу до розробки моделей деформування та розрахунку шарових конструкцій, армованих плоскими та просторовими (об'ємними) структурами.

Основним недоліком існуючих підходів при вирішенні цих питань є спроба використання традиційних методик розрахунку конструкцій з суцільними, однорідними, ізотропними шарами для розрахунку армованих конструкцій, які взагалі по суті є конструктивно анізотропними.

Необхідні рішення задач побудови розрахункових моделей при армуванні об'ємними та плоскими ГМ, задачі встановлення зв'язків між пружніми характеристиками отриманого композитного анізотропного матеріалу і характеристиками заповнювача (грунту або асфальту) та армованої структури, розробка методів розрахунку при навантаженнях і температурних впливах, що характерні для всього періоду експлуатації дорожньої конструкції.

Ще одним пробілом у застосуванні ГМ є відсутність елементних кошторисних норм і розцінок на технології застосування ГМ та відсутність єдиного органу по сертифікації для геотекстильної продукції.

Звичайно створення повноцінної нормативної бази у області геотехнічних композитних матеріалів аналогічних, наприклад залізобетону, процес тривалий.

І, враховуючи напрацювання вітчизняних і закордонних досліджень та нормативів, наша країна на правильному шляху досягнення цієї мети.

Література

1. BS 8006. Стандарт Англії. «Зведення правил з армування ґрунтів природного залягання і насипних ґрунтів». Підготовлений під керівництвом Секторного управління по спорудам і цивільному будівництві підкомісією В/526/4 «Армування ґрунту та інших засипок». – Лондон, 1995.
2. Інструкція по використанню геотекстилей і геосіток в дорожньому будівництві. Німе чинна. Науково-дослідницька спілка дорожнього і транспортного будівництва. Робоча група по земляним роботам і фундаментальному будівництві. Видання, 1994.
3. Аливер Ю.А. Современная нормативно-методологическая база – важное условие внедрения в дорожные отрасли инноваций с применением геосинтетических материалов.// Журнал "GeoСинтетика. Инновации в строительстве" - березень 2011р. – Вып. №3.
4. Споруди транспорту. Матеріали геосинтетичні в дорожньому будівництві: ВБН В.2.3-218-544:2008 – К. Державна служба автомобільних доріг (Укравтодор), 2008.
5. Дорожньо-будівельні матеріали. Матеріали геосинтетичні. Методи випробувань: СОУ 45.2-00018112-025:2007 – К. Державна служба автомобільних доріг (Укравтодор), 2007.
6. Споруди транспорту. Армоґрунтові підпірні стінки для автомобільних доріг. Проектування та будівництво: ГБН В.2.3-218-548:2010 – К. Державна служба автомобільних доріг (Укравтодор), 2010.
7. Рекомендації із застосування геосинтетичних матеріалів при будівництві та ремонтах автомобільних доріг: Р В.3.2-218-02070915-496:2005 – К. Державна служба автомобільних доріг (Укравтодор), 2005.
8. Рекомендації з застосування геосинтетичних матеріалів при регулюванні водно-теплового режиму дорожньої конструкції: Р В.2.3-218-02070915-755:2009 – К. Державна служба автомобільних доріг (Укравтодор), 2009.

УДК 625.7/8

Гамеляк І.П., д-р техн. наук

ПРО ЕФЕКТИВНІСТЬ ВИКОРИСТАННЯ ВИСОКОМІЦНОГО ЦЕМЕНТОБЕТОНУ ДЛЯ БУДІВНИЦТВА ЖОРСТКИХ ПОКРИТТІВ

Анотація. В статті розглядається доцільність збільшення будівництва доріг з цементобетонним покриттям з використанням високоміцних бетонів в умовах інтенсивного руху великантажних транспортних засобів.

Ключові слова: жорсткий дорожній одяг, високоміцний цементобетон, інтенсивність руху, осьове навантаження.

Аннотация. В статье рассматривается целесообразность увеличения строительства дорог с цементобетонным покрытием с использованием высокопрочных бетонов в условиях интенсивного движения большегрузных транспортных средств.

Ключевые слова: жесткая дорожная одежда, высокопрочный цементобетон, интенсивность движения, осевая нагрузка.

Annotation. This article discusses the feasibility of increasing road construction, cement concrete pavement with high-strength concrete in heavy traffic and heavy vehicles.

Keywords: rigid road pavement, high-strength cement concrete, traffic, axle load.

Вступ

Протягом багатьох років, як в Україні, так і в усьому світі спостерігається динамічне зростання інтенсивності руху (більше як у два рази за десять років) та навантаження на вісь (більше 115 кН).

У світі від 3 до 6 % дорожньої мережі мають бетонне покриття. Перекладаючи цю статистику для нашої країни отримаємо, що близько 10.000 км доріг України повинні мати цементобетонне покриття. Зокрема це стосується магістральних автомобільних доріг та швидкісних доріг, де висока міцність поверхні дуже важлива. Розвиток стратегії будівництва покриттів добре прослідковується у наших сусідів на заході.

У Німеччині в 70-ті роки минулого століття будувалося 30 % цементобетонних покриттів, у 80-ті близько 60 %, а у другій половині 90-х вже 62 %. Так само в Чеській Республіці, де в останні 15 років близько 65 % нових доріг були збудовані з бетонним покриттям. В інших європейських країнах, також постійно зростає частка цементобетонних доріг. Наприклад, в Австрії і Великобританії частка бетонних доріг більше 50 %. У Бельгії, цементобетонні шосе складають 40 %, а доля місцевих доріг побудованих за цементобетонною технологією складає близько 60 % [1].

В Україні більшість цементобетонних покриттів побудовані в 50 - х ... 70 - х роках минулого століття. Майже всі вони потребують ремонту або вже відремонтовані з використанням асфальтобетонних шарів покриття. Із близько 170 тис. доріг загального користування тільки 2,4 тис. мають цементобетонне покриття, що становить всього 1,4 %.

Постановка задачі. В умовах стрімкого зростання навантажень на покриття та цін на нафтопродукти і відповідно органічні в'язучі виникає закономірне питання які дороги нам будувати? Із асфальтобетонним чи цементобетонним покриттям.

Статистика зміни вартості дорожньо-будівельних матеріалів вказує на стрімке її зростання. На рис. 1 – 2 наведені дані зміни вартості заповнювачів та в'язучих за останнє десятиріччя.

Вартість різних фракцій щебеню (рис. 1) зростає за експоненційною залежністю в період з 2000 по 2008 рік в 5...8 разів, проте в останні роки спостерігається практично незмінна вартість.

Вартість бітуму за десятиліття зростає в 10 разів (рис. 2). Особливо швидко росте вартість бітуму за останні 3 місяці з темпом 1200 грн/т в місяць і досягає на червень 2011 р. більше 7000 грн./т, збільшуючись ледве не щоденно. Вартість бітумної емульсії повторює зростання бітуму з коефіцієнтом 0,88 для

модифікованої і 0,66 для традиційної. Вартість цементу зросла за 10,5 років в 4,7 рази та за останні 3 роки практично не змінювалася.

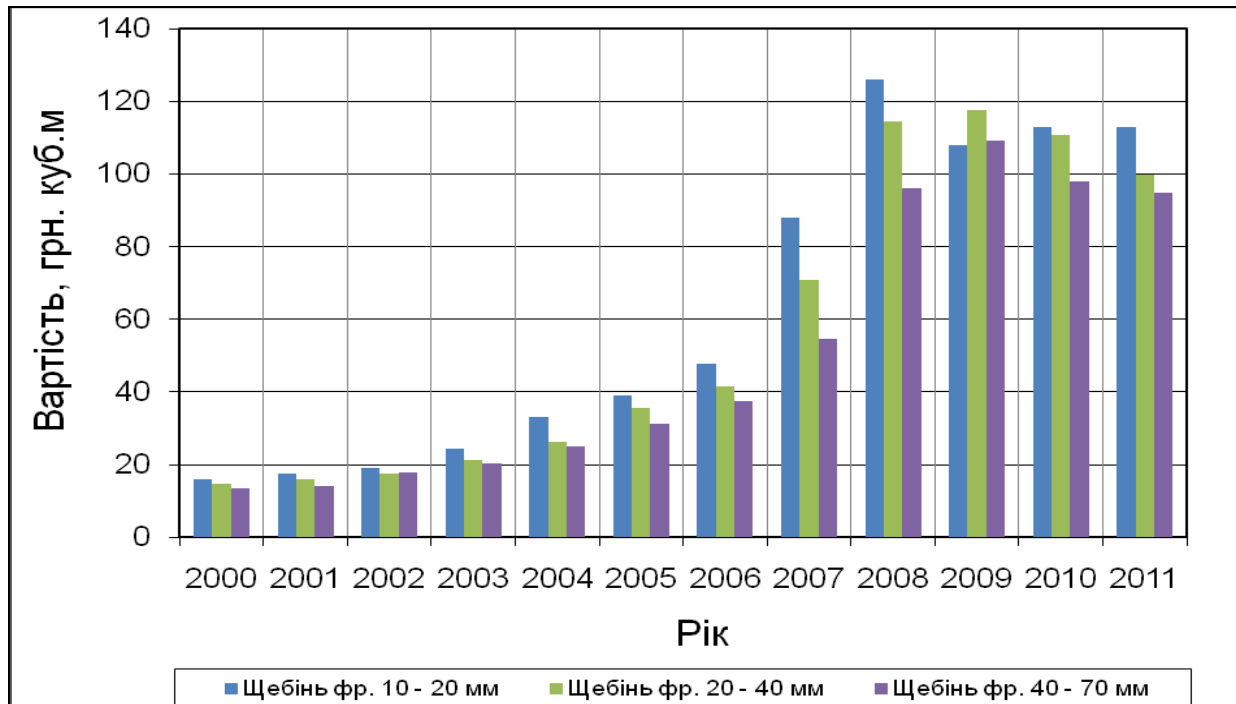


Рис. 1. Зміна вартості різних фракцій щебеню за останні 10,5 років

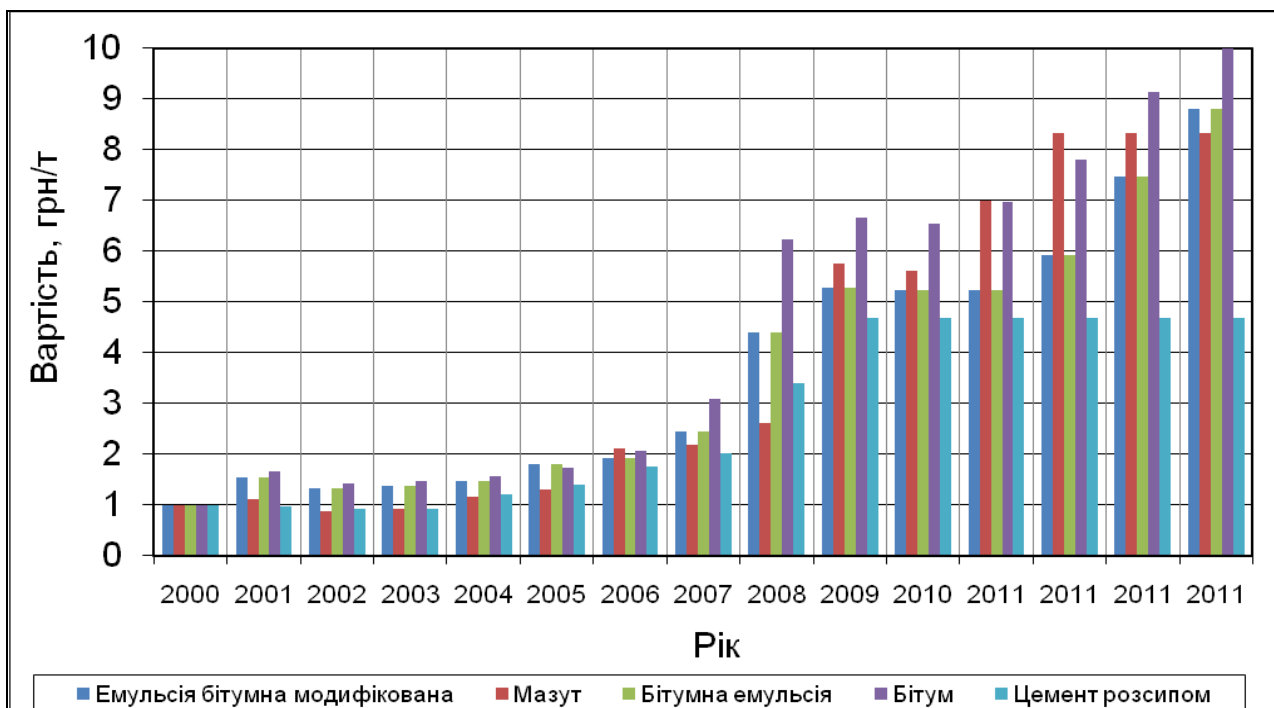


Рис. 2. Зміна вартості в'язучих за останні десять років

Багато аспектів впливають на вибір бетонного покриття.

Основні переваги цементобетонних покриттів в порівнянні з асфальтобетонними:

- більша міцність і довговічність;
- відсутність явища колійності;
- забезпечення більшої безпеки руху;
- наявність вітчизняної сировини;
- менше нагрівання за рахунок світлої поверхні;
- можливість переробки та повторного використання;

і навіть здатність забезпечити більш низький рівень шуму при влаштуванні шарів зносу.

В Україні спостерігається нестача власної сировини та недостатня кількість виготовлення дорожнього бітуму, щоб забезпечити потреби будівництва, тому виникає необхідність в імпорті.

Мета роботи. Оцінка ефективності використання високоміцних бетонів на сучасному етапі розвитку автодорожнього комплексу України.

Основна частина. Для розрахунку товщини цементобетонної плити [2] необхідні достовірні дані про зміну міцності на розтяг при згині, модуля пружності, коефіцієнта Пуассона та показника витривалості високоміцного бетону в залежності від класу міцності на стиск або розходу цементу при заданих технологічних режимах укладки (легкоукладальності чи жорсткості суміші).

Для установлення модуля пружності E цементобетону необхідно мати залежності “напруження σ – деформація ε ” (рис. 3), звідки із закону Гука визначається модуль пружності ($E = \tan \alpha = \sigma / \varepsilon$) [3].

Нажаль таких даних на даний час обмаль [4]. На рис. 4 наведена апроксимація даних по визначенню розрахункового модуля пружності бетону від класу бетону по міцності на розтяг при згині [2]. Звертає на себе увагу відсутність в нормах на проектування жорстких дорожніх одягів [2] бетонів з класом міцності вище $B 35$ ($B_{tb} 4,4$), в той час як при будівництві аерордромів [5] допускається використання бетонів з класом міцності до $B 60$ ($B_{tb} 6,4$).

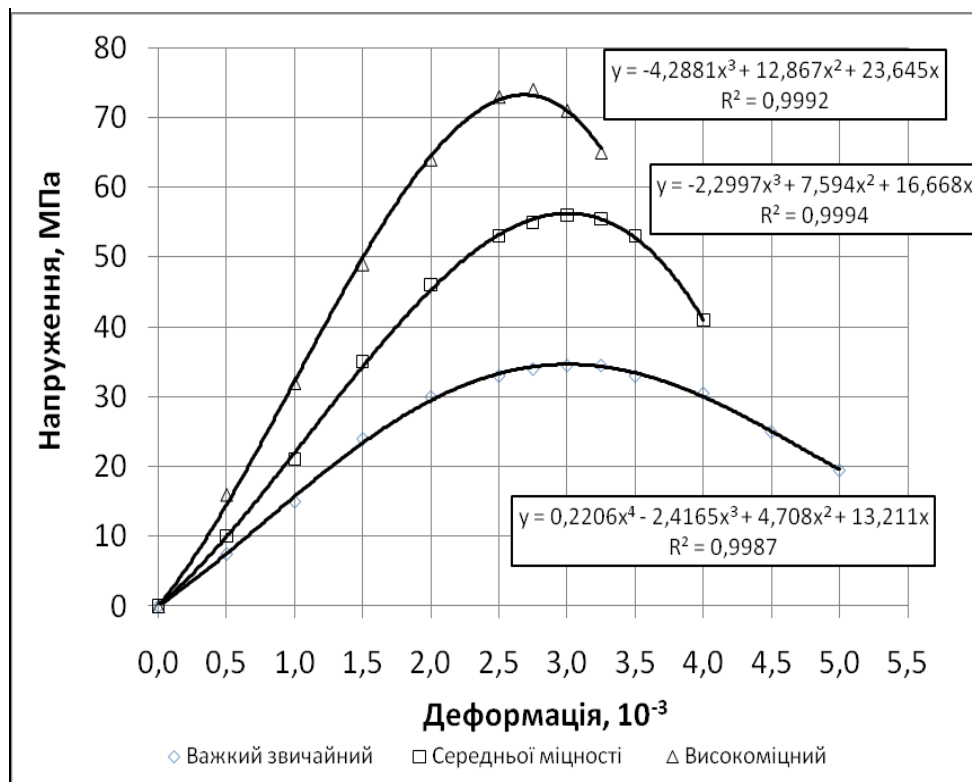


Рис. 3. Типова залежність “напруження - деформація” для високоміцного, важкого бетону середньої міцності та звичайного бетонів

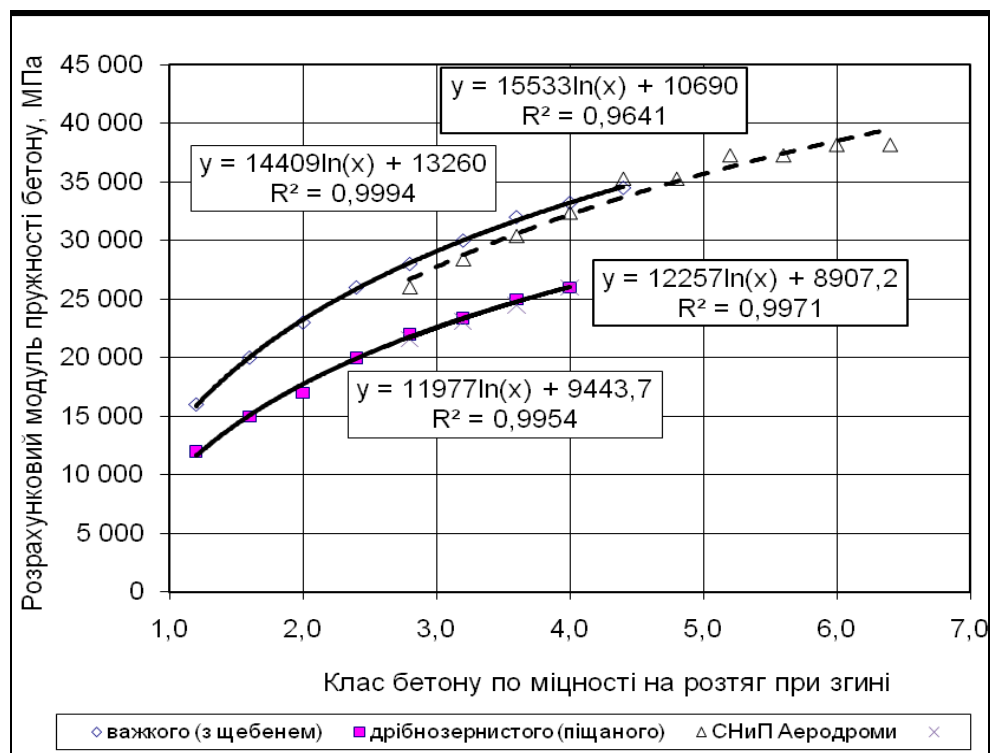


Рис. 4. Апроксимація даних по визначенню розрахункового модуля пружності бетону від класу бетону по міцності на розтяг при згині

Теоретична частина. Використовуючи розрахункові залежності ВБН В.2.3-218-008-97 [2] отримана залежність для визначення товщини цементобетонної плити від зміни факторів впливу

$$h \geq \sqrt{K_{МЦ} \frac{60 \cdot Q_p \cdot K_M \cdot K_{умв} \cdot K_{шт} [0,0592 - 0,09284 \cdot \ln(R/h \cdot \sqrt[3]{E(1-\mu_0^2)}) / [6E_0^e (1-\mu^2)])]}{B_{tb} K_{мс} \cdot 1,08 \cdot N_{\Sigma}^{-0,063} K_t(h)}}, (1)$$

де КМЦ – коефіцієнт міцності, що визначається залежно від категорії дороги та рівня надійності;

Q_p – розрахункове навантаження, кН;

K_M – коефіцієнт, що враховує вплив місця розташування навантаження;

$K_{умв}$ – коефіцієнт, що враховує умови роботи;

$K_{шт}$ – коефіцієнт, що враховує вплив з'єднань із штирями;

R – радіус відбитка колеса:

$$R = \sqrt{Q_p / (0,1\pi q_{ш})}, (2)$$

тут $q_{ш}$ – тиск у шинах, МПа;

E і μ – модуль пружності, МПа і коефіцієнт Пуассона бетону;

μ_0 – коефіцієнт Пуассона основи;

E_0^e – еквівалентний модуль пружності основи, МПа;

B_{tb} – мінімальний проектний клас бетону за міцністю на розтягування при згині, МПа;

$K_{мс}$ – коефіцієнт набору міцності;

N_{Σ} – сумарна кількість проїздів розрахункових осей за строк служби дорожнього одягу (осей/строк служби);

K_t – коефіцієнт, що враховує вплив температурного короблення плит, апроксимується лінійною залежністю для різних дорожньо – кліматичних зон

$$K_t(h) = a + b \cdot h. (3)$$

Модуль пружності дорожнього бетону E апроксимується логарифмічною функцією в залежності від B_{tb} класу міцності на розтягування при згині

$$E = 13260 + 14409 \cdot \ln(B_{tb}). (4)$$

Із залежності (1) з врахуванням (2 – 4) товщина визначається рішенням трансцендентного рівняння. Для виконання практичних розрахунків в середовищі MathCad складена програма, в якій реалізовано метод діхотомії для визначення товщини із залежності (1).

Приклад розрахунку. Розглянемо конкретний приклад проектування конструкції площадки сільськогосподарського ринку в м. Києві.

Вихідні дані:

- інтенсивність руху 50 авт./добу;
- ґрунт робочого шару земляного полотна: суглинок легкий (піщанистий);
- дорожньо-кліматичне районування У-II (Центр);
- строк служби дорожнього одягу $T_{cl} = 25$ років;
- група розрахункового навантаження A_1 ;
- нормативне статичне навантаження $Q_p = 115$ кН/вісь;
- питомий тиск $p = 0,8$ МПа;
- розрахунковий діаметр відбитка колеса рухомого автомобіля $D_0 = 34,5$ см;
- показник зміни інтенсивності руху $q = 1,0$;
- коефіцієнт динамічності 1,3;

Інтенсивність руху автомобілів за строк служби становить: 456 250 авт.

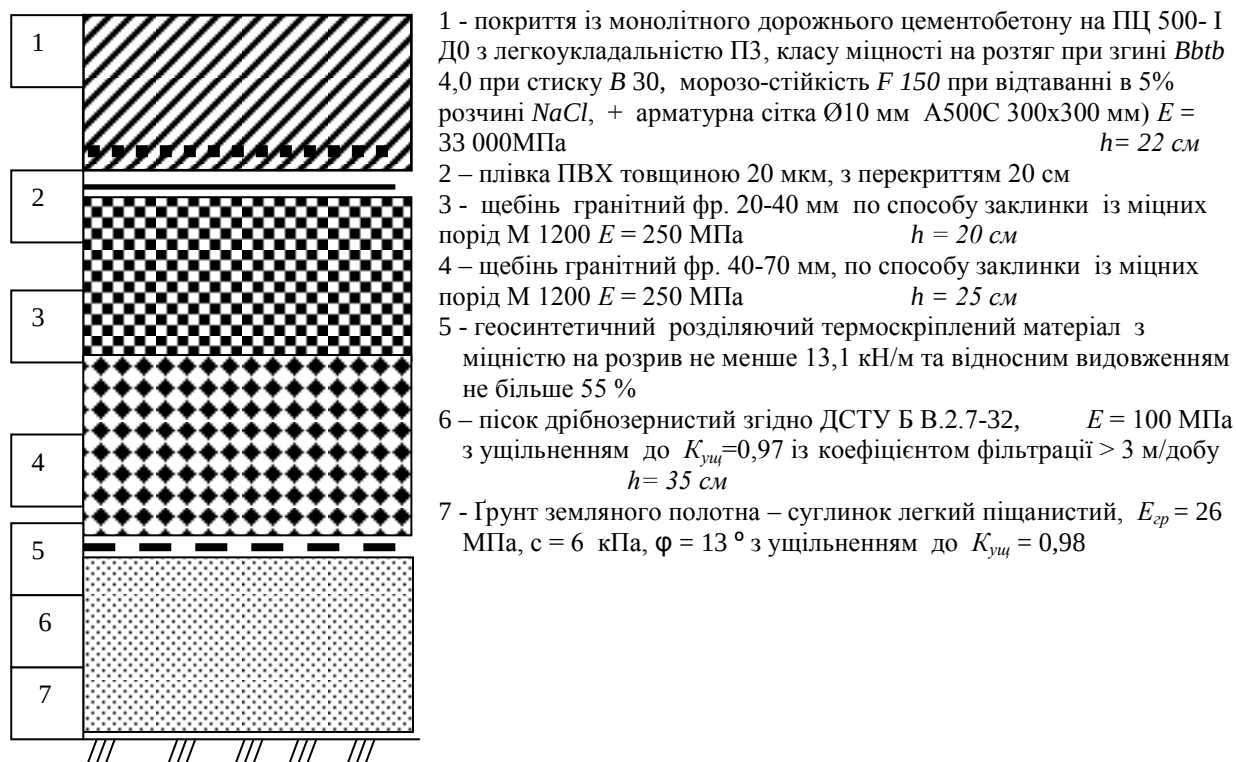


Рис. 5. Конструкція дорожнього одягу площадки

Звичайно проектувальники задають марку бетону на стиск В 22,5 з армуванням арматурою класу А500 діаметром 10 мм, з кроком 200х200 мм. Товщина плити при цьому приймається 20 см. Часто така конструкція починає руйнуватися вже через декілька років інтенсивної експлуатації. Альтернативним є варіант влаштування бетонної плити товщиною 22 см із бетону класу міцності В 35, однак ЦБЗ відмовляються готувати такий бетон.

Результати розрахунку товщини цементобетонної плити в залежності від класу міцності бетону на розтяг при згині подані на рис. 6.

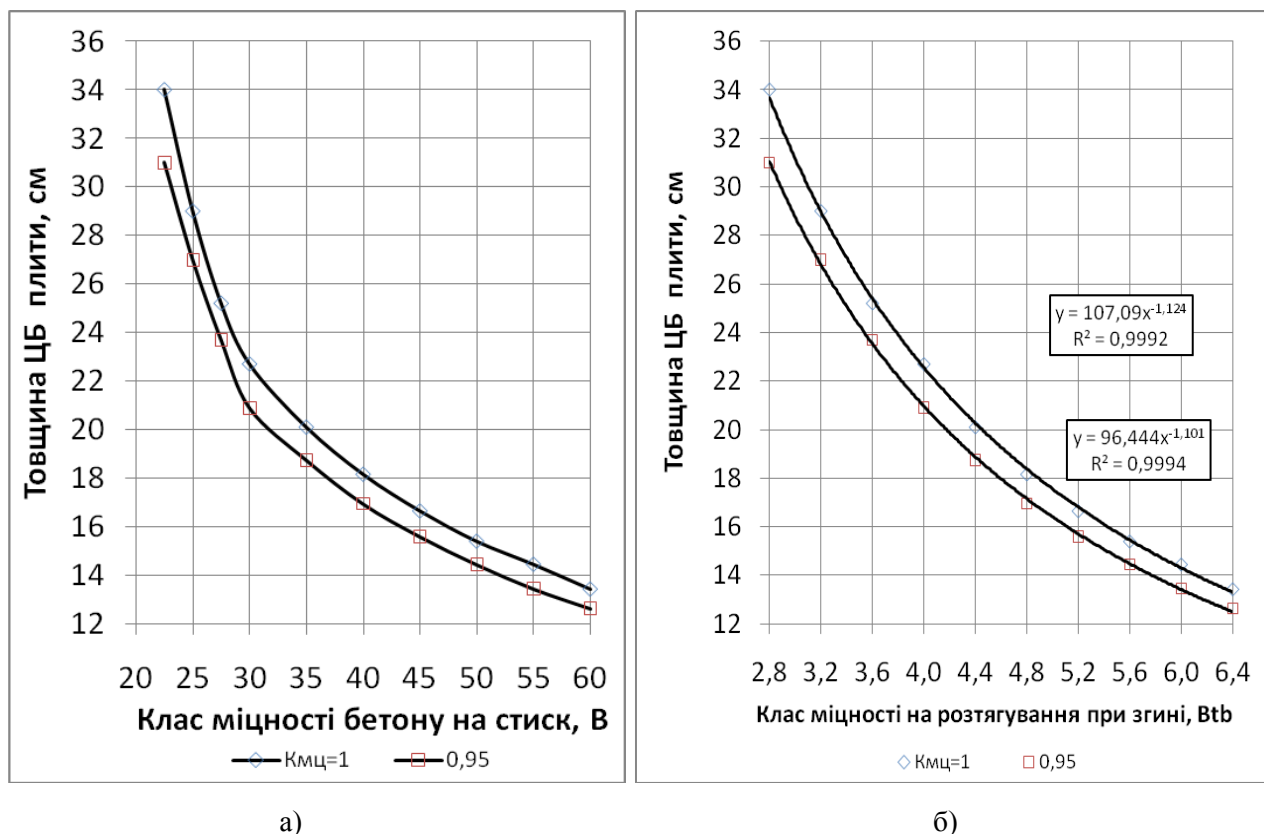


Рис. 6. Залежність товщини цементобетонної плити від класу міцності бетону:
а) на стиск; б) на розтягування при згині

Як слідує з результатів розрахунків (рис. 6) збільшення міцності бетону приводить до значного зменшення товщини плити і дозволяє відмовитися від армування металевою сіткою.

Моніторинг вартості 1 куб. м бетону на підприємствах будівельної індустрії в м. Києві вказує на експоненційну залежність ціни від класу міцності на стиск $Ціна_бетону = 350,3 \cdot e^{0,0205 \cdot B}$. На рис. 7 наведений графік зміни відносної ціни 1 куб. м бетону по відношенню до базової ціни бетону класу міцності В 30.

Наприклад, при використанні замість бетону *B 30* бетону *B 60* ціна зростає в 1,9 разів, а товщина цементобетонної плити зменшується майже в два рази, що дає змогу добитися значної економії заповнювачів. Мінімальна товщина плити має бути не менше 14...16 см із умов температурних деформацій.

Зміна відносного тарифу на доставку товарного бетону та розчинів апроксимується лінійною залежністю виду:

$$\text{Тариф} = 0,7362 + 0,0272 \cdot \text{Відстань}_{\text{перевезення}}.$$

При збільшенні відстані доставки з 10 до 50 км тариф зростає в 2,1 рази у відношенні до базового тарифу на 10 км 77,76 грн/м³.

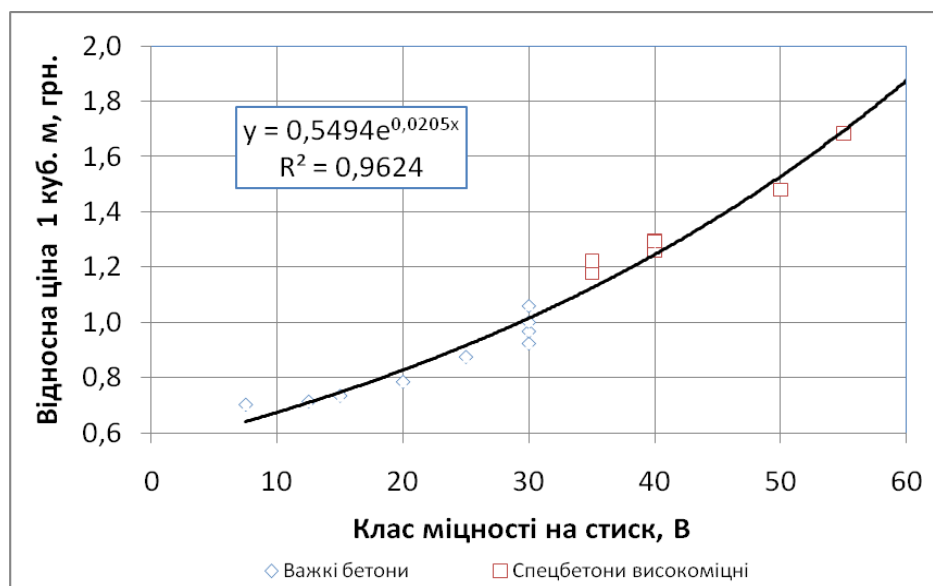


Рис. 5. Зміна відносної ціни 1 куб. м бетону по відношенню до базової ціни бетону класу міцності В 30 (637 грн/ м³) в залежності від класу міцності на стиск

Висновки

В умовах інтенсивного руху з великими швидкостями і різким гальмуванням важких автомобілів, автобусів і тролейбусів високі експлуатаційні якості покриттів вимагають збільшення будівництва доріг з цементобетонним покриттям.

Основними достоїнствами доріг з цементобетонним покриттям є:

- велика міцність, мале зношування поверхні, великий строк служби без значного ремонту при невеликій вартості утримання;

- достатня шорсткість поверхні покриття, що дозволяє розвивати значну швидкість руху автомобілів.

- цементобетонні покриття не змінюють несучу здатність при різких сезонних коливаннях температури і вологості. Більш того, з часом їх міцність зростає. Коефіцієнт опору руху у цементобетонних покриттів менший ніж у покриттів інших типів, завдяки чому зменшується витрата пального і зношуваність шин.

У наш час корінним чином змінилися умови дорожнього будівництва. Промисловість тепер може поставляти дорожні цементи в необхідних кількостях і потрібного складу. Будівництво цементобетонних покриттів виконується сучасними високопродуктивними комплектами машин з ковзаючими формами.

Зростання інтенсивності руху та навантажень на вісь на дорогах України вимагає значно збільшити будівництво цементобетонних покриттів. При капітальному ремонті та реконструкції існуючі покриття слід розглядати як основу для підсилення цементобетоном. При новому будівництві необхідно віддавати перевагу покриттям з високоміцного бетону (В 40 ... В 60 і вище). Слід очікувати значний економічний ефект при будівництві цементобетонних покриттів сучасних аеродромів, де товщина плити більше 45 см, а загальна товщина цементовмісних шарів більше 1,0 м.

Література

1. www. Drogi Betonowe. Polska. – 2011.
2. ВБН В.2.3.-218-008-97 Проектування і будівництво жорстких та з жорсткими прошарками дорожніх одягів. - К.: Укравтодор, 1997. – 218 с.
3. Caldarone M.A. High-strength concrete. A practical guide. – New York, Taylor & Francis, 2008. – 252 p.
4. Васильев Ю.М., Агафонцев В.П. и др. Дорожные одежды с основаниями из укрепленных материалов. - М.: Транспорт, 1989. – 191 с.
5. СНиП 2.05.08-85 Аеродромы. - М.: ЦИТП Госстроя СРСР, 1985. - 59 с.

ЩЕ ДО ПИТАННЯ НОРМУВАННЯ СТУПЕНЯ УЩІЛЬНЕННЯ ТА КОНТРОЛЮ ЯКОСТІ УЩІЛЬНЕННЯ ҐРУНТІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ.

Анотація. Доводиться необхідність і можливість застосування класичної процедури статистичного порівняння нормативних (директивних) і фактичних (вимірних) значень густини сухого ґрунту, вологості та опосередкованих показників якості (динамічний модуль пружності і т.ін.) при контролі якості ущільнення ґрунтів.

Аннотация. Доказывается необходимость и возможность применения классической процедуры статистического сравнения нормативных (директивных) и фактических (измеренных) значений плотности сухого грунта, влажности и косвенных показателей качества (динамический модуль упругости и т.д.) при контроле качества уплотнения грунтов.

Annotation. Necessity and possibility of classical procedure application of statistical comparison of normalized (**directive**) and real (by measurement obtained) values of dry soil density modulus etc.) are to be proved by a quality control of soils compaction.

Вступ

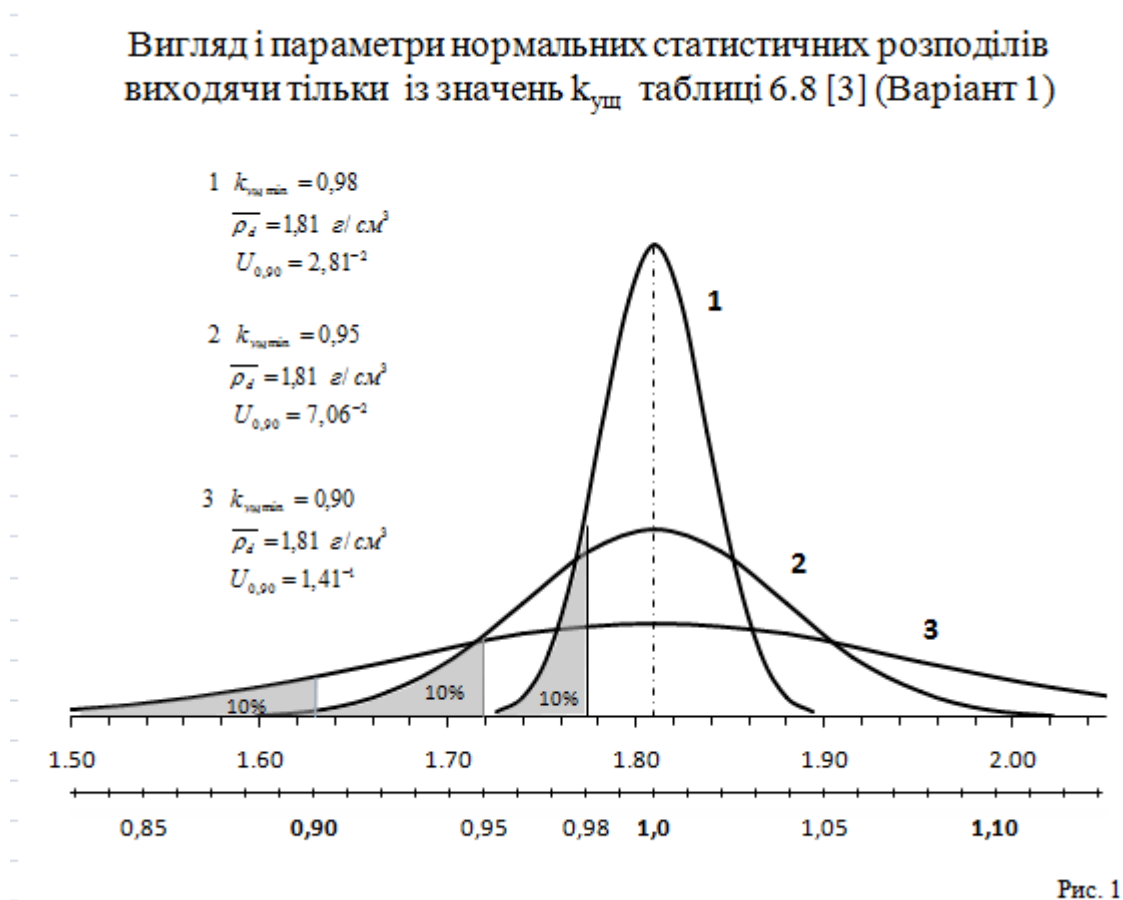
Згідно Закону України «Про метрологію та метрологічну діяльність», стаття 10, п.1: «Результати вимірювань можуть бути використані за умов, якщо відомі відповідні характеристики похибок або **невизначеності** вимірювань» [1].

Невизначеність – «...**неопределенность** (измерений): Параметр связанный с результатами измерений и характеризующий рассеяние значений, которые могли бы быть обоснованно приписаны измеряемой величине; **стандартная неопределенность (U)**: Неопределенность результата измерений, выраженная в виде среднего квадратичного отклонения (СКО);» [2].

Основна частина

Якщо аналізувати дані таблиці 6.8 ДБН В.2.3-4:2007 [3] то тут, як і в усіх попередніх нормативних і довідкових документах з цього питання [4, 5, 6, 7, 8 та ін.], а також і за закордонними нормами, йдеться тільки про так звані найменші значення коефіцієнтів ущільнення ($K_{ущ, \min}$), які за прийнятою домовленістю призначаються, як певна частина одиниці, яка в свою чергу відповідає показнику, що визначається стандартним випробуванням за відповідним ДСТ [9,10]. Але там (у нормативних документах) нічого не говориться про те, а що ж треба приймати за середнє значення статистичного розподілу показника, що нормується, з яким треба буде порівнювати конкретні вибіркові середні значення, що будуть отримані при контрольних вимірюваннях цього показника і як саме оцінювати якість ущільнення. Можливо, за мовчазною згодою, слід мати на увазі, що у кожному конкретному випадку (вид ґрунту) середнім значенням показника буде те значення, яке у відносних оцінках прийняте за одиницю, наприклад: $\rho_{d \max} - K_{ущ}=1,0$; $W_o - K_{зв}=1,0$; $\bar{E}_d - K_d=1,0$, та інші.

При статистичному підході до нормування ступеню ущільнення ґрунтів ці вимоги (Таблиця 6.8[3]) можна представити так як показано на Рис.1.



Для кожного з цих нормованих статистичних розподілів менше мінімального ρ_{dmin} при $k_{yщ min} = 0,98; 0,95; 0,90$ і т.ін. повинно бути не більше 10% результатів вимірювання із 100%. Але всі вони різняться між собою значенням середнього квадратичного відхилення – U г/см³, яке як і середнє значення розподілу є основним показником якості ущільнення ґрунту. Чим більш гостроверхим є розподіл, тим більш однорідно, а відповідно якісніше ущільненим є ґрунт. Так при $k_{yщ min} = 0,98$, що відповідає вимогам до робочого шару, який є безпосередньо основою дорожнього одягу, середнє квадратичне відхилення буде мінімальним, а при $k_{yщ min} = 0,90$, який відповідає нижній частині насипу, що не підтоплюється, середнє квадратичне відхилення буде найбільшим, що свідчить про закладену ще у ДБН дуже велику неоднорідність ущільнення ґрунту в цій частині насипу, що в принципі недопустимо. Але інтерпретація статистичних показників, що показані на Рис.1, є тільки однією із можливих. Для тих самих мінімальних значень коефіцієнтів ущільнення їх можна представити і так як показано на Рис.2.

Вигляд і параметри нормальних статистичних розподілів виходячи тільки із значень $k_{yщ}$ таблиці 6.8 [3] (Варіант 2)

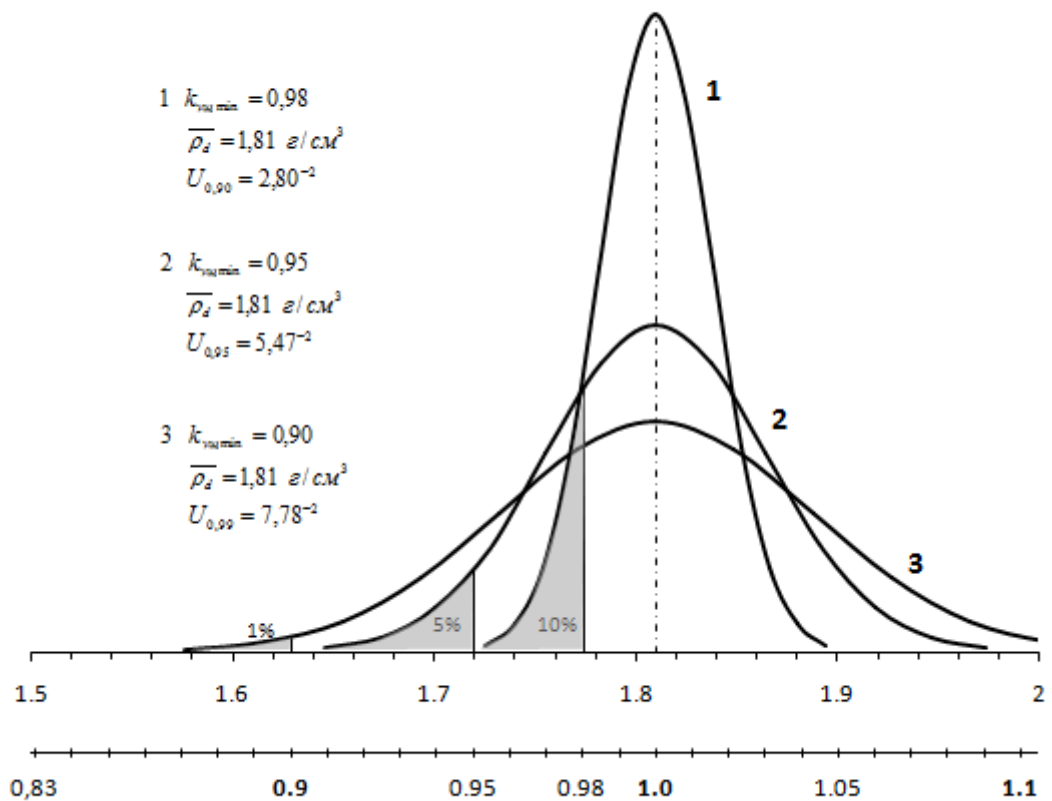


Рис. 2

Таким чином у будь-якому випадку при $\bar{\rho} = \rho_{d \max}$, вигляд нормальних статистичних розподілів показує, що в них завжди повинні бути не тільки значення густини сухого ґрунту ρ_d менші за $\rho_{d \max}$, але і більші за нього. У багатьох може виникнути питання, а чи це можливо? Так можливо і навіть обов'язкове. В першу чергу про це свідчать результати досліджень іноземних авторів, вже починаючи з часу першого застосування лабораторного ущільнення за методом Проктора у 30-40 рр. XX століття. А результати лабораторного ущільнення за Проктором, незважаючи на певні методичні відмінності, досить добре збігаються і результати стандартного ущільнення ДСТУ Б В.2.1–12: 2009 чи ГОСТ 22733–77 і дають навіть дещо більші значення показників $\rho_{d \max}$ і менші w_0 .

Так згідно Таблиці 2.5 [11], яка наводиться у дещо переробленому і скороченому вигляді у Таблиці 1, видно, що вже тоді, при існуючому на той час рівні ґрунтоущільнюючої техніки, у польових умовах зазвичай досягалось ущільнення ґрунту краще за лабораторне ущільнення. Про це ж говориться і в самому тексті цієї роботи стосовно укочування ґрунтів: «Максимальный объёмный вес скелета грунта, который достигается при укатке, был примерно равен или несколько превышал полученный в лаборатории. Работа катков оказалась более эффективной на песках и гравийном материале, где достигнутое уплотнение соответствовало требованиям А.А.С.Н.О».

Таблиця 1 – Порівняння через коефіцієнти ущільнення ρ_d , г/см³ і w , % відносного зволоження значень і отриманих в польових умовах із лабораторним випробуванням за стандартним ущільненням по Проктору

Тип лабораторного та польового ущільнення	Масна глина		Пилувата глина		Суглинок важкий		Пісок		Гравійна суміш	
	$\rho_d/\rho_{d \max}$	w/w_0	$\rho_d/\rho_{d \max}$	w/w_0	$\rho_d/\rho_{d \max}$	w/w_0	$\rho_d/\rho_{d \max}$	w/w_0	$\rho_d/\rho_{d \max}$	w/w_0
Стандартне ущільнення	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Каток гладкобарабанный (≈3т)	0.98	0.8	1.06	0.8	0.99	1.14	1.05	0.91	1.04	0.89

Продовження таблиці 1

Тип лабораторного та польового ущільнення	Масна глина		Пилувата глина		Суглинок важкий		Пісок		Гравійна суміш	
	ρ_d/ρ_{dmax}	w/w ₀	ρ_d/ρ_{dmax}	w/w ₀	ρ_d/ρ_{dmax}	w/w ₀	ρ_d/ρ_{dmax}	w/w ₀	ρ_d/ρ_{dmax}	w/w ₀
Каток гладкобарабанний ($\approx 8t$)	1.07	0.8	1.07	0.8	1.01	1.00	1.09	0.73	1.07	0.78
Каток на пневматичних шинах	1.01	1	1.00	1	0.94	1.14	1.05	1.00	0.98	0.78
Кулачковий каток	1.10	0.6	1.12	0.7	1.03	0.86	-	-	1	0.67
Трамбівка вибухової дії	1.10	0.7	1.06	0.7	1.01	0.93	1.06	0.91	1.06	0.78

Аналогічні висновки при порівнянні результатів лабораторного ущільнення за Проктором і у полі робить і Б.К. ХОУ [12]: «Принимают, что получаемая при этом плотность грунта (по Проктору) приблизительно эквивалентна плотности, которая могла бы быть достигнута в полевых условиях после трёх проходов по уплотнённому слою грунта относительно лёгких катков, бывших в употреблении перед второй мировой войной». Ще відвертіше з цього питання висловлюється Т.Акройд [13] «На многих стройках было установлено, что максимальная плотность при соответствующей оптимальной влажности, установленная в лабораториях, оказалась слишком малой для полевых условий, поэтому ААШО (объединение дорожных учреждений штатов США) выработала и стандартизовало так называемое видоизмененное испытание на уплотняемость. В этом испытании работа уплотнения увеличена путём увеличения веса трамбовки с 2,5 до 4,5 кг, а высота её падения с 30 до 45 см». Слід додати, що при цьому кількість шарів, які ущільнювались у тій самій за об'ємом і розмірами формі зростає з трьох до п'яти, що забезпечило ще більший ступінь ущільнення ґрунтів. До цього лише можна додати, що, як нам відомо, у сучасній закордонній практиці дорожнього будівництва, зокрема у Польщі, для робочого шару мінімальне значення коефіцієнта ущільнення дорівнює одиниці, тобто $\rho_{dmin} = \rho_{dmax} = 1$. Більш того, навіть у Таблиці 2.3[14] йдеться про коефіцієнти ущільнення значно більші за одиницю. Таким чином

можна зробити висновок, що призначення середини статистичного розподілу при контрольній якості ущільнення на рівні $k_{\text{ущ}}=1,0$ є цілком обґрунтованим і доцільним. Але в той час як вигляд наведених на Рис.1,2 статистичних розподілів з $k_{\text{ущ min}}=0,98; 0,95$ є досить реальний, то використання всіх інших значень $k_{\text{ущ min}}$ взагалі не можна вважати доцільним.

Ще більш недоцільними є вимоги до можливих статистичних розподілів наведені у Таблиці 22.1 [3] стосовно того, що не більше 10% результатів вимірів можуть мати відхилення від **проектних значень коефіцієнтів ущільнення в бік зменшення до 2%**, решта не нижче проектного значення. Як би там не було, але ця вимога автоматично переносить середину розподілу із $k_{\text{ущ}}=1,0$ до всіх інших мінімальних значень коефіцієнтів ущільнення. До того ж пояснення, що до 2% в бік зменшення: тотожне ще одному зменшенню коефіцієнта ущільнення подібного до прийняття значення $k_{\text{ущ}}=0,98$ для робочого шару. Якщо представити всі ці вимоги у графічній інтерпретації, то вони будуть мати вигляд розподілів показаних на рис.3.

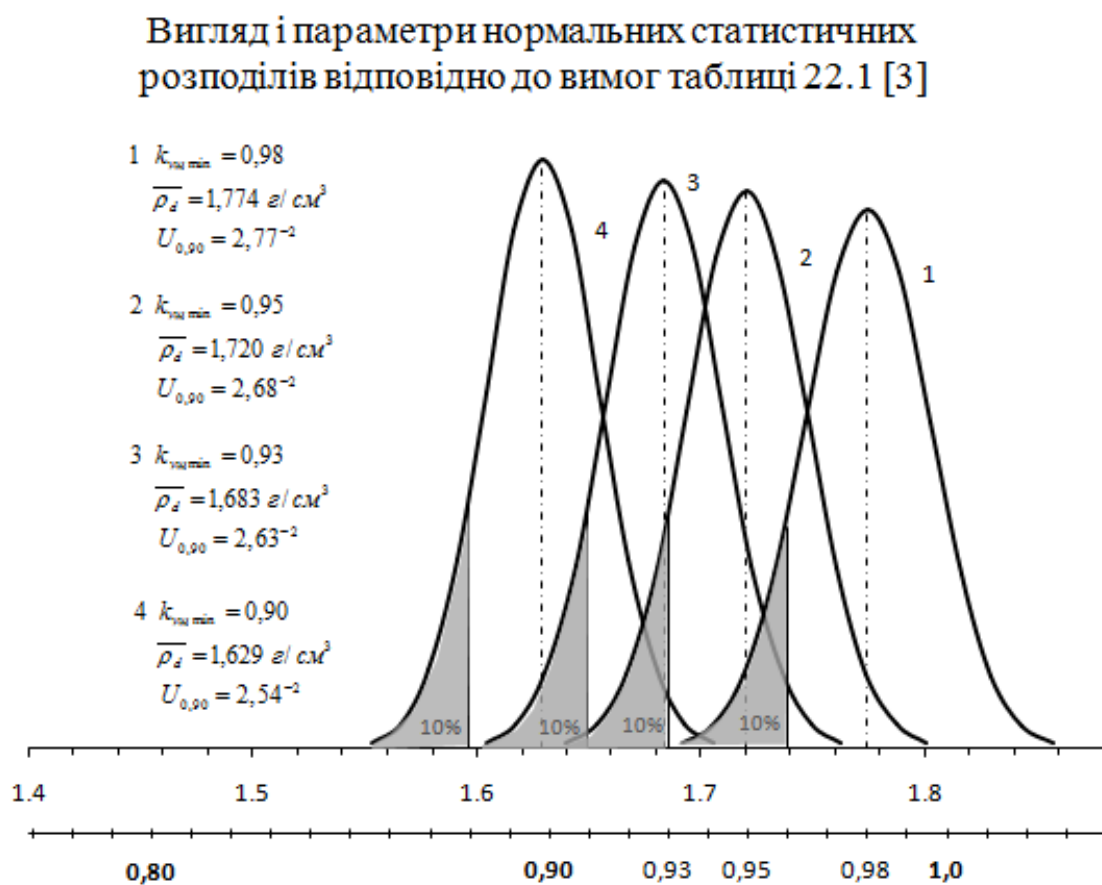


Рис. 3

Як видно з цих розподілів, то вже прийняття за середнє значення значення густини сухого ґрунту з коефіцієнтом ущільнення $k_{\text{ущ}}=0,98$ значно зменшує ступінь ущільнення ґрунту в насипу, не кажучи про всі інші значення мінімальних коефіцієнтів ущільнення, використання яких в принципі знищує саму ідею штучного ущільнення ґрунтів.

Характерно, що і на побутовому рівні ці мінімальні значення показників густини сухого ґрунту і відповідні їм значення коефіцієнтів ущільнення сприймаються не як найменші і до того ж такі, що досить рідко ($\sigma=-1,281$; $\leq 10\%$) повинні зустрічатись в контрольних розподілах, серединою якого є $\rho_{d\max}$ ($k_{\text{ущ}}=1,0$), а саме, як характерне середнє значення показника щільності для певної ґрунтової конструкції чи елемента земляного полотна ($\sigma=0$; $\leq 50\%$), хоча це в принципі неправильно. Але підтвердженням такого неправильного трактування цього мінімального значення показника ущільнення, як певного середнього значення параметру, що контролюється, навіть у нормативних документах, є таблиці 6.5 та 6.10 [3].

Наостанок можна тільки відмітити, що через брак у діючих нормативних документах об'єктивного статистичного механізму оцінки результатів ущільнення по контрольних виборках шляхом порівняння заданої і фактичної вибіркової середньої густини сухого ґрунту оцінка якості здійснюється шляхом прямого безпосереднього порівняння значень коефіцієнта ущільнення для кожного окремого виміру із мінімальним нормативним, що також є неправильним. Таким чином у складі, як і цього нормативного документа, так і його попередників [4, 5, 6, 7, 8 та ін.] з одного боку наведені вимоги, що заперечують можливість одночасного існування одне одного, а з іншого боку у них відсутні будь-які конкретні вказівки, як же реально призначати і сам генеральний (в даному разі – **директивний**) розподіл можливих значень густини сухого ґрунту, або будь-якого іншого параметру, що контролюється, тобто його середнє значення, і значення середнього квадратичного відхилення, з якими буде здійснюватись порівняння аналогічних параметрів кожної контрольної вибірки, **так і механізм самого порівняння**.

Виходячи із згаданого доходимо висновку, що серединою **директивного**, тобто заданого нормального розподілу значень густини сухого ґрунту при контролі якості ущільнення повинна бути саме максимальна густина сухого ґрунту $\rho_{d\max} = \overline{\rho_d}$; $K_{\text{ущ}}=1,0$, що визначається відповідним лабораторним

випробуванням [9]. Мінімальне значення густини сухого ґрунту при контролі якості визначаємо як завжди:

$$\rho_{d \min} = \bar{\rho}_d \times K_{yщ \min}. \quad (1)$$

Тоді **директивне** середнє квадратичне відхилення розраховуємо за формулою:

$$U = \left| \frac{\rho_{d \min} - \bar{\rho}_d}{n\sigma} \right| \quad (2)$$

тут σ – квадратичне відхилення **нормованого** (одиничного) нормального розподілу.

Його значення можуть змінюватись від $n=-3,0$ до $n=+3,0$, або просто у інтервалі $-3,0\sigma - +3,0\sigma$. За іноземною статистичною термінологією це так звані Z-оцінки нормального статистичного розподілу.

Залежно від параметра що оцінюється (ρ_d ; W ; E_d і т.ін.) це нормоване відхилення може здаватись одно або двосторонньою довірчою ймовірністю, тобто кількістю вимірів параметра виражених у долях одиниці (0,95; 0,99; і т.ін.) чи у відсотках (95%; 99%; і т.ін) які повинні знаходитись у заданому інтервалі межі якого відповідають певним значенням σ ($n\sigma$).

Розглянувши механізм розрахунку головних статистичних показників **директивних** розподілів $\bar{\rho}_d(\mu)$ і U перейдемо до процедури статистичної оцінки якості ущільнення ґрунту на основі порівняння середніх значень і значень середніх квадратичних відхилень контрольних (дослідних) вибірок із **директивними** (генеральними). Це здійснюється шляхом розрахунку експериментальних значень коефіцієнтів Стюдента і Пірсона за формулами:

$$t_e = \left| \frac{\bar{x} - \mu}{U} \sqrt{n} \right| \quad (3)$$

$$\chi_e^2 = \frac{(n-1)S^2}{U^2} \quad (4)$$

і їх порівнянням із табличними, наприклад [15], нормованими значеннями цих показників, при відповідних довірчій ймовірності (0,99 або 0,95) і фактичній кількості вимірів у вибірці.

У формулах (3) і (4) μ і $\bar{X}$ – середні значення показників ρ_d **директивного** і вибіркового розподілів; U^2 і S^2 – дисперсії **директивного** і вибіркового розподілів, а n – кількість вимірів у вибірці.

Розглянемо процедуру призначення параметрів **директивного** нормального розподілу густини сухого ґрунту і оцінки якості його ущільнення скориставшись даними прикладу № 1 (розділ 3.4 стор. 41) [16], тільки прийнявши до уваги, що там виконувався приблизний розрахунок, тому що середнє значення контрольної вибірки бралось як медіана ранжируваного ряду значень ρ_d , г/см³, а тут – точний. Згідно цього прикладу $\rho_{d \max}=1,89$ г/см³; $K_{\text{ущ, min}}=0,98$ (верхній шар земляного полотна). Контрольна вибірка складається із 13 значень густини сухого ґрунту, ρ_d : 1,88; 1,82; 1,84; 1,90; 1,85; 1,88; 1,87; 1,93; 1,83; 1,80; 1,88; 1,89; 1,89 г/см³. Для неї $\bar{\rho}_d=1,866$ г/см³ і $S=3,618^{-2}$ г/см³.

Оскільки при спорудженні земляного полотна автомобільних доріг необхідно обмежувати тільки мінімальні значення показника ρ_d , а не і максимальні, які і так важче досягти, при виборі значення **директивного** квадратичного відхилення необхідно приймати односторонню довірчу ймовірність з боку мінімальних значень ρ_d . Але через те, що вимоги до робочого шару задані коефіцієнтом ущільнення 0,98 вже самі по собі є досить жорсткими, то при розрахунку значення **директивного** квадратичного відхилення задаємося довірчою ймовірністю не на рівні 0,99 ($\sigma=-2,326$), а тільки на рівні 0,95 ($\sigma=-1,645$), тобто не менше 95% вимірів із 100 % повинні мати значення більші мінімального.

Таким чином рис.4: $\rho_{d \min}=1,89 \times 0,98=1,852$ г/см³, а середнє квадратичне відхилення для **директивного** розподілу значень показника ρ_d буде:

$$U_{0,95} = \left| \frac{1,852 - 1,89}{-1,645} \right| = 2,31^{-2} \text{ г/см}^3$$

Шляхом традиційного формального порівняння отримуємо: $K_{\text{ущ, шару}}=1,866:1,89 \approx 0,99 > 0,98$. Здавалось би, що все дуже добре. Насправді, статистичне порівняння відповідних показників вибірки з **директивними** значеннями дає такий результат:

$$\left. \begin{aligned} \ominus t_e &= \frac{1,89 - 1,866}{2,31^{-2}} \sqrt{13} = 3,74 > t_\alpha = 1,782 \\ \ominus \chi_e^2 &= \frac{(13 - 1) \cdot 1,309^{-3}}{5,336^{-4}} = 29,44 > \chi_\alpha^2 = 21,03 \end{aligned} \right\} \alpha = 0,95$$

Схема призначення директивного нормального розподілу густини сухого ґрунту - ρ_d , г/см³ для оцінки якості ущільнення робочого шару земляного полотна

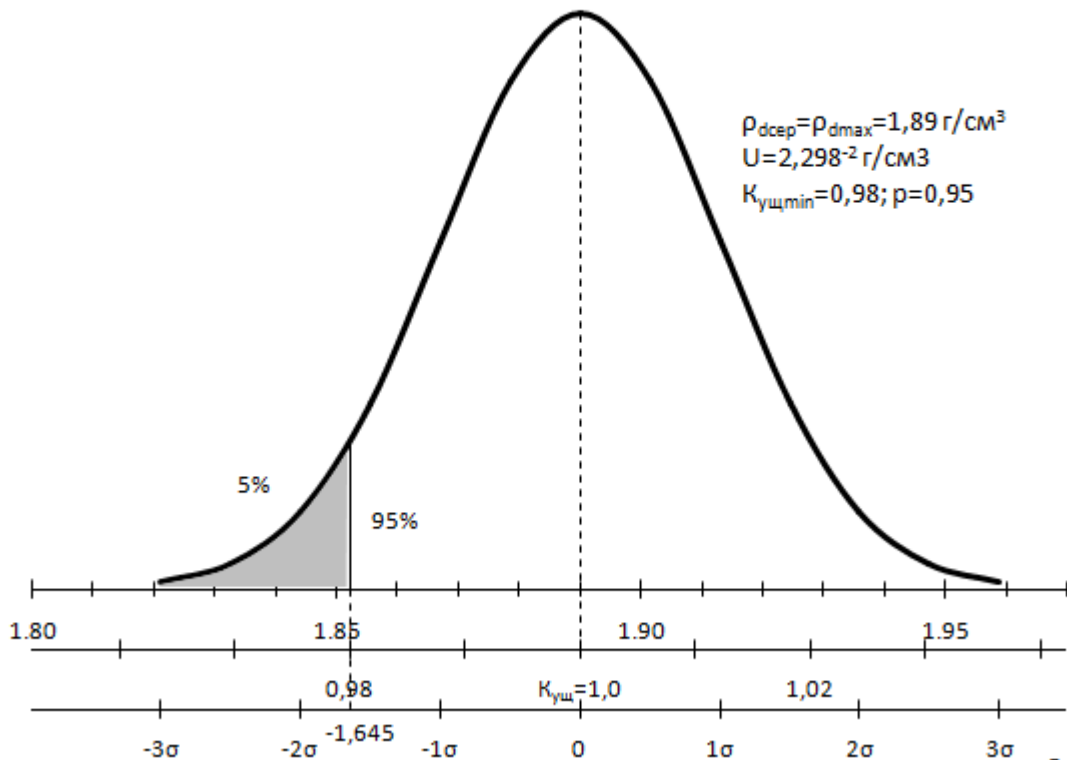


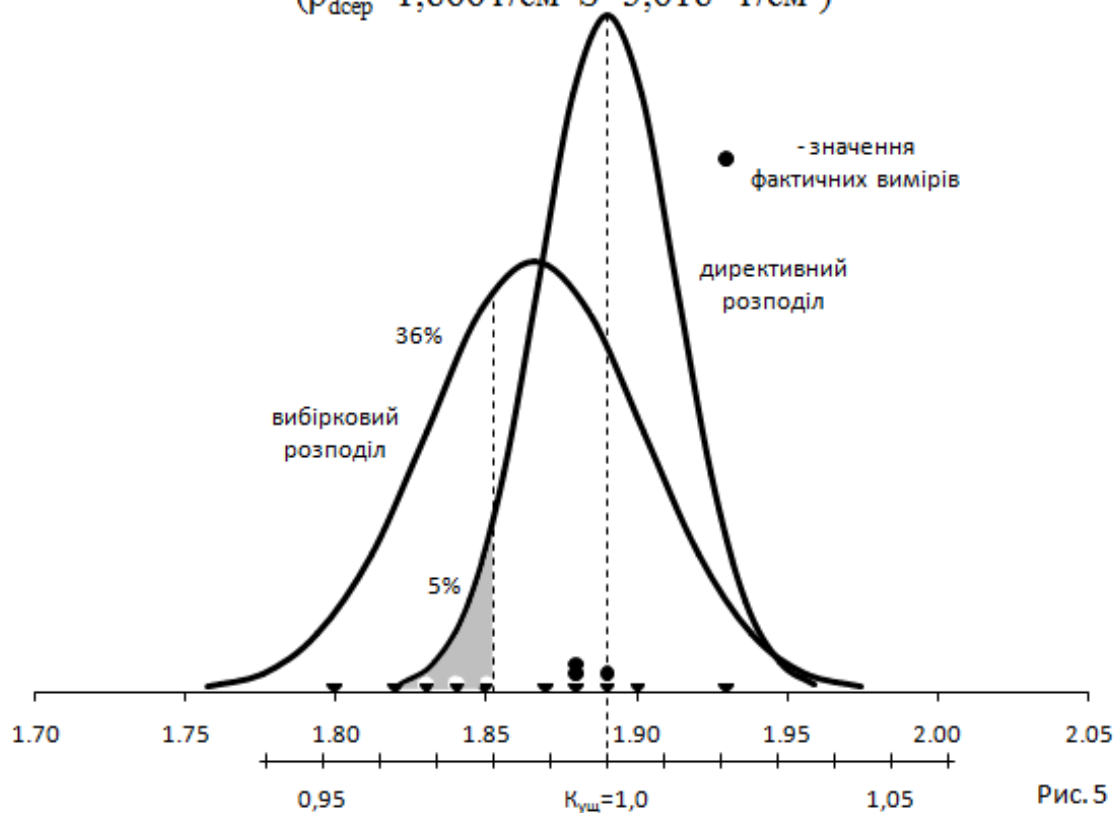
Рис. 4

Знак мінус перед рівняннями означає, що досягнутий ступінь ущільнення і однорідності ущільнення ґрунту з ймовірністю 95% не відповідає вимогам ущільнення робочого шару, а згідно [16] ця якість оцінюється, як задовільна – «удовлетворительно», що в принципі теж погано (рис. 5).

Аналогічний незадовільний результат отримали і при ймовірності 99% і навіть 99,5%.

Так само нескладно перевірити, чи задовольняють результати контрольної вибірки якості і однорідності ущільнення необхідних для інших конструктивних елементів земляного полотна, які, наприклад, відповідають мінімальному коефіцієнту ущільнення $K_{ущ min} = 0,95$, але вже при односторонній довірчій ймовірності на рівні 99% ($\sigma = -2,326$).

Вигляд нормальних статистичних розподілів при порівнянні вимог до ущільнення робочого шару $\rho_{d\text{сер}}=1,89 \text{ г/см}^3$ $S=2,298^{-2} \text{ г/см}^3$ ($K_{\text{ущ}}=0,98$; $p=0,95$) із однією із вибірок фактичних вимірювань ($\rho_{d\text{сер}}=1,866 \text{ г/см}^3$ $S=3,618^{-2} \text{ г/см}^3$)



Для цих умов:

$$\rho_{d \min} = 1,89 \times 0,95 = 1,796 \text{ г/см}^3$$

$$U_{0,99} = \left| \frac{1,796 - 1,89}{-2,326} \right| = 4,04^{-2} \text{ г/см}^3.$$

Тобто дозволяється більша неоднорідність, а тим самим і менша якість ущільнення ґрунту (рис. 6) при одному й тому ж середньому значенні.

За статистичним порівнянням:

$$\left. \begin{aligned} \ominus t_e &= \frac{1,89 - 1,866}{4,04^{-2}} \sqrt{13} = 2,14 > t_\alpha = 1,782 \\ \oplus \chi_e^2 &= \frac{(13 - 1) \cdot 1,309^{-3}}{1,632^{-1}} = 9,82 < \chi_\alpha^2 = 21,03 \end{aligned} \right\} \alpha = 0,95$$

$\rho_{dсер} = \rho_{dmax} = 1,89 \text{ г/см}^3$
 $U = 4,063 \cdot 10^{-2} \text{ г/см}^3$
 $K_{ущmin} = 0,95; p = 0,99$

1% 99%

1.75 1.8 1.85 1.9 1.95 2

0,95 $K_{ущ} = 1,0$ 1,05

-3σ $-2,326$ -2σ -1σ 0 1σ 2σ 3σ

Рис. 6

Порівняння вже самих **директивних** статистичних розподілів густини сухого ґрунту для робочого шару, та всього іншого об'єму земляного полотна (Рис. 8) показує, що між ними теж існує дуже значна відмінність навіть при однаковому середньому значенні цих розподілів і полягає вона у їх суттєво різній неоднорідності:

$$\left. \begin{aligned} \oplus \quad t_e &= \frac{1,89 - 1,89}{2,31^{-2}} \sqrt{13} = 0 < t_\alpha = 1,782 \\ \ominus \quad \chi_e^2 &= \frac{(13 - 1) \cdot 1,632^{-3}}{5,336^{-4}} = 36,70 > \chi_\alpha^2 = 21,03 \end{aligned} \right\} \alpha = 0,95$$

Вигляд нормальних статистичних розподілів при порівнянні вимог до ущільнення загального об'єму земляного полотна $\rho_{\text{дсер}}=1,89 \text{ г/см}^3$ $S=4,06 \cdot 10^{-2} \text{ г/см}^3$ ($K_{\text{ущ}}=0,95$; $p=0,99$) із однією із вибірок фактичних вимірювань ($\rho_{\text{дсер}}=1,866 \text{ г/см}^3$ $S=3,618 \cdot 10^{-2} \text{ г/см}^3$)

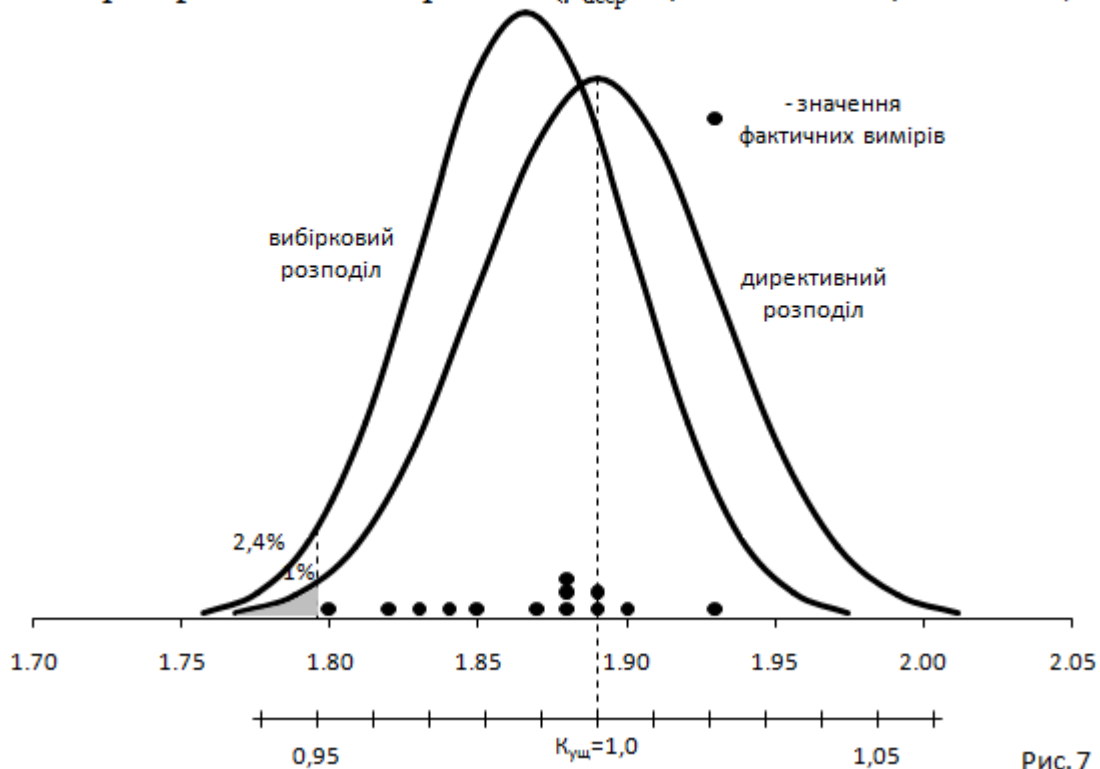


Рис. 7

Суттєва різниця між значеннями $\chi^2_{\text{в}}$ і $\chi^2_{\text{д}}$ є не тільки при 95% довірчій ймовірності, а й при будь-якій іншій.

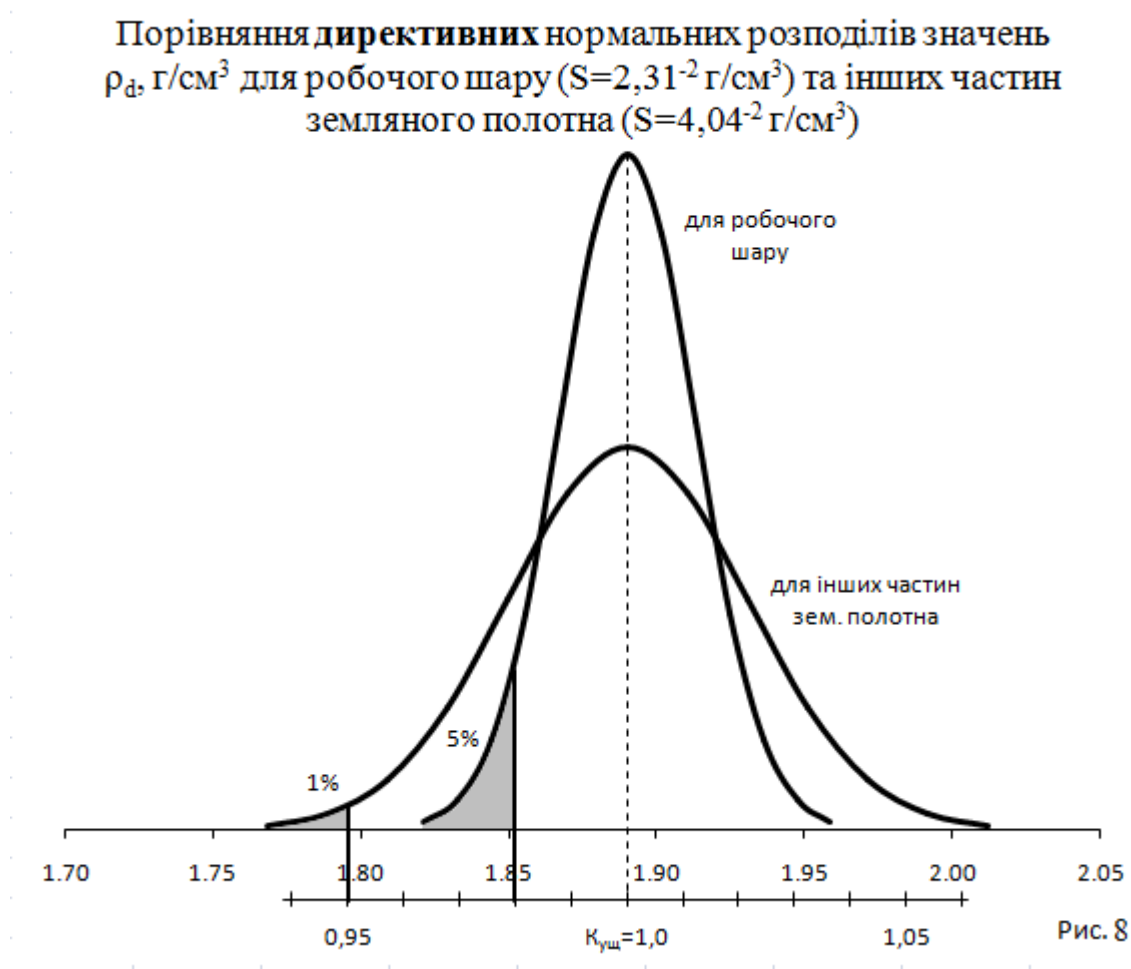
Таким чином на якість ущільнення дуже сильно впливає не тільки величина середнього значення у вибірці але і неоднорідність ущільнення ґрунту.

Незважаючи на певну незвичність викладеного матеріалу для широкого загалу виробників, реалізація таких розрахунків через невелику кількість простих формул і особливо виконання розрахунків з використанням комп'ютера, яке дозволяє також виводити на дисплей і друкувати відповідні кожному з таких порівнянь статистичні розподіли, робить отримані при контролі якості висновки дуже наочними.

Висновки

1. Фактично діюча процедура оцінки якості ущільнення ґрунту шляхом прямого формального порівняння як окремих, так і середнього вибіркового значень досягнутої в процесі ущільнення густини сухого ґрунту із допустимим мінімальним $\rho_{\text{д}} \geq \rho_{\text{дmin}}$; $\bar{\rho}_{\text{д}} \geq \rho_{\text{дmin}}$, не тільки не відповідає вимогам Закону України

[1], але й призводить до неправильних висновків, щодо досягнутої якості виконаної роботи.



2. Наведені у цій роботі розрахунки і пояснення показують, що звичайна у всіх інших сферах діяльності процедура статистичного порівняння при оцінці якості виконаних робіт може бути з успіхом використана і при контролі якості ущільнення ґрунтів, для чого вона повинна бути введена у діючі нормативні документи при їх черговому доопрацюванні, як реалізація набутого досвіду у цій сфері.

3. Також слід переглянути досить громіздку і до того ж зовсім необґрунтовану як щодо реальних можливостей ґрунту ущільнюючої техніки, так і щодо вимог до конструктивних елементів земляного полотна діючу систему мінімальних значень коефіцієнтів ущільнення, залишивши лише два з них. Перший щодо ступеню ущільнення ґрунту робочого шару, а другий щодо всіх інших частин земляного полотна. Одночасно треба буде нормувати вимоги до призначення довірчої ймовірності значень середніх квадратичних відхилень, наприклад, для робочого шару – 0,95, а для всіх інших елементів 0,99.

Література

1. Закон України «Про метрологію та метрологічну діяльність». Відомості Верховної Ради України зі змінами від 01.06.10р. Київ 1998 р.
2. Применение «Руководства по выражению неопределенности измерений. Рекомендации по межгосударственной стандартизации. Государственная система обеспечения единства измерений. Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации. Минск. В Украине вводится с 2004 г.
3. ДБН В.2.3-4:2007. Споруди транспорту. Автомобільні дороги. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво. Київ Мінрегіонбуд України 2007.
4. СНиП 2.05.02-85. Автомобильные дороги. – М.: Гос. ком. СССР по делам строительства, 1986.
5. СНиП II-Д5-72. Автомобильные дороги. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1973.
6. НитУ 128-55. Нормы и технические условия проектирования автомобильных дорог. – М.: Гос. ком. Совмина СССР по делам строительства, 1955.
7. Руководство по сооружению земляного полотна автомобильных дорог. – М.: Минтрансстрой, Транспорт, 1982.
8. СН 449-72. Указания по проектированию железных и автомобильных дорог. – М.: Госстрой СССР, Стройиздат, 1973.
9. ДСТУ Б В.2.1-12:2009. Ґрунти. Метод лабораторного визначення максимальної щільності. Київ. 2010.
10. ГОСТ 22733-77. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. – М.: Госстрой СССР. Издательство стандартов, 1979.
11. Механика грунтов для инженеров-дорожников (грунты в дорожном строительстве) перевод с англ. Автотрансиздат М.1957, LONDON HER MAJESTY'S STATIONERY OFFICE 1952: Reprinted 1954.
12. Хоу Б.К. Основы инженерного грунтоведения перевод с англ. – М.: Стройиздат, 1966.
13. Акройд Т.А. Лабораторные испытания грунтов в строительстве. Перевод с англ. – М.: Автотрансиздат, 1959.
14. ВБН В.2.3–218–186–2004. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу. – Київ, Укравтодор, 2004.
15. Мюллер П., Нойман П., Штерн Р. «Таблицы по математической статистике. Перевод с немецкого. – М.: Финансы и статистика, 1982.
16. Операционный контроль качества земляного полотна и дорожных одежд. Под ред. А.Я. Тулаева. – М.: Транспорт, 1985.

Онищенко А.М., канд.техн.наук, Невінгловський В.Ф., Різніченко О.С.

ВПЛИВ НОВИХ ПОЛІМЕРНИХ МАТЕРІАЛІВ СЕРІЇ БУТОНАЛ NS 104 НА ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ АСФАЛЬТОБЕТОНУ

Анотація. Описані результати дослідження асфальтобетону типу Г та щебенево-мастикового асфальтобетону на основі в'язучого модифікованого полімерним латексом Бутонал NS 104. При приготуванні сумішей та зразків користувалися оригінальними приладами, розробленими авторами досліджень. Проведені випробування показали, що за своїми фізико-механічними показниками полімерасфальтобетони переважають традиційні асфальтобетони. Підвищена водостійкість та збільшена довговічність полімерасфальтобетонів у порівнянні із традиційними асфальтовими бетонами дає передумови для їх використання з метою підвищення експлуатаційного терміну.

Ключові слова: асфальтобетон, щебенево-мастиковий, полімерасфальтобетон, полімерний латекс Бутонал NS 104, фізико-механічні властивості асфальтобетонів.

Вступ

На даний час в Україні на вулицях та дорогах спостерігається збільшення інтенсивності та вантажнапруженості дорожнього руху, що висуває підвищені вимоги до асфальтобетону та його складових. Особливо це стосується в'язучого – бітуму, який за своїми властивостями значно поступається бітумам, що використовуються в Західній Європі. Зрозуміло, що використання традиційних підходів для підвищення міцності та довговічності асфальтобетону в шарах дорожнього одягу не забезпечує в належній мірі вирішення цієї важливої для народного господарства проблеми.

Враховуючи багаторічний досвід застосування полімерів в Україні [1-5] можна стверджувати, що введення їх в склад суміші чи бітум може значно підвищити міцність асфальтобетону, а отже вирішити поставлену сучасністю проблему забезпечення довговічності покриття вулиць та автомобільних доріг. Як відомо, полімерні латекси серії Бутонал фірми БАСФ (США) дозволяють модифікувати бітум та асфальтобетонні суміші і забезпечують можливість підвищувати вказані характеристики асфальтобетону. До цього часу в Україні досить широкого поширення набув катіонний полімерний латекс Бутонал NS

198, який використовується для модифікації бітуму та безпосередньо асфальтобетонної суміші в асфальтозмішувальній установці [5].

Постійний розвиток полімерів серії Бутонал спеціалістами фірми БАСФ з метою підвищення їх властивостей для удосконалення технології застосування, а також підвищення якості полімерасфальтобетону потребує більш нових та ґрунтовних досліджень даних матеріалів. Кафедрою дорожньо-будівельних матеріалів і хімії Національного транспортного університету вже більше трьох років ведуться глибокі дослідження полімеру даного класу [5] і в даній роботі представлені підсумкові результати вивчення стандартних фізико-механічних властивостей асфальтобетону на основі полімерного латексу Бутонал NS 104.

Вихідні матеріали для досліджень

Для виготовлення асфальтобетонної суміші використовувалися матеріали, що широко використовуються в дорожньому будівництві України. Мінеральні матеріали використовували Малинського КДЗ, а в якості в'язучого використовували бітум марки БНД 90/130 Мозирського НПЗ, який модифікували різною кількістю полімеру Бутонал NS 104. В якості стабілізуючих волокон при виготовленні щебенево-мастикової суміші використовували волокна Топцель фірми CFF (Німеччина). Всі складові матеріали асфальтобетонної суміші відповідали діючим вимогам [6].

Для проведення досліджень, на першому етапі були запроектовані зернові склади асфальтобетонних сумішей, що можуть використовуватися у верхніх шарах покриття у відповідності із чинними вимогами [7, 8]. Проектування зернових складів виконували за допомогою програми DBM-2, що розроблена кафедрою дорожньо-будівельних матеріалів і хімії в 2005 р. (автори: В.В.Мозговий, О.М.Бесараб, А.М.Онищенко). Використовуючи дану програму були запроектовані склади асфальтобетону типу Г та щебенево-мастикового асфальтобетону (ЩМАС), які використовувалися в подальших дослідженнях:

1. ЩМАС 0/10:

- щебінь фракції 5-10 мм – 65 %;
- дроблений пісок – 24 %;
- мінеральний порошок – 10,6 %;
- стабілізуючі волокна Топцель – 0,40 %;
- в'язуче (бітум та полімербітум) – 6,00, 6,30 та 6,60 % (вміст в'язучого приведений понад 100 % мінеральної частини за масою);

2. Асфальтобетон типу Г:

- дроблений пісок – 90 %;

- мінеральний порошок – 10 %;
- в'язуче (бітум та полімербітум)– 5,70%, 6,00% та 6,30 % (вміст в'язучого приведений понад 100 % мінеральної частини за масою).

Виготовлення та підготовка зразків до випробувань

Для виготовлення асфальтобетонної суміші використовували лабораторну мішалку розроблену спільно з ТОВ «Міжнародна хімічна продукція» (рис. 1), що відтворює умови приготування суміші на асфальтобетонних заводах.

Для встановлення раціонального часу приготування асфальтобетонної суміші, з метою забезпечення її однорідності, попередньо були проведені дослідження фізичних та механічних властивостей асфальтобетону (рис. 2, 3). Час приготування суміші коливався від 30 с. до 5 хв., температура попереднього нагріву вихідних матеріалів відповідала вимогам стандарту на асфальтобетон.

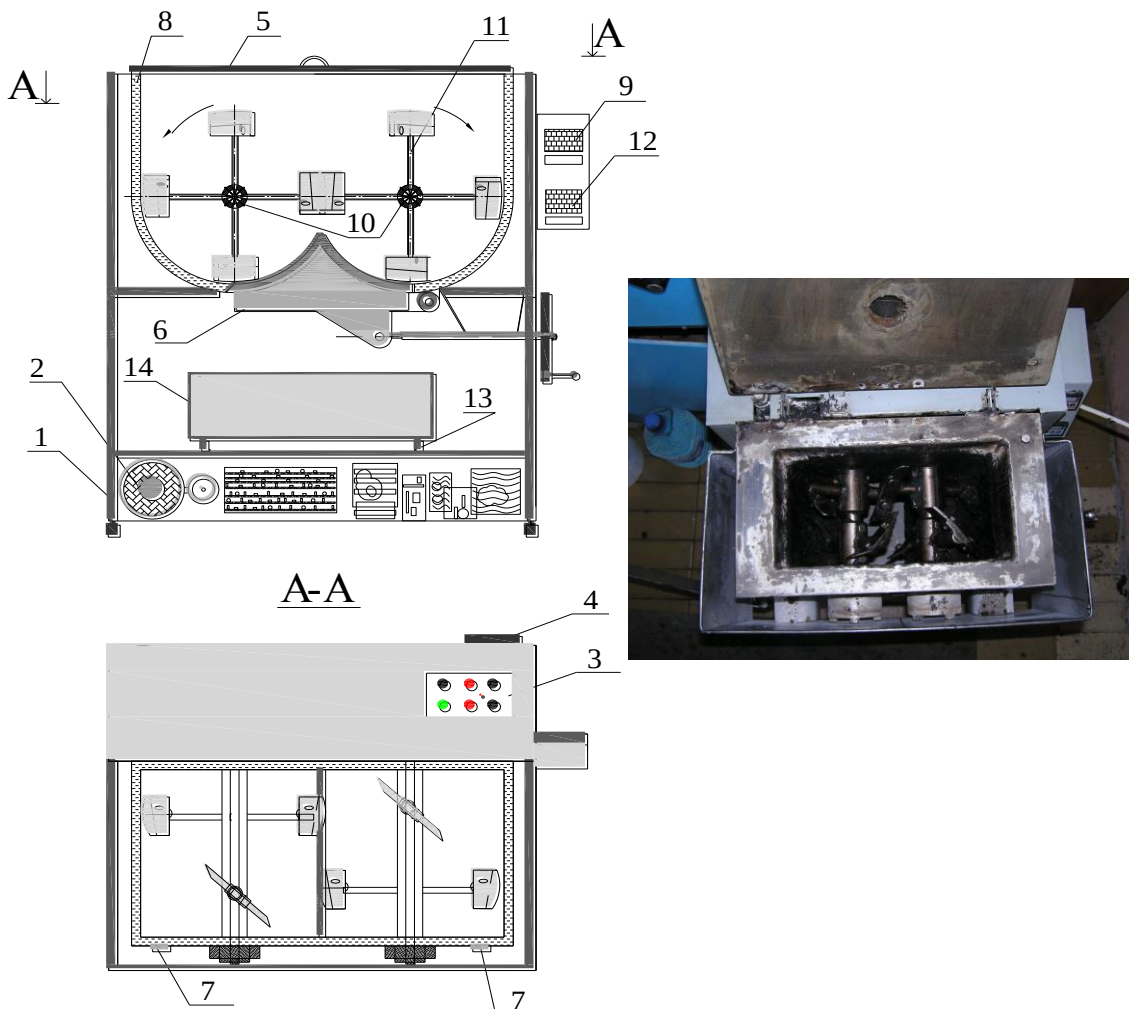


Рис. 1. Схема лабораторної асфальтозмішувальної установки

Результати визначення фізичних та механічних властивостей показали значний вплив тривалості перемішування на основні характеристики асфальтобетону. Так, середня щільність асфальтобетону після 30 с. перемішування становила 2,41 г/см³, а вже після 1 хв. становила 2,44 г/см³ і 2,45 г/см³ після 5 хв. перемішування. Показник водонасичення після 30 с перемішування становив 2,23 %, після 1 хв. – 1,52%, а після 5 хв. – 1,34 %. Міцність на стиск при температурі +20 0С після 30 с перемішування становила 4,16МПа, після 1 хв. – 5,01 МПа, після 5 хв. – 5,39 МПа, а така ж сама міцність тільки після водонасичення у воді відповідно становила 3,72 МПа, 4,8 МПа та 5,27 МПа. Коефіцієнт водостійкості відповідно становив 0,89, 0,96 та 0,98. Міцність на стик при температурі + 500С – відповідно становила 1,02 МПа, 1,46 МПа та 1,87 МПа.

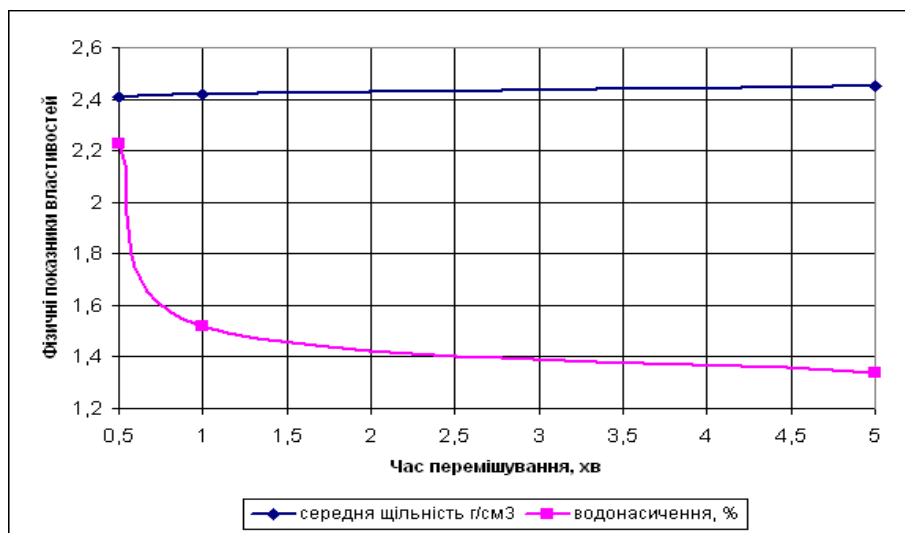


Рис. 2. Залежність фізичних властивостей асфальтобетону від часу приготування асфальтобетонної суміші

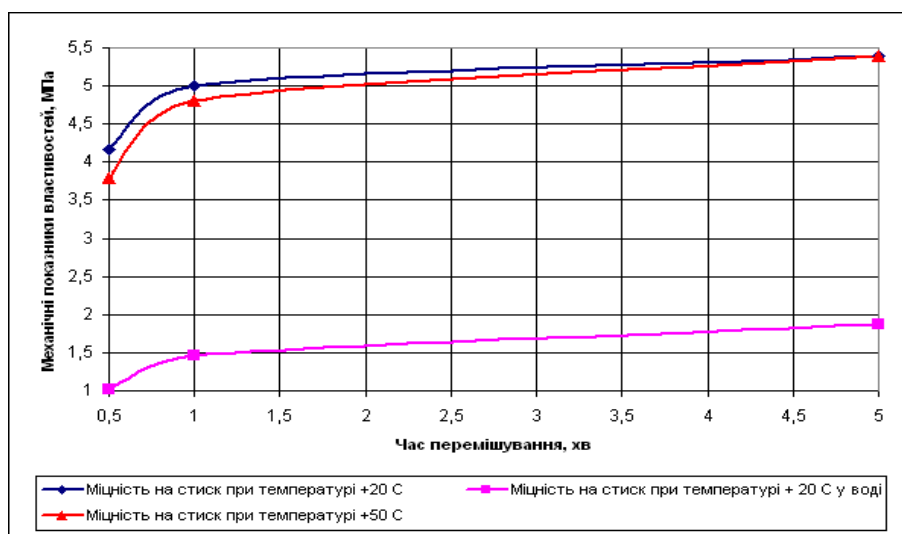


Рис. 3. Залежність механічних властивостей асфальтобетону від часу приготування асфальтобетонної суміші

Дані результати свідчать, що 30 с. на перемішування складових асфальтобетону не достатньо для отримання гомогенної асфальтобетонної суміші. Вдвічі збільшення часу перемішування дозволило підвищити основні показники фізико-механічних властивостей на 10-30 %, а збільшення цього часу в десять разів дозволило збільшити аналогічні показники на 30-50%. Це говорить, що інтенсивні процеси дифузії та абсорбції відбуваються та завершуються приблизно на протязі перших 3-4хв. перемішування, а основні характеристики властивостей починають стабілізуватися. Тому, в лабораторних умовах, для подальших досліджень, час перемішування складових асфальтобетону при приготування асфальтобетонних сумішей приймали 5хв, тобто з деяким запасом.

Для виготовлення асфальтобетонних зразків використовували стандартне [9] та спеціальне обладнання лабораторії „Технологія матеріалів і конструкцій транспортного будівництва” ім. проф. Г.К. Сюньї [5]. Фізико-механічні властивості асфальтобетону визначали згідно діючих стандартів [6, 9].

Результати визначення стандартних фізико-механічних властивостей асфальтобетону та полімерасфальтобетону типу Г наведені на рис. 4-11. Вони показали, що зі зміною кількості в'язучого від 5,7% до 6,3% (понад 100 % мінеральної частини) значення середньої щільності асфальтобетону та ПАБ практично залишалося незмінним, а показник водостійкості монотонно зменшувався із збільшенням кількості в'язучого (рис. 4, 5).

Зменшення показника водонасичення ПАБ на 10-25 % у порівнянні з традиційним говорить про покращення показника водостійкості асфальтобетонів на основі полімеру Бутонал NS 104.

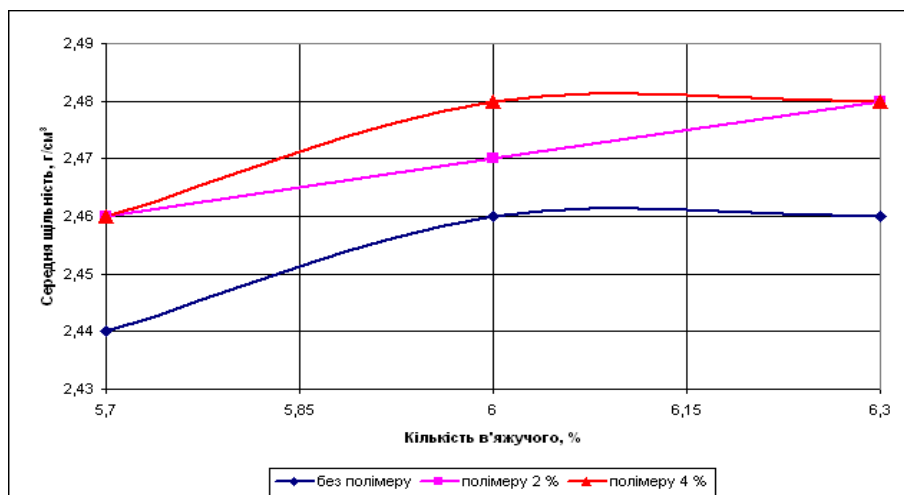


Рис. 4. Результати визначення середньої щільності асфальтобетону та ПАБ типів Г

Результати визначення міцності на стиск при температурі + 20 С при даній зміні кількості в'язучого та полімеру показали велику перевагу ПАБ порівняно з асфальтобетоном. Так, при 5,7 % в'язучого при 2 % полімеру міцність на стиск у ПАБ на 44 % більша, ніж у асфальтобетону, а при 4 % - на 48%; при 6% в'язучого це збільшення становило відповідно 22% і 24%, а при 6,3% відповідно 36% та 38% (рис. 6).

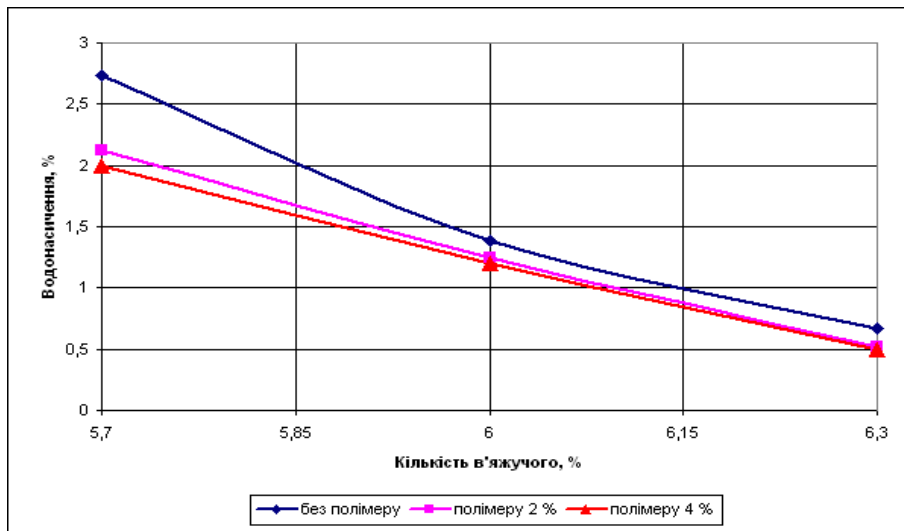


Рис. 5. Результати визначення водонасичення асфальтобетону та ПАБ типів Г

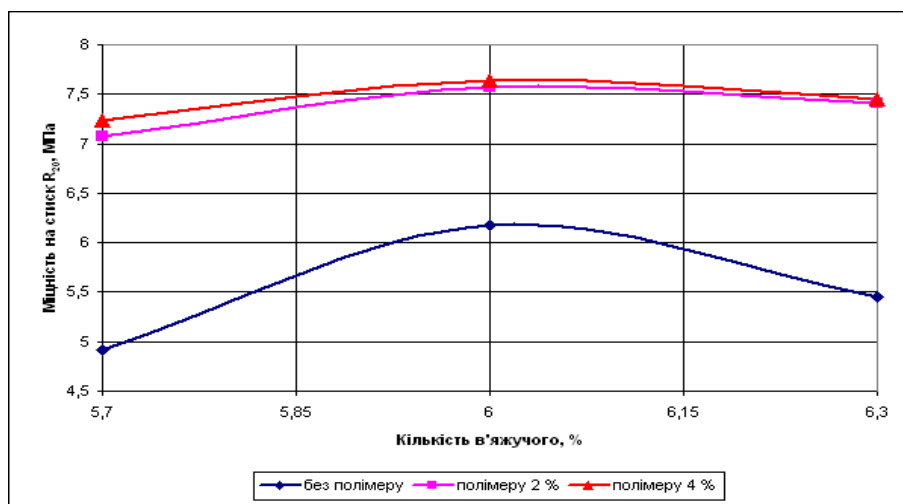


Рис. 6. Результати визначення міцності на стиск асфальтобетону та ПАБ типу Г

Аналогічне збільшення міцності на стик ПАБ спостерігається і за температури + 50 0С, при 5,7 % в'язучого відповідно на 46% та 52%, при 6 % - на 28% та 32%, а при 6,3% - на 24% та 31 % (рис. 7).

Варто відмітити, що найбільші значення міцності за абсолютними показниками (на 10-25%) спостерігаються у асфальтобетонів із кількістю в'язучого 6%. Ця аналогія стосується всього діапазону досліджуваних асфальтобетонів.

Значення показника водостійкості збільшується зі збільшенням кількості в'язучого як для асфальтобетону, так і для ПАБ. Однак необхідно відзначити, що якщо для асфальтобетону із кількістю в'язучого 5,7% даний показник був менший нормативного, то застосовуючи полімер навіть при такій малій кількості в'язучого, можна значно підвищити водостійкість асфальтового бетону, який буде відповідати діючим вимогам [6] (рис.8).

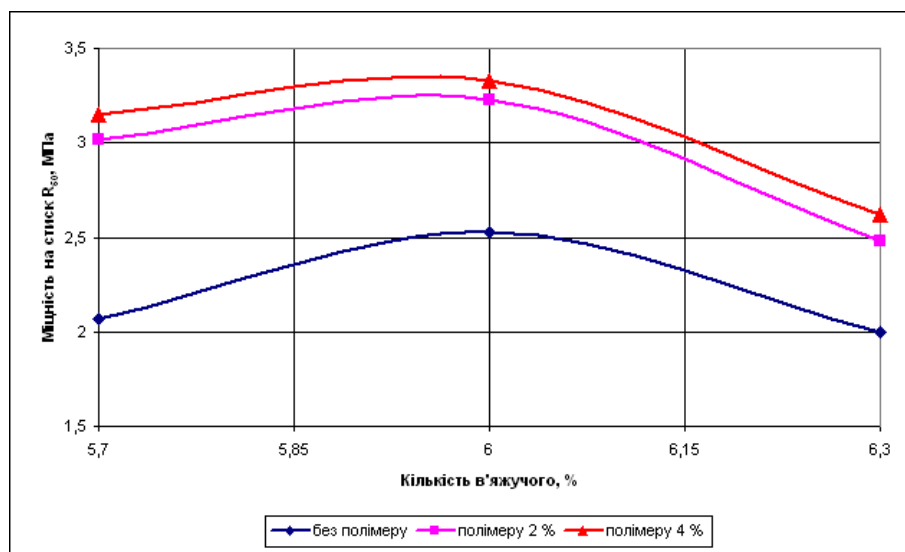


Рис. 7. Результати визначення міцності на стиск асфальтобетону та ПАБ типу Г

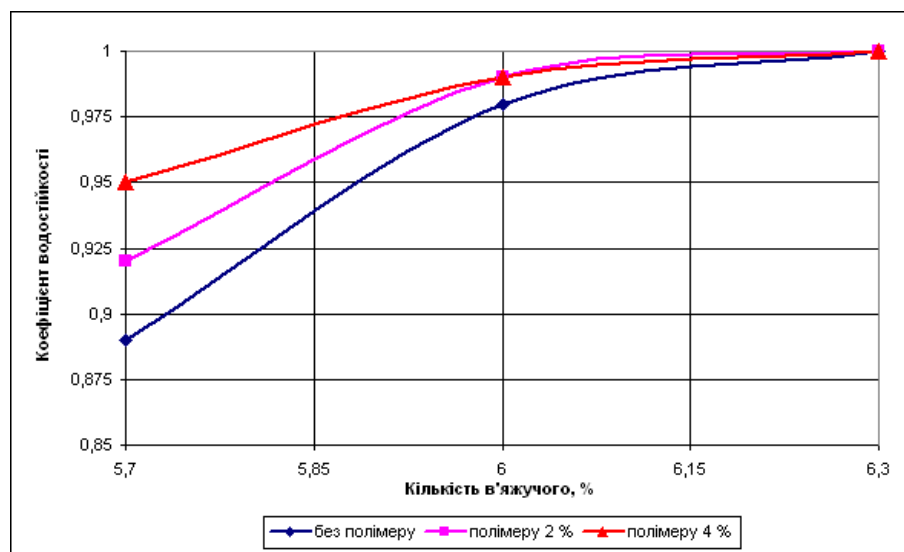


Рис. 8. Результати визначення коефіцієнту водостійкості асфальтобетону та ПАБ типу Г

Варто також сказати, що при вмісті в'язучого 6% і більше цей показник у досліджуваних асфальтобетонів відповідає нормативним значенням і майже не відрізняється у ПАБ навіть при різній кількості полімеру (рис. 8).

Таким чином, на даному етапі досліджень можна зробити попередні висновки про те, що при всьому діапазоні зміни кількості в'язучого асфальтобетони з використанням полімеру мають кращі фізико-механічні показники стандартних властивостей.

Крім того, необхідно підкреслити, що зі збільшенням кількості полімеру від 2% до 4% визначені показники властивостей збільшуються незначно, тобто для забезпечення високих показників міцності асфальтобетону та його стійкості до дії водного середовища достатньо 2% полімеру Бутонал NS 104. Це вигідно відрізняє його від полімеру Бутонал NS 198, раціональна кількість якого коливається дещо в більших межах – від 2% до 4%.

Аналізуючи отримані результати досліджень припускаючи, що для даних асфальтобетонів справедливе правило «створу» Риб'єва можна сказати, що раціональна кількість в'язучого для даного складу асфальтобетону буде знаходитися в межах між 6% і 6,3 %. Для визначення раціональної кількості в'язучого призначали кількість в'язучого між цими двома граничними межами і перевіряли наше припущення стосовно раціональної кількості бітуму. Знаючи про можливість модифікації асфальтобетонної суміші безпосередньо при її приготуванні в асфальтозмішувальній установці шляхом вприскування даного полімеру, додатково було поставлено завдання перевірити і дослідити це положення.

Тому, на другому етапі досліджень приймали зерновий склад та види в'язучих еквівалентні попереднім дослідженням, кількість в'язучого - 6,1% (понад 100 % мінеральних матеріалів). Кількість полімеру в даному випадку приймали 2% та 4%.

Результати дослідження даного складу асфальтобетону з кількістю бітуму 6,1 % показали найвищі показники фізичних та механічних властивостей (на 5-10%) (рис. 9-11).

Таким чином, можна стверджувати, що кількість бітуму 6,1% є раціональною як для асфальтобетону, так і для полімерасфальтобетону.

Результати визначення фізико-механічних властивостей асфальтобетонів модифікованих полімером в асфальтозмішувальній установці показали, що вони практично не відрізняються від аналогічних при модифікації бітуму.

Зменшення цих показників на 5-10% при модифікації суміші полімером пояснюється тим, що час, на протязі якого полімерасфальтобетонна суміш після приготування термостатувалася в сушильній шафі (20-30 хв.) є недостатнім для проходження процесів полімеризації в бітумному в'язучому.

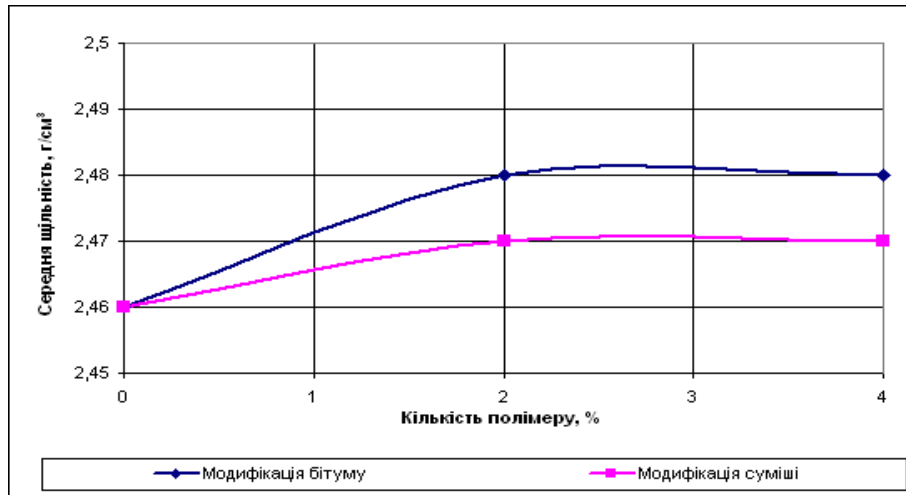


Рис. 9. Результати визначення середньої щільності асфальтобетону та ПАБ типу Г

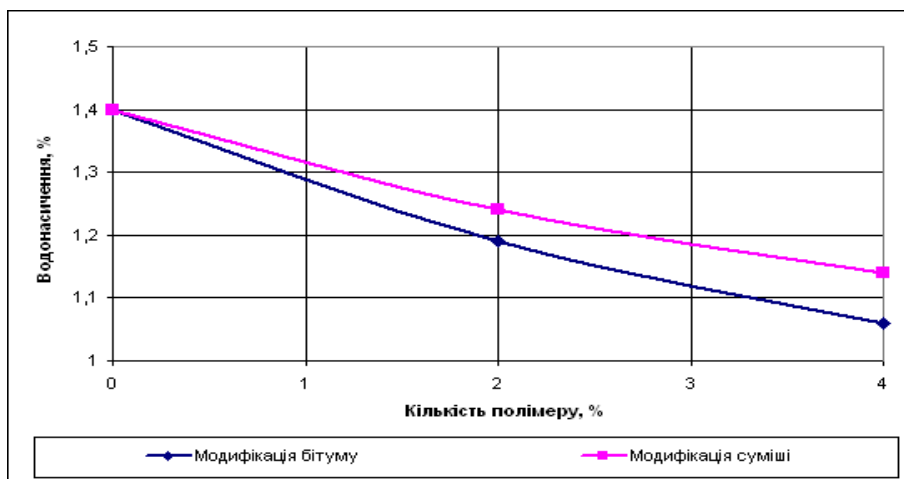


Рис. 10. Результати визначення водонасичення асфальтобетону та ПАБ типів Г

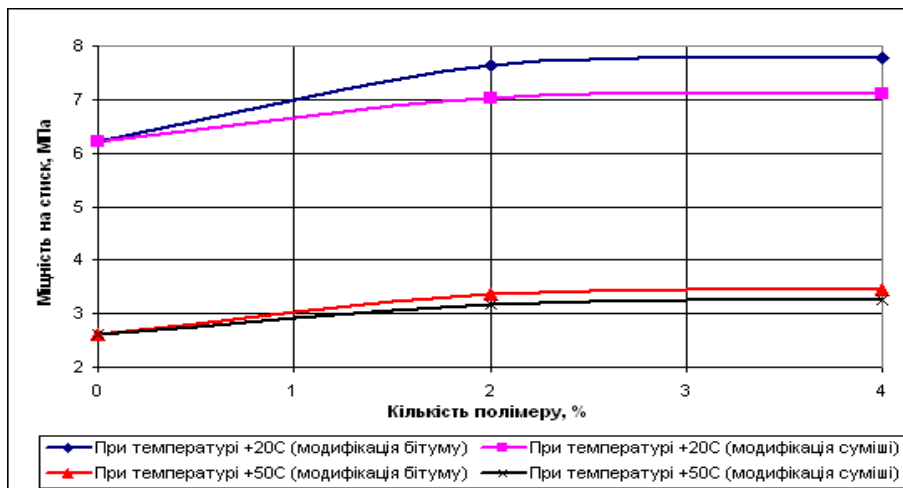


Рис. 11. Результати визначення міцності на стиск асфальтобетону та ПАБ типу Г

Цю гіпотезу вдалося дослідити і підтвердити під час дослідження процесів модифікації бітуму даним полімером. Однак враховуючи, що мінімальний час на приготування, перевезення та ущільнення асфальтобетонної суміші у виробничих умовах становить не менше 1 год., можна припустити, що цього часу достатньо для досягнення необхідних значень характеристик полімерасфальтобетону і такий підхід для модифікації асфальтобетонної суміші є перспективним та енергозберігаючим.

Крім асфальтобетонів з традиційними зерновими складами досліджували також новий вид асфальтобетону – щебенево-мастиковий асфальтобетон (ЩМА). В якості складових ЩМА використовували такі ж матеріали, як для попередніх типів асфальтобетону. Подібно попереднім дослідженням спочатку визначали оптимальну кількість бітуму в ЩМА. Для цього у відповідності з вищенаведеною методикою були виготовлені зразки з різною кількістю в'язучого та визначені основні фізико-механічні властивості ЩМА (рис. 12, 13).

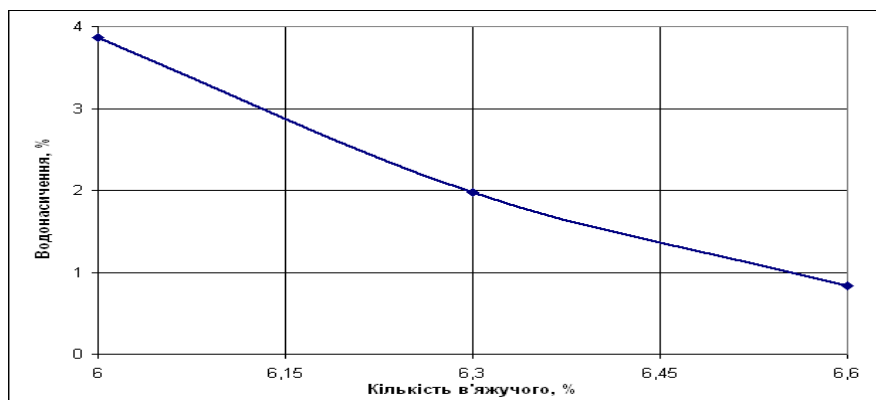


Рис. 12. Результати визначення водонасичення ЩМА

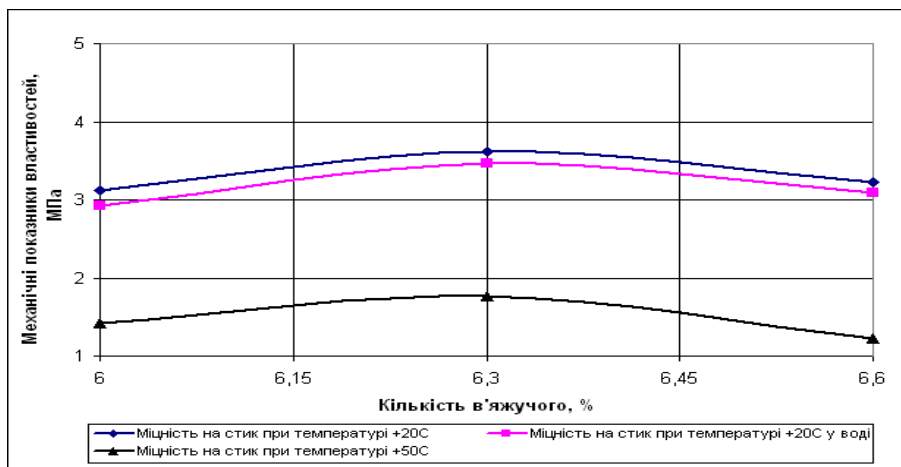


Рис. 13. Результати визначення міцності на стиск ЩМА

Результати визначення показника водонасичення, міцності на стиск при температурах +20 0С та + 50 0С дозволили встановити, що раціональна кількість бітуму для даного складу асфальтобетону, в даних умовах його приготування, становить 6,3%. Крім того, визначений показник ступеня розшарування щебенево-мастикової асфальтобетонної суміші не перевищує 0,02 %, що майже в десять разів менше нормативного. Це також дозволяє констатувати про однорідність даної суміші. Тому, в подальшому досліджували ЩМА з раціональною кількістю бітуму та ПБВ – 6,3 %.

Результати визначення фізико-механічних властивостей ЩМА в залежності від кількості полімеру показали, що вони значно збільшуються навіть при невеликій кількості полімеру (рис. 14-17).

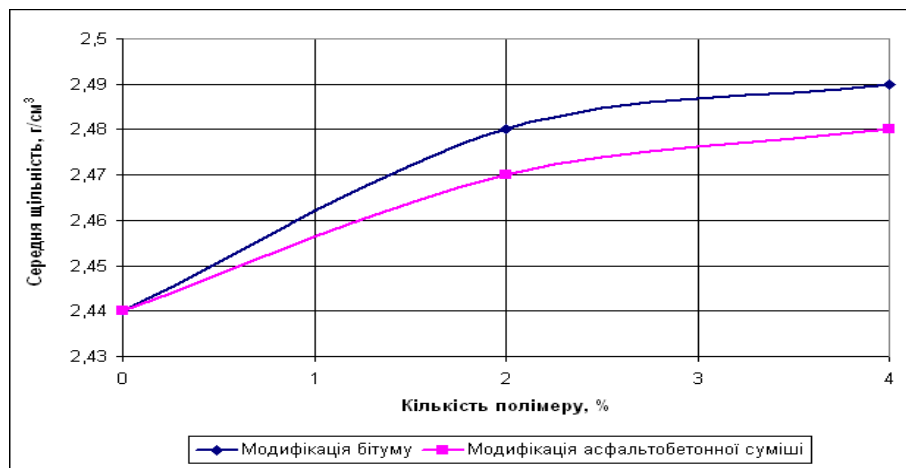


Рис. 14. Результати визначення середньої щільності ЩМА на бітумі та модифікованому бітумі

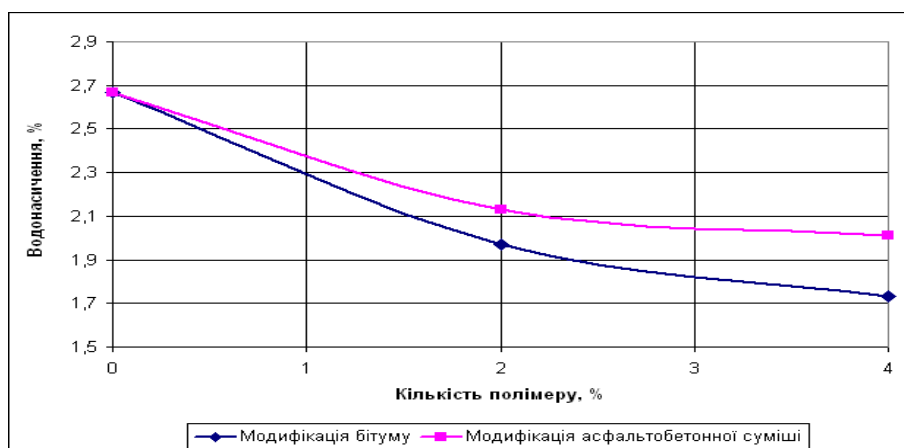


Рис. 15. Результати визначення водонасичення ЩМА на бітумі та модифікованому бітумі

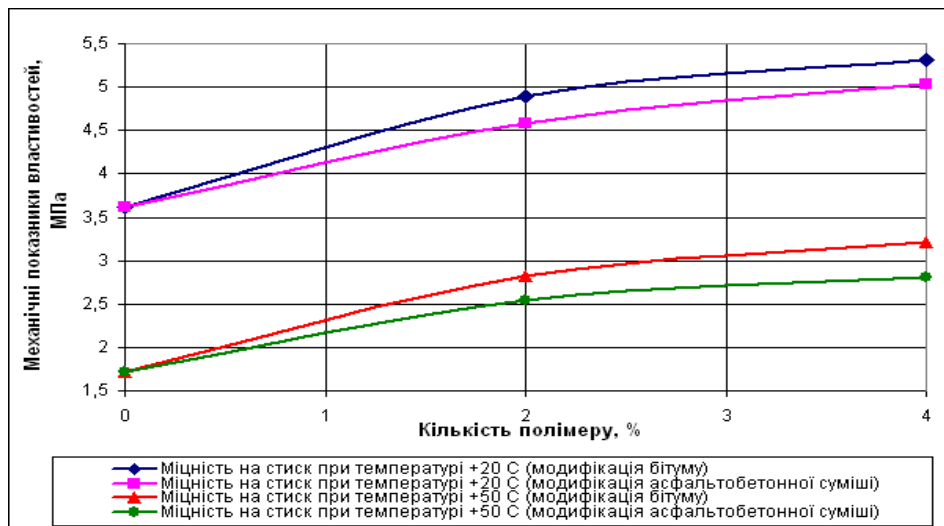


Рис. 16. Результати визначення міцності на стиск
ЩМА на бітумі та модифікованому бітумі

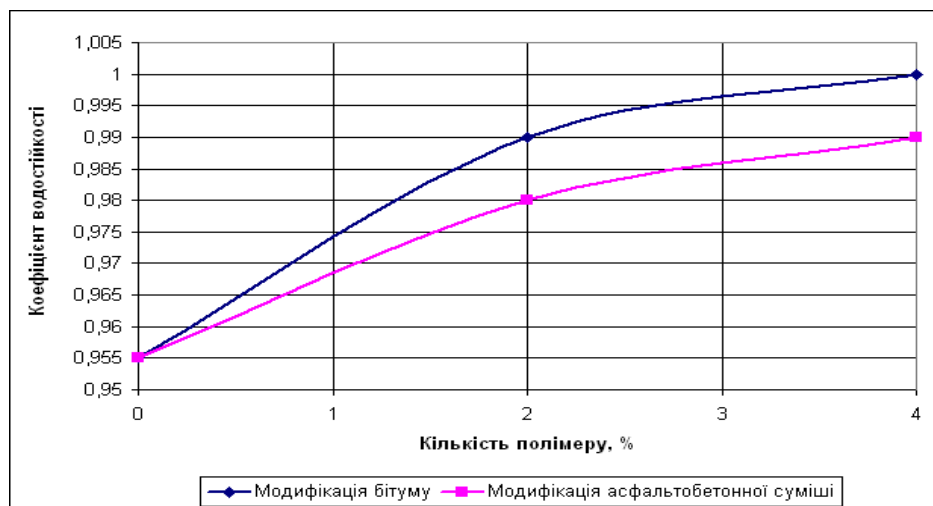


Рис. 17. Результати визначення коефіцієнту водостійкості
ЩМА на бітумі та модифікованому бітумі

Середня щільність ЩМА при модифікації бітуму 2 % полімеру збільшується на 0,04 г/см³, а при 4 %– на 0,05 г/см³. При модифікації асфальтобетонної суміші безпосередньо в асфальтозмішувачі це збільшення відповідно відбувалося на 0,03 г/см³ та 0,04 г/см³. Показник водонасичення навпаки зі збільшенням кількості полімеру суттєво знижується (майже вдвічі). Це свідчить про те, що при одній і тій кількості в'язучого використання даного полімеру значно підвищує стійкість асфальтобетону до дії водо-морозних факторів. Дещо гірші показники фізичних властивостей ЩМА модифікованого полімером в асфальтозмішувальній установці підтвердили результати

попередніх досліджень щодо неповного протікання процесу модифікації бітуму.

Визначені механічні показники ЩМА також показали вагоме збільшення властивостей при застосуванні полімеру. При використанні 2% полімеру міцність на стиск при температурі +200С у ПАБ в 1,37 рази більша у порівнянні із ЩМА на бітумному в'язучому, а при температурі +500С – у 1,65 рази. При модифікації 4 % полімеру це збільшення відповідно становило в 1,47 та в 1,85 рази. Це спостерігається як при модифікації бітуму, так і при модифікації асфальтобетонної суміші.

Збільшення коефіцієнту водостійкості вже при невеликій кількості полімеру (2 %) забезпечує значне підвищення стійкості полімерасфальтобетону до дії атмосферних факторів (рис. 17). При збільшенні кількості полімеру до 4 % коефіцієнт водостійкості майже досягає максимального значення.

Крім того, необхідно відмітити, що аналогічно як і у асфальтобетоні типу Г при збільшенні кількості полімеру від 2 % до 4% фізико-механічні властивості матеріалу практично не змінюються, тобто можна також стверджувати, що 2 % полімеру достатньо для забезпечення необхідної довговічності асфальтобетону.

Висновки

Лабораторні дослідження асфальтобетону модифікованого полімерним латексом Бутонал NS 104 дозволили зробити такі висновки:

1. Проведені дослідження показали, що асфальтобетони отримані з використанням полімерного латексу Бутонал NS 104, відповідають вимогам, які пред'являють до гарячого асфальтобетону, перевершуючи їх за показниками міцності.

2. Зміна фізико-механічних властивостей полімерасфальтобетону в досить широких межах (в 2-3 рази) в залежності від кількості в'язучого та полімеру говорить про можливість активного регулювання його властивостей для досягнення необхідного ефекту.

3. Підвищена водостійкість та збільшена довговічність полімерасфальтобетонів у порівнянні із традиційними асфальтовими бетонами дає передумови для їх використання з метою підвищення загальної довговічності дорожнього одягу.

4. Можливість модифікації асфальтобетонної суміші безпосередньо в асфальтозмішувальній установці, при забезпеченні високих міцнісних показників, дозволяє суттєво знизити термін її приготування та заощадити енергоресурси.

5. Збільшення міцності полімерасфальтобетону дає можливість отримати економічний ефект від застосування полімерного латексу Бутонал NS 104 за рахунок підвищення терміну служби або за рахунок зниження товщини асфальтобетонних шарів.

Література

1. Золотарьов В.О., Галкін С.Г., Кишинський С.В. Про стабільність при збереженні бітумів, модифікованих полімерами//Вісник Донбаської державної академії будівництва і архітектури. Композиційні матеріали для будівництва. – 2004-1(43) том1. – С. 16-23.
2. Пактер М.К., Самойлова Е.Є., Братчун В.І., Беспалов В.Л., Гуляк Д.В. Дослідження початкових стадій одержання бітумополімерного в'язучого і асфальтобетону методом диференційної скануючої калориметрії//Вісник Донбаської державної академії будівництва і архітектури. Композиційні метериали для будівництва. – 2004-1(43) том1. – С.42-47.
3. Кинг Г.Н., Радовский Б.С. Материалы и технологии компании Koch Materials для строительства и ремонта дорожных покрытий // Новости в дорожном деле. Научно – технический информационный сборник. – 2004, выпуск 6. – С. 28-62.
4. Золотарьов В.О. Про стабільність при збереженні бітумів, модифікованих полімерами //Дороги і мости. Збірник наукових статей. – 2006, випуск 5. – Київ.
5. Макаrchев О.О., Мозговий В.В., Бесараб О.М., Онищенко А.М. Оцінка впливу модифікатору бітуму Бутонал NS 198 на підвищення довговічності асфальтобетонного покриття//Дороги і мости. Збірник наукових статей. – 2006, випуск 5. – С. 275-288.
6. ДСТУ Б.В.2.7-119-2003 Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон дорожній і аеродромний. Технічні умови.
7. ДБН В.2.3 – 4 – 2000. Автомобільні дороги. – К., 2000. - 117 с.
8. ДБН В.2. –5–2001. Вулиці та дороги населених пунктів. – К., 2001. – 54 с.
9. ДСТУ Б.В.2.7-89-99 (ГОСТ 12801) Матеріали на основі органічних в'язучих для дорожнього і аеродромного будівництва. Методи випробувань.

К НАНОТЕХНОЛОГИИ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Аннотация. Рассмотрено образование молекул карбоната кальция, диоксида кремния, оксида алюминия, молекул гематита, магнетита и лимонита, которые являются основой композита – железобетона, показано, каким образом формируется кластерное образование в композите. Ил. 8. Библиогр. – 3 назв.

Ключевые слова: бетон, железобетон, композит, молекулы карбоната кальция, диоксида кремния, оксида алюминия, гематита, магнетита и лимонита, дипольный момент, модуль Юнга, кластер.

Применительно к бетону и железобетону были выяснены структура и типы различных взаимодействий, которые его формируют на наноуровне, т.е. решены следующие задачи:

- рассмотрен механизм образования в бетонной смеси основных многоатомных молекул карбоната кальция, диоксида кремния, оксида алюминия; а в железобетоне – дополнительно рассмотрено образование молекул гематита, магнетита, лимонита и разработаны модели кластерных образований, формирующих многоатомные молекулы.

Вначале образуются двухатомные молекулы, которые в дальнейшем взаимодействуют друг с другом и с отдельными атомами, а затем образуются трёхатомные молекулы.

Энергия ковалентной связи бинарного взаимодействия для карбоната кальция, определённая по формуле Л.И. Гречихина составляет 3,83 эВ.

$$E_{ков} = \sum_{i=1}^3 N_i K_i^2 \left[\sum_{k=0}^3 \sum_{l=0}^3 Z_{a,k}^* Z_{b,l}^* \int \int_{(a)(b)} \rho_{e,a}(\varepsilon_k) \rho_{e,b}(\varepsilon_l) \left(\frac{H_{1,1} + H_{1,2}}{1 + S} \right)_{k,l} d\varepsilon_k d\varepsilon_l \right]_i, \quad (1)$$

Здесь N_i – количество частиц в i -й координационной сфере;

K_i - коэффициент затемнения частицами i -ой координационной сферы;

$Z_{a,k}^*, Z_{b,l}^*$ - эффективные заряды взаимодействующих частиц;

$\rho_{e,a}, \rho_{e,b}$ - распределение электронных плотностей частиц a и b ;

$H_{1,1}, H_{1,2}, S$ – биполярные интегралы: кулоновский, обменный и перекрытия;

$\varepsilon_k, \varepsilon_l$ – переменные значения энергии валентных электронов взаимодействующих частиц.

Приведены исходные данные отдельных атомов, участвующих в формировании строительных композитов типа бетона и железобетона.

Отмечается, что выражение (1) позволяет получить ковалентную связь до равновесного состояния между взаимодействующими частицами.

Если расстояния, меньшие равновесного состояния, то для бинарного взаимодействия наилучшее совпадение даёт аппроксимация Леннарда-Джонса вида

$$U(r) = -\frac{a}{r^6} + \frac{b}{r^{12}} \quad (2)$$

где постоянные a и b определяются по энергии связи.

Схема молекулы карбоната кальция

CaCO_3 приведена на рис. 1.

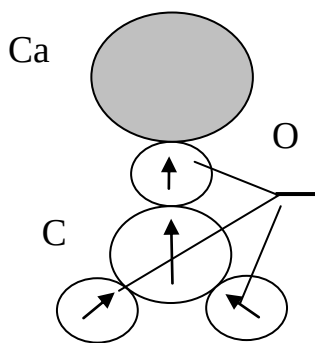


Рис. 1. Структурная схема молекулы CaCO_3

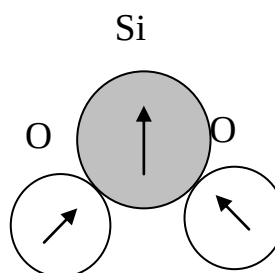


Рис. 2. Молекула кремнезема SiO_2

Структурная схема молекулы кремнезема SiO_2 изображена на рис. 2.

Молекула глинозёма Al_2O_3 образуется взаимодействием атома кислорода с двумя радикалами AlO .

Общий вид молекулы Al_2O_3 приведён на рис. 3.

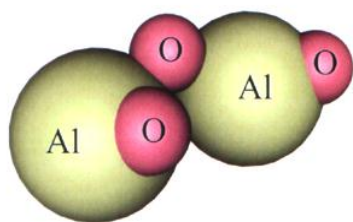


Рис.3. Примерное строение молекулы Al_2O_3

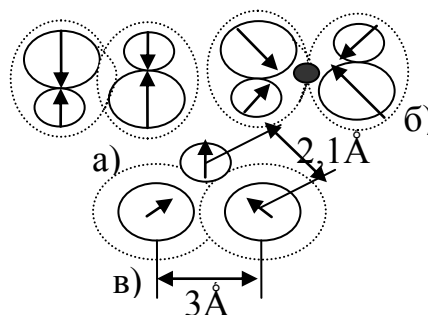


Рис. 4. Изображение молекулы гематита: а) – две взаимодействующие молекулы FeO ; б) – деформация молекул FeO под влиянием атома кислорода; в) – изображение Fe_2O_3 в противоположной плоскости рис. б

Структуры молекул CaCO_3 , SiO_2 и Al_2O_3 были определены путём нахождения минимума потенциальной энергии взаимодействия атомарных структур в указанных молекулах.

В дальнейшем рассмотрен армированный бетон. Было рассмотрено образование молекул гематита Fe_2O_3 , магнетита F_3O_4 и лимонита $2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$

Заметим, что образование молекулы Fe_2O_3 , реализуется по такой же схеме, как и для Al_2O_3 и приведено на рис. 4. При наличии избытка кислорода и молекул воды образуются молекулы гематита Fe_2O_3 , магнетита F_3O_4 и лимонита $2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$.

Молекула магнетита формируется путём взаимодействия атома кислорода с тремя молекулами FeO .

Структура молекулы магнетита F_3O_4 с максимальной энергией связи приведена на рис. 5.

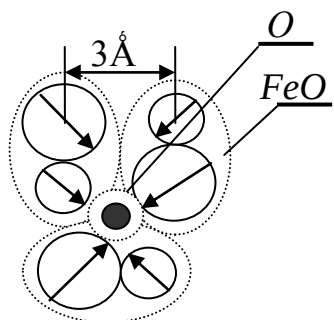


Рис. 5. Изображение молекулы магнетита

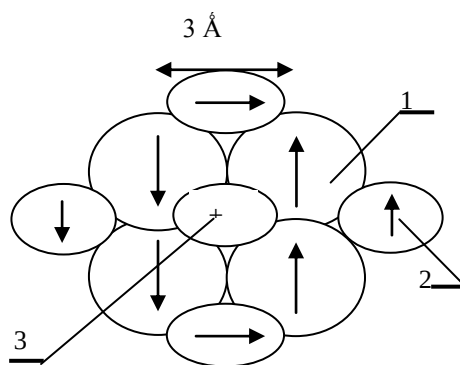


Рис. 6. Примерная структура молекулы лимонита: 1 – молекула FeO , 2 – радикал OH и 3 – молекула H_2O

Молекула лимонита $2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ образуется вследствие взаимодействия двух молекул гематита Fe_2O_3 с тремя молекулами воды H_2O (см. рис. 6). При этом две молекулы воды, взаимодействуя с двумя свободными атомами кислорода, образуют четыре радикала $\text{OH}^\cdot$. Каждая молекула FeO непосредственно взаимодействует с двумя молекулами FeO , с двумя молекулами OH и одной молекулой H_2O . Энергия ковалентной связи молекулы лимонита $2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ составляет $2 \cdot 0,0637 + 2 \cdot 0,0683 + 0,116 = 0,380$ эВ.

После образования молекулы лимонита с распадом молекул гематита выделяется энергия $6,125 + 2 \cdot 4,4 - 2 \cdot 5,12 - 3,065 = 4,50$ эВ. Такая энергия необходима, чтобы молекулу лимонита превратить в две молекулы гематита и три молекулы воды.

Все сложные молекулы, которые участвуют в формировании строительных композитов – бетона и железобетона обладают большой энергией связи. Обладая большим значением дипольного электрического момента, сложные молекулы образуют кластеры простой кубической структуры ионного типа.

Далее рассмотрено образование кластерных формирований применительно к железобетону, образованию сложных молекул карбоната кальция CaCO_3 , глинозема Al_2O_3 , кремнезема SiO_2 и гематита Fe_2O_3 , магнетита F_3O_4 , лимонита $2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$. Все молекулы обладают большим значением дипольного электрического момента и образуют кластер простой кубической структуры ионного кристалла.

Приведены результаты расчёта средней энергии связи частиц внутри кластера.

Межкластерное взаимодействие создаёт межкластерную решётчатую структуру, которая определяет конденсированное состояние (рис. 7).

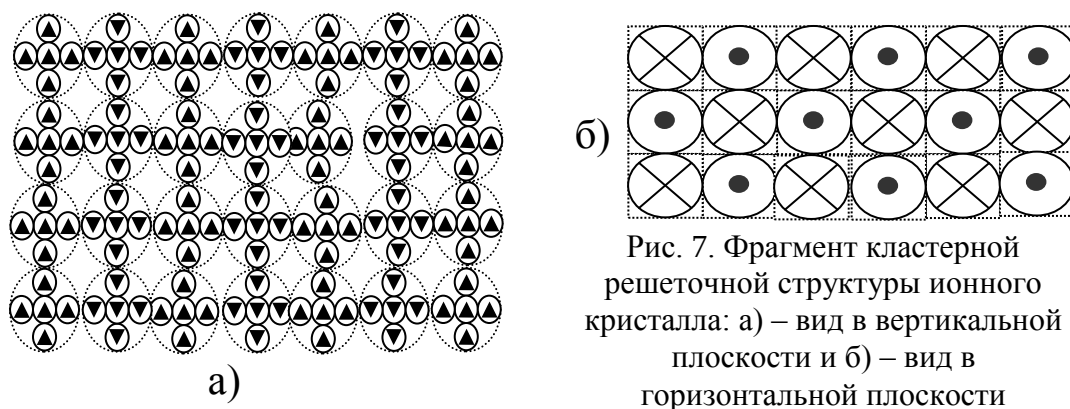


Рис. 7. Фрагмент кластерной решётчатой структуры ионного кристалла: а) – вид в вертикальной плоскости и б) – вид в горизонтальной плоскости

Кристалл пронизан в вертикальном и горизонтальном направлениях столбообразными пустотами. Межкластерное взаимодействие цементирует чистый бетон. Энергосвязь кластеров карбоната кальция с кластерами глинозёма, гематита, магнетита и лимонита определяется диполь-дипольным взаимодействием. Определены значения энергий взаимодействия.

При заполнении столбообразных пустот молекулами карбоната кальция следует стремиться, чтобы энергия связи кластеров молекул воды с основой была меньше, чем связь молекул карбоната кальция с данной основой. В этом случае молекулы карбоната кальция будут вытеснять с поверхности основы кластеры воды в соответствии со способом Чохральского. По мере испарения воды образуются кластеры карбоната кальция и вода выталкивается на поверхность конструкционного бетона, т.е. происходит схватывание бетона. По мере осаждения молекул карбоната кальция на той или иной основе образуется кластерная решётчатая структура с максимальной энергией связи.

В работе показано, что наибольшая энергия связи реализуется при росте кластеров карбоната кальция на окислах железа в виде гематита, магнетита и лимонита. На поверхности металла образуются в основном окислы гематита, магнетита и лимонита.

По известному потенциальному взаимодействию, который в основном определяется диполь-дипольным взаимодействием, представляется возможность определить модули Юнга для различных межкластерных взаимодействий по формуле:

$$E = \frac{U(r) - U(r_0)}{r_0 S_{кл} \cdot e^2}, \quad (3)$$

где $U(r)$ и $U(r_0)$ – потенциалы взаимодействия на расстоянии r между взаимодействующими частицами и на равновесном удалении r_0 , $S_{кл}$ – площадь кластера, e – относительная деформация.

Были выполнены расчёты модулей Юнга и сравнены с экспериментальными данными для высокопрочного бетона в том числе фибробетона, без учета различных дефектов, существующих в реальном бетоне. Поэтому совпадение с экспериментом до 30% считаем приемлемым.

При этом отметим, что при укладке обычной стержневой арматуры в ненапряжённом состоянии кластеры магнетита своими электрическими диполями выстраиваются перпендикулярно поверхности стержня (рис. 8).

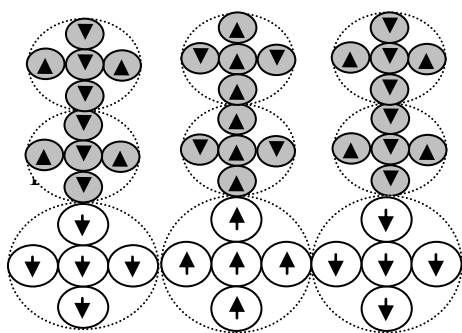


Рис. 8. Фрагмент расположения кластеров карбоната кальция на кластерах магнетита с недеформированной железной основой

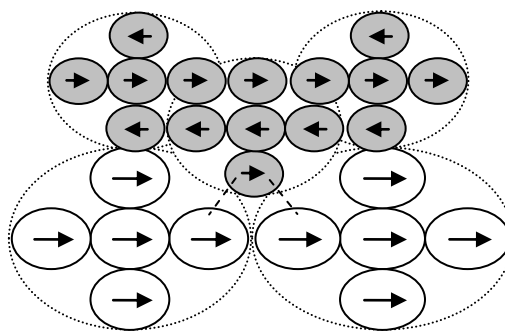


Рис. 9. Фрагмент расположения кластеров карбоната кальция между кластерами магнетита на деформированной железной основе

В то же время при упругой деформации кластеры магнетита выстроятся вдоль поверхности. При этом следует использовать тонкую проволоку класса В-II диаметра 3-5 мм, которую можно растянуть с большим усилием до границы пластической деформации.

В случае деформирования тонкой проволоки кластеры карбоната кальция выстраиваются на поверхности железа при параллельном расположении электрических дипольных моментов (рис. 9). В результате диполь-дипольного взаимодействия энергия кластера карбоната кальция с основой возрастает почти в два раза и модуль Юнга возрастает в 1,85 раза по сравнению с использованием ненапряжённой стержневой арматуры.

Исходя из рассмотренной модели формирования композита была разработана технология получения различных конструкционных строительных изделий (балки, плиты, панели).

Література

1. Гречихин, Л.И. Наночастицы и нанотехнологии / Л.И. Гречихин. – Минск: Право и экономика. – 2008. – 406 с.
2. Витязь, П.А. Системный подход к анализу формирования и деградации структур наноматериалов / П.А. Витязь, М.Л. Хейфец, А.Г. Колмаков // 50 международный научный симпозиум «Актуальные проблемы прочности». 27.09 – 1.10.2010г, Витебск. Матер. конфер. Ч.1 / УО «ВГТУ». – Витебск. – 2010. – С. 4-6.
3. Подлозний, Э.Д. Проблема производства преднапряженного бетона по нанотехнологии / Э.Д. Подлозний, Л.И. Гречихин // Бетон и железобетон в Украине. – 2010. - №1. – С. 7-9.

УДК:625.7/.8:338

Діденко В.В.

ІМІТАЦІЙНА МОДЕЛЬ АНАЛІЗУ ВАРТОСТІ ЖИТТЄВОГО ЦИКЛУ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

Анотація. Розглядається комп'ютерна програма імітаційної моделі аналізу вартості життєвого циклу автомобільних доріг. Описуються вихідні дані моделі та вихідні форми результатів моделювання вартості.

Ключові слова: модель, життєвий цикл, аналіз, імітаційне моделювання, програма, моделювання.

Постановка проблеми. Ще не достатньо розвинуті методи прийняття оптимальних рішень щодо витрат по фазам життєвого циклу дороги. Задані, сталі величини для розрахунку не завжди дають оптимальне бачення багатьох даних у майбутньому (через 20, 30, 40 років).

Модель аналізу вартості життєвого циклу автомобільних доріг може бути корисною для оцінки майбутніх витрат, а також надасть можливість порівняти детерміновані та стохастичні результати розрахунків.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проблемі аналізу вартості життєвого циклу інфраструктурних об'єктів, до яких відносяться автомобільні дороги в світі приділяється велика увага [1 – 4]. Показано, що головним напрямком удосконалення моделей аналізу вартості життєвого циклу є врахування невизначеності, яка властива довгостроковим проектам, та вихідним даним. Імітаційне моделювання дозволяє максимально наблизити модель до реальних умов.

Постановка завдання. Розглянути програмне забезпечення для аналізу вартості життєвого циклу автомобільних доріг, описати основні дані та можливості такого програмного забезпечення.

Виклад основного матеріалу.

Програма для аналізу вартості життєвого циклу автомобільних доріг працює в двох режимах – детермінованому та імітаційному.

Відомо, що існує два різних методи для обчислення витрат життєвого циклу: детермінований та ймовірнісний.

В детермінованому методі кожній вхідній змінній присвоюється стале, дискретне значення. Результати детермінованого аналізу можуть бути покращені за допомогою аналізу чутливості до змін вхідних даних [1].

Ймовірнісний метод враховує невизначеність та мінливість вхідних змінних. Він дозволяє одночасне обчислення різних припущень для багатьох змінних через визначення розподілу ймовірностей кожної. В загальному випадку під імітацією розуміють процес проведення експериментів з математичними моделями складних систем реального світу. Тобто, імітація – це комп'ютерний експеримент, який проводиться з моделлю системи, а не з самою системою. Виходячи з цього, було розроблено програму, яка реалізує обидва методи. Оцінюється вартість дорожнього одягу нежорсткого типу.

Вартість життєвого циклу дорожнього одягу в пропонованій моделі включає початкові витрати на проектування і будівництво (реконструкцію), вартість трьох можливих капітальних ремонтів, поточних ремонтів та утримання.

Головна форма програми наведена на рис. 1.

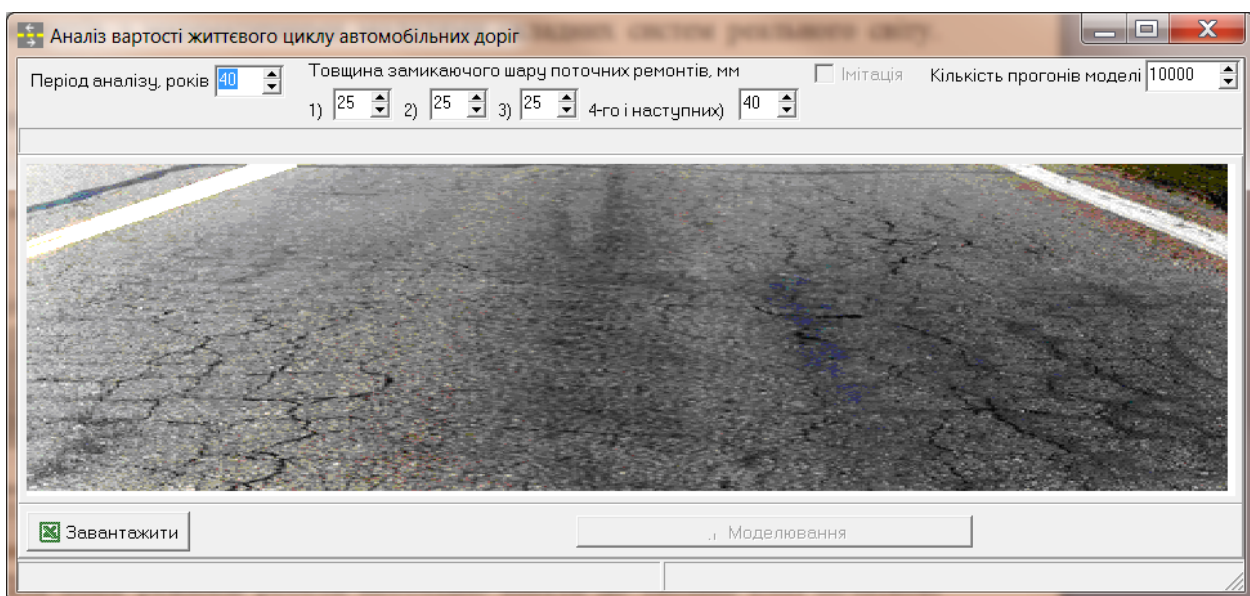


Рис. 1. Головна форма програми

Аналітик має можливість задавати: горизонт аналізу; вибирати товщину шарів поточного ремонту покриття (перші три – поверхнева обробка, а якщо потрібно більше поточних ремонтів, то – перекриття шаром асфальтобетону); задавати режим моделювання (детермінований чи імітація); кількість повторювань обчислень (прогонів моделі). Кнопка «Завантаження» здійснює завантаження вихідних даних моделі, які зберігаються в таблиці Excel і мають спеціальну структуру. Ці дані зчитуються програмою.

Для обох режимів роботи необхідно внести до шаблону (таблиці Excel) початкові дані:

- довжину ділянки в км та категорію дороги;
- кількість смуг руху та ширину проїжджої частини;
- конструкцію дорожнього одягу після будівництва (реконструкції) в нульовий рік з заданими шарами дорожнього одягу, їх модулями пружності та товщиною;
- конструкції дорожнього одягу після 1-го, 2-го та 3-го капітальних ремонтів з відповідними параметрами;
- інтенсивність та склад руху;
- параметри для прогнозування рівності покриття;
- показники для розрахунку вартості ремонтів, утримання та визначення транспортних витрат.

Для характеристики вхідних змінних використано шаблон, приклад якого наведено на рис. 2.

ВИХІДНІ ДАНІ ПРО СЕРЕДНЬОРІЧНУ ДОБОВУ ІНТЕНСИВНІСТЬ РУХУ В 0-Й РІК										
Групи транспортних засобів	Значення	Інтервал змін		Гістограма						Імітувати
		мінімум	максимум	p1	p2	p3	p4	p5	Сума	
Lg: Легкі вантажні	500	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Cg: truc: Середні вантажні	400	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Tg: Важкі вантажні	100	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Ac: Автобуси середні	60	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0
At: Автобуси важкі	22	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Pc: Причепи середні	250	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Pt: Причепи важкі	150	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Tr: Тролейбуси	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0
La: Легкові	2700	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0
q: Коеф. Приросту інтенсивності руху	4,0	1,0	7,0	0,05	0,10	0,75	0,10	0,00	1,00	1

Рис. 2. Вихідні дані про дорожній рух

Розподіл ймовірності задано гістограмою з п'яти інтервалів. Змінні моделюються як випадкові величини тільки тоді, коли в графі «Імітувати» проставлено 1 (обведено колом), інакше для моделювання вживається одне значення. Інтервали гістограми розраховуються виходячи шляхом ділення різниці максимального і мінімального значень на п'ять рівних частин. В прикладі на рис. 2 моделюватися як випадкова величина буде коефіцієнт приросту інтенсивності руху.

Важливою частиною програми є модель деградації дорожнього одягу, в якості якої прийняті залежності, що використовуються в Системі управління станом покриття (СУСП) [5].

Період в роках, який залишився до капітального ремонту дорожнього одягу нежорсткого виду, обчислюється за формулою [6]:

$$T_{кр} = 1 + u \times \log_{10}(K_{змф} / K_{змд}) / (0,0035 / m + n \times \log_{10}(q)), \quad (1)$$

де u - коефіцієнт, що враховує вплив дорожньо-кліматичної зони;

$K_{змф}$ - фактичний коефіцієнт запасу міцності;

$K_{змд}$ - допустимий коефіцієнт запасу міцності;

m - коефіцієнт, що враховує погіршення властивостей в'язучого;

n - коефіцієнт, що враховує процеси втоми покриття;

q - коефіцієнт приросту інтенсивності руху.

Прогнозний період в роках, який залишився до відновлення рівності покриття дорожнього одягу нежорсткого виду, визначається шляхом розв'язання відносно t рівняння [49]:

$$S_0 + \alpha \cdot t \cdot e^{ct} = S_{дон}, \quad (2)$$

де S_0 - показник рівності в рік вимірювання, см/км;

α - коефіцієнт, який залежить від дорожньо-кліматичної зони, фактичного коефіцієнта запасу міцності, типу місцевості за умовами зволоження, числа смуг руху, приведеної товщини верхніх зв'язних шарів, приведеної інтенсивності руху, показника структурної міцності несучого шару, ширини смуги руху, коефіцієнту неоднорідності міцності дорожнього одягу;

t – час, років;

S_{don} - допустимий показник рівності проїзної частини доріг;

$$c = 0,02 + 0,0035 \times (q - 1) \times 100. \quad (3)$$

В якості оцінки вартості життєвого циклу прийнято теперішню (приведену до 0-го року) сумарну вартість дорожньо-транспортних витрат, яка розраховується методом дисконтування.

В результаті детермінованого розрахунку будується графік зміни рівності покриття і виконання поточних і капітальних ремонтів (показано вертикальними лініями), наведений на рис. 3.

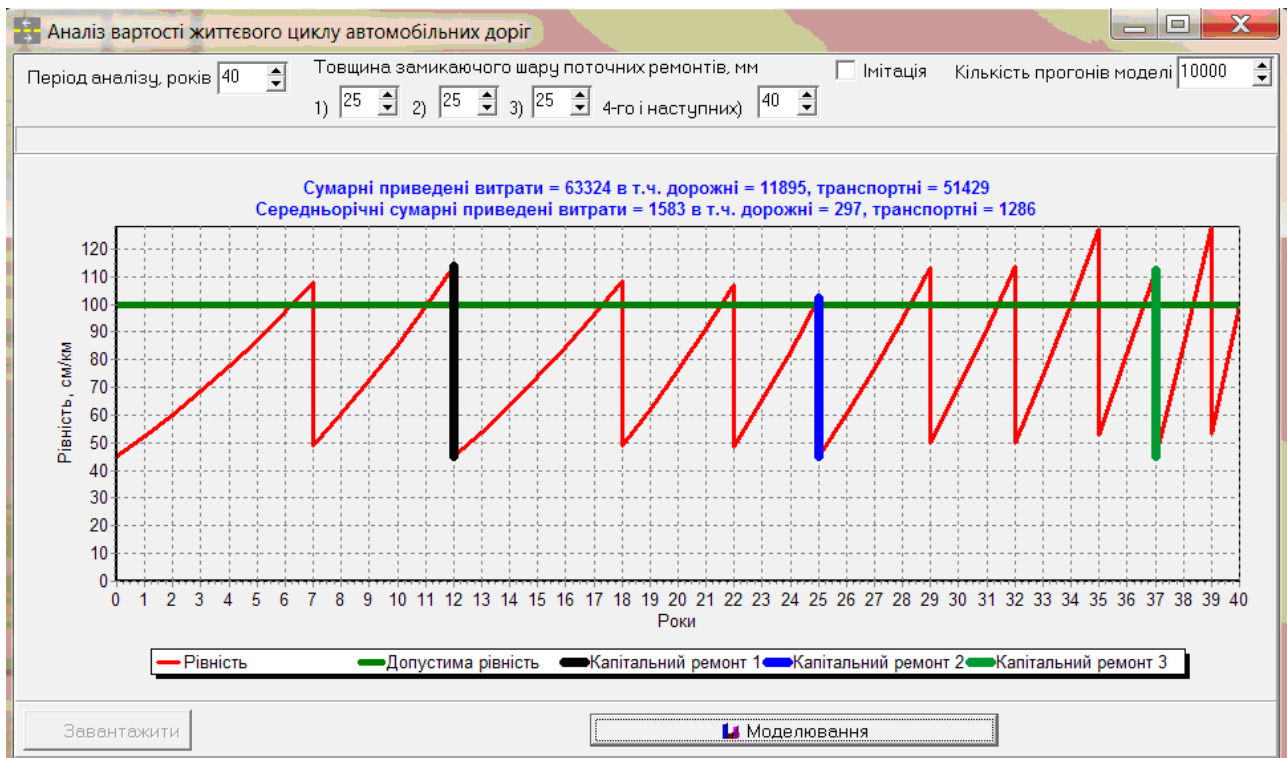


Рис. 3. Графік рівності для детермінованого режиму програми

Імітація здійснюється таким чином. З вихідних даних вибирається змінна з відміткою «Імітувати» рівною 1, за допомогою вбудованої функції – генератора випадкових чисел отримується рівномірно розподілене в інтервалі від нуля до одиниці випадкове число, по гістограмі (рис. 2) визначається номер інтервалу гістограми, а в ньому за допомогою другого випадкового числа визначається конкретне значення вхідної змінної. Процес повторюється для інших вхідних

змінних з відміткою «Імітувати» рівною 1. Змінні, які не мають такої позначки, враховуються одним числом.

В результаті імітаційного моделювання на виході моделі отримуємо оцінку закону розподілу вартості, наприклад, таку, яка наведена на рис. 4.

На рисунку 5 кожен рядок показує новий результат моделювання для інших вихідних даних.

Для імітаційного моделювання розраховуються такі параметри: середнє квадратичне відхилення σ та коефіцієнт варіації K_v .

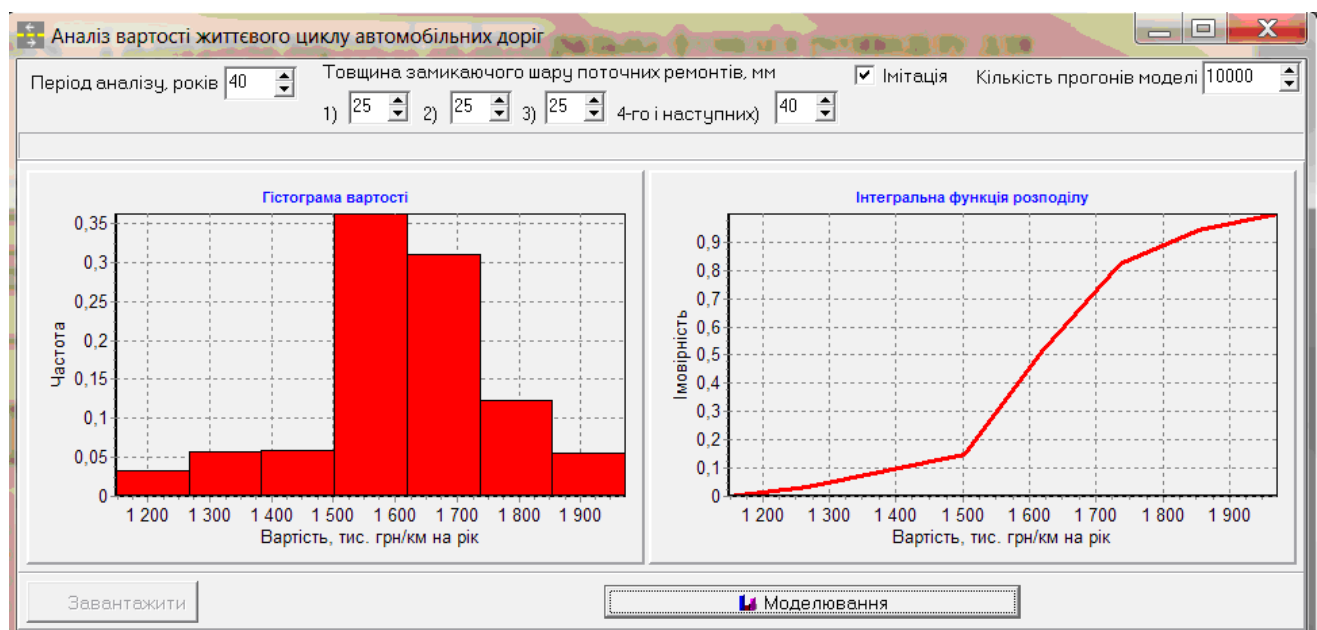


Рис. 4. Гістограма та інтегральна функція розподілу ймовірності вартості

Результати моделювання									
Тривалість горизонту моделювання, років				40					
Вид розрахунку =>				Імітація					
Кількість прогонів імітаційної моделі				10000					
Поточні ремонти				Витрати, тис. грн/рік			Статистичні параметри		
1-й, см	2-й, см	3-й, см	4-й, см	Дорожні	Транспортні	Всього	σ	K_v	
2,5	2,5	2,5	4,0	305	1305	1610	150	9	
1,5	2,0	2,5	4,0	302	1309	1611	154	10	
1,5	1,5	2,0	3,0	301	1311	1612	155	10	

Рис. 5. Вихідні результати для імітаційного режиму програми

Висновок

Розроблена програма дозволяє шляхом імітації визначити теперішню вартість життєвого циклу автомобільної дороги та наглядно відобразити їх. Шляхом комп'ютерного експерименту та маніпулювання значеннями та їх розподілом ймовірності вхідних змінних аналітик може визначити раціональну стратегією проведення ремонтних заходів.

Література

1. Life-Cycle Cost Analysis Primer. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Asset Management, August 2002. – 25 p.
2. NCHRP REPORT 483, Bridge Life-Cycle Cost Analysis. Part II. NCHRP 12-43 Bridge Life-cycle Cost Analysis Guidance Manual / Hugh Hawk // Transportation Research Board, Washington, D.C., 2003. – 100 p.
3. Evaluation of Life Cycle Cost. Analysis Methodologies / Senthil Kumaran Durairaj, S.K. Ong, A.Y.C. Nee and R.B.H. Tan // Corporate Environmental Strategy, Vol. 9, No. 1, 2002. – P. 30-39.
4. Evaluation of Life-Cycle Cost Analysis Practices Used by the Michigan Department of Transportation. /Arthur Chan¹; Gregory Keoleian²; and Eric Gabler // JOURNAL OF TRANSPORTATION ENGINEERING ASCE / JUNE 2008. – P. 236 – 245.
5. Кизима С.С. Загальна характеристика української системи управління станом нежорстких дорожніх одягів / С.С. Кизима, О.П. Канін, М.М. Лихоступ // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво, вип.62. – Київ: НТУ, 2001.
6. Кизима С.С. Основи експлуатації автомобільних доріг / С.С. Кизима. – К.: МОН України / НТУ, 2002. – 234 с.

Канін О.П., канд. техн. наук, Соколова Н.М., канд. екон. наук, Татусь В.В.

РИЗИКИ В УПРАВЛІННІ ПРОЕКТАМИ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

Анотація. Виконано аналіз і намічені шляхи вирішення проблеми управління ризиками здійснення проектів автомобільних доріг і мостів на основі імітаційного моделювання та створення аналітичної експертної системи управління проектами автомобільних доріг.

Ключові слова: управління проектами автомобільних доріг, управління ризиками, моделювання ризиків, інформаційна системи управління.

Аннотация. Выполнен анализ и намечены пути решения проблемы управления рисками осуществления проектов автомобильных дорог и мостов на основе имитационного моделирования и создания аналитической экспертной системы управления проектами автомобильных дорог.

Ключевые слова:

Annotation. The analysis and ways of solving the problem of risk management projects of highways and bridges on the basis of simulation and the Analytical Expert System in project management of highways.

Keywords:

Розглядаються передумови управління ризиками реалізації проектів автомобільних доріг на основі моделювання ризиків і створення інформаційної системи управління ризиками з метою мінімізації їх негативного впливу на досягнення цілей проектів в дорожній галузі.

Постановка проблеми. Врахування ризиків є одним з найбільш важливих елементів управління інфраструктурними проектами. Погане прогнозування, виявлення ризиків і зростання витрат – це три основні причини перевитрат коштів і великих затримок в реалізації, які переслідують великі державні проекти.

В роботах Flyvbjerg і співавторів (2002, 2003) [1,2] були досліджені 258 проектів транспортної інфраструктури (58 залізничних, 33 тунелів і мостів, і

167 дорожніх проектів). 9 з 10 проектів мали в середньому перевитрати на 28% (44,7% залізниці, 33,8% мости і тунелі і 20,4% дорожні проекти). Перевитрата коштів суттєво не покращилася в реалізації транспортних проектів впродовж останніх років [3]. Для українських реалій можна вочевидь навести багато прикладів перевищення вартості та тривалості здійснення великих інфраструктурних проектів.

Проблема утримання в розумних межах витрат за проектом може бути вирішена шляхом систематичного вивчення та оцінки вартості, часу на реалізацію проекту і оцінки всіх основних ризиків та можливостей, які потенційно можуть вплинути на проект.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. В літературі з управління проектами механізм управління ризиками почав розглядатись у середині 1980-х років. Сформувався процес управління ризиками, який тоді складався з ідентифікації ризиків, оцінки ризиків, розробки реагувань на ризики і контролю ризиків. Основою управління ризиками був аналіз фінансових та часових втрат. Широке впровадження отримали діаграми впливів, контрольні списки ризиків та анкетні опитування, методи реагування на ситуації ризику, а також важливі принципи розподілення ризиків в будівельних контрактах. В 1990-х роках відбулась трансформація у бік розуміння значущості процесу управління ризиками, а не тільки кількісного аналізу ризиків. Наприкінці 1990-х років були створені нові методики управління ризиками, які ґрунтувались на досвіді зниження ступеню дії несприятливих подій до прийняттого рівня.

В управлінні проектами розроблені відповідні стандарти: ISO 31000:2009, PMBOK (США) [5], Міжнародної Асоціації Управління Проектами - IPMA, Project and Program Management for Enterprise Innovation – P2M (Японія) та інші.

В сфері управління проектами автомобільних доріг можна відмітити Керівництво управління ризиками для проектів WSDOT (Департаменту транспорту штату Вашингтон) [6], в якому регламентуються: планування ризик-менеджменту, ідентифікація ризиків, якісний та кількісний аналіз ризиків, реагування на ризик, моніторинг та контроль ризиків.

Заслужують на увагу моделі оцінки ризиків, запропоновані в роботах японських авторів. В роботі [7] наведено каталог ризиків, характерних для різних фаз життєвого циклу дорожнього проекту, побудовані матриці залежностей впливу факторів ризику на тривалість та вартість здійснення

проекту, побудована схема виконання проекту, визначені розподіли ймовірностей затримки та вартості проекту.

В роботі [8] досліджувались ризики експлуатації елементів доріг і мостів. Для оцінки ризиків розроблена імітаційна модель, яка використовує марківські матриці перехідних ймовірностей і дозволяє розрахувати інтегральний закон розподілу оцінки рівня обслуговування і відповідну йому величину ризику.

Постановка завдання. Аналіз існуючих досліджень в області теорії ризику, ризик-менеджменту в управлінні проектами, зокрема проектами автомобільних доріг і мостів, показав існування потреби в розробці нових шляхів моделювання ризиків реалізації проектів, які б враховували специфіку проектів автомобільних доріг, з метою подальшої розробки моделі мінімізації ризиків і системи управління ризиками.

Виклад основного матеріалу. Для розробки передумов створення моделі мінімізації ризиків в проектах автомобільних доріг потрібно з'ясувати саме поняття проекту автомобільної дороги та характерні фази такого проекту.

Під проектом автомобільної дороги будемо розуміти діяльність, призначену для будівництва або реконструкції автомобільної дороги і її подальшого обслуговування (ремонту та утримання) до наступної реконструкції або закриття дороги.

Відомо [5], що життєвий цикл проекту – це набір послідовних та іноді таких, що перекриваються, фаз проекту, назви та кількість яких визначається потребами в управлінні та контролі, характером проекту та його прикладною областю. Життєвий цикл продукту проекту звичайно складається з послідовних, таких що не перекриваються фаз, які визначаються потребою виробництва і контролю. Останньою фазою життєвого циклу продукту, як правило є припинення сервісного обслуговування та підтримки.

Якщо підходити до визначення фаз проекту з позицій наведеного формулювання, то воно нам здається обмеженим і не зовсім придатним для автомобільних доріг. Дорога не продається на ринку як продукт за певну ціну, тому покриття витрат понесених на проектування і будівництво чи реконструкцію дороги, в тому числі у випадку платних доріг, відбувається поступово на протязі всього періоду експлуатації дороги аж до її реконструкції. Дорога потребує обслуговування (ремонтів та утримання) на протязі всього періоду експлуатації.

Можна запропонувати фази проекту автомобільної дороги, прийняті Institution of Civil Engineers of the UK [7]: перед проектна, проектування, пропозиція та затвердження ціни, будівництво, пост-будівельна (підтримка дороги в процесі експлуатації).

Місія проекту полягає в тому, що автомобільна дорога створюється у відповідь на теперішні і майбутні потреби споживачів в ефективних і безпечних перевезеннях, що сприяє розвитку економіки зони тяжіння дороги, соціальної-культурної сфери, підвищенню обороноздатності країни, тощо. З цього визначається сукупність цілей створення продукту і його головні техніко-економічні показники: категорія дороги, потрібний модуль пружності дорожнього одягу, вартість, тривалість будівництва, період окупності, тощо.

Питання про ефективність проекту дороги в кінцевому підсумку пов'язані з оцінкою співвідношення витрат на його реалізацію з прибутком, який дають ці витрати. Складність оцінки полягає в тому, що реально можна оцінити тільки дорожні витрати, а оцінити прибуток (економію користувачів доріг) дуже проблематично. Крім того, будівництво або реконструкція дороги дає низку позитивних ефектів, деякі з яких не можуть бути визначені у кількісній формі. На відміну від багатьох інших галузей основні вигоди від дорожнього будівництва лежать в області не комерційного, а суспільного, регіонального та бюджетного ефектів. Визначення комерційної ефективності має сенс тільки для проектів створення платних дорожніх об'єктів або для окремих частин проектів, які передбачають комерційне використання придорожніх смуг. Всі ці ефекти можуть бути отримані на протязі розрахункового періоду експлуатації дороги - до наступної реконструкції.

Реалізація проектів автомобільних доріг приховує у собі небезпеку або занизити, або завищити очікуваний економічний результат. Причинами ризику є вплив на процес реалізації проекту зовнішніх та внутрішніх випадкових факторів та невизначеності, яка трактується не лише у розумінні відсутності вичерпного знання, а й як постійна змінюваність умов, трансформація, швидка та гнучка переорієнтація складної системи, дії конкурентів, зміна кон'юнктури ринку тощо.

Виходячи з викладеного, можна прийняти за основу визначення ризику як об'єктивно-суб'єктивної категорії, пов'язаної з подоланням невизначеності, випадковості, конфліктності в ситуації неминучого вибору, що відображає ступінь досягнення проектом очікуваного результату [4].

Проектний ризик – поняття, яке складається з трьох елементів: "фактор", "подія" і "вплив". Фактори – це потенційні причини, що перешкоджають досягненню мети. Події, спричинені цими факторами, відбуваються з деякою ймовірністю, тобто як безпосередні причини, що перешкоджають досягненню мети. У результаті подій, відбувається "вплив" на параметри виконання проекту. Розділення ризику на три елементи дає можливість встановити чіткий зв'язок між його елементами і правильне розуміння ризику (рис. 1).

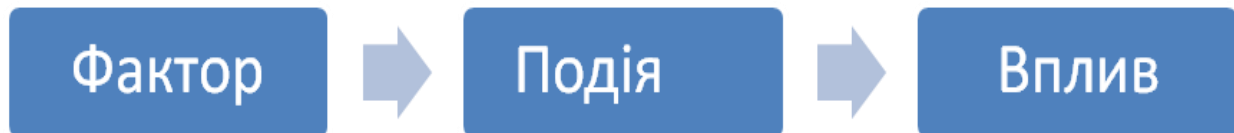


Рис. 1. Діаграма зв'язку трьох елементів ризику

Фактори ризику реалізації проектів автомобільної дороги доцільно діляться на такі групи:

1. Соціальні фактори: культурні аспекти; місцеві громади; плани розвитку.
2. Економічні фактори: зміни законодавства, інфляція або дефляція; відсоткова ставка; обмінний курс іноземної валюти; скорочення або розширення економіки.
3. Адміністративні фактори: місцеві громади; бюджетні заходи; зменшення вартості; зміна плану; узгодження з сільгоспугіддями; узгодження із зацікавленими організаціями; тощо.
4. Природні фактори: стихійні лиха; геологічні умови; природні пейзажі.
5. Технічні фактори: технологічні інновації; втрати; аварії; скриті конструкції, тощо.
6. Узгодження: екологічні питання; невизначені межі; ціна одиниці площі землі; опозиція цілі проекту; тощо.

Події, спричинені цими факторами, можуть бути віднесені до фаз життєвого циклу проекту.

1. На етапі вишукування та проектування:
 - ✓ повторні роботи у зв'язку із зміною маршруту;
 - ✓ повторні роботи у зв'язку із зміною конструкції.

2. На етапі узгодження проекту:
 - ✓ затримка узгоджень з екологічних заходів;
 - ✓ затримка узгоджень з зацікавленими організаціями (сільськогосподарська політика та міське планування, тощо);
 - ✓ затримка узгоджень, зв'язаних з новими планами розвитку;
 - ✓ затримка узгоджень відносно навколишнього природного середовища;
 - ✓ затримка узгоджень, зв'язаних із скритими культурними цінностями.
3. На етапі відведення землі:
 - ✓ затримка з-за відмови дозволу на вишукування;
 - ✓ затримка з-за труднощі врегулювання меж смуги відводу;
 - ✓ затримка з-за переговорів про ціни;
 - ✓ затримка з-за адміністративного чинників, таких, як скорочення бюджету.
4. На етапі будівництва:
 - ✓ призупинення або затримка з-за дій на роботу місцевих громад;
 - ✓ призупинення або затримка через аварію (зсуви, і т.п.);
 - ✓ призупинення або затримка з-за екологічних заходів;
 - ✓ скорочення або затримки у зв'язку з несподіваною зміною геологічних умов;
 - ✓ призупинення або затримка з-за несподіваного відкриття підземних комунікацій
 - ✓ скорочення або затримка через заходи для сусідніх будівель;
 - ✓ перерви або затримки у зв'язку з новим відкриттям скритих культурних цінностей;
 - ✓ затримка з-за стихійного лиха (землетрусу, повені або іншого);
 - ✓ затримка з-за адміністративного чинників, таких, як скорочення бюджету.
5. На стадії експлуатації:
 - ✓ зменшення або збільшення об'єму перевезень у зв'язку зі зміною соціально-економічної ситуації;
 - ✓ відновлення після випадкового пошкодження (зсуви, і т.п.);
 - ✓ природоохоронні заходи;
 - ✓ компенсації за негативні наслідки для місцевих громад;

- ✓ перепланування на вимогу зацікавлених організацій;
- ✓ ліквідація пошкодження в результаті стихійного лиха.

Кількісне визначення ризику на початку 1980-х років дано Stanley Kaplan' та B. John Garric в роботі [9], згідно з якої поняття ризику, по-перше, включає в себе як невизначеність так і збитки. По-друге, небезпека просто існує як джерело. Ризик – це "можливість втрати". Ризик включає в себе ймовірність перетворення цього джерела в фактичні втрати. Ця ідея символічно виглядає як $\text{Ризик} = \text{Небезпека} / \text{Гарантії}$. Рівняння показує, що можна зробити ризик малим за рахунок збільшення гарантій. Гарантії залежать від обізнаності, яка зменшує ризик.

Відомі методи аналізу проектних ризиків базуються на: аналізі чутливості результаті до змін параметрів проекту, стохастичних моделях, імітаційному моделюванні з використанням методу Монте-Карло, динамічних моделях на ідеях системної динаміки Форрестера, моделях дерева рішень, тощо.

Аналіз цих моделей показав, що вони не містять в собі явних алгоритмів управління ризиками. Реалізація проекту автомобільної дороги – це складний, динамічний, стохастичний процес з управлінням, тому імітаційна модель повинна мати відповідні алгоритми і відтворювати прийняття управлінських рішень, які приводять до структурних змін в проекті. В якості математичного апарату імітаційної моделі доцільно використати схему агрегативної системи та кусочно-лінійного агрегату [10] з кусочно-постійною структурою. В цій схемі керуючий агрегат в необхідних випадках моделює зміни структури системи (кількості, параметрів та взаємодії робіт проекту).

Найбільш важливим напрямком удосконалення управління ризиками нам представляється створення аналітичної експертної системи управління проектами автомобільних доріг та мостів, яка реалізується на основі сучасних інформаційних технологій. Така система містить в собі інформаційну модель управління проектом, програмні та технічні засоби оперування нею («електронний офіс» проекту). Реалізована як веб-програма, ця система дасть змогу учасникам управління проектом і зацікавленим сторонам необхідні засоби комунікацій, що підвищить ефективність управління ризиками проектів доріг і мостів.

Висновок

Аналіз стану управління ризиками проектів автомобільних доріг показав необхідність розробки імітаційної моделі мінімізації ризиків з алгоритмізацією процесів управління здійсненням проектів, а також доцільність створення аналітичної експертної системи управління проектами автомобільних доріг і мостів.

Література

1. Flyvbjerg, Bent, Mette S. Holm, and S. Buhl. (2002). "Underestimating Costs in Public Works Projects," *Journal of American Planning Association*, Vol. 68, No. 3, 279-295.
2. Flyvbjerg, B., Holm, M. K. S., and Buhl, S. L. (2003b). "How common and how large are cost overruns in transport infrastructure projects?" *Transport Reviews*, Taylor & Francis Ltd, UK, Vol. 23, No. 1, 71-88.
3. Touran Ali. Owners risk reduction techniques using a CM. Department of Civil & Environmental Engineering Northeastern University, 2006. – 55 p.
4. Вітлінський В.В., Великоіванченко Г.І. Ризикологія в економіці та підприємстві: Монографія. – К.: КНЕУ, 2004. – 480 с.
5. Руководство к своду знаний по управлению проектами. (Руководство PMBOK®)—Четвертое издание, Project Management Institute, Inc., 2008. – 496 с.
6. Project Risk Management Guidance for WSDOT Projects. Washington State Department of Transportation, July 2010. – 96 p.
7. Quantitative risk analysis of road projects based on empirical data in Japan // Yukiya Sato, Keiichi Kitazume, Kazuaki Miyamoto, *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, Vol. 6, 2005. - P. 3971 – 3984.
8. Risk Evaluation and Financial analysis for Road Maintenance on Urban Expressway Based on H-BMS. // Yasuhito Sakai, Mitsuru Jido, Hitoshi Furuta, Kiyoshi Kobayashi. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://psa2.kuciv.kyoto-u.ac.jp/lab/images/stories/research/2010/IABMAS2010.pdf>.
9. http://science-bsea.bgita.ru/2006/ekonom_2006/aleshina_osoben.htm.
10. Stanley Kaplan' and B. John Garric. On The Quantitative Definition of Risk. Risk Analysis, Vol. I , No. I , 1981, p. 11-27.
11. Бусленко Н.П., Калашников В.В., Коваленко И.Н. Лекции по теории сложных систем. М., Изд-во «Советское радио», 1973. - 440 с.

МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСІВ ПРОЕКТУВАННЯ ОРГАНІЗАЦІЇ РОБІТ НА ОБ'ЄКТАХ ДОРОЖНЬОГО ВИРОБНИЦТВА

Анотація: Існуючі моделі проектування організації робіт мають певні переваги їх використання для визначених в проектах будівництва чи ремонтів доріг умов виробництва. З використанням таких моделей вирішується основна задача організації виробництва – складаються графіки виконання робіт – лінійний календарний та календарний. Для проектів, що визначаються сполученням різноманітних умов виробництва, створена універсальна модель проектування організації робіт, яка використовує елементи теорії календарного планування, а в якості критерію передбачає максимальне використання обмеженої кількості ресурсів.

Ключові слова: проектування організації, моделі, технологічні процеси, прийняття рішень.

Постановка проблеми та її зв'язки з науковим та практичним завданням. Об'єкти дорожнього виробництва, а це можуть бути об'єкти будівництва, ремонту чи утримання доріг відрізняються нетиповою структурою робіт, різноманітністю технології їх виконання та сполученням багатьох вимог до окремих трудових процесів. З метою урахування всіх цих особливостей на стадії проектування організації робіт створені різноманітні моделі – аналітичні, сітьові та організаційно-технологічні [1]. Кожна із цих моделей має певні переваги та особливості для досягнення головної мети - складання документів, що регламентують організацію виробництва.

Створення єдиних моделей проектування організації виробництва, які дають змогу скласти головний документ – календарний графік виконання робіт (тобто діаграму Ганта) – є предметом багатьох досліджень і насамперед – теорії календарного планування та теорії розкладу [2]. Але поки-що існує досить багато причин, щоб ці теорії дійсно вважати корисними з точки зору універсального їх використання для отримання реальних даних організації розвитку систем.

Сутність проблеми

Деякі положення теорії календарного планування все-таки можуть скласти основу створення певної універсальної моделі організації виробництва. До базових вихідних положень розвитку такої універсальної моделі проектування організації виробництва слід віднести:

- встановлений перелік трудових процесів, які виконуються в структурі певного проекту;
- чітко визначений розвиток технології виконання трудових процесів, тобто послідовність робіт;
- нормативно визначені витрати ресурсів на одиницю виготовлення продукції.

Таким чином в процедурах формалізації задачі організації виробництва насамперед слід визначити правила відношень між окремими трудовими процесами ($i = 1, 2, \dots, n$). В цілому кожному трудовому процесу може бути присвоєний один із класифікаційних признаков ($p = 1, 2, \dots, P$), як:

$p = 0$. Трудовий процес відрізняється повною незалежністю своєї реалізації, тобто може бути виконаний у будь-якому проміжку часу незалежно від виконання інших процесів.

$p = 1$. Трудові процеси розпочинають процес виробництва, це перші процеси у всій технологічній послідовності виконання всієї сукупності процесів.

$p = 2$. Трудовий процес технологічно залежний строго від попереднього процесу, тобто розпочинається після його повного закінчення.

$p = 3$. Трудові процеси ресурсно незалежні від інших процесів, але для початку свого виконання вимагають розпочати реалізацію певного попереднього (підготовчого) процесу, який може бути яким завгодно у серії виконаних попередніх процесів.

$p = 4$. Безпосереднє виконання трудового процесу у календарному (поточному) періоді.

Результати присвоєння класифікаційних признаков трудових процесів конкретної виробничої системи найкращим чином реалізуються у формі певної матриці та наведені на прикладі табл.1.

Таблиця 1.

Матриця присвоєних класифікаційних признаков трудових процесів.

Послідуючі процес					
-----	1	2	3	4	5
Попередні процеси					
1	1	2	3	0	3
2	-	4	2	0	3
3	-	-	4	0	3
4	-	-	-	4	3
5	-	-	-	-	4

Результати присвоєння класифікаційних признаков трудових процесів в табл.1 можливо коментувати слідуючим чином. По-перше, при формуванні матриці класифікаційних признаков трудових процесів можливо використовувати три підходи:

- підход 1 реалізується за правилом “як залежить виконання послідуючих трудових процесів від попередніх”. При цьому класифікаційними признаками заповнюється права від головної діагоналі частина матриці;
- підход 2 реалізується за правилом “як впливає виконання попередніх трудових процесів на виконання послідуючих”. При цьому класифікаційними признаками заповнюється ліва від головної діагоналі частина матриці;
- підход 3 реалізується за правилами підходу 1 та підходу 2 одночасово. При цьому класифікаційними признаками заповнюється як права, так і ліва частини матриці.

В наведеному в табл.1 прикладі для формування матриці класифікаційних признаков трудових процесів реалізовано підхід 1. А це значить слідуюче.

Процес 1: він розпочинає проект та впливає на початок реалізації процесу 2 (в клітинці 1-2 $p = 2$), процесу 3 (в клітинці 1-3 $p = 3$), та процесу 5 (в клітинці 1-5 $p = 3$).

Процес 2: він безпосередньо впливає на початок виконання процесу 3 (в клітинці 2-3 $p = 2$) та процесу 5, який по відношенню до нього, до процесу 2, не є строго послідуєчим процесом (в клітинці 2-5 $p = 3$).

Процес 3: від початку його виконання або терміну його закінчення не залежить процес 4 (в клітинці 3-4 $p = 0$), але залежить виконання робіт процесу 5 (в клітинці 2-5 $p = 3$).

Процес 4: впливає на початок виконання робіт 5-го процесу (в клітинці 4-5 $p = 3$).

Процес 5: є заключним в проекті і виконується останнім.

В матриці формалізованих класифікаційних признаков процесів (табл.1) в деяких клітинках $p = 4$. Це значить, що початок виконання процесів повинен бути реалізованим, тобто трудові процеси повинні бути розпочаті.

По-друге, в кожній клітинці матриці класифікаційних признаков трудових процесів дозволяється “прописання” тільки одного признака. У випадку наявності сумнівів щодо порядку присвоєння класифікаційних признаков деяким трудовим процесам рекомендується скласти кілька варіантів матриці класифікації трудових процесів із використанням або різних підходів (але третього підходу обов’язково), або різними спеціалістами. Послідуєчий аналіз складених матриць дасть змогу відібрати найбільш реальний варіант реалізації трудових процесів певної виробничої системи.

Матриця формалізованих класифікаційних признаков є основою формування розкладу (визначеної послідовності) виконання трудових процесів, що складають структуру проекту. Ця матриця може бути складена при різному уявленні відношень між попередніми та послідуєчими трудовими процесами, а формування розкладу виконання трудових процесів відзначається певним алгоритмом. Так, при уявленні відношень між трудовими процесами у вигляді табл. 2, яка відображує не що інше як повернуту проти часової стрілки на 90 градусів табл.1, алгоритм формування розкладу їх виконання виглядає слідуєчим чином.

Таблиця 2.

Матриця складених класифікаційних признаков трудових процесів.

5	3	3	3	3	4
4	0	0	0	4	-
3	3	2	4	-	-
2	2	4	-	-	-
1	1	-	-	-	-
Послідуючі процес	1	2	3	4	5

Попередні процеси					
	А	Б	В	Г	Д

ЕТАП 1. Розглядається порядок включення до розкладу трудових процесів за інформацією першого (лівого в матриці під назвою А) стовпчика. В цьому стовпчику насамперед до розкладу відбираються трудові процеси, що мають класифікаційний признак $p = 1$, тобто ті процеси, що обов'язково починають проект. Якщо таких процесів буде кілька, то вони все рівно включаються до розкладу одночасово, тобто час їх початку – $ТП_i(1)$ дорівнює часу початку виконання проекту – T_n , або дорівнює нулю, коли цей час невідомий.

Виконання інших послідуєчих процесів можливе за двома варіантами:

варіант 1: послідуєчий процес може бути розпочатий одночасово із попереднім процесом, тобто ці два процеси технологічно незалежні один від одного;

варіант 2: послідуєчий процес не може бути розпочатий одночасово із попереднім процесом, тобто ці два процеси технологічно залежні один від одного. У цьому випадку на попередньому процесі повинен бути складений фронт робіт для послідуєчого процесу за час $ОП_i(i+k)$, який буде називатись часом організаційної підготовки. Значення $ОП_i(i+k)$ визначаються між парами процесів незалежно від їх класифікаційних признаков та можуть бути складені у вигляді спеціальної матриці, тобто $i = 1, 2, \dots, (n-2)$, а $k = 1, 2, \dots, (n-1)$.

ЕТАП 2. Після включення до розкладу трудових процесів стовпчика А із класифікаційним признаком $p = 1$, переглядається можливість включення до розкладу процесів, що повинні бути безпосередньо виконані ($p = 4$), тобто не

повинні бути пропущені із технологічного порядку трудових процесів. Для цього необхідно виконати такі процедури:

- насамперед переглянути всі класифікаційні признаки в стовпчику А на предмет знаходження процесів безпосереднього виконання. Подальші ситуації: таких процесів не існує (етап завершується), існує один процес, існує кілька процесів;
- якщо буде знайдено один процес із $p = 4$, то початок його виконання приймається таким же, як і процесів із $p = 1$, коли між цими процесами $ОП_i, (i+k) = 0$. Коли величина $ОП_i, (i+k)$ не буде дорівнювати 0, то початок виконання процесу із $p = 4$ приймається на цю величину більше початку процесу із $p = 1$;
- якщо буде знайдено кілька процесів із $p = 4$, то для визначення початку їх виконання слід скористуватись такими правилами. Першим (із кількох визначених) до проекту буде включено той процес, після якого будуть безпосередньо виконуватись інші процеси, тобто над клітинкою стовпчика А із значенням $p = 4$ буде знаходитись клітинка із значенням $p = 2$.

ЕТАП 3. Після включення до розкладу трудових процесів стовпчика А із класифікаційним признаками $p = 1$ та $p = 4$, переглядається включення до розкладу процесів, які мають класифікаційний признак 2.

Цей етап розпочинається із перегляду всіх класифікаційних признаков в стовпчику А на предмет знаходження процесів із $p = 2$. Подальші ситуації: таких процесів не існує (етап завершується), існує один процес, існує кілька процесів;

- якщо буде знайдено один процес із $p = 2$, то для визначення його початку спочатку визначається номер процесу, тобто попереднього, після якого цей процес (із $p = 2$) повинен бути виконуватись. Для того, щоб знайти номер попереднього процесу, необхідно знайти першу знизу від клітинки із $p = 2$ заповнену клітинку, номер якої і відповідає номеру попереднього процесу. Початок виконання процесу із $p = 2$ приймається таким же, як і визначеного попереднього процесу, коли між цими процесами $ОП_i, (i+k) = 0$. Коли величина $ОП_i, (i+k)$ не буде дорівнювати 0, то початок виконання процесу із $p = 2$ приймається на цю величину більше початку попереднього процесу;
- якщо буде знайдено кілька процесів із $p = 2$, то для визначення початку їх виконання, тобто включення до розкладу, відповідає всім положенням, що були визначені для випадку наявності тільки одного

процесу. Але при цьому розглядаються по чергово всі клітинки (відповідні процеси) по стовпчику А, що мають $p = 2$ в порядку “знизу – вверх”.

Примітка. Корисною процедурою перевірки порядку включення до розкладу процесів є визначення їх обов’язкового виконання у технологічній послідовності. Першим до розкладу включається той процес (на цьому етапі - з клітинкою $p = 2$), поряд з якою зліва знаходиться клітинка із $p = 4$.

ЕТАП 4. Після включення до розкладу трудових процесів стовпчика А із класифікаційним признаком $p = 1$, $p = 4$ та $p = 2$, переглядається можливість включення до розкладу процесів, що мають $p = 3$.

Цей етап розпочинається із перегляду всіх класифікаційних признаков в стовпчику А на предмет знаходження процесів із $p = 3$. Подальші ситуації: таких процесів не існує (етап завершується), існує один процес, існує кілька процесів;

- якщо буде знайдено один процес із $p = 3$, то для визначення його початку спочатку визначається номер процесу, тобто попереднього, після якого цей процес (із $p = 3$) повинен бути виконуватись. Для того щоб знайти цей попередній процес, необхідно знайти першу заповнену в стовпчику, в якому розглядається клітинки із $p = 3$, заповнену знизу клітинку, номер якої і відповідає номеру попереднього процесу. Це значить, що початок процесу із $p = 3$ повинен контролюватись всіма розпочатими раніше процесами. Фактичний початок виконання процесу із $p = 3$ приймається таким же, як і визначеного попереднього процесу, коли між цими процесами $ОП_i, (i+k) = 0$.
- коли величина $ОП_i, (i+k)$ не буде дорівнювати 0, то початок виконання процесу із $p = 3$ приймається на цю величину більше початку попереднього процесу;

якщо буде знайдено кілька процесів із $p = 3$, то для визначення початку їх виконання, тобто включення до розкладу, відповідає всім положенням, що були визначені для випадку наявності тільки одного процесу. Але при цьому розглядаються по чергово всі клітинки (відповідні процеси) по стовпчику А, що мають $p = 3$ в порядку “знизу – вверх”.

ЕТАП 5. Включення до розкладу трудових процесів стовпчика А із класифікаційним признаком $p = 0$ відрізняється багатоваріантністю та може бути визначено такими основними правилами:

- по-перше, час початку виконання трудового процесу із $p = 0$ повинен співпадати із часом початку виконання будь-якого іншого, але вже

включеного до розкладу раніше, процесу чи бути більшим від часу цього початку на величину $OP_{i,(i+k)}$, коли це значення не дорівнює нулю. Таке правило повністю відповідає ідеї безперервного використання ресурсів на протязі всього часу виконання проекту;

- по-друге, конкретний час виконання процесів із $p = 0$ може бути визначено тільки на етапі ресурсного планування. На цьому етапі тільки фіксуються варіанти можливого початку включення до проекту цих процесів.

Після формування календарної послідовності виконання трудових процесів по стовпчику А, що визначається готовністю виконання певних підготовчих процесів, із використанням тих же правил складається календарна послідовність виконання трудових процесів по стовпчику Б в порядку “знизу – вверх”, потім – по стовпчику В і так далі. В цілому приведені вище процедури дають можливість визначити часову послідовність виконання трудових процесів за критерієм чіткого виконання всіх технологічних правил виконання робіт конкретного проекту. В результаті завершення календарного планування виконання трудових процесів може бути складений остаточний варіант виконання робіт у вигляді діаграми Ганта, фрагмент якої наведено на рис.1.

Складений варіант календарної послідовності виконання трудових процесів (рис.1.) є основою для формування повної системи організації роботи з урахуванням ресурсних критеріїв. При цьому за найкращий варіант організації роботи приймається такий, при якому спостерігається рівномірне та максимальне використання всіх видів ресурсів. До системи вихідних даних, що використовуються при формуванні ресурсного розкладу, віднесено:

- перелік наявних ресурсів (трудових, технічних та матеріальних) – N_j ;
- обсяги окремих ресурсів - V_j : трудові ресурси мають дві одиниці виміру – кількість працівників певних категорій (спеціалізацій та кваліфікацій) та можуть бути виражені в одиницях трудомісткості – в люд.х год.; технічні ресурси мають також дві одиниці виміру – їх кількість (в шт.) та в одиницях машиномісткості – в маш.х год.; матеріальні ресурси вимірюються в натурних одиницях – кілограмах, метрах та ін.;
- норми витрат окремих ресурсів на одиницю виміру трудового процесу (роботи) – HB_j , які визначаються системою нормування витрат

ресурсів та складені в окремих збірках ресурсних елементних кошторисних нормах (РЕКН);

- потреба в ресурсах по кожному із виділених трудових процесів - ON_{ij} , що визначається шляхом перемноження їх обсягу на норму витрат ресурсів, що приходить на одиницю виміру цього обсягу.

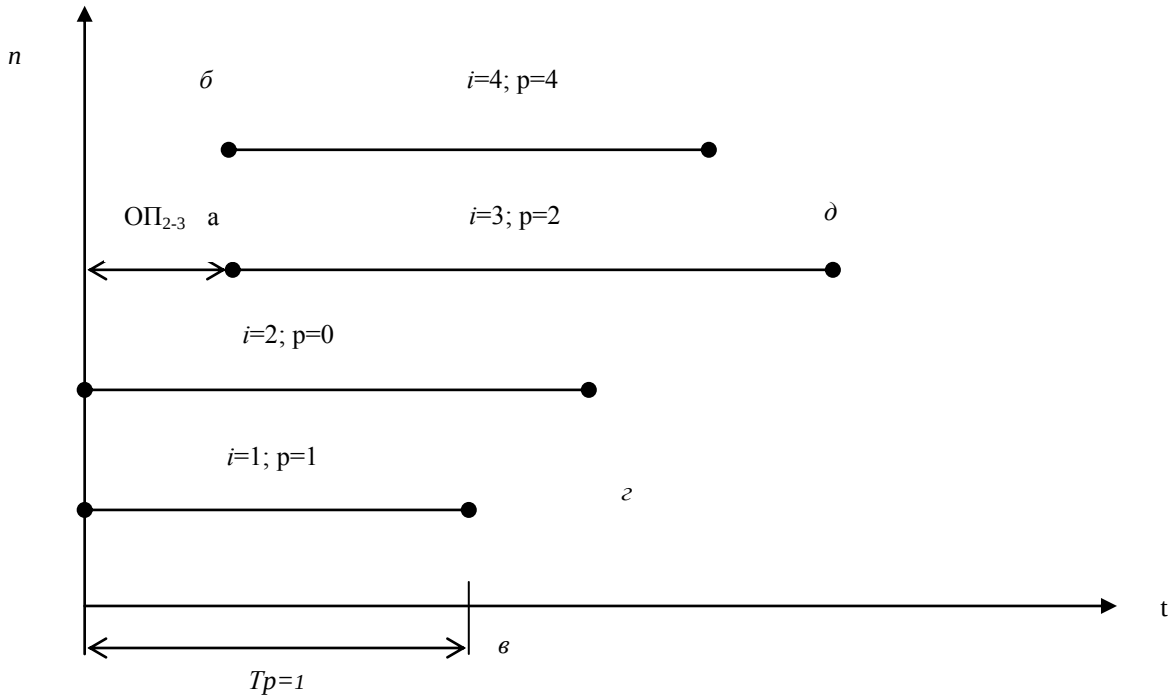


Рис.1. Фрагмент розвитку ситуацій організації виконання трудових процесів

В загальному вигляді проектування організації використання ресурсів на основі складеної раніше календарної послідовності виконання трудових процесів включає такі етапи.

ЕТАП 1. В момент часу $t = 0$ відбираються трудові процеси, що мають класифікаційний признак $p = 1$. При цьому може виникнути 2 ситуації: існує тільки один такий трудовий процес; таких процесів є кілька.

Коли в момент часу $t = 0$ є тільки один процес із $p = 1$, то виконуються процедури призначення кількості ресурсів для його виконання, що подягає у формуванні кількох можливих ситуацій. Перша ситуація полягає у виконанні умови повного використання всієї кількості ведучого ресурсу, тобто у першочерговому призначенні якогось одного ресурсу, який називається ведучим – $N_{jв}$ та використання його повної кількості. В залежності від кількості

ведучого ресурсу та його загальних витрат для виконання процесу із $p = 1$ розраховується час виконання цього виділеного процесу – $T_{p=1}$:

$$T_{p=1} = \frac{ON_{ijb}}{V_{jb}}, \quad (1)$$

коли V_{jb} в свою чергу розраховується як сума обсягів ресурсів, що є ведучими. При умові, що час виконання процесу із $p = 1$ дорівнює $T_{p=1}$, визначається розрахункова – R_{ijp} та прийнята – R_{ijn} кількість ресурсів, що будуть приймати участь при виконанні трудового процесу із $p = 1$, за такими правилами:

$$R_{ijp} = \frac{ON_{ij}}{T_{p=1}}, \text{ а } R_{ijn} \text{ визначається як ціла база числа,}$$

$$\text{що визначає } R_{ijp}, \text{ плюс 1 (одиниця).} \quad (2)$$

При розрахунку кількості ресурсів важливе місце займає такий критерій оцінки їх кращого використання, як показник використання ресурсів за часом – K_{vij} , який в свою чергу визначається за формулою:

$$K_{bij} = \frac{R_{ijp}}{R_{ijn}}. \quad (3)$$

Після завершення розрахунку значень K_{vij} для кожного ресурсу ($j = 1, 2, \dots, M$), що використовуються при виконанні трудового процесу із $p = 1$, можливо визначити середнє зважене значення використання за часом всіх видів ресурсів:

$$K_{всер} = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^M K_{bij} \times R_{ijn} \times C_{ij}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^M R_{ijn} \times C_{ij}}, \quad (4)$$

де C_{ij} – вартість використання ресурсу j –го типу на i – му трудовому процесі.

Значення коефіцієнта $K_{всер}$. прямим чином може бути використано при обґрунтуванні строку $T_{p=1}$. Для цього його значення розраховується для ситуацій, коли кількість ведучого ресурсу зменшується поступово на одиницю від загальної кількості. Наприклад, коли загальна кількість ведучого ресурсу рівна 4, то послідовні варіанти розрахунку строків виконання трудового процесу та відповідного значення $K_{всер}$. здійснюються при умові, коли кількість (число) ведучого ресурсу приймається 3, 2 та 1. Як проектний

вибирається такий варіант виконання трудового процесу, який відповідає максимальному значенню $K_{всер}$.

Коли число трудових процесів в момент часу $t = 0$ буде більше одного, то процедури по визначенню часу виконання кожного із них здійснюються при таких подальших умовах. По-перше, ці процеси можуть бути ресурсно залежні та ресурсно незалежні. Коли мова йде про ресурсно незалежні трудові процеси, то проектування організації їх виконання здійснюється незалежно один від одного за тими ж принципами, що і проектування організації виконання одного процесу, які наведені вище.

У випадку наявності кількох ресурсно залежних процесів проектування організації їх виконання здійснюється за таким алгоритмом: першочерговий розподіл ресурсів (ведучих або типових по всім процесам) по окремим трудовим процесам із $p = 1$ здійснюється пропорційно їх загальній потребі по відношенню до цих процесів; далі виконується розрахунок часу виконання трудових процесів, кількості ресурсів для їх виконання та коефіцієнтів $K_{всер}$. Після цього можливі ітерації подальшого перерозподілу ресурсів між трудовими процесами за принципом збільшення (зменшення) числа ведучих ресурсів на одиницю. Кінцевий варіант розподілу ресурсів повинен відповідати кращому значенню $K_{всер}$, який визначається для всієї сукупності процесів із

$$p = 1.$$

ЕТАП 2. Після завершення проектування організації трудових процесів із $p = 1$, що розпочинаються в момент часу $t = 0$, виконуються розрахунки залишків ресурсів, які не задіяні у виробництві.

ЕТАП 3. Розглядається можливість включення до графіку виконання робіт трудових процесів із признаками, що не дорівнюють 1, в момент часу $t = 0$. Це, по-перше трудові процеси із признаками $p = 0$, тобто це незалежні процеси. У цьому випадку можуть виникнути 2 ситуації: залишків ресурсів після їх розподілу по процесам із $p = 1$ не достатньо для виконання трудових процесів із $p = 0$, або цих залишків достатньо для розгортання трудових процесів. Якщо в залишку ресурсів буде визначено необхідний для виконання трудових процесів із $p = 0$ перелік ресурсів, то строк виконання процесу із $p = 0$ та остаточна кількість ресурсів для його виконання буде визначатись за критерієм $K_{всер}$. так, як і для трудового процесу із $p = 1$, що наведено вище.

Звичайно, розглядаються і ситуації, коли в момент часу $t = 0$ може в програму робіт може бути включено кілька трудових процесів із $p = 0$. У цьому

випадку розрахунок часу їх виконання та кількості ресурсів (якщо це дозволяє залишок ресурсів) здійснюється із використанням критерію *Квсер*. за такою ж схемою, що і для сукупності трудових процесів із $p = 1$.

ЕТАП 4. Включення в програму робіт будь-якого процесу вимагає перерахунку залишків ресурсів, які є основою для розгляду варіантів по включення в програму робіт нових трудових процесів. Якщо залишки ресурсів будуть недостатніми для розгортання робіт на процесах із $p = 0$ або ці залишки відсутні взагалі, то розглядаються варіанти включення в програму робіт інших (по визначеній раніше календарній послідовності) трудових процесів: із $p = 2$, $p = 3$ та $p = 4$. Причому строки їх виконання та розрахунок кількості ресурсів здійснюється за такими ж схемами, що наведені вище для процесів із $p = 1$, але за критерієм максимізації значення *Квсер*.

ЕТАП 5. Слід звернути увагу на те, що включення в програму робіт трудового процесу може визначатись за двома схемами. Перша: коли значення організаційно-технологічного розриву між парами залежних трудових процесів – $ОП_i, (i+k)$ буде рівним нулю, тобто таких перерв не існує. І друга схема: коли значення $ОП_i, (i+k)$ не буде рівне нулю. У цьому останньому випадку початок трудового процесу повинен проектуватись із запізненням на величину $ОП_i, (i+k)$ (на рис.1 для третього процесу, $i = 3$, початок виконання робіт позначається точкою *a*).

ЕТАП 6. Включення в програму робіт трудових процесів в момент часу $t = 0$ закінчується тоді, коли залишки ресурсів після здійснених їх розподілу по частині процесів будуть не достатніми для виконання послідовних процесів.

ЕТАП 7. Послідовні включення в програму робіт трудових процесів в момент часу, що більший 0, в принципі уявляє собою набір типових процедур:

- вибираються трудові процеси із певним значенням класифікаційного признаку – таких процесів може бути один або кілька;
- із використанням інформації про залишки ресурсів на момент початку трудового процесу (якщо це не один процес, то визначається їх ранжування за принципом пропорційного розподілу ресурсів) визначається час його виконання та коефіцієнт *Квсер*;
- момент часу виконання трудового процесу визначається із використанням двох принципів: перший – момент часу початку послідовного процесу більший від моменту часу початку попереднього процесу на величину $ОП_i, (i+k)$; другий - коли значення $ОП_i, (i+k) = 0$, то початок виконання

послідуєного трудового процесу бажано суміщати із часом закінчення або початком виконання інших попередніх процесів. Так, час початку четвертого процесу ($i = 4$) на рис.1, що позначається точкою **б**, бажано сумістити із точкою **а**, якщо залишки ресурсів це дозволяють. Якщо залишків ресурсів недостатньо, то початок виконання четвертого трудового процесу бажано сумістити із точкою **в** (час закінчення першого процесу). Якщо ресурсів буде все рівно не достатньо для початку робіт, точку **б** необхідно сумістити із точкою **г** (час закінчення другого процесу) , а потім – з точкою **д**, тобто часом закінчення третього процесу. У всіх випадках відбору варіантів розподілу ресурсів та подальшого обґрунтування строків виконання робіт по окремим трудових процесах головну роль відіграє критерій *Квсер*.

В укрупненому вигляді алгоритм організації використання ресурсів виглядає слідуєчим чином: розпочинаючи з моменту часу $t = 0$ та поступово збільшуючи час роботи системи розглядається можливість виконання трудових процесів з урахуванням наявних ресурсів та завданих умов щодо створення підготовчих заробок - $ОП_i, (i+k)$; у випадку створення ситуації варіантного використання ресурсів вибирається той варіант, реалізація якого призводить до найкращого використання всіх ресурсів за часом.

Висновок

Створена модель проектування організації виробництва відрізняється тим, що вона може бути для вирішення відповідних задач у проектах із неоднорідною структурою робіт, виконання яких визначається різноманітними умовами та обмеженнями. Ця модель проектування організації виробництва може бути розвинута для вирішення інших виробничих ситуацій. Наприклад, для ситуації розрахунку балансу ресурсів (можливих надлишків та недостатньої кількості деяких із них) в умовах завданого загального часу виконання проекту. Але у будь-якому випадку вирішення задачі організації використання ресурсів необхідно розпочати із складання упорядкованого технологічного порядку виконання трудових процесів .

Література

1. Лїпський Г.Є., Лихоступ М.М. Основи організації, планування та управління дорожнім виробництвом: Підручник у двох частинах. – К.: ГРАНМНА, 2010. – 400 с.
2. Танаев В.С. Теория расписаний. – М.: Знание, 1988. – 32 с. – (Новое в жизни, науке, технике. Сер. „Математика, кібернетика”; №2).

СТАН ІНФОРМАЦІЙНОГО І ПРОГРАМНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПРОЕКТУВАННЯ РІЧНОЇ ПРОГРАМИ РОБІТ В ДОРОЖНІЙ ГАЛУЗІ УКРАЇНИ

Анотація. В статті виконано огляд існуючого інформаційного та програмного забезпечення проектування річної програми дорожньо-ремонтних робіт, приведено основні шляхи з підвищення функціональності діючих програмних комплексів та інформаційних систем.

Ключові слова: річна програма робіт, програмне забезпечення, інформатизація, експертна система.

Аннотация. В статье выполнен обзор существующего информационного и программного обеспечения проектирования годовой программы дорожно-ремонтных работ, приведены основные пути по повышению функциональности действующих программных комплексов и информационных систем.

Ключевые слова: годовая программа работ, программное обеспечение, информатизация, экспертная система.

Annotation. In the article, a survey of existing information and software design annual program of road repair work, given the basic ways to improve the functionality of existing software systems and information systems.

Key words: annual work program, software, informatization, expert system.

Постановка проблеми. На сучасному етапі розвитку інформаційних технологій інформатизація системи управління дорожньою галуззю набуває пріоритетного значення. Так, здійснення ефективного проектування річної програми дорожньо-ремонтних робіт залежить від якісного використання вихідних даних, що можливе лише при впровадженні сучасних інформаційних систем. Ці системи повинні забезпечувати потрібну концентрацію і централізацію об'єктивно-необхідної для здійснення управління станом доріг інформації, її узагальнення та ефективну обробку.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Світова практика відображує ефективність застосування комп'ютерних систем оцінки стану доріг і мостів та

планування ремонтно-відновлювальних заходів. Проте, існуючі системи здебільшого призначені для управління станом покриття автомобільних доріг (Pavement Management System – PMS, The Highway Development and Management System - HDM-4, Система управління станом покриттів – СУСП, Аналітична експертна система управління мостами – АЕСУМ) [1, 2, 3, 4] і не враховують інші елементи автомобільної дороги.

Аналіз програмного та інформаційного забезпечення проектування річної програми робіт в системі Державної служби автомобільних доріг «Укравтодор» дозволяє зробити висновок про його недостатній розвиток і комплексність.

Постановка завдання. Метою статті є визначення сучасного стану інформаційного і програмного забезпечення проектування річної програми дорожньо-ремонтних робіт.

Виклад основного матеріалу. Основою проектування річної програми робіт є перелік і річні об'єми робіт дорожньої організації. На основі сучасних підходів та накопиченого досвіду в дорожній галузі була розроблена модель проектування річної програми робіт [5], основними задачами реалізації якої є створення комп'ютерної бази даних як інформаційної моделі експертної системи та розробка програмного забезпечення, за допомогою якого буде можливим редагування бази даних, виведення алгоритмів розрахунку та пред'явлення користувачу необхідної інформації про річну програму робіт.

На сьогоднішній день в системі Державної служби автомобільних доріг «Укравтодор» використовуються такі програмно-інформаційні комплекси:

- Електронний паспорт дороги (ЕПАД) реалізований на базі СУБД Microsoft SQL Server 2005 за технологією клієнт-сервер (експлуатується в ДП «Укрдїпродор»);
- Система управління станом покриття (СУСП) реалізована на базі СУБД Microsoft SQL Server 2005 за технологією клієнт-сервер (експлуатується в ДП «Укрдїпродор»). В базі даних СУСП містяться дані тільки по дорогах державного значення;
- Аналітична експертна система управління мостами (експлуатується в ДерждорНДІ) реалізована на базі СУБД Microsoft SQL Server 2005 за трирівневою технологією (сервер баз даних, сервер прикладних програм і клієнтська програма). Клієнти мають доступ до центральної бази даних через мережу Інтернет;

- База оперативного стану, яка поєднує три вище наведені системи на базі СУБД Microsoft SQL Server 2005;
- Система управління безпекою руху реалізований на базі СУБД Microsoft SQL Server 2005 за технологією клієнт-сервер (експлуатується в ДерждорНДІ);
- Система управління поточним ремонтом та утриманням доріг (СУПРУД) реалізована на базі СУСП (призначена для експлуатації в обласних дорожніх службах) та інші.

Проте, впроваджені у дорожній галузі окремі інформаційні системи лише частково вирішили питання інформатизації.

Так проти очікувань, які покладались на розробку Баз оперативного стану доріг (БОС), ця система не набула практичного значення з причини відсутності необхідного фінансового та інформаційного забезпечення робіт з паспортизації доріг. Така ситуація зумовила подальший самостійний розвиток структур баз даних та програмного забезпечення СУСП, АЕСУМ та СУПРУД.

Зараз в Державній службі автомобільних доріг України «Укравтодор» прийнята концепція інформатизації, згідно якій будуть проектуватись програмні засоби і бази даних, необхідні для управління дорожньою галуззю [6].

Проведена оцінка інформаційного та програмного забезпечення в дорожній галузі свідчить про його недосконалість, неукомплектованість. Тому найбільш адекватними реальним умовам експлуатації доріг при проектуванні річної програми робіт на сучасному етапі доцільно вважати експертні моделі, які базуються на інструментальних і візуальних спостереженнях стану конкретних елементів доріг, історичних даних, накопичених в спеціальних комп'ютерних базах даних, а також на судженнях досвідчених спеціалістів – експертів в сфері експлуатації доріг.

Експертна система проектування річної програми робіт є спеціалізованим програмно-інформаційним забезпеченням, яке містить знання експертів з питань планування робіт в дорожній галузі та має здатність робити логічні висновки на основі цих знань. Структура експертної системи наведена на рис. 1.

База знань приведеної експертної системи включає: функції належності рівнів серйозності і розповсюдження пошкоджень; дані про варіанти робіт з ремонту та утримання доріг, які відповідають певним станам елементів доріг.

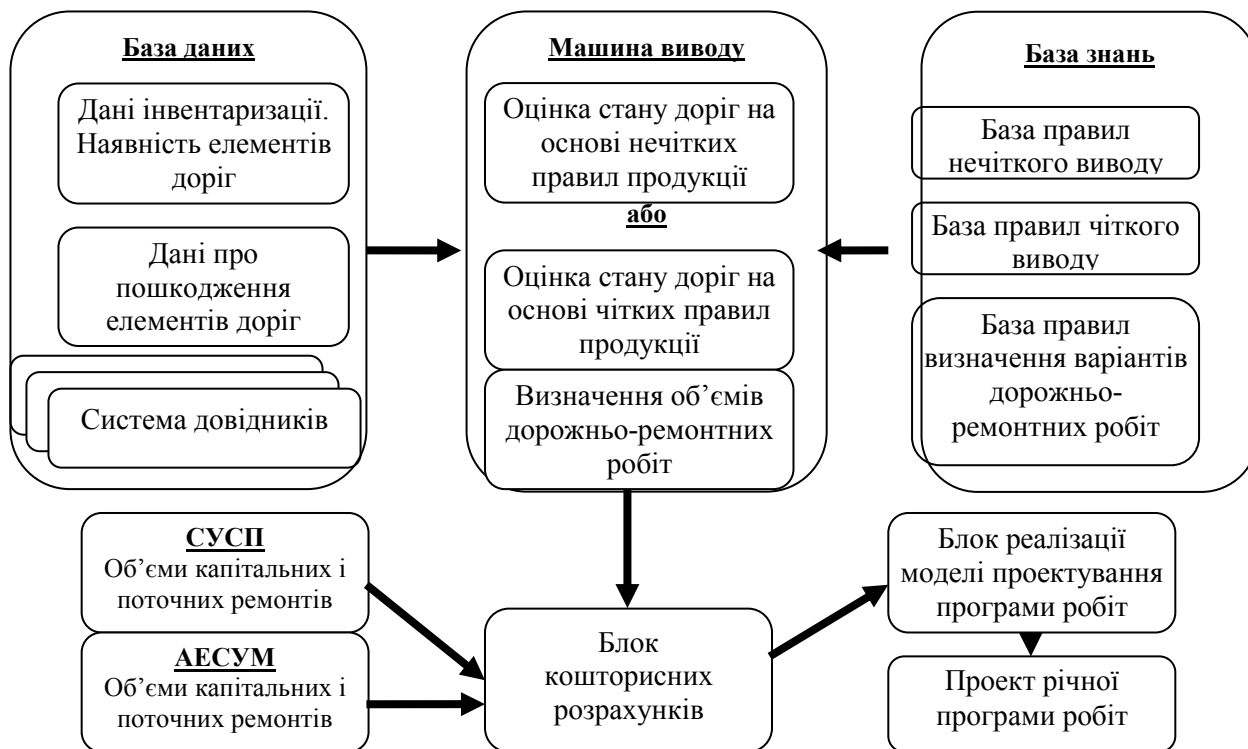


Рис. 1. Структура експертної системи

База даних містить дані про наявність елементів доріг, їх об'єми та розміщення; дані про спостережені пошкодження елементів доріг, отримані в результаті моніторингу стану доріг.

Експертна система проектування річної програми дорожньо-ремонтних робіт спирається на сучасні існуючі бази даних та програмне забезпечення, яке використовується в дорожній галузі (програмні комплекси СУСП, АЕСУМ, СУПРУД, АРМ-СК (рис.2)).

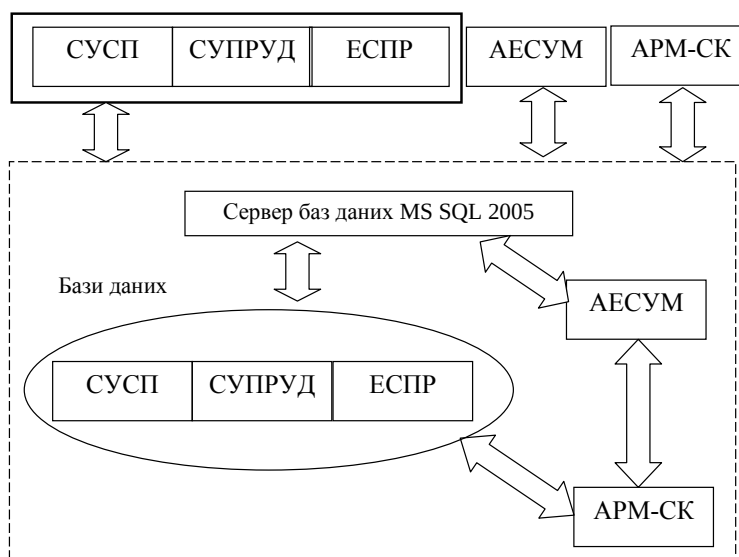


Рис. 2. Місце експертної системи проектування річної програми робіт (ЕСПР) в галузевому програмному комплексі

Запропонована ЕСПР призначена до застосування на рівнях центральної бази даних Державної служби автомобільних доріг України (Укравтодор), в обласних дорожніх організаціях та на рівні низових дорожньо-ремонтних організацій, які є безпосередніми виконавцями зазначених робіт.

Висновки

Таким чином в дорожній галузі експлуатуються різні бази даних, програмне забезпечення від різних розробників. Проте існує проблема взаємодії та неузгодженості розглянутого програмно-інформаційного забезпечення.

Для підвищення функціональності існуючих програмних комплексів та інформаційних систем у дорожній галузі та реалізації принципово нових положень проектування річної програми дорожньо-ремонтних робіт необхідно вмонтувати в існуючі бази даних і програмні комплекси нові принципові доповнення, що реалізують функціональність ЕСПР.

Література

1. HDM-4 Technical User Guide. Part C: Analysis Tools. C-3 [Електронний ресурс] // Strategy Analysis, 1998. – 17 pp. - Режим доступу: http://www.asphaltwa.com/wapa_web/modules/08_evaluation/08_management.htm#pms.
2. Кизима С.С. Структура та технічні можливості вітчизняної системи управління станом дорожніх покриттів (СУСП) / С.С. Кизима // Підвищення ефективності будівництва та ремонту автомобільних доріг. – Харків, 2002.
3. Коваль П. Внедрение аналитической экспертной системы управления мостами в Украине / П. Коваль, А. Лантух-Лященко, С. Сидун // Материалы юбилейной научно-технической конференции «80 лет Белорусской дорожной науке 1928-2008». – Минск, 2008. – С. 156 – 165.
4. Лантух-Лященко А.І. До розробки галузевої аналітичної експертної системи управління мостами / А.І. Лантух-Лященко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво, Вип. 69. – К.: НТУ, 2004. – С. 120 – 126.
5. Харченко А.М. Методичні підходи до розробки річної програми робіт дорожньо-ремонтних організацій / А.М. Харченко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. Вип.74. – Київ, 2008. - С.68-71.
6. Концепція програми інформатизації дорожньої галузі України від 25 червня 2009 року N 48. – Київ, Державна служби автомобільних доріг України «Укравтодор».

Ігнатюк В.В., Канін О.П., канд. техн. наук

ШЛЯХИ ОПТИМІЗАЦІЇ ПРОГРАМИ ДОРОЖНЬО-РЕМОНТНИХ РОБІТ

Анотація. Розглянути загальні підходи до розробки моделі оптимізації програми приведення дорожнього одягу до потрібного стану за задану кількість років на основі даних Системи управління станом покриття Укравтодору. Запропонований перспективний тип алгоритму оптимізації вид моделі.

Ключові слова: стан доріг, дорожній одяг, програма ремонтів, задача оптимізації.

Аннотация. Рассмотрены общие подходы к разработке модели оптимизации программы приведения дорожной одежды до нужного состояния за заданное количество лет на основе данных Системы управления состоянием покрытия Укравтодора. Предложены перспективный тип алгоритма оптимизации и вид модели.

Ключевые слова: состояние дорог, дорожная одежда, программа ремонтов, задача оптимизации.

Annotation. Consider the general approaches to model development of the program to bring pavement to the desired state for a specified number of years based on the pavement Management System of the Ukravtodor. Proposed type of algorithm optimization and type of model.

Keywords: condition of roads, pavement, repair program, the optimization problem.

Постановка проблеми. Сучасний стан мережі автомобільних доріг України не задовольняє нормативним вимогам, що призводить до зростання вартості перевезень та зниження безпеки і комфортності дорожнього руху. В умовах обмеженого фінансування приведення стану мережі доріг до прийнятного рівня можна виконати лише за кілька років. Обґрунтування такої програми

дорожньо-ремонтних робіт являє собою складну задачу, яка потребує розробки відповідної її природі математичної моделі.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Програма робіт з ремонту доріг найчастіше розглядається як програма робіт з ремонту дорожнього одягу.

Систематичний оптимізаційний підхід в управлінні дорожнім одягом розвивається на протязі останніх кількох десятиріч у зв'язку з розробкою систем управління дорожнім одягом (Pavement Management System – PMS). Фундаментом для цих підходів є використання методів математичного програмування, які дозволяють, при виконанні певних умов, знайти найкраще (оптимальне) рішення.

В Україні для оптимізації програм ремонтів дорожніх одягів на основі мінімізації дорожньо-транспортних затрат використовується подібна PMS Система управління станом покриття (СУСП), теоретичні основи якої було розроблено в роботах Кизими С.С., виконаних з 1970-х років до останнього часу, [9]. Оптимізація програм ремонтів в СУСП здійснюється за критерієм мінімізації дорожньо-транспортних витрат на основі евристичного алгоритму. Алгоритм ґрунтується на пріоритетах ділянок доріг: в першу чергу, в програму ремонтів вибираються такі ділянки доріг, які мають найвищий коефіцієнт ефективності капітального ремонту, рівний відношенню різниці сумарних приведених середньорічних дорожньо-транспортних витрат так званої нульової стратегії (без подальших поточних відновлювальних ремонтів) і таких же витрат при різних можливих стратегіях подальших поточних ремонтів до витрат на ремонтні роботи.

Для оптимізації стратегій дорожньо-ремонтних робіт в системах управління дорожнім одягом при одному критерії прийняття рішень використовуються три загальних математичних методи: лінійне програмування (ЛП), цілочисельне програмування (ЦП) і динамічне програмування (ДП).

Golabi та ін. (1982) розробили PMS для штату Арізона і розраховували оптимальну стратегію обслуговування для кожної милі 7400 миль мережі автомобільних доріг. Оптимізація системи поєднувала марківську модель прогнозування стану дорожнього одягу і модель ЛП та використовувала в якості цільової функції вартості, залежну від стратегії дорожньо-ремонтних робіт. Метод був згодом розширений і використовувався як інструмент аналізу Wang та ін. (1993,1994,1995) і Liu (1996), Brad Mytton та David Meaclem [1,2,3].

В Україні були запропоновані моделі ЛП для оптимізації програми робіт - Демішканом В.Ф. (2000) – за критерієм мінімізації дорожньо-транспортних витрат при обмеженому фінансуванні [4], Харченко А.М. (2010) – за критерієм максимізації експлуатаційного стану мережі доріг, що забезпечується виконанням обмежень на всі види ресурсів [5].

Chen та ін. (1992) застосували модель ЦП з булевими змінними в Департаменті транспорту штату Оклахома для стратегічного планування відновлення дорожнього одягу. В моделі накладаються обмеження з мінімального рівня обслуговування дорожнього одягу, наявного бюджету і ресурсів постачальників [6].

У 1987 році почали поєднуватись моделі прогнозування стану дорожнього одягу на основі ланцюга Маркова і моделі ДП. Feighan та ін. (1988) показали, як використовувати ДП для оптимізації при використанні моделі Маркова. Інше формулювання ДП було назване Chua та ін. (1993) Моделлю Динамічних Рішень. Вони пішли далі в тому, що перекриття дорожнього одягу відстежуються структурою вектора, який обумовлює посилення на різні матриці перехідних ймовірностей залежно від існуючої структури дорожнього одягу [7].

Використання марківської моделі деградації дорожнього одягу означає застосування імовірнісного підходу до моделювання.

Крім цих моделей для багатокритеріальної оптимізації програм ремонтів були запропоновані: цільове програмування, метод зважених сум, нечіткі множини, генетичні алгоритми, генетичні алгоритми + компромісне програмування, генетичні алгоритми + ε -обмеження [8].

В середині 2000-х років перед розробниками СУСП Укравтодором була поставлена задача розрахунку вартості капітального і поточного ремонтів, виконання яких на протязі п'яти років дозволить ліквідувати так звані «недоремонти», що накопичились із-за недостатнього фінансування дорожньої галузі. Для вирішення цієї задачі в програмний комплекс СУСП був добавлений модуль, який на основі усереднення фактичних коефіцієнтів запасу міцності, коефіцієнту приросту інтенсивності руху, деяких інших параметрів розраховує необхідні витрати на капітальний і поточний ремонти.

Постановка завдання. Сформулювати постановку задачі оптимізації програми дорожньо-ремонтних робіт як сукупності проектів з капітального та

поточного ремонтів дорожніх одягів для досягнення заданого стану дорожнього одягу на мережі доріг регіону за задану кількість років.

Виклад основного матеріалу. Потреби в ремонтах визначаються в СУСП на основі вихідних даних інструментальних обстежень доріг (міцності, рівності та зчеплення), даних інтенсивності та складу руху, коефіцієнту приросту інтенсивності руху, фактичних і допустимих значень: коефіцієнтів запасу міцності, показника рівності покриття, коефіцієнту зчеплення, інших необхідних для розрахунку параметрів. Для ділянок доріг, які потребують капітального ремонту в рік спостереження, визначається коефіцієнт ефективності капітального ремонту. Таким чином розраховується потенційна потреба в ремонтах:

$$РК_1^n = РК_1 \cup РК_2 \cup \dots \cup РК_n, \quad (1)$$

$$РП_1^n = РП_1 \cup РП_2 \cup \dots \cup РП_n, \quad (2)$$

де $РК_1^n$ - множина потенційних проектів капітального ремонту;

$РП_1^n$ - множина потенційних проектів поточного ремонту;

$РК_t$ - множина потенційних проектів капітального ремонту в t -й рік;

$РП_t$ - множина потенційних проектів поточного ремонту в t -й рік;

$t = \overline{1, n}$.

$\cup$ - операція об'єднання множин.

Програма дорожньо-ремонтних робіт на певній мережі доріг являє собою множину проектів ремонту ділянок доріг за n років, яка створюється включенням в програму потенційних ділянок (1,2):

$$ПК_1^n = K_1^+ \cup K_2^+ \cup \dots \cup K_n^+, \quad (3)$$

$$ПП_1^n = П_1^+ \cup П_2^+ \cup \dots \cup П_n^+, \quad (4)$$

де $ПК_1^n$ - множина проектів капітального ремонту, включених в програму;

$ПП_1^n$ - множина проектів поточного ремонту, включених в програму;

K_t^+ - множина проектів капітального ремонту в t -й рік;

$П_t^+$ - множина проектів поточного ремонту в t -й рік.

Отже, повинна виконуватись умова:

$$Пк_1^n \leq Рк_1^n, \quad (5)$$

$$Пп_1^n \leq Рп_1^n. \quad (6)$$

Вартість здійснення кожного проекту включає витрати на роботи з проекту, які залежать від конструктивних параметрів ремонту, плюс транспортні витрати від обмежень руху в зоні дорожньо-ремонтних робіт (не враховуються в моделях СУСП) і майбутні витрати на заплановані за вибраною стратегією поточні ремонти. Ці витрати приводяться до року початку виконання програми П шляхом дисконтування. Ставка дисконту може включати в себе поправку на інфляцію та на ризик. Отже, в якості критерію оптимальності можна прийняти приведені дорожньо-транспортні витрати C_1^n :

$$C_1^n = \sum_{t=1}^{t=n} [\sum_{i=1}^{i=k_t} C_{ti}^k + \sum_{i=1}^{i=m_t} C_{ti}^n], \quad (7)$$

де C_{ti}^k – приведена вартість i -го проекту капітального ремонту, включеного в програму в t -му році, $i = \overline{1, k_t}$;

C_{ti}^n – приведена вартість i -го проекту поточного ремонту, включеного в програму в t -му році, $i = \overline{1, m_t}$.

Середньозважений стан S_t дорожнього одягу мережі доріг в рік t може характеризуватися парою:

$$S_t = (w_t^k, w_t^n), \quad (8)$$

де w_t^k – частка довжини доріг, яка потребує капітального ремонту в рік t ;

w_t^n – частка довжини доріг, яка потребує поточного ремонту в рік t .

Ці величини можуть бути обмеженнями в задачі приведення стану дорожнього одягу мережі доріг до заданого рівня стану.

$$w_n^k \leq w_3^k, \quad (9)$$

$$w_n^n \leq w_3^n, \quad (10)$$

де w_3^k – максимально допустима (задана) частка довжини доріг, яка потребує капітального ремонту в рік n ;

w_3^p – максимально допустима (задана) частка довжини доріг, яка потребує поточного ремонту в рік p .

Задача (7 – 10) приведена на рівні ідеї. Модель для практичного використання повинна враховувати пріоритети ділянок доріг, пов'язані з їх категоріями та іншими параметрами.

Для пошуку оптимального рішення задачі можна застосувати генетичний алгоритм [11].

Слід відмітити, що по відношенню до прогнозування стану дорожнього одягу основною концепцією моделей СУСП є філософія детермінізму. Моделі деградації дорожнього одягу (за міцністю, рівністю та зчепленням) відносяться до механістично – емпіричних, які широко застосовуються в світовій практиці [12].

На нашу думку, більш адекватними для прогнозування стану дорожнього одягу були б імовірнісні моделі, тобто доцільно використовувати в якості концепції моделювання філософію індетермінізму. Моделі вірогідності – це спроба врахувати стохастичні особливості процесу деградації дорожнього одягу. Більшість із запропонованих моделей вірогідності засновані на моделюванні процесів на основі ланцюга Маркова - спеціального стохастичного процесу дискретного типу, де стан системи (наприклад стан дорожнього одягу) X_t в $t + 1$ часі залежить від стану системи X_t в якомусь попередньому t часі, але не залежить від того, як стан системи X_t був отриманий [12].

Більш того, процес здійснення проектів програми – динамічний, стохастичний і невизначений по самій своїй природі, тобто ризикований. Наприклад, перспективна інтенсивність та склад руху залежать від багатьох факторів ризику – розвитку економіки, рівня автомобілізації та інших важко прогнозованих параметрів. Дані спостережень інтенсивності дорожнього руху за допомогою автоматичних датчиків показали, що коефіцієнт приросту інтенсивності руху змінювався за останні десять років як в більшу так і в меншу сторону.

Для урахування дії на дорожній одяг і процес виконання програми робіт невизначеності і випадкових факторів доцільно застосувати імітаційну модель з імітацією випадкових подій і величин методом Монте-Карло.

Висновок

У зв'язку накопиченої потреби в ремонтах доріг та обмеженого фінансування, проблема оптимізації програми приведення стану дорожнього одягу до нормативного рівня набуває важливого значення. Один із шляхів вирішення цієї проблеми полягає в розробці відповідної імітаційної моделі, яка б дозволила підвищити точність і надійність рішень.

Література

1. Golabi K., Kulkarni, R.R. and Way, G.B., "A Statewide Pavement Management System,» Interfaces, 1982. - Vol. 12, No.6. - P. 5-21.
2. Brad Mytton & David Meaclem. Linear Programming Model for Scheduling Road Maintenance [Електронний ресурс]. – Режим доступу:
3. <http://www.mang.canterbury.ac.nz/courseinfo/msci/msci480/transfund00/Model.html>
4. Wang K. C. P., Zaniwski J. (1995). Sensitivity of Pavement Network Optimization System to its prediction models. *Transportation Research Record*, 1508, 22-30.
5. Демішкан В.Ф. Удосконалення управління станом автомобільних доріг за умов обмежених ресурсів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.22.11 / В.Ф. Демішкан. – Х., 2000. – 17 с.
6. Харченко А.М. Методичні підходи до розробки річної програми робіт дорожньо-ремонтних організацій / А.М. Харченко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. Вип.74. – Київ, 2008.
7. Chen, Xin, G. Claros, and W.R. Hudson (1992). Mixed-Integer Programming Model for AASHTO Flexible Pavement Design. *Transportation Research Record*, 1344, 139-147.
8. Jaewook Yoo. Multi-period optimization of Pavement Management Systems. Submitted to the Office of Graduate Studies of Texas A&M University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, 2004 – 104 p.
9. Zheng Wu. Hybrid Multi-Objective Optimization Models for Managing Pavement Assets. Dissertation submitted to the faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy In Civil and Environmental Engineering, Blacksburg, Virginia, 2008. – 203 p.
10. Кизима С.С. Наукові принципи та практичні напрямки управління станом автомобільних доріг / С.С. Кизима, О.П. Канін, М.М. Лихоступ // Сучасні проблеми та перспективи розвитку дорожньо-будівельного комплексу України. – К.: НТУ, 2004.
11. Руководство к своду знаний по управлению проектами. (Руководство РМВОК®)—Четвертое издание, Project Management Institute, Inc., 2008. – 496 с.
12. Chunlu Liu, Amin Hammad, Yoshito Itoh/ Maintenance strategy optimization of bridge decks using genetic algorithm/ Liu Chunlu, Hammad Amin, Itoh Yoshito// Journal of transportation engineering. – march/april 1997. – Vol. 123, №2. – P. 91 – 100.
13. Performance Prediction Models for Flexible Pavements: A State-of-the-art Report. RAPPORT Te knologiavde l ingen Veg- og trafikfaglig senter, Nr. 247, 2006. – 54 p.

УДК 624.132.3

Кузьмінець М.П., канд. техн. наук, Баланін В.Х.

ПЕРЕВАГИ ТЕХНІЧНИХ РІШЕНЬ ТА ТЕХНОЛОГІЙ ВИКОНАННЯ ЗЕМЛЯНИХ РОБІТ ПРИ КАПІТАЛЬНОМУ РЕМОНТІ ЛІНІЙНОЇ ЧАСТИНИ МАГІСТРАЛЬНИХ ТРУБОПРОВІДІВ

Анотація. В роботі наведено особливості ведення земляних робіт машинами в умовах близько розташованого діючого трубопроводу та проаналізовано переваги технічних рішень та технологій виконання робіт.

Аннотация. В работе приведены особенности ведения земляных работ машинами в условиях близко расположенного действующего трубопровода и проанализированы преимущества технических решений и технологий производства работ.

Annotation. The paper presents the characteristics of earthmoving machines in terms of proximity of the existing pipeline and analyzed the benefits of technical solutions and technologies for production work.

Вступ

Динаміку розвитку трубопровідного транспорту (ТТ) у всьому світі можна прослідкувати, аналізуючи зміну протяжності побудованих трубопроводів з часом з кінця ХХ – до початку ХХІ століть.

В промислово розвинених і тих що розвиваються країнах в 1998р. функціонувало магістральних трубопроводів в тис. км – 36462, у т.ч. газопроводів магістральних – 7503; продуктопроводів (усього) – 5102; морських трубопроводів (усього) – 1639, у т.ч. газопроводів – 1033, нафтопроводів – 606.

У США в 1987 р. магістральних трубопроводів (МТ) – 716,7 у т.ч. газопроводів – 448,1, нафто- і продуктопроводів – 268,6.

В Україні на початку ХХІ століття нафто- та газопроводів працювало понад 40 тис. км, у т.ч. магістральних нафтопроводів ~ 4,5 тис. км; магістральних газопроводів ~ 36 тис. км.

Аналіз досліджень. Відомо, [1, 2, 5], що зі схем укладання магістральних газопроводів (виключаючи морські, підземні, напівпідземні, наземні), які використовуються при їх прокладанні, 98% належить підземній схемі.

Вартість лінійної частини магістрального газопроводу в середньому складає 50% його загальної вартості, а з урахуванням витрат на матеріали – до 85%. Вартість 1 км магістрального газопроводу діаметром 1020 мм складає близько 1 млн. 200 тис. дол. США. Абсолютно переважна частина нафто- та газопроводів змонтована з труб діаметрами 530...1420 мм.

Проблема. Саме тому технологіям виконання земляних робіт при капітальному ремонті (КР) лінійної частини МТ та технологічному обладнанню для їх здійснення приділяється значна увага в різних країнах. Це можна відслідкувати за патентною активністю різних країн у вирішенні цих проблем, наприклад: Європа – [6]; Німеччина - [7]; РФ – [8-13]; ССРСР – [14-16]; США – [17-20]; Україна [21-23]; Японія – [26-24].

Мета дослідження розглянути технічні рішення та технологію виконання земляних робіт при капітальному ремонті лінійної частини магістральних трубопроводів.

Задачі дослідження: встановити переваги технічних рішень та технологій виконання земляних робіт при капітальному ремонті лінійної частини магістральних трубопроводів

Основна частина. Нижче наведені технічні рішення, що доведені до практичного використання, їх аналіз, а також нові рішення окремо по технологіях виконання земляних робіт при КР лінійної частини МТ і технологічному обладнанню для їх здійснення.

Найбільш широко використовувана технологія виконання КР лінійної частини магістральних газопроводів [27] передбачає наступні дії: уточнюють положення газопроводу перед його відкриттям; позначають положення його осі; бульдозерами проводять планування траси для стійкої і надійної роботи машин і механізмів на ділянці трубопроводу, яку ремонтують; однокішшовими екскаваторами проводять розробку двох траншей обабіч труби, при цьому загальний переріз виїмки має форму трапеції з розміром по дну не менше $(D+2+0,8)$ м, де D – діаметр трубопроводу, що дозволяє вільно переміщуватися по

трубі, покладеній на підпірки (лежки) в траншеї очисної і ізоляційної машин; очисною машиною знімають старе ізоляційне покриття; очищують поверхню трубопроводу; ізоляційною машиною наносять нове ізоляційне покриття; трубоукладачниками укладають трубопровід на дно траншеї і засипають його з допомогою бульдозерів.

Недоліки використання технології наступні:

- порушується напружено-деформований стан (НДС) тіла труби, що пов'язано з впливом її підняття трубоукладачниками на підпірки (лежки) в траншеї, або на бровку траншеї, в результаті чого НДС труби стає неконтрольованим;
- неможливість проведення КР єдиним комплексом машин поточним методом;
- складність установки та подальшого демонтажу в траншеї з під труби додаткових підпірок (лежок).
- рівень безпеки виконання робіт низький. Безаварійна робота визначається тільки кваліфікацією машиністів, задіяних у виконанні капітального ремонту;
- темпи виконання ремонтних робіт вкрай низькі – 20...50 м.пог/змін.

Технологія КР магістральних нафтопроводів діаметром 530-1220 мм з заміною ізоляції без підйому трубопроводу з використанням комплексу машин підвищеної продуктивності [28] передбачає наступні дії: уточнюють положення трубопроводу; позначають вішками його подовжню вісь та глибину залягання труби від денної поверхні ґрунту до верхньої твірної труби; знімають родючий шар ґрунту та переміщують його в відвал на сторону від трубопроводу; тією ж машиною за другий прохід знімають шар мінерального ґрунту на глибину, необхідну для стійкої та надійної роботи наступних технологічних машин та механізмів на ділянці трубопроводу, що ремонтується; переміщують розроблений мінеральний ґрунт у відвал на іншу від трубопроводу сторону і спеціальною машиною розроблюють обабіч труби дві траншеї з розмірами, які залежать від діаметра трубопроводу та глибини його залягання, з відкосами траншей з кутом не менше 15° та прямими на дні кожної траншеї; переміщують розроблений при цьому ґрунт в попередній відвал мінерального ґрунту; розроблюють ґрунт під трубопроводом на глибину 0,75-0,82 м нижче нижньої твірної труби, який переміщують в прямки; знімають з трубопроводу старе ізоляційне покриття; виконують, за необхідністю, ремонт труби та доочищують трубопровід; наносять нове ізоляційне покриття; підсипають ґрунт під трубопровід; ущільнюють його; остаточно засипають відремонтовану ділянку трубопроводу; проводять технічну рекультивацію родючого шару ґрунту.

Недоліки даної технології полягають в наступному:

- НДС трубопроводу під час виконання земляних робіт є змінним, неконтрольованим, мають місце чинники, дія яких може призвести до миттєвої (критичної) зміни НДС труби і можливого її руйнування з подальшими катастрофічними наслідками;
- машини та обладнання, задіяні в процесі виконання КР, розміщені вздовж ділянки труби, що ремонтується, або безпосередньо на ній, без урахування впливу їх маси, силових факторів робочих процесів на зміну НДС трубопроводу;
- спорудження приямків для розміщення розробленого під трубопроводом ґрунту призводить до завищеної глибини виїмок з обох боків трубопроводу, можливого підтоплення їх ґрунтовими водами;
- необхідність спорудження приямків збільшує на 40-45% об'єм ґрунту, який необхідно розробити для розкриття трубопроводу, зменшує продуктивність виконання земляних робіт та КР в цілому, приводить до збільшення на 15-25% ширини смуги відводу родючої землі під КР ділянки трубопроводу для розміщення на ній збільшеного на 40-45% об'єму ґрунту (в залежності від діаметра трубопроводу), збільшує загальні енерговитрати на виконання земляних робіт при КР трубопроводу;
- робить менш стійкою та більш схильною до руйнування призму ґрунту між відкопаними траншеями під трубопроводом, на якій утримується трубопровід та розміщені на ньому машини та обладнання (МІР, очисна та ізоляційна машини). Це може призвести до миттєвого руйнування призми та подальшого неконтрольованого збільшення НДС трубопроводу.

Відомі технології [27-28] вдосконалені шляхом реалізації нових технічних рішень [29 пп. 1-4].

Згідно з ним технологічний процес виконання земляних робіт при КР лінійної частини МТ реалізується в наступній послідовності (див. технологічну схему виконання робіт, приведену на рис. 1):

- уточнюють положення трубопроводу;
- позначають його вісь та глибину залягання труби від денної поверхні ґрунту до її верхньої твірної;

- знімають родючий шар ґрунту машиною МПРГ та переміщують його у відвал на сторону від трубопроводу;
- цією ж машиною за другий прохід знімають шар мінерального ґрунту на глибину, необхідну для стійкої і надійної роботи наступних технологічних машин і переміщують його у відвал на другу сторону від трубопроводу;
- розроблюють обабіч труби дві траншеї з розмірами, які залежать від діаметру трубопроводу і глибини його залягання, і переміщують розроблений ґрунт у попередній відвал мінерального ґрунту;
- розроблюють ґрунт під трубопроводом на глибину нижче його нижньої твірної, достатню для роботи ремонтних машин;
- після виконання необхідних ремонтних робіт підсипають ґрунт на обидві боки від нього та ущільнюють його;
- іншими машинами, які не входять до технологічної колони, остаточно засипають відремонтовану ділянку трубопроводу та проводять технічну рекультивацію родючого шару ґрунту;
- періодично вимірюють відстані між працюючими у технологічній колоні двома або більше машинами;
- технічними засобами, встановленими на машинах вимірюють та порівнюють фактичні відстані між машинами технологічної колони з забезпеченням граничних допустимих відхилень від потрібних значень цих відстаней;
- за результатами порівняння формують керуючі сигнали на збереження або зміну швидкості руху однієї чи декількох машин технологічної колони і реалізують зазначені керуючі сигнали, що забезпечують синхронність роботи всіх машин технологічної колони;

Додатково до вказаної послідовності передбачені граничні значення відстаней між працюючими в технологічній колоні машинами.

Комплекс машин підвищеної продуктивності для виконання КР магістральних нафтопроводів діаметром 530-1220 мм із заміною ізоляції без підйому трубопроводу [28] складається з послідовно працюючих модернізованих та дооснащених машин МПРГ, МВТ, МПР, МП.

В цьому комплексі відстані між працюючими машинами з допомогою відповідних пристроїв електронного контролю підтримуються фіксованими та незмінними, за винятком максимальної довжини підкопаної ділянки

трубопроводу, величина якої залежить від параметрів труби (діаметра і товщини стінки).

Комплекс землерийних машин для КР МТ [30] складається з машин МПРГ, МРТ, МПР та МП, які працюють послідовно одна за одною. При цьому МПРГ та МРТ оснащені автоматичними пристроями, що забезпечують проходження цих машин по осі трубопроводу, всі машини оснащені автоматичними пристроями, що контролюють розміри заглиблення робочих органів і відстані їх до трубопроводу, що виключає можливість механічного пошкодження труби.

Землерийні машини вдосконалені шляхом реалізації на них нових технічних рішень (29, пп. 5-22; 31).

Згідно з ними комплекс технологічного обладнання для реалізації технології виконання земляних робіт при КР лінійної частини МТ включає в себе машини МПРГ та МВТ та пристосовані для роботи у технологічній колоні одночасно та синхронно між собою машини МПР та МП, причому щонайменше машини технологічної колоні оснащені системами керування, які включають в себе бортові ЕОМ;

- комплекс машин оснащений системою узгодженого керування окремими машинами комплексу, яка включає в себе центральну ЕОМ, засоби передачі даних між центральною ЕОМ та бортовими ЕОМ, систему контролю дистанцій, яка пристосована для періодичного вимірювання відстані між двома або більше працюючими у технологічній колоні машинами, причому центральна ЕОМ запрограмована для того, щоб порівнювати фактичні відстані між машинами із гранично допустимими значеннями цих відстаней і за результатами порівняння формувати у режимі реального часу керуючі сигнали на збереження або зміну швидкості руху однієї чи декількох машин технологічної колоні, а бортові ЕОМ запрограмовані для реалізації зазначених керуючих сигналів.

Додатково до цього:

- центральна ЕОМ запрограмована для визначення гранично допустимих значень відстаней між працюючими у технологічній колоні машинами згідно з залежностями (1), (2);

- система керування МПРГ включає в себе бортову ЕОМ, а система контролю дистанцій пристосована для періодичного вимірювання відстані між МВТ, яка є головною машиною технологічної колоні, та МПРГ;

- центральна ЕОМ запрограмована для визначення мінімально допустимої відстані між машинами МПРГ і МРТ згідно з залежністю (3);

- центральна ЕОМ виконана у вигляді окремої фізичної ЕОМ;
- як апаратну частину центральної ЕОМ використано ЕОМ однієї з машин;
- засоби передачі даних між ЕОМ, які не встановлені на борту однієї з машин, виконані у вигляді радіоканалу;
- система контролю дистанцій включає в себе щонайменше один пристрій, який пристосований для вимірювання відстані між щонайменше двома машинами технологічної колони та встановлений на борту однієї із цих машин і підключений до відповідної бортової ЕОМ;
- зазначений пристрій пристосований для вимірювання відстаней між усіма машинами технологічної колони;
- система контролю дистанцій включає два пристрої, кожен з яких встановлений на борту однієї із машин, підключений до відповідної бортової ЕОМ та пристосований для вимірювання відстані до машини, яка є ближньою до машини на борту якої встановлений пристрій;
- зазначений пристрій виконаний на базі активного радіодалекоміра;
- система дистанційного контролю пристосована для фіксації часу кожного вимірювання щонайменше однієї відстані, а центральна ЕОМ запрограмована для визначення темпу зміни цієї відстані та для формування керуючого сигналу із використанням результату аналізу величини та напрямку темпу зміни цієї відстані;
- центральна ЕОМ запрограмована для аналізу робочих параметрів машин та формування керуючого сигналу із використанням результату цього аналізу;
- центральна ЕОМ запрограмована для формування керуючого сигналу на зміну швидкості руху однієї чи декількох машин у вигляді, який дозволяє бортовій ЕОМ відповідної машини перетворити його у текстове чи графічне повідомлення, яке відтворюється на дисплей системи керування цієї машини;
- центральна ЕОМ запрограмована для формування керуючого сигналу на зміну швидкості руху однієї чи декількох машин у вигляді, який дозволяє бортовій ЕОМ відповідної машини перетворити його у сигнали автоматичного керування механізмами цих машин без участі операторів.
- машина МПР підкопує ґрунт під трубою роторними робочими органами та за допомогою кожухів-зачисників, кожухів-закрилків та інтенсифікаторів переміщує розроблений ґрунт на робочі органи машин відкриття трубопроводів, а не в прямки, які в даному випадку не потрібні.

Література

1. Панов Ю.Е. Тенденции развития трубопроводного транспорта и защита окружающей среды при ее эксплуатации. – М. :ИНТВИНИТИ / Серия «Трубопроводный транспорт», 1990. – Т.13 Трубопроводный транспорт за рубежом. –с. 3-62.
2. Мусійко В.Д., Кузьмінець М.П., Баланін В.Х. Безпека і ресурсозбереження при виконанні капітального ремонту магістрального трубопроводного транспорту // Сучасні інформаційні та інноваційні технології на транспорті: матеріали другої міжнародної науково-практичної конференції – Херсон: Вид-во ХАДІ, 2010. – Т.1 – 280 с. С.175-179.
3. Трубопровідний транспорт газу/Ковалко М.П., Грудз В.Я., Михалків В.Б. та ін. За ред. М.П. Ковалка. – К.: Агентство з раціонального використання енергії та екології, 2002. -600 с.
4. Діак І.В., Осінчук З.П. Газова промисловість України на зламі століть /І.М, Карп (відп. ред.). – Івано-Франківськ: Лілея НВ, 2000. – 231 с.
5. Ремонт магистральных и промышленных газопроводов. Справочное пособие / Груднистый В.Н., Зорин Е.Е., Егурцов С.А. и др. Под ред. Степаненко А.И. – К: Интерграфик, 1996. – 192 с.
6. EP 2216197 A1, 10.08.2010.
7. DE 102007056592, 19.06.2008.
8. RU 2018579 C1, 30.08.1994.
9. RU 2089708 C1, 10.09.1997.
10. RU 2090707 C1, 20.09.1997.
11. RU 2158952, C2, 10.11.2000.
12. RU 2309223 C2, 27.05.2004.
13. RU 2320915 C2, 10.12.2003.
14. SU 1073387 A, 15.02.1984
15. SU 1135859 A, 12.01.1985
16. SU 1263765 A1, 15.10.1986
17. US 5521579, 28.05.1996.
18. US 5601383, 11.02.1997.
19. US 6154988, 05.12.2000.
20. US 2010/0070151 A1, 18.03.2010.
21. UA 20377 C1, 25.12.1998.
22. UA 42389 U, 10.07.2009.
23. UA 84709C2, 25.11.2008.
24. JP 2000 291048 A, 17.10.2000.
25. JP 2008106431 A, 08.05.2008.
26. JP 2008144378 A, 26.06.2008.
27. Правила производства капитального ремонта линейной части магистральных газопроводов ВСН 2-112-79. – М: Миннефтегазстрой, 1979. – 136 с.
28. Технология капитального ремонта магистральных нефтепроводов диаметром 530-1220 мм с заменой изоляции без подъема трубопровода с применением комплекса машин повышенной производительности ВБН В.3.1-320.20077720.01 – 2001. – 188 с.
29. UA 94563 C2, 10.05.2011.
30. UA 94374C226.04.20Н.

МЕТОД ПРОГНОЗУВАННЯ ЗАГАЛЬНИХ І МІСЦЕВИХ ДЕФОРМАЦІЙ ПІДМОСТОВИХ РУСЕЛ З УРАХУВАННЯМ ПРОЦЕСІВ У ПРИДОННІЙ ОБЛАСТІ

Анотація. В статті представлено метод прогнозування загальних і місцевих руслових деформацій у зоні впливу мостових переходів, ґрунтуючись на положеннях механіки неоднорідних середовищ. У математичних моделях для придонної області руслового потоку в комплексі з замикаючими рівняннями враховано умови руху потоку, що набігає на мостову опору.

Ключові слова: мостовий перехід, теорія неоднорідних потоків, загальний розмив, місцевий розмив, зависенесний русловий потік, моделі турбулентності.

Аннотация. В статье представлено метод прогнозирования общих и местных русловых деформаций в зоне влияния мостовых переходов на основе положений механики неоднородных сред. В математических моделях для придонной области руслового потока в комплексе с замыкающими уравнениями учтено условия движения потока, который набегает на мостовую опору.

Ключевые слова: мостовой переход, теория неоднородных потоков, общий размыв, местный размыв, взвесенесущий русловой поток, модели турбулентности.

Annotation. The paper presents a predicting method of the general and local channel deformations in the zone of bridges influence on the basis of the mechanics of inhomogeneous medium. Mathematical models for the bottom of channel flow in conjunction with closing the equations is taken into account the conditions of flow, which is incident on a bridge support.

Keywords: bridge, theory of inhomogeneous flows, the total erosion, local erosion, suspensions bearing flow, turbulence model.

Постановка проблеми

Останні катастрофічні паводки в Західних областях України висвітлили суттєві прогалини при проектуванні закладання фундаментів мостових опор, що призвело до руйнування багатьох мостових споруд. Оскільки, вивчення закономірностей руху наносів, що обумовлене особливостями турбулентного,

анізотропного стану природних потоків, пов'язане з рішенням таких важливих питань, як визначення строків експлуатаційної надійності гідротехнічних споруд.

При розрахунку руслових деформацій на мостових переходах важливо встановити не тільки середні глибини, але і максимальні, такі, що визначають необхідну глибину закладання основ опор мосту. При визначенні розмірів руслових деформацій повинні враховуватися: природні зміни русла, які відповідають типу руслового процесу річки; загальні розмиви, що з'являються внаслідок стискання водотоку підходами до мосту – це призводить до збільшення елементарних витрат води на вертикалях підмостового перетину; місцеві розмиви біля опор мосту, що виникають при локальній зміні гідравлічної структури потоку навколо обтічних ним перешкод.

Аналіз досліджень і публікацій. У роботах [1-3] запропоновані методи розрахунку загальних деформацій підмостових русел гідромеханічного напрямку, що ґрунтуються на спільному рішенні рівнянь планової задачі й одновимірного рівняння балансу наносів, які застосовується послідовно до виділених елементарних струмків плану течій руслової частини потоку. Хоча такий підхід є суттєвим кроком у розвиток і удосконалювання методів розрахунку загальних деформацій, однак він не враховує поперечного переносу наносів на швидкісну структуру потоку і, як наслідок, на розміри загальних деформацій русла.

Також запропонований ряд методів, пов'язаних із введенням у вихідні рівняння переносу сукупності спрощених припущень і різних емпіричних співвідношень для обліку додаткових факторів (розширення русла, неоднорідності ґрунтів, їхньої шаруватості та ін.), а також з використанням різних способів рішення прийнятої системи рівнянь – аналітичних і чисельних. При цьому деякі методи [2, 3] дозволяють уникнути ряд обмежень – таких, як нестационарність течії, рівномірність зміни відміток дна на розрахунковій ділянці та ін.

Труднощі у розвитку гідромеханічних методів пов'язані зі складністю математичних моделей процесу руслових деформацій, унаслідок чого аналітичні способи вирішення системи рівнянь загального розмиву найчастіше виявляються неможливими, а прийняття спрощених гіпотез не дозволяє враховувати багато дуже істотних факторів, що впливають на процес загальних деформацій.

В роботах [4, 5] представлено методи розрахунку гідродинамічних характеристик руслових та заплавних потоків у зоні впливу мостових переходів, ґрунтуючись на положеннях механіки неоднорідних середовищ. В рамках дискретної концепції автором детально розглянуто сили, що діють на наноси, отримано математичну модель для придонної області руслового потоку, яка окремо описує: рух твердої фази та рух рідкої фази в комплексі з замикаючими рівняннями, що враховують стан потоку та інерційність руслових структур. Для заплавних ділянок запропоновано систему рівнянь, яка враховує наявність зависі та вплив опору від рослинності на динаміку потоку.

Мостові опори є спорудами певної (переважно простої) геометричної форми, біля них і за ними завжди виникають істотні місцеві переформування ґрунту. Місцеві розмиви біля опор переважно бувають зосередженого типу і пов'язані з розвитком місцевих гвинтоподібних течій біля основи опори [6]. Причому розміщення максимуму швидкості у цій частині русла зміщене до самої опори і до дна [7, 8]. Детальні дослідження мостових опор проводились рядом авторів, зокрема [8 – 10], а поглиблене вивчення структури потоку біля опори у дна – також у роботі [8].

Журавльов М.М., беручи до уваги зібрані ним фактичні (натурні та лабораторні) дані [8], розглянув явище місцевого розмиву на критеріальному та феноменологічному рівнях. Автор також провів аналіз гідрологічних, руслових і антропогенних факторів, які впливають на розмив, і запропонував у результаті дві розрахункові формули:

- для транспортуючого наноси потоку, коли його швидкість U_0 більша за нерозмивну $U_{\text{нерозм}}$,
- для освітленого потоку, коли U_0 не перевищує значення $U_{\text{нерозм}}$:

Мартиненко А.А. отримує ряд залежностей для визначення глибин розмиву біля опор при різних режимах руху донних наносів. При цьому розглядаються три різні режими: рух донних наносів не відбувається ($U_0 < U_{\text{нерозм}}$); має місце зрушення окремих часток ($U_{\text{нерозм}} < U_0 < 1,3U_{\text{нерозм}}$); відбувається масовий змив часток ґрунту ($U_0 > 1,3U_{\text{нерозм}}$).

Предметом теоретичного та експериментального дослідження Петрова М.М. [10] було також вивчення процесу розмиву в часі у залежності від швидкостей потоку, діаметрів часток ґрунту, параметрів опори і ступеня нестационарності потоку. Особливе місце у його, переважно експериментальній роботі, займає

дослідження часу стабілізації розмиву та інтенсивності наростання глибини розмиву у часі.

Питання надійного визначення глибини воронки місцевого розмиву ще не має остаточного рішення, а рекомендації різних авторів значно різняться один від одного. Основною причиною такого положення є різний підхід окремих авторів до питання визначення тих розрахункових умов, у яких відбувається розвиток і формування місцевого розмиву.

Мета роботи полягає в розробці методу прогнозування загального і місцевого розмивів в зоні впливу мостових переходів на основі положень механіки неоднорідних середовищ, який дозволить враховувати особливості динамічних процесів, що відбуваються в придонній області та визначати необхідні запаси при призначенні генеральних розмірів мостових споруд.

Отримані наукові результати. Автором, в роботі [5], для придонної області неоднорідного потоку в наближенні до тонкого шару отримана система рівнянь (1 - 6) для зависеного середовища, яка дозволяє описувати рух часток наносів у руслах з пасмовою структурою дна. При обтіканні мостової опори виникає місцеве порушення структури у придонній області, врахувати яке можна через динамічні характеристики набігаючого потоку та безпосередні розміри споруди, шляхом включення у модельні рівняння (2), (3), (5), (6) сили опору при обтіканні мостових опор. Таким чином, представимо в системі координат OX_1X_3 рівняння переносу двофазного руслового потоку для придонної області в зоні впливу мостових опор:

- для твердої фази

$$\frac{\partial \tilde{W}_1 \bar{\rho}_s}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho}_s \tilde{W}_1 \tilde{W}_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{\rho}_s \tilde{W}_3 \tilde{W}_1}{\partial x_3} - \frac{\partial \bar{\rho}_s \tilde{W}_z \tilde{W}_1}{\partial x_3} = - \frac{\partial \bar{\rho}_s \tilde{W}_1 \tilde{W}_3''}{\partial x_3} + \alpha_m (\tilde{F}_{D1} + \tilde{F}_{L1} + \tilde{F}_{\omega 1} + \tilde{F}_{pier1}), \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \tilde{W}_3 \bar{\rho}_s}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho}_s \tilde{W}_1 \tilde{W}_3}{\partial x_1} - \frac{\partial \bar{\rho}_s \tilde{W}_1 \tilde{W}_z}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{\rho}_s \tilde{W}_3 \tilde{W}_3}{\partial x_3} - 2 \frac{\partial \bar{\rho}_s \tilde{W}_3 \tilde{W}_z}{\partial x_3} + \frac{\partial \bar{\rho}_s \tilde{W}_z \tilde{W}_z}{\partial x_3} = \\ - \frac{\partial}{\partial x_3} \bar{\rho}_s \left(\overline{W_3^2} + \left(\overline{W_3^2} \right)_{imp} \right) - \alpha_m \bar{F}_{GS} + \alpha_m (\tilde{F}_{D3} + \tilde{F}_{L3} + \tilde{F}_{\omega 3} + \tilde{F}_{pier3}), \end{aligned} \quad (2)$$

- для несного середовища

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{\rho}_L \tilde{V}_1}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho}_L \tilde{V}_1 \tilde{V}_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{\rho}_L \tilde{V}_3 \tilde{V}_1}{\partial x_3} = - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_1} + \frac{\partial}{\partial x_3} \left(\mu_{LS} \frac{\partial \tilde{V}_1}{\partial x_3} \right) - \frac{\partial \bar{\rho}_L \tilde{V}_1 \tilde{V}_3''}{\partial x_3} - \\ - (1 - \alpha_m C_m / a_s) (\tilde{F}_{D1} + \tilde{F}_{L1} + \tilde{F}_{\omega 1} + \tilde{F}_{pier1}), \end{aligned} \quad (3)$$

$$\frac{\partial \bar{\rho}_L \tilde{V}_3}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho}_L \tilde{V}_1 \tilde{V}_3}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{\rho}_L \tilde{V}_3 \tilde{V}_3}{\partial x_3} = -\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_3} + \frac{4}{3} \frac{\partial}{\partial x_3} \left(\mu_{LS} \frac{\partial \tilde{V}_3}{\partial x_3} \right) - \frac{\partial \bar{\rho}_L \tilde{V}_3^{\#}}{\partial x_3} - \alpha_m \frac{C_m}{a_s} F_{CS} -$$

$$- F_{GL} - (1 - \alpha_m C_m / a_s) (\tilde{F}_{D3} + \tilde{F}_{L3} + \tilde{F}_{\omega 3} + \tilde{F}_{pier3}). \quad (4)$$

де t – час; x_1, x_3 – координати, відповідно у поздовжньому та вертикальному напрямках; $\tilde{V}_1, \tilde{V}_3, \tilde{W}_1, \tilde{W}_3$ – усереднені складові швидкостей несного середовища та множини часток наносів; $\tilde{W}_z$ – гідравлічна крупність часток наносів; p – гідродинамічний тиск, μ_{SL} – динамічна в'язкість в придонному шарі руслового потоку; C_m – коефіцієнт приєднаної маси; $\bar{\rho}_s$ – маса множини часток, визначається на основі мутності потоку $\bar{S}$; $\bar{\rho}_L$ – густина несного середовища; α_m, a_s – коефіцієнти; $\bar{V}_1 V_3^{\#}, \bar{V}_3^{\#}$ – турбулентні напрути несного середовища, дотичні та нормальні; $\bar{W}_1 W_3^{\#}, \bar{W}_3^{\#}, (\bar{W}_3^{\#})_{imp}$ – кореляції пульсацій твердої фази за рахунок впливу турбулентного стану несного середовища, та контактної взаємодії з дном.

В рівняннях (1-4) враховані

- проєкції *сили тяжіння* з врахуванням дії сили Архімеда, відповідно, для рідкої $\bar{F}_{GL}$ та твердої фази $\bar{F}_{CS}$;

- *сила приєднаних мас* за припущенням, що приєднана рідина рухається зі швидкістю часток наносів F_m ;

- *сили міжфазної взаємодії* $\tilde{F}_{Di}, \tilde{F}_{Li}, \tilde{F}_{\omega i}$, а саме

складові *сили опору руху* $\tilde{F}_{Di}$, яка утворена тиском та силами тертя в'язкого придонного шару *підйомна сила* $\tilde{F}_{Li}$, яка обумовлена головним чином підвищенням по напрямленню від дна поздовжньої швидкості, яка несиметрично омиває частки наносів *сила Магнуса* $\tilde{F}_{\omega i}$, що може суттєво впливати на динаміку руху часток, які обертаються в процесі сальтації, оскільки її величину можна порівнювати з величиною сили опору [11].

На відміну від розглянутих вище складових сил, розподіл яких розглядається по всьому розрахунковому об'єму потоку, сила опору при обтіканні мостових опор призводить до локального порушення структури річного потоку. Місцеве порушення структури потоку, при обтіканні мостової опори, можна виразити через динамічні характеристики набігаючого потоку та безпосередні розміри споруди. На підставі досліджень Г.Шліхтінга,

К.Вігхардта, І.О. Ярославцева [12 - 14] отримано вираз для усередненої складової сили опору при обтіканні мостових опор:

$$F_{pier} = \frac{1}{2} \rho_{SL} C_{pier} s_{pier} U_{SL}^2, \quad (5)$$

де C_{pier} – коефіцієнт опору, який визначається за експериментальними дослідженнями, для випадку опору при обтіканні нескінченного циліндра $C_{pier}=1,2$, згідно [15];

s_{pier} – міделева площа мостової опори, яка обтікається потоком.

У тонкому шарі потоку, певної області навколо опор, висотою Δx_3 та, відповідно, об'ємом $q_{pier} = B_{pier} L_{pier} \Delta x_3$ міделева площа при обтіканні опори складає

$$s_{pier} = \frac{K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3}, \quad (6)$$

де K_f – коефіцієнти форми опори, для незатоплених мостових опор визначаються за даними [8];

l_{0pier} – довжина опори, при косому набіганні потоку $l_{pier} = l_{0pier} \cos \alpha_{pier}$;

b_{0pier} – ширина опори, при нормальному набіганні потоку $b_{pier} = b_{0pier}$, при косому набіганні потоку $b_{pier} = l_{0pier} \sin \alpha_{pier} + b_{0pier} \cos \alpha_{pier}$;

α_{pier} – кут набігання потоку на мостову опору.

Запишемо вектор сили опору при обтіканні мостових опор –

$$\bar{F}_{pier} = \frac{1}{2} \rho_{SL} \frac{C_{pier} K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3} |\bar{U}| \bar{U}_i, \quad (7)$$

та, відповідно, усереднену складову –

$$\tilde{F}_{pier} = \frac{1}{2} \rho_{SL} \frac{C_{pier} K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3} (\tilde{U} \tilde{U}_i + \tilde{U}_j \bar{U}_j \bar{U}_i \tilde{U}^{-1}). \quad (8)$$

Представимо проекції усередненої складової сили опору при обтіканні мостових опор для придонної області руслового потоку:

на вісь OX_1

$$\tilde{F}_{pier1} = \frac{1}{2} \rho_{SL} \frac{C_{pier} K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3} (\tilde{U} \tilde{U}_1 + \tilde{U}_1 \overline{U_1^{\#}} \tilde{U}^{-1} + \tilde{U}_3 \overline{U_3^{\#}} \tilde{U}^{-1}) \quad (9)$$

та на вісь OX_3

$$\tilde{F}_{pier3} = \frac{1}{2} \rho_{SL} \frac{C_{pier} K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3} (\tilde{U} \tilde{U}_3 + \tilde{U}_1 \overline{U_1^{\#}} \tilde{U}_3 \tilde{U}^{-1} + \tilde{U}_3 \overline{U_3^{\#}} \tilde{U}^{-1}) \quad (10)$$

Відповідний комплекс замикаючих математичних моделей для двофазного придонного потоку на руслових ділянках мостових переходів (17), (18), (20), (21), який представлено в роботі [6], також доповнюється додатковими дисипативними членами, обумовлених силою опору при обтіканні мостових опор $\overline{V_k^{\#} F_{pierj}^{\#}}$, $\frac{\partial f_{pierk}^{\#}}{\partial x_j} \frac{\partial V_k^{\#}}{\partial x_j}$. Представимо модифіковану $k-\varepsilon$ модель турбулентності

несного середовища в системі координат $OX_1 X_3$

$$\frac{\partial K_{Ll}}{\partial t} + \frac{\partial \tilde{V}_1 K_{Ll}}{\partial x_1} + \frac{\partial \tilde{V}_3 K_{Ll}}{\partial x_3} = \frac{\partial}{\partial x_1} \left[\overline{\mu_{SL}} \frac{\partial}{\partial x_1} \left(\frac{K_{Ll}}{\rho_L} \right) + \frac{\nu_t}{\sigma_K} \frac{\partial K_{Ll}}{\partial x_1} \right] + \frac{\partial}{\partial x_3} \left[\overline{\mu_{SL}} \frac{\partial}{\partial x_3} \left(\frac{K_{Ll}}{\rho_L} \right) + \frac{\nu_t}{\sigma_K} \frac{\partial K_{Ll}}{\partial x_3} \right] \quad (11)$$

$$\begin{aligned} & - \left(\overline{\rho_L V_1^{\#}} \right) \frac{\partial \tilde{V}_1}{\partial x_1} - \left(\overline{\rho_L V_3 V_1^{\#}} \right) \frac{\partial \tilde{V}_1}{\partial x_3} - \left(\overline{\rho_L V_3 V_1^{\#}} \right) \frac{\partial \tilde{V}_3}{\partial x_1} - \left(\overline{\rho_L V_3^{\#}} \right) \frac{\partial \tilde{V}_3}{\partial x_3} - E_{Ll} - \left(1 - \frac{\alpha_m C_m}{a_s} \right) \left(\overline{V_1^{\#} F_1^{\#}} + \overline{V_3^{\#} F_3^{\#}} + \overline{V_1^{\#} F_{pier1}^{\#}} + \overline{V_3^{\#} F_{pier3}^{\#}} \right) \\ & \frac{\partial \varepsilon_{Ll}}{\partial t} + \frac{\partial \tilde{V}_1 \varepsilon_{Ll}}{\partial x_1} + \frac{\partial \tilde{V}_3 \varepsilon_{Ll}}{\partial x_3} = \frac{\partial}{\partial x_1} \left(\nu_{SL} \frac{1}{3} \frac{\partial \varepsilon_{Ll}}{\partial x_1} \right) + \frac{\partial}{\partial x_3} \left(\nu_{SL} \frac{1}{3} \frac{\partial \varepsilon_{Ll}}{\partial x_3} \right) + 2 \left[\frac{\partial}{\partial x_1} \left(\nu_{SL} \frac{\partial \varepsilon_{Ll}}{\partial x_1} \right) + \frac{\partial}{\partial x_3} \left(\nu_{SL} \frac{\partial \varepsilon_{Ll}}{\partial x_3} \right) \right] + \\ & + C_{\varepsilon 4} \left(\frac{\partial}{\partial x_1} \left[\frac{k_{Ll}}{\varepsilon_{Ll}} \left(\overline{V_1 V_1^{\#}} \right) \frac{\partial \varepsilon_{Ll}}{\partial x_1} \right] + \frac{\partial}{\partial x_1} \left[\frac{k_{Ll}}{\varepsilon_{Ll}} \left(\overline{V_1 V_3^{\#}} \right) \frac{\partial \varepsilon_{Ll}}{\partial x_3} \right] + \frac{\partial}{\partial x_3} \left[\frac{k_{Ll}}{\varepsilon_{Ll}} \left(\overline{V_3 V_1^{\#}} \right) \frac{\partial \varepsilon_{Ll}}{\partial x_1} \right] + \frac{\partial}{\partial x_3} \left[\frac{k_{Ll}}{\varepsilon_{Ll}} \left(\overline{V_3 V_3^{\#}} \right) \frac{\partial \varepsilon_{Ll}}{\partial x_3} \right] \right) - \\ & - C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon_{Ll}}{k_{Ll}} \left(\left(\overline{V_1 V_1^{\#}} \right) \frac{\partial \tilde{V}_1}{\partial x_1} + \left(\overline{V_1 V_3^{\#}} \right) \frac{\partial \tilde{V}_1}{\partial x_3} + \left(\overline{V_3 V_1^{\#}} \right) \frac{\partial \tilde{V}_3}{\partial x_1} + \left(\overline{V_3 V_3^{\#}} \right) \frac{\partial \tilde{V}_3}{\partial x_3} \right) - C_{\varepsilon 2} f_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon_{Ll}}{k_{Ll}} \left[\varepsilon_{Ll} - 2 \nu_{SL} \left(\frac{\partial \sqrt{k_{Ll}}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sqrt{k_{Ll}}}{\partial x_3} \right)^2 \right] + \\ & + C_{\varepsilon 5} \nu_{SL} \frac{k_{Ll}}{\varepsilon_{Ll}} \left\{ \left(\overline{V_1^{\#}} \right) \left[\frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_1^2} \left(\frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_1 \partial x_3} \right) + \frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_1^2} \left(\frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_1 \partial x_3} \right) \right] + \left(\overline{V_1 V_3^{\#}} \right) \left[\frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_1 \partial x_3} \left(\frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_1 \partial x_3} + \frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_3^2} \right) + \right. \right. \\ & + \frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_1 \partial x_3} \left(\frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_1 \partial x_3} + \frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_3^2} \right) \left. \right] + \left(\overline{V_3 V_1^{\#}} \right) \left[\frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_3 \partial x_1} \left(\frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_1 \partial x_3} \right) + \frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_3 \partial x_1} \left(\frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_1 \partial x_3} \right) \right] + \left(\overline{V_3^{\#}} \right) \left[\frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_3^2} \times \right. \\ & \times \left(\frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_3 \partial x_1} + \frac{\partial^2 \tilde{V}_1}{\partial x_3^2} \right) + \frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_3^2} \left(\frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_3 \partial x_1} + \frac{\partial^2 \tilde{V}_3}{\partial x_3^2} \right) \left. \right] \left. \right\} - 2 \nu_{SL} \left(1 - \alpha_m \frac{C_m}{a_s} \right) \left[\frac{\partial f_1^{\#}}{\partial x_1} \frac{\partial V_1^{\#}}{\partial x_1} + \frac{\partial f_1^{\#}}{\partial x_3} \frac{\partial V_1^{\#}}{\partial x_3} + \frac{\partial f_3^{\#}}{\partial x_1} \frac{\partial V_3^{\#}}{\partial x_1} + \frac{\partial f_3^{\#}}{\partial x_3} \frac{\partial V_3^{\#}}{\partial x_3} + \right. \\ & \left. \frac{\partial f_{pier1}^{\#}}{\partial x_1} \frac{\partial V_1^{\#}}{\partial x_1} + \frac{\partial f_{pier1}^{\#}}{\partial x_3} \frac{\partial V_1^{\#}}{\partial x_3} + \frac{\partial f_{pier3}^{\#}}{\partial x_1} \frac{\partial V_3^{\#}}{\partial x_1} + \frac{\partial f_{pier3}^{\#}}{\partial x_3} \frac{\partial V_3^{\#}}{\partial x_3} \right]. \quad (12) \end{aligned}$$

де $K_{Ll} = \rho_L \tilde{k}_{Ll}$ – кінетична енергія турбулентності несного середовища;

$E_{Ll} = \rho_L \tilde{\varepsilon}_{Ll}$ – швидкість дисипації кінетичної енергії турбулентності;

$f_{\varepsilon 2}$ – функція зміни числа Рейнольдса [5]; $\sigma_K, C_{\varepsilon 1}, C_{\varepsilon 2}, C_{\varepsilon 4}, C_{\varepsilon 5}$ – константи [5]; $\left[\frac{\partial f_1''}{\partial x_1} \frac{\partial V_1''}{\partial x_1} + \frac{\partial f_1''}{\partial x_3} \frac{\partial V_1''}{\partial x_3} + \frac{\partial f_3''}{\partial x_1} \frac{\partial V_3''}{\partial x_1} + \frac{\partial f_3''}{\partial x_3} \frac{\partial V_3''}{\partial x_3} \right], (\overline{V_1 F_1''} + \overline{V_3 F_3''})$, – додаткові дисипативні члени, який обумовлений наявністю сил міжфазної взаємодії.

Додатковий дисипативний член алгебраїчних співвідношень турбулентних напружень $\overline{V_k V_j''}$ поповниться виразом

$$\varepsilon_{piert_{ik}}^* = \left(1 - \frac{C_m}{a_s} \alpha_m \right) 2 \overline{V_i'' f_{piert_i}''}, \quad \varepsilon_{piert_{ik}} = \left(1 - \frac{C_m}{a_s} \alpha_m \right) \overline{V_i'' f_{piert_i}''}. \quad (13)$$

Алгебраїчні співвідношення для турбулентних напружень (20), (21) в роботі [5] можна представити, наприклад

- для складової нормальних напружень

$$\frac{\overline{V_3''^2}}{k_{Lt}} = \frac{R_{33} + P_{33} - \varepsilon_{Lt33} - \varepsilon_{St33}^* - \varepsilon_{piert33}^*}{P - \varepsilon_{Lt} - \varepsilon_{St33} - \varepsilon_{piert33}}, \quad (14)$$

$$\varepsilon_{piert33}^* = \left(1 - \frac{C_m}{a_s} \alpha_m \right) 2 \overline{V_3'' f_{piert_3}''}; \quad \varepsilon_{piert33} = \left(1 - \frac{C_m}{a_s} \alpha_m \right) \overline{V_3'' f_{piert_3}''};$$

- для складової дотичних напружень

$$\frac{\overline{V_3 V_1''}}{k_{Lt}} = \frac{R_{31} + P_{31} - \varepsilon_{Lt31} - \varepsilon_{St31}^* - \varepsilon_{piert31}^*}{P - \varepsilon_{Lt} - \varepsilon_{St31} - \varepsilon_{piert31}}, \quad (15)$$

$$\varepsilon_{piert31}^* = \left(1 - \frac{C_m}{a_s} \alpha_m \right) (\overline{V_3'' f_{piert_1}''} + \overline{V_1'' f_{piert_3}''}); \quad \varepsilon_{piert31} = \left(1 - \frac{C_m}{a_s} \alpha_m \right) \overline{V_1'' f_{piert_3}''},$$

де P, P_{ik} – члени генерації турбулентної енергії; R_{ik} – член, який визначає взаємодію пульсаційних складових швидкості між собою та взаємодію усереднених напруг тертя з пульсаційними складовими швидкості відповідно; $\varepsilon_{Lt_{ik}}; \varepsilon_{St_{ik}}; \varepsilon_{St_{ik}}^*$ – дисипативні члени за рахунок сил міжфазної взаємодії.

Аналогічні вирази можна отримати для складових $\overline{V_1''^2}, \overline{V_1 V_3''}$.

Вирази для додаткових дисипативних членів, обумовлених силою опору при обтіканні мостових опор, були отримані аналогічно виразам для додаткових дисипативних членів, обумовлених силами міжфазної взаємодії [4,

5]. Наведемо проєкції рівнянь для додаткових дисипативних членів, обумовлених силою опору у системі координат OX_1X_3 :

– для k - рівняння (11)

$$\overline{V_1 f''_{pier1}} + \overline{V_3 f''_{pier3}} = \frac{1}{2} \rho_{SL} \frac{C_{pier} K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3} \left[\tilde{U}^2 \frac{2K_{SL}}{\rho_{SL}} + \tilde{V}_1^2 \overline{V_1^\#} + \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right)^2 \overline{V_3^\#} + \tilde{V}_1 \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right) (\overline{V_3 V_1''} + \overline{V_1 V_3''}) \right] \quad (16)$$

– для ε - рівняння (12)

$$\begin{aligned} \frac{\partial \overline{f''_{pier1}}}{\partial x_1} \frac{\partial \overline{V_1''}}{\partial x_1} + \frac{\partial \overline{f''_{pier1}}}{\partial x_3} \frac{\partial \overline{V_1''}}{\partial x_3} + \frac{\partial \overline{f''_{pier3}}}{\partial x_1} \frac{\partial \overline{V_3''}}{\partial x_1} + \frac{\partial \overline{f''_{pier3}}}{\partial x_3} \frac{\partial \overline{V_3''}}{\partial x_3} = \frac{1}{2} \rho_{SL} \frac{C_{pier} K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3} \left\{ \frac{1}{2} \frac{\partial \overline{V_1^\#}}{\partial x_1} \left(\frac{\partial \tilde{U}}{\partial x_1} + \frac{\partial}{\partial x_1} \frac{\tilde{V}_1^2}{\tilde{U}} \right) + \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \frac{\partial \overline{V_3^\#}}{\partial x_3} \left(\frac{\partial \tilde{U}}{\partial x_3} + \frac{\partial}{\partial x_3} \left[\frac{1}{\tilde{U}} \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right)^2 \right] \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \tilde{U}}{\partial x_3} \frac{\partial \overline{V_1^\#}}{\partial x_3} + \frac{\partial \tilde{U}}{\partial x_1} \frac{\partial \overline{V_3^\#}}{\partial x_1} \right) + \frac{\tilde{U} \varepsilon_{SL}}{\nu_{SL}} + \right. \\ \left. + \frac{\partial}{\partial x_3} \left[\frac{\tilde{V}_1}{\tilde{U}} \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right) \right] \frac{\partial \overline{V_1 V_3''}}{\partial x_3} + \frac{\partial}{\partial x_1} \left[\frac{\tilde{V}_1}{\tilde{U}} \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right) \right] \frac{\partial \overline{V_3 V_1''}}{\partial x_1} + \frac{\varepsilon_{SL}}{3 \nu_{SL} \tilde{U}} \left(\tilde{V}_1^2 \left[1 - f_s + \frac{3}{2} \frac{\overline{V_1^\#}}{k_{SL}} f_s \right] + \right. \\ \left. + \frac{3}{2} \frac{\tilde{V}_1}{k_{SL}} \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right) f_s (\overline{V_3 V_1''} + \overline{V_1 V_3''}) + \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right)^2 \left[1 - f_s + \frac{3}{2} \frac{\overline{V_3^\#}}{k_{SL}} f_s \right] \right) \right\}, \quad (17) \end{aligned}$$

– для алгебраїчних співвідношень для турбулентних напружень (14), (15)

$$\overline{V_3 f''_{pier3}} = \frac{1}{2} \rho_{SL} \frac{C_{pier} K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3} \frac{1}{\tilde{U}} \left[\tilde{U}^2 \overline{V_3^\#} + \tilde{V}_1 \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right) \overline{V_3 V_1''} + \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right)^2 \overline{V_3^\#} \right], \quad (18)$$

$$\overline{V_1 f''_{pier3}} = \frac{1}{2} \rho_{SL} \frac{C_{pier} K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3} \frac{1}{\tilde{U}} \left[\tilde{V}_1 \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right) \overline{V_1^\#} + \left(\tilde{U}^2 + \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right)^2 \right) \overline{V_1 V_3''} \right], \quad (19)$$

$$\overline{V_1 f''_{pier3}} + \overline{V_3 f''_{pier1}} = \frac{1}{2} \rho_{SL} \frac{C_{pier} K_f l_{pier} b_{pier}}{B_{pier} L_{pier} \Delta x_3} \frac{1}{\tilde{U}} \left[\tilde{V}_1 \left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right) (\overline{V_1^\#} + \overline{V_3^\#}) + \overline{V_1 V_3''} \left(\left(\tilde{V}_3 - \frac{\rho_s}{\rho_{LS}} W_z \right)^2 + \tilde{U}^2 \right) + \overline{V_3 V_1''} (\tilde{U}^2 + \tilde{V}_1^2) \right]. \quad (20)$$

Дискретний аналог і алгоритм рішення нестационарних рівнянь моделей для придонної області руслового потоку, $k-\varepsilon$ моделей турбулентності побудовано на кінцево-різницевому методі предиктор-коректор за явною схемою Мак-Кормака [16]. Метод реалізації алгебраїчних співвідношень для турбулентних напруг, для додаткових дисипативних членів проводився одним з найбільш ефективних і часто використовуваних явних ітераційних методів розв'язування великих систем рівнянь - методом Гаусса – Зейделя [16]. На

основі представлених у статті математичних моделей для придонної області, а також модельних форм рівнянь для основної товщі відкритого зависеного потоку [17] та для заплавних ділянок в зоні впливу мостового переходу [5, 17], відповідних методів їх реалізації було розроблено програмний комплекс „Virtual model river 2”.

За відомими ходом весняної повені та закономірністю руслової витрати вздовж потоку при певному горизонті води (рис. 1), на віртуальній моделі ділянки річки в зоні впливу мостового переходу за визначеними в результаті геодезичних вишукувань відмітками, проведено розрахунок загального та місцевого розмиву в зоні впливу мостового переходу через р. Горинь біля с. Ремчиці на автомобільній дорозі Городище – Рівне – Староконстянтинів, км 50+589, Рівненська область (рис. 2 - 6).

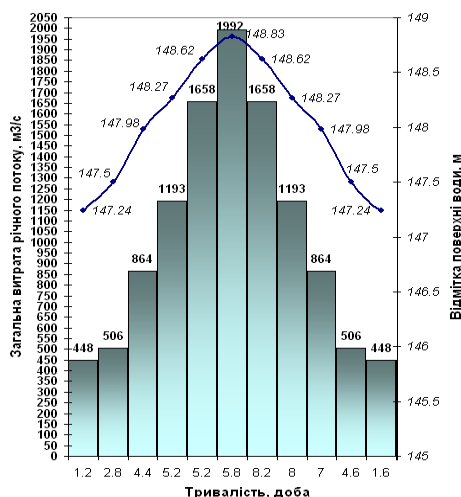


Рис. 1. Гідрограф весняної повені та графік зміни рівнів поверхні води р. Горинь біля с. Ремчиці

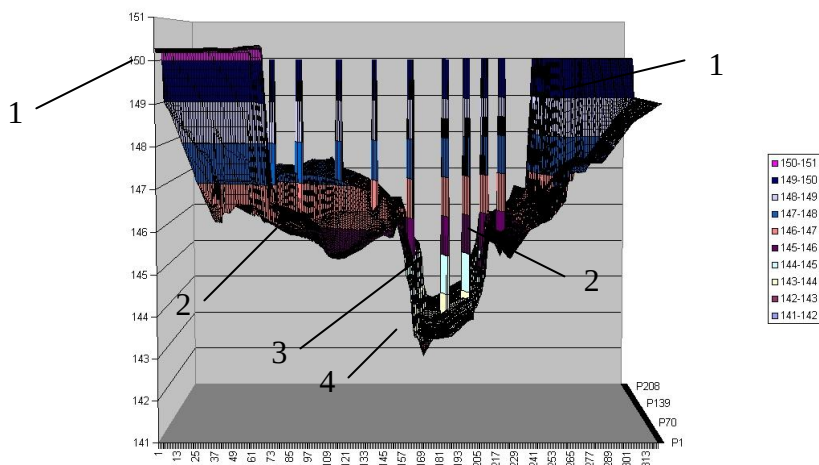


Рис. 2. Розрахунок загального та місцевого розмиву підмостового русла р. Горинь після 96-ї (2-ї) сходинки гідрографа весняної повені: 1- насип підходу мостового переходу; 2 – заплава; 3 – мостова опора; 4 – русло

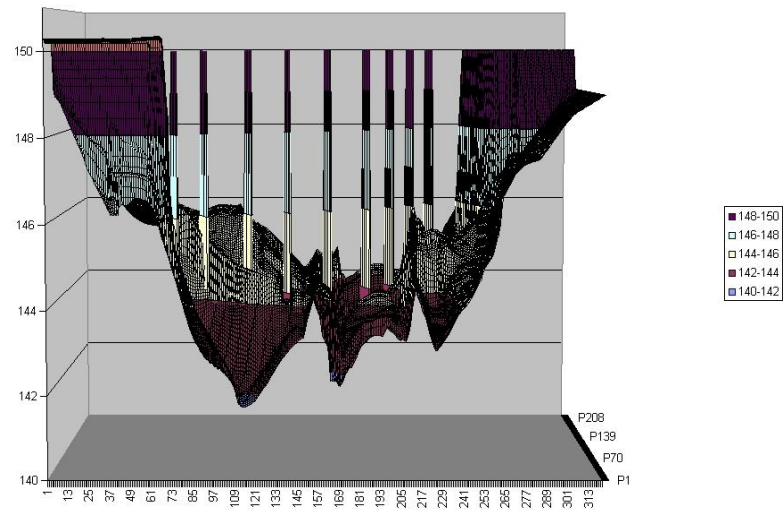


Рис. 3. Розрахунок загального та місцевого розмиву підмостового русла р. Горинь після 327-ї (4-ї) сходинки гідрографа весняної повені

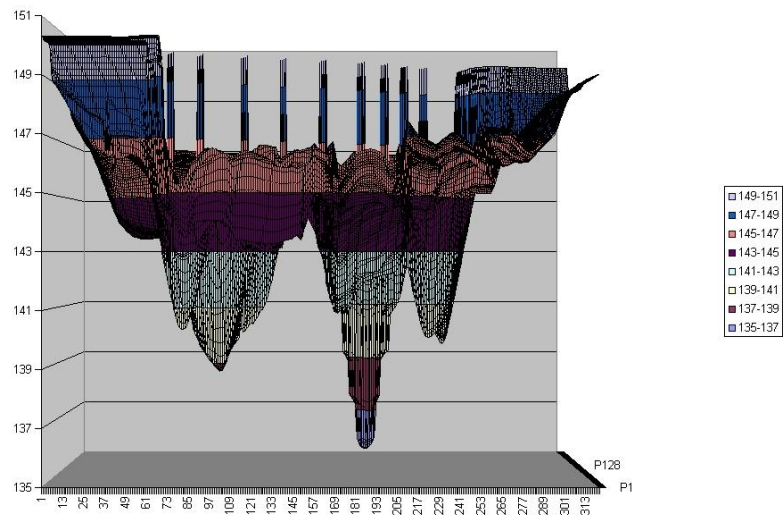


Рис. 4. Розрахунок загального та місцевого розмиву підмостового русла р. Горинь після 591-ї (6-ї) сходинки гідрографа весняної повені

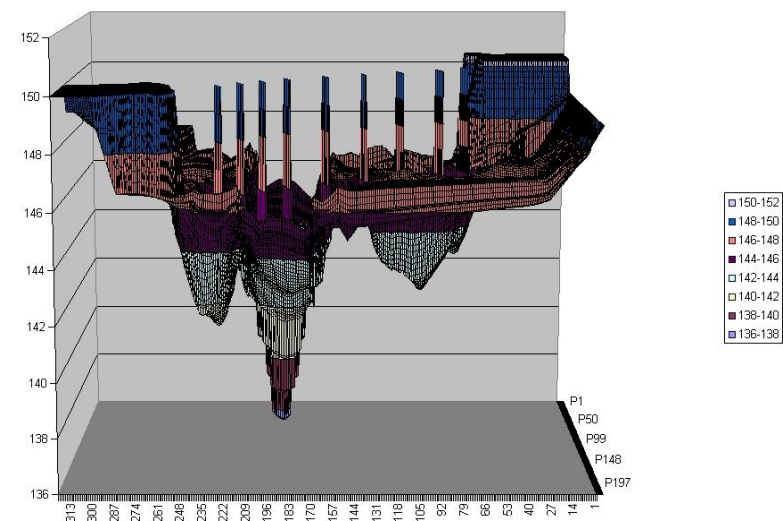


Рис. 5. Розрахунок загального та місцевого розмиву підмостового русла р. Горинь після 980-ї (8-ї) сходинки гідрографа весняної повені

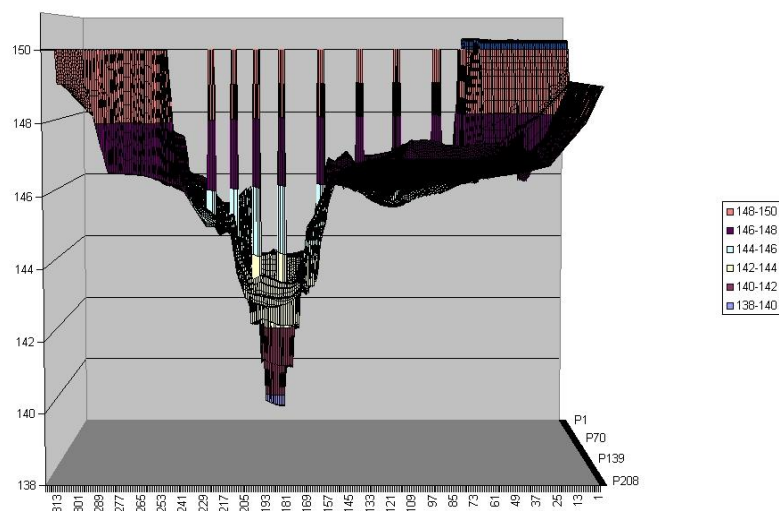


Рис. 6. Розрахунок загального та місцевого розмиву підмостового русла р. Горинь після 1920-ї (22-ї) сходинки гідрографа дощової повені

Розмив русла р. Горинь припиняється лише на спаді весняної повені, після 591-ї (шостої за вихідним гідрографом) сходинки гідрографа (рис. 1) з 1% - витратою, оскільки транспортуюча здатність потоку знижується по мірі збільшення розмивних вирв перед мостовим переходом - поперечний перетин русла під мостом збільшується настільки, що швидкість течії знову зменшується. Найглибша відмітка ями розмиву безпосередньо біля опор, розміщених в руслі річки складає 135,53 м, максимальна глибина розмиву – 7,9 м (рис. 4).

Висновки

Спираючись на аналіз розподілу силових факторів в межах рухомого дна, в роботі представлений відповідний комплекс основних та замикаючих математичних моделей для двофазного придонного потоку на руслових ділянках мостових переходів. У зазначених модельних рівняннях, безпосередньо у зоні максимального стиснення, враховано умови руху потоку, що набігає на мостову опору. Запропоновані нові методи розрахунку загального і місцевих розмивів на основі механіки неоднорідних потоків, з врахуванням всього комплексу гідрологічних, гідравлічних та гідромеханічних характеристик тої або іншої ділянки річки, призначені для вирішення головних задач проектування мостових переходів: від вибору найкращого місця мостового переходу до призначення загальних форм та генеральних розмірів споруд, що входять до складу переходу.

Література

1. Morse B., Townsend R.D. Modeling channel bed transients using explicit F-D schemes // *Journal of Hydraulic engineering*. – Vol. 116. – NO. 11. – 1990. - P. 1345 – 1356.
2. Van Rijn L. C., van Rossum H., Termes P. Field verification of 2-D and 3-D suspended-sediment models // *Journal of Hydraulic engineering*. – Vol. 116. – NO. 10. – 1990. - P. 1270 – 1288.
3. Shimizu B.Y., Yamaguchi H., Itamura T. Three-dimensional computation of flow and bed deformation // *Journal of Hydraulic engineering*. – Vol. 116. – NO. 4. – 1990. - P. 563 – 1288.
4. Славінська О.С. Методи прогнозування деформацій в зоні впливу мостових переходів на основі теорії неоднорідних потоків // *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування* – Рівне, 2009. – Ч.1. – Вип. 3(47). – С. 462 – 481.
5. Славінська О.С. Дослідження гідродинамічних процесів у придонній області руслових та заплавної потоків у зоні впливу мостових переходів // *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* – К.: НТУ, 2010. – Вип. 79. – С. 3 – 26.
6. Савенко В.Я., Щодро О.Є., Славінська О.С., Дослідження місцевих розмивів біля мостових опор // *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* – К.: НТУ. – 2003. – Вип. 66. – С. 188 – 198.
7. Савенко В.Я., Щодро О.Є., Славінська О.С. Метод розрахунку місцевих розмивів біля навальних берегів та біля річкових гідротехнічних споруд в передгірських умовах // *Автошляховик України* – К.: ДП “Державтотранс НДІ проект” Укравтодор, 2004. – № 3 (179). – С. 40 – 47.
8. Журавлев М.М. Местный размыв у опор моста. - М.: Транспорт, 1984. - 111 с.
9. Мартыненко А.А. Формирование местного размыва у опор мостов и разработка методов его прогноза. Дисс. ... канд. техн. наук. Новосибирск, 1989.
10. Петров Н.Н. Исследование местного размыва у незатопленных преград (опор мостов) при обтекании их потоком с различной степенью нестационарности. // Дис. ... канд. техн. наук. - М.: МАДИ, 1980
11. Гришин Н.Н. Механика придонных наносов. – М.: Наука, 1982. – 160 с.
12. Андреев О.В. Проектирование мостовых переходов.- М.: Транспорт, 1980. 215с.
13. Федотов Г. А. Изыскание и проектирование мостовых переходов. - М.: Изд. Центр «Академия», 2005. – 304 с.
14. Шлихтинг Г. Теория пограничного слоя. – М.: Наука, 1969.– 742 с.
15. Гаев Е.А., Никитин И.К. Гидродинамика потока при наличии легко проницаемой шероховатости. Ламинарный режим // *Гидромеханика*. – 1982. – В.45. – С. 65 - 73.
16. Савенко В.Я., Славинская Е.С. Моделирование процессов развития внутренних течений с учетом анизотропии открытых турбулентных потоков. – К.:НТУ, 2004. – 176 с.
17. Славінська О.С. Дослідження гідродинамічних процесів у відкритих зависених потоках у зоні впливу мостових переходів // *Зб. наук. праць*. — Донецьк: ДонІЗТ, 2010. – Вип. 43 – С. 198 –211.

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ

Анотація. Наведена методика розрахунку тріщиностійкості збірно-монолітних прогонових будов мостів з врахуванням постадійності навантаження.

Аннотация. Приведена методика расчета трещиностойкости сборно-монолитных пролетных строений мостов с учетом постадийности нагрузки.

Annotation. The design procedure of crack prefabricated monolithic spans of bridges considering postadiynosti load.

Останнім часом широке розповсюдження на автомобільних дорогах України і закордоном мають монолітні і збірно-монолітні залізобетонні прогонові будови мостів, які поєднують в собі основні переваги збірного і монолітного залізобетону. Найбільш трудомісткі елементи виготовляють індустріальним шляхом – на заводах, а монолітну частину, менш складну, споруджують на місці. Монолітна плита збільшує довговічність прогонової будови моста і покращує просторову роботу конструкції.

При розрахунку тріщиностійкості таких конструкцій необхідно враховувати особливості їх роботи.

Збірно-монолітні конструкції мостів розраховуються за другим граничним станом на виникнення, розкриття і закриття тріщин з урахуванням їх постадійної роботи.

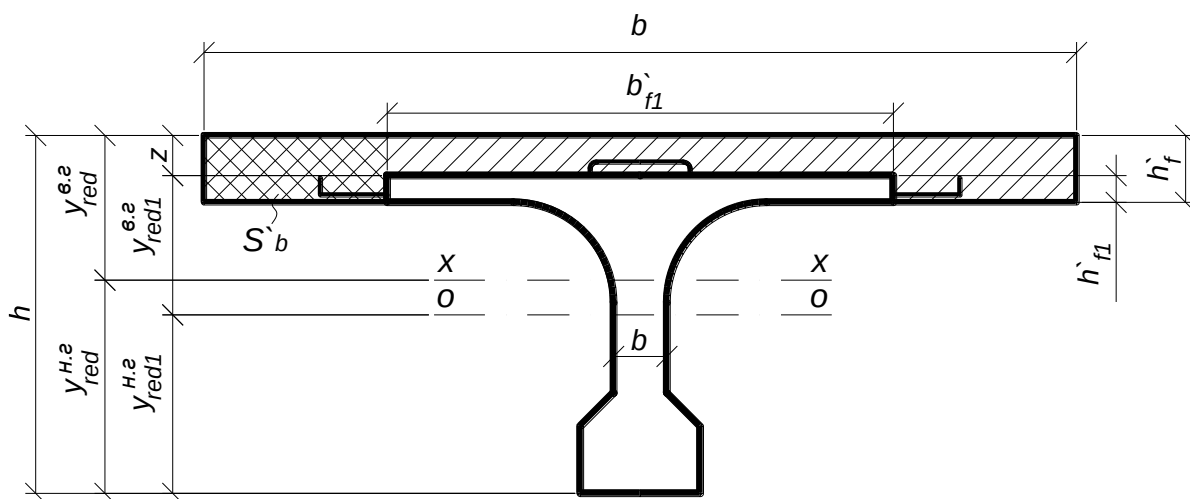


Рис. 1. Переріз збірно-монолітної балки прогонової будови моста

На стадії створення попереднього напруження працює збірна частина перерізу. При укладці монолітного бетону працює збірна частина перерізу балки (на її вагу, вагу опалубки та сили попереднього напруження).

Після набуття монолітним бетоном заданої міцності балка працює повним перерізом на навантаження, що діють на цій стадії – другу частину постійного навантаження і тимчасове навантаження.

Тому особливість перевірки на виникнення поздовжніх тріщин на стадії експлуатації у середині прогону балки від дії постійного і тимчасового навантаження полягає у виконанні цієї перевірки на рівні верхньої грані бетону збірної частини приведенного перерізу і повного приведенного (збірно-монолітного) перерізу (рисунк1) відповідно, за формулами (стиснення зі знаком “+”)

$$(\sigma_{bc}^{e,z}) = \frac{N_0}{A_{red1}} - \frac{N_0 \cdot e_0 \cdot y_{red1}^{e,z}}{I_{red1}} + \frac{M_{g1,n} \cdot y_{red1}^{e,z}}{I_{red1}} + \frac{(M_{g,n} - M_{g1,n}) \cdot (y_{red}^{e,z} - z)}{I_{red}} \leq R_{b,mc2}, \quad (1)$$

де N_0 – рівнодійна зусиль попереднього напруження у напружуваній арматурі з урахуванням усіх витрат;

e_0 – положення рівнодійної зусиль попереднього напруження відносно центру ваги приведенного перерізу збірної частини балки для середини прогону;

A_{red1} , I_{red1} – приведена площа і момент інерції збірної частини перерізу відносно центру ваги збірної частини відповідно;

I_{red} – момент інерції повного приведенного перерізу балки відносно його центру ваги;

$y_{red1}^{e,z}$, $y_{red}^{e,z}$ – відстань від центру ваги збірної частини приведенного перерізу балки до верхньої грані бетону збірної частини перерізу і відстань від центру ваги повного приведенного перерізу балки до верхньої грані монолітного бетону відповідно;

z – товщина шару монолітного бетону над збірною частиною перерізу балки;

$M_{g1,n}$ і $M_{g,n}$ – нормативні значення згинального моменту в середині прогону від власної ваги збірно-монолітної балки і від постійного та тимчасового навантаження відповідно;

$R_{b, mc2}$ – осьове стиснення для розрахунків на запобігання утворення у конструкціях поздовжніх тріщин на стадії експлуатації [1, п. 3.99].

Перевірка для верхньої грані повного приведенного перерізу балки виконується за формулою

$$\sigma_{bc}^{e,z} = \frac{(M_{g,n} - M_{g1,n}) \cdot y_{red}^{e,z}}{I_{red}} \leq R_{b,mc2}. \quad (2)$$

Розрахунок на виникнення похилих тріщин в опорному перерізі балки на стадії експлуатації слід обов'язково виконувати на рівні центру ваги збірної частини приведенного перерізу балки, центру ваги повного приведенного перерізу балки, а також на рівні примикання стиснутих вутів до стінки балки.

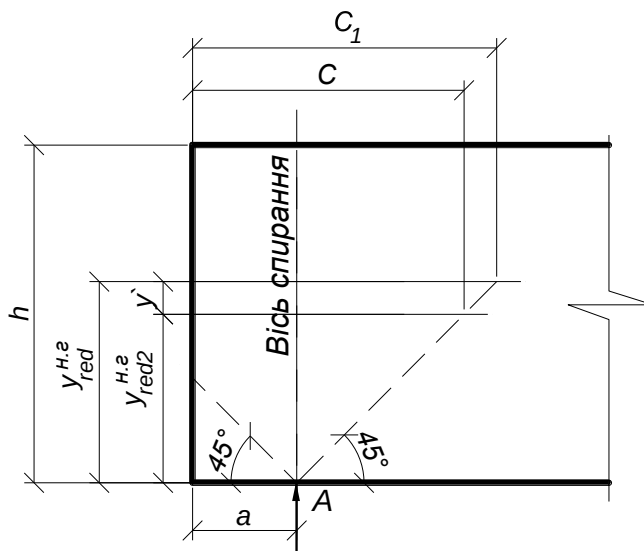


Рис. 2. Розподілення напружень у балці від опорної реакції

Напруження в бетоні на рівні центру ваги повного приведенного перерізу складаються з :

- з нормальних напружень у бетоні у напрямку осі елемента (стиснення зі знаком “+”), які вираховуються за формулою

$$\sigma_x = \frac{N_0}{A_{red2}} - \frac{N_0 \cdot e \cdot y}{I_{red2}}, \quad (3)$$

де N_0 – рівнодійна зусиль попереднього напруження у напружуваній арматурі у перерізі балки на опорі;

e – положення рівнодійної зусиль відносно центру ваги приведенного перерізу збірної частини балки;

A_{red2} , I_{red2} – приведена площа і момент інерції збірної частини перерізу на опорі відносно центру його ваги відповідно;

$y = (y_{red}^{H,z} - y_{red2}^{H,z})$ – відстань між центрами ваги повної і збірної частин приведених перерізів балки на опорі;

- з нормальних напружень у бетоні у напрямку, перпендикулярному до поздовжньої осі, від сил попереднього напруження у відігнутій арматурі і від опорної реакції $A = Q_n$, які визначаються за формулою

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{po} \cdot A_{po} \cdot \sin \alpha}{u_0 \cdot b} + \frac{A}{b \cdot c_1}, \quad (4)$$

де b – товщина ребра балки на опорі.

Приймаємо, що напруження від опорної реакції розподіляються під кутом 45° (рисунок2). Тоді

$$c_1 = a + y_{red}^{u,z}, \quad (5)$$

де, a – відстань від торця балки до осі обпирання на опорну частину;

$y_{red}^{u,z}$ – відстань від центру ваги повного приведенного перерізу балки до нижньої грані бетону.

Поперечна сила на опорі без урахування вертикальної складової зусиль попереднього напруження у відігнутих пучках становить

$$Q_1 = Q_n - \sigma_{bo} \cdot A_{po} \sin \alpha, \quad (6)$$

де Q_n – нормативна поперечна сила на опорі від постійного та тимчасового навантаження;

σ_{bo} - напруження у попередньо напруженій відігнутій арматурі з урахуванням повних втрат;

A_{po} - площа відігнутої попередньо напруженої арматури;

α – кут нахилу відігнутих пучків арматури до горизонтальної осі.

Дотичні напруження на рівні центру ваги повного приведенного перерізу балки визначаються за формулою

$$\tau = \frac{Q_n^I \cdot S_1}{I_{red2} \cdot b} + \frac{(Q_n - Q_n^I) \cdot S_1}{I_{red} \cdot b} \leq m_{b6} \cdot R_{b,sh}, \quad (7)$$

де S_1 – статичний момент збірної частини приведенного перерізу балки, що знаходиться вище центру ваги повного приведенного перерізу балки відносно нейтральної осі збірної частини приведенного перерізу;

S_1 – статичний момент повного приведенного перерізу балки, що знаходиться вище центру ваги відносно нейтральної осі повного приведенного перерізу балки;

Q_n^I - нормативна поперечна сила на опорі від власної ваги збірно-монолітної балки;

Γ_{red} – момент інерції повного приведеного перерізу балки на опорі відносно центру ваги;

$R_{b, sh}$ – розрахунковий опір бетону на сколювання при згинанні [1, п. 3.24];

m_{b6} – коефіцієнт умов роботи [1, п. 3.27].

Головні напруження стиску визначаються за формулою

$$\sigma_{bmc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau)^2} \leq R_{b,mc2}. \quad (8)$$

Головні напруження розтягу визначаються за формулою

$$\sigma_{bmt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau)^2} \leq 0,85 \cdot R_{bt,ser}. \quad (9)$$

Граничні значення головних розтягувальних напружень в залежності від відношення $\frac{\sigma_{bmc}}{R_{b,mc2}}$ приймаються не більшими ніж значення, наведені у таблиці 3.23 [1, п. 3.103].

$$\text{При } \frac{\sigma_{bmc}}{R_{b,mc2}} < 0,52 \text{ маємо, що } \sigma_{bmt} \leq 0,85 \cdot R_{bt,ser}, \quad (10)$$

де $R_{bt,ser}$ – опір на осьове розтягнення при розрахунках за граничними станами другої групи [1, п. 3.24].

Напруження на рівні центру ваги збірної частини перерізу визначаємо за формулами

$$\sigma_x = \frac{N_0}{A_{red2}}; \quad (11)$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{po} \cdot A_{po} \cdot \sin \alpha}{u_0 \cdot b} + \frac{A}{b \cdot c}, \quad (12)$$

$$\text{де} \quad c = a + y_{red2}^{u,z}, \quad (13)$$

$$\tau = \frac{Q_n^I \cdot S_1''}{I_{red2} \cdot b} + \frac{(Q_n - Q_n^I) \cdot S}{\Gamma_{red} \cdot b}; \quad (14)$$

де S_1'' – статичний момент збірної частини приведенного перерізу балки, що знаходиться вище центру його ваги відносно нейтральної осі збірної частини приведенного перерізу;

S – статичний момент повного приведеного перерізу балки, що знаходиться вище центру ваги збірної частини приведенного перерізу відносно нейтральної осі повного приведенного перерізу.

Далі за формулами (8) і (9) визначаємо головні напруження. Аналогічно виконуються всі розрахункові перевірки для перерізу в чверті прогону. Перевірка бетону на сколювання на стадії експлуатації в перерізі на опорі виконується по площині з'єднання монолітного бетону зі збірною балкою на рівні верху плити збірної балки і по боковій поверхні з'єднання збірної плити з монолітним бетоном.

Так, дотичні напруження по боковій поверхні з'єднання збірної плити з монолітним бетоном визначаються за формулою

$$\tau = \frac{(Q_n - Q_n^I) \cdot S_b}{I_{red} \cdot h_f} \leq m_{b15} \cdot R_{b,sh}, \quad (15)$$

де h_f – приведена висота верхньої полицки повного перерізу балки на опорі;
 $m_{b15}=0,5$ – коефіцієнт умов роботи на сколювання по площині з'єднання бетону замонолічування з бетоном конструкції [1, п. 3.25];

S_b – статичний момент відсіченої частини верхньої плити повного приведенного перерізу балки відносно його осі (заштрихована частина на рисунку 1).

Розглянуто роботу розрізної прогонової будови мосту, габарит якої становить Г-10 з двома тротуарами по 1 метру і довжиною 24,0 м. Прогонова будова складається зі збірних бездіафрагмових попередньо напружених балок висотою 115 см з недобетонованою плитою проїзної частини, які виготовлені в опалубці Б24 за типовим проектом 3.503.1-81 (випуск 5-7). У поперечному перерізі мосту розташовано 6 балок на відстані 2,1 м одна від одної. Товщина монолітного шару бетону плити проїзної частини над балками дорівнює 14 см. Збірні балки прогонової будови виконано з гідротехнічного бетону класу В40. Робоча арматура балок – попередньо напружена з дроту діаметром 5 мм із сталі класу Вр-II.

Балка армована 11 пучками, кожен з яких містить 24 проволочки.

Дорожній одяг складається з двох шарів щебенево-мастичного асфальтобетону товщиною 80 мм, захисного шару з піщаного асфальтобетону – 40 мм, термонаплавної гідроізоляції товщиною 5 мм. На тротуарах влаштовується покриття з піщаного асфальтобетону товщиною 40 мм.

Стискальні напруження у бетоні, які виникають на стадії експлуатації у середині прогону розрахункової балки під дією постійного і тимчасового навантаження А-15, перевіряються на виникнення поздовжніх тріщин:

- на рівні верхньої грані бетону збірної частини перерізу

$$(\sigma_{bc}^{6,2})' = 10,65 \text{ МПа} \leq R_{b,mc2} = 19,6 \text{ МПа};$$

- на рівні верхньої грані бетону збірно-монолітного перерізу балки

$$\sigma_{bc}^{6,2} = 5,7 \text{ МПа} \leq R_{b,mc2}.$$

Перевірка головних напружень опорного перерізу балки на стадії експлуатації на дію постійного і тимчасового навантаження А-15 виконується на рівні центру ваги приведенного перерізу збірної частини балки головні напруження стиснення

$$\sigma_{bmc} = 8,45 \text{ МПа} \leq R_{b,mc2} = 19,6 \text{ МПа}.$$

Головні напруження розтягу виявились напруженнями стискальними

$$\sigma_{bmt} = 1,63 \text{ МПа}.$$

На рівні центру ваги приведенного збірно-монолітного перерізу балки головні напруження стиснення становлять

$$\sigma'_{bmc} = 5,05 \text{ МПа} \leq R_{b,mc2} = 19,6 \text{ МПа},$$

а головні напруження розтягу:

$$\sigma'_{bmt} = 1,63 \text{ МПа (розтяг)} < 0,85 \cdot R_{bt,ser} = 1,79 \text{ МПа}.$$

При перевірці бетону на сколювання по боковій поверхні з'єднання плити збірної балки з монолітним бетоном на стадії експлуатації від постійного і тимчасового навантаження А-15, для опорного перерізу балки дотичні напруження склали

$$\tau = 0,13 \text{ МПа} < m_{b15} \cdot R_{b,sh} = 1,8 \text{ МПа}.$$

Література

1. ДБН В.2.3-14:2006. Мости і труби. Правила проектування. – К.: Держбуд. 2006.-359с.
2. Лившиц Я. Д., Онищенко М. М., Шкуратовский А. А. Примеры расчета железобетонных мостов. – К.: Вища школа, 1986.-263с.

Петрович В.В., канд. техн. наук, Артеменко В.А.

ЯКІСНИЙ АНАЛІЗ ВЗАЄМОЗВ'ЯЗКІВ ЧАСОВИХ КЛІМАТИЧНИХ РЯДІВ МЕТОДОМ КРОСС-РЕКУРРЕНТНИХ ГРАФІКІВ

Анотація. Проведено якісне дослідження синхронізації поведінки часових кліматичних рядів за допомогою нової та ефективно розробки нелінійного аналізу – методу кросс-рекуррентних графіків. Встановлено наявність фазового синхронізму у поведінці часових рядів сонячної активності, температури та атмосферних опадів.

Ключові слова: Часові ряди кліматичних даних та сонячної активності, кросс-рекуррентні графіки; синхронізм у поведінці часових кліматичних рядів та сонячної активності.

Аннотация. Проведено качественное исследование синхронизации поведения временных климатических рядов с помощью новой и эффективной разработки нелинейного анализа – метода кросс-рекуррентных графиков. Установлено наличие фазового синхронизма в поведении временных рядов солнечной активности, температуры воздуха и атмосферных осадков.

Ключевые слова: Временные ряды климатических данных и солнечной активности, кросс-рекуррентные графики, синхронизм в поведении временных климатических рядов и солнечной активности.

Annotation. By means of such method of chaotical dynamics as cross – recurrence plots (CRP) is organized study to synchronizing the behaviour of the temporary climatic series. Find presence to phase synchronizing in behaviour of the series of the Solar activity, of the air temperature and atmospheric precipitation.

Keywords: Chaotical dynamics, cross – recurrence plots (CRP), phase synchronizing, temporary series, Solar activity, air temperature, atmospheric precipitation.

Вступ

Як відомо, кліматичні умови (в першу чергу температура повітря та кількість атмосферних опадів) спричиняють виникнення таких небезпечних явищ як зсуви, селі, повені, які безпосередньо впливають на стан автомобільних доріг та мостів, безпечний та безперебійний рух транспорту. На боротьбу з наслідками стихійних лих витрачаються значні фінансові кошти.

З економічної точки зору більш доцільно перш за все прогнозувати причини, що формують виникнення небезпечних природних явищ, та планувати ефективні заходи щодо боротьби з ними.

В цих умовах необхідність розробки детальних прогнозів можливих змін кліматичних умов та їх врахування при плануванні виробничої діяльності дорожньої галузі на майбутнє набуває особливої актуальності [1].

У переважній більшості випадків при аналізі та подальшому прогнозі кліматичних процесів часовий ряд даних спостережень є єдиною інформацією, яку отримує спеціаліст. Тому найбільш повне використання даних спостережень, оцінка особливостей поведінки часових кліматичних рядів є запорукою побудови коректної та адекватної прогнозової моделі процесу, що досліджується.

При дослідженні часових рядів кліматичних даних спостережень повинні бути вирішені наступні питання.

По-перше, визначений характер процесу (періодичний, квазіперіодичний, хаотичний, випадковий та ін.). Один із можливих підходів до вирішення цього питання запропонований в [2].

По-друге, розглянуті особливості еволюції даного процесу: характер зміни режимів, виявлення трендів і т. п. [3].

По-третє, проведений порівняльний аналіз схожих, але неідентичних кліматичних часових рядів (виявлення подібності, синхронізації), що ї є метою даної статті.

При дослідженні використаний сучасний нелінійний підхід при порівнянні часових рядів – метод кросс-рекуррентних графіків [4, 5].

Кросс-рекуррентні графіки

Згідно [2], за допомогою рекуррентного аналізу є можливість досліджувати тільки один часовий ряд $\vec{X}$. При цьому цей часовий ряд може бути як одновимірним, так і багатовимірним.

Останнім часом набув застосування метод аналізу синхронності у поведінці двох рядів $\vec{X}$ та $\vec{Y}$ за допомогою кросс-рекуррентних графіків (cross-recurrence plots, скорочено CRP).

CRP поєднує в одному фазовому просторі вже дві траєкторії ($\vec{X}$ та $\vec{Y}$). При цьому попадання всіх точок другої траєкторії в E -оточення всіх точок першої траєкторії і визначає CRP:

$$CRP [J, JJ] = H(E - \|X[\vec{J}] - Y[J\vec{J}]\|), \quad (1)$$

де $\vec{X} \in R^M$; $\vec{Y} \in R^M$;

$J = 1 \dots NX$; $JJ = 1 \dots NY$ - довжина рядів значень відповідно $\vec{X}$ та $\vec{Y}$;

E - розмір оточення;

$H(\bullet)$ - функція Хевісайда;

$\|\bullet\|$ - норма (переважно Евклідова), або відстань;

R^M - M - вимірний (лінійний) простір.

При умові синхронної поведінки двох рядів на CRP з'являються чіткі вертикальні структури. Але CRP набуває реального значення тільки тоді, якщо ряди (змінні стани) $\vec{X}$ та $\vec{Y}$ належать певній динамічній системі.

Таким чином, CRP дозволяють визначати ступінь пов'язаності рядів (у тому числі і фазову синхронізацію між рядами, що розглядаються).

З метою адекватного порівняння рядів, що досліджуються методом CRP, ці ряди попередньо нормувалися таким чином, аби будь-які складові цих рядів належали діапазону значень $[0; 1]$.

Поріг схожості процесів у CRP встановлюється за допомогою завдання величин EX та EY (з метою спрощення приймаємо, що $EX = EY$). Зрозуміло, що таким чином за допомогою CRP з'являється можливість вводити узагальнене поняття періодичності процесів (у тому числі і складні хаотичного виду періодичності, які у переважній більшості притаманні природним процесам).

Кросс-рекуррентний аналіз часових рядів проводили при різних значеннях величини E (розмір оточення дорівнював відповідно 0,05; 0,10; 0,15; 0,20; 0,25).

Чутливість методу CRP добре ілюструє наступний приклад.

Як відомо, два генератора «випадкових» чисел $RAND()$ та $RANDN()$, що є в MATLAB, генерують різні за своєю природою «випадкові» числа: рівномірно розподілені в діапазоні $0 \dots 1$ числа в генераторі $RAND()$ та числа, що розподілені за нормальним законом у генераторі $RANDN()$.

При проведенні числового експерименту були використані однакові по довжині ряди «випадкових» чисел. Отриману CRP-картину взаємозв'язку рядів $RAND()$ та $RANDN()$ вважати повністю випадковою не можна, оскільки ця картина (рис. 1) не складається тільки із окремих крапок [2].

На наш погляд, цей факт свідчить про те, що навіть генерація «випадкових» чисел виконується за певними алгоритмами, тому деякі закономірності у таких «випадкових» рядах також будуть присутні. Тобто, CRP-метод чутливий настільки, що дозволяє виділяти дуже приховані взаємозв'язки між рядами, які недоступні переважній більшості методів аналізу таких процесів.

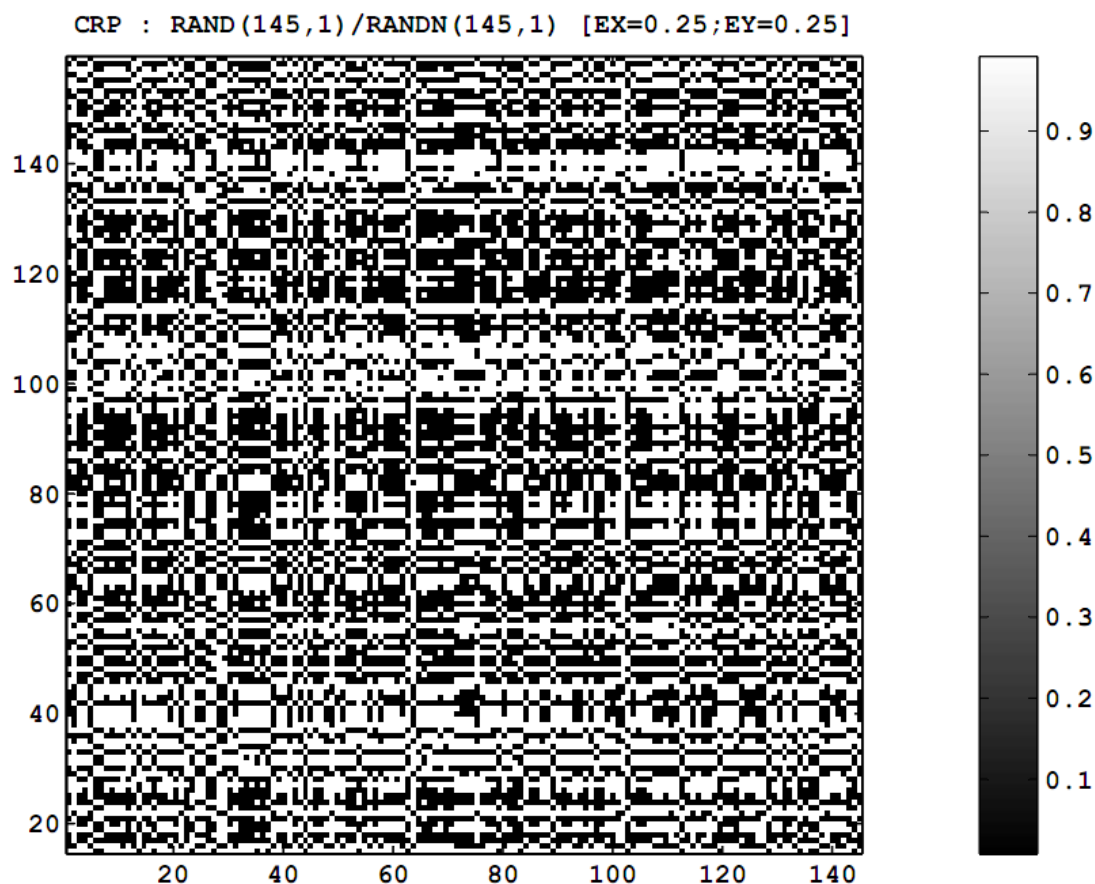


Рис. 1

Оцінка синхронізації часових кліматичних рядів та сонячної активності

Для ілюстрації можливостей метода CRP при оцінці взаємозв'язків часових рядів були використані за період 1860-2004 р.р. дані середньорічних значень температур повітря (ряд T) та середньорічних значень атмосферних опадів (ряд R) по м. Києву. При цьому кожний одновимірний ряд складався із 145 значень.

Оскільки кліматичні фактори в першу чергу обумовлені дією сонячної активності [6, 7], розглядався також взаємозв'язок температурного ряду та ряду атмосферних опадів із рядом чисел Вольфа W .

Як було зазначено вище, CRP-метод дозволяє досліджувати спільно тільки два часових ряди. Із цієї причини розглядали окремо пари рядів W та T (позначені на графіку як $\text{CRP } W/T$), рядів W та R ($\text{CRP } W/R$) та рядів T та R ($\text{CRP } T/R$).

При цьому було враховано, що ряди W , T та R є підсистемами однієї складної природньо-кліматичної системи [8]. Ефекти загальної взаємодії в таких системах викликають в останній час підвищену увагу дослідників в зв'язку з використанням для опису цих ефектів властивостей нелінійних динамічних систем та детермінованого хаосу [9].

Звичайно автори, що використовують CRP-метод, розглядають взаємозв'язок певних процесів, виділяючи діагоналі CRP. Однак така методика може бути застосована тільки для дослідження процесів з відносно простими законами взаємозв'язків. При дослідженні процесів із складними взаємозв'язками (як у даному випадку) діагональ CRP буде виділити досить складно, тому слід шукати безпосередні критерії взаємозв'язків.

CRP-картини були побудовані за програмою, розробленою авторами у системі MATLAB (FREEMAT).

Спочатку розглянемо спільний графік рядів чисел Вольфа W та температури T (рис. 2).

На рис. 3 наведений кросс-рекуррентний графік для цих часових рядів. Згідно рис. 3, при значеннях $EX = EY = 0,25$ одержуємо досить чітку картину, яку складають чорні та білі горизонтальні та вертикальні лінії та прямокутники.

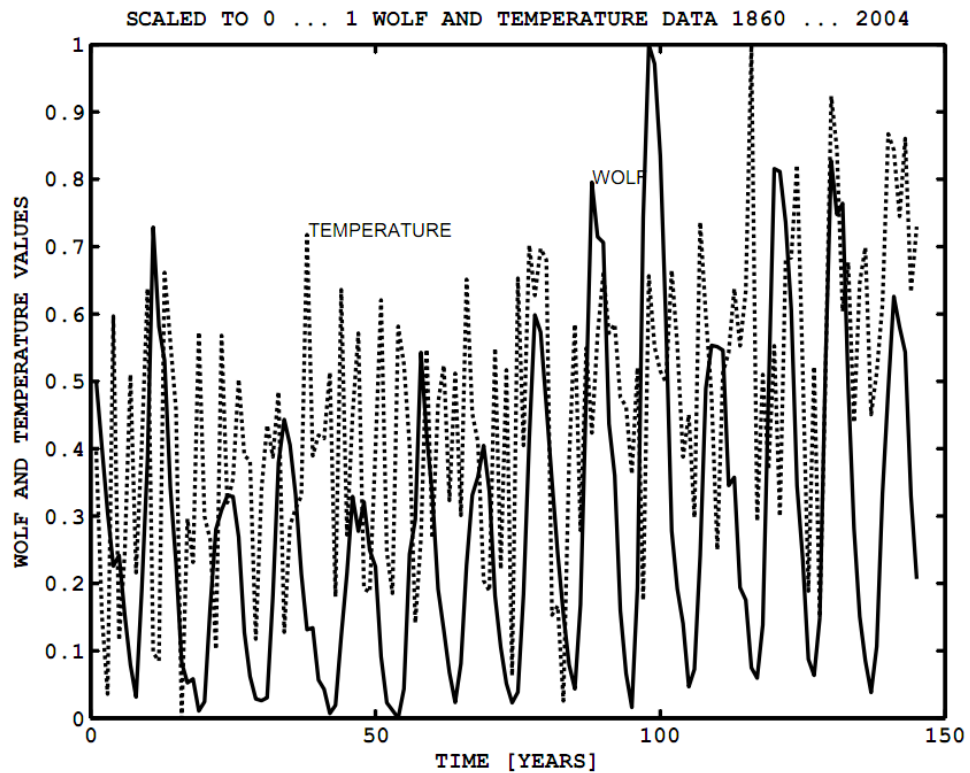


Рис. 2

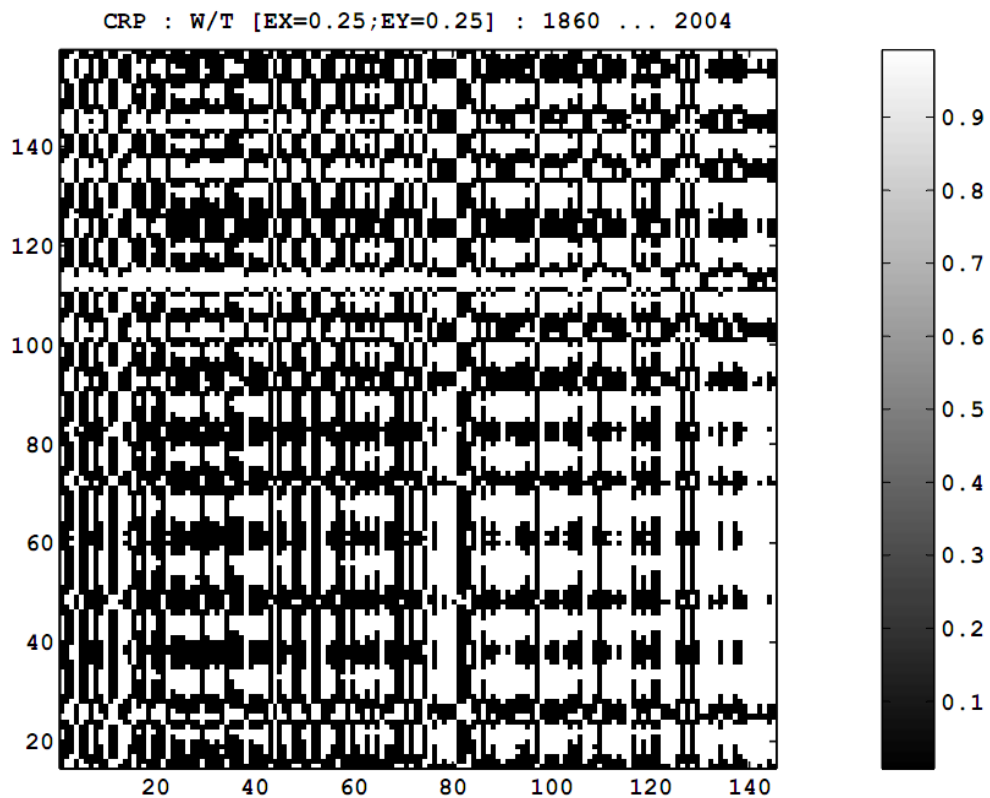


Рис.3

Виходячи із визначення CRP, можна на першому етапі досліджень говорити про міру схожості (і навіть взаємозв'язаності) часових процесів, що аналізуються. На це безпосередньо вказує переважання на CRP чорних ліній та

прямокутників, їх довжина (кількість та протяжність білих горизонтальних та вертикальних ліній та прямокутників – локальна міра різної поведінки процесів).

Характер чередування вертикальних та горизонтальних чорних ліній та прямокутників свідчить про складну, часом хаотичного виду періодичність процесів, що аналізуються. Зазначимо, що переважно вертикальна орієнтація структур може бути викликана тим, що Фур'є-спектр ряду W містить у більшому ступені низькочастотні складові, ніж Фур'є-спектр ряду T (тобто ряд W є більш «синусоїдальним», ніж ряд T). Біла горизонтальна лінія при значенні часу 115 по вертикальній вісі (вісі часу ряду T), а також біла вертикальна лінія при значенні часу близько 80 по горизонтальній вісі (вісі часу ряду W) чітко вказують на фазові переходи, що мали місце в цих часових рядах.

При цьому кількість білих вертикальних ліній, що характеризують подальші фазові переходи, стало більше після моменту часу 80 по горизонтальній вісі часу. Тобто, із деяких позицій можна говорити, що після цього моменту часу поведінка ряду T у порівнянні із поведінкою ряду W стала більш незалежною, тобто взаємозв'язок у поведінці цих рядів став слабкішим. Далі розглянемо спільну поведінку рядів W та R (рис. 4), а також їх кросс-рекуррентний графік (рис. 5).

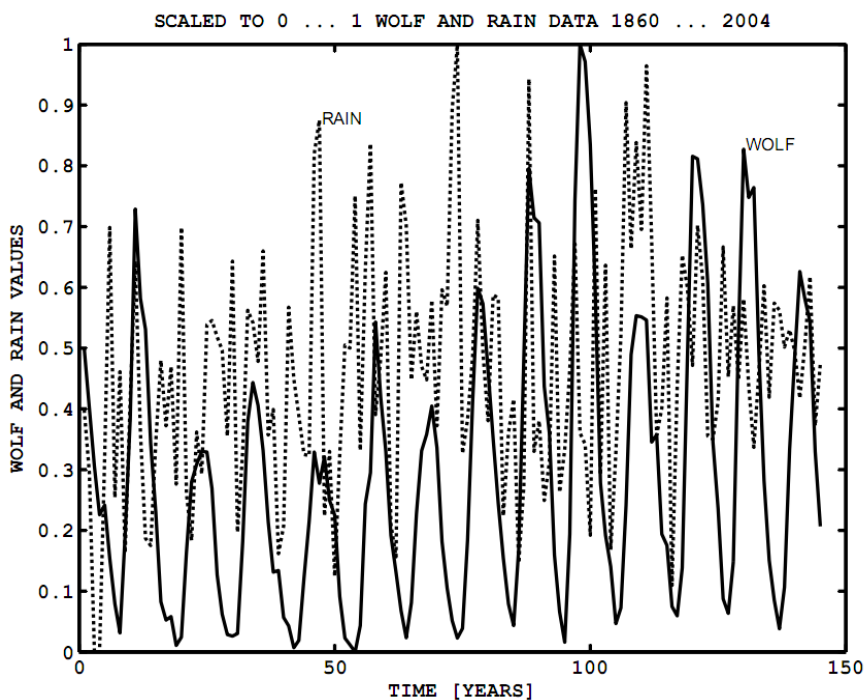


Рис. 4

Як видно, CRP-картина не є випадковою, чітко простежується взаємозв'язок між рядами W та R (переважання чорних ліній та прямокутників).

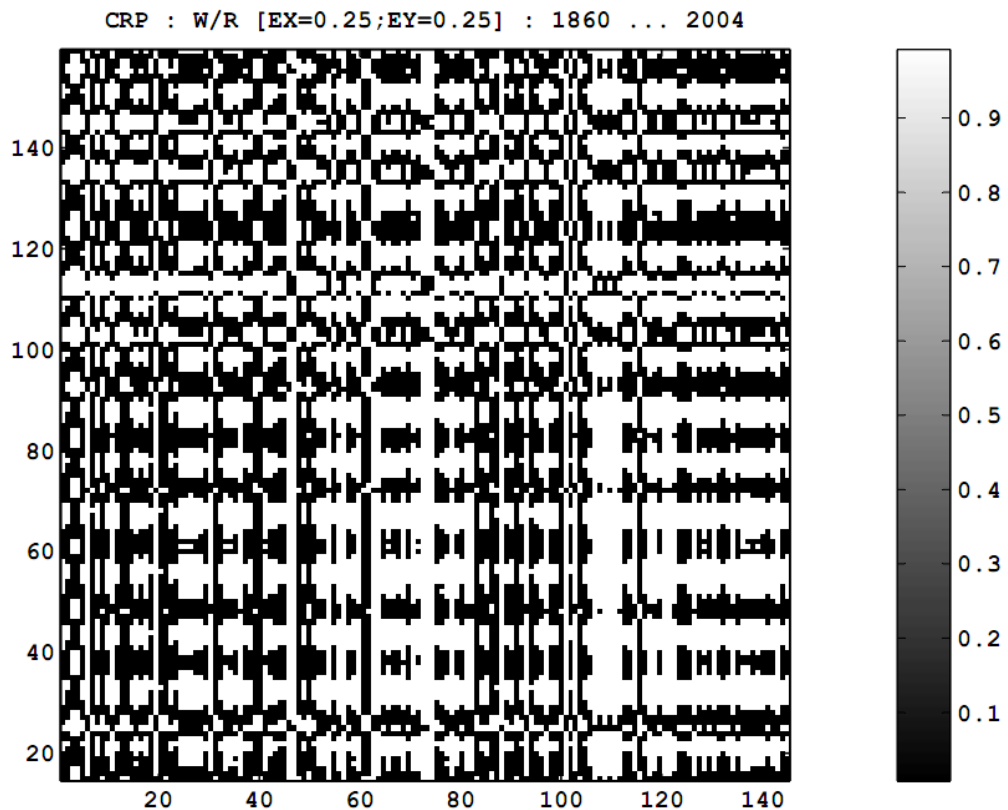


Рис. 5

Як і в попередньому CRP, вертикальні та горизонтальні чорні лінії та прямокутники свідчать про складну хаотичну періодичність процесів.

Вертикальна орієнтація протяжних чорних структур вказує на те, що ряд W є більш «синусоїдальний», ніж ряд R .

Також на рис. 5 чітко вирізняється біла горизонтальна лінія при значенні часу 110 по вертикальній вісі (вісі R) та біла вертикальна лінія по горизонтальній вісі (вісі W) при тому ж значенні часу. Тобто при значенні часу 110 ($1860+110=1970$ р.) спостерігалися спільні фазові переходи в цих часових рядах. Порівняння CRP-картин W/T та W/R свідчить про те, що взаємозв'язок рядів W/R є значно складніший, ніж взаємозв'язок рядів W/T .

На рис. 6 наведені графіки рядів T та R , на рис. 7 – CRP для цих рядів.

Як з'ясувалось, найбільш оптимальними з точки зору візуалізації будуть CRP, побудовані при значеннях $EX = EY = 0,10 \dots 0,15$.

Згідно рис. 7, є певний взаємозв'язок між рядами T та R (визначається сполученням чорних ліній та точок).

У порівнянні із CRP рядів W/T та W/R , які достатньо схожі (рис. 3 та рис. 5), вид CRP рядів T/R у переважній більшості складається з окремих чорних крапок і є відмінним від попередніх графіків.

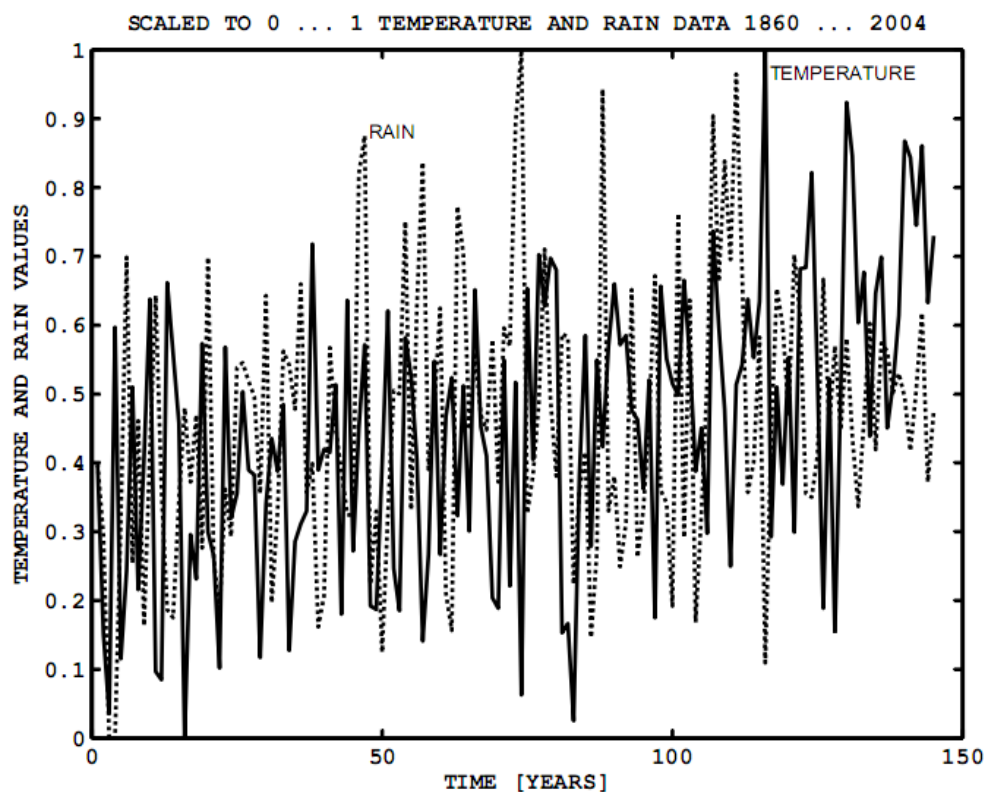


Рис. 6

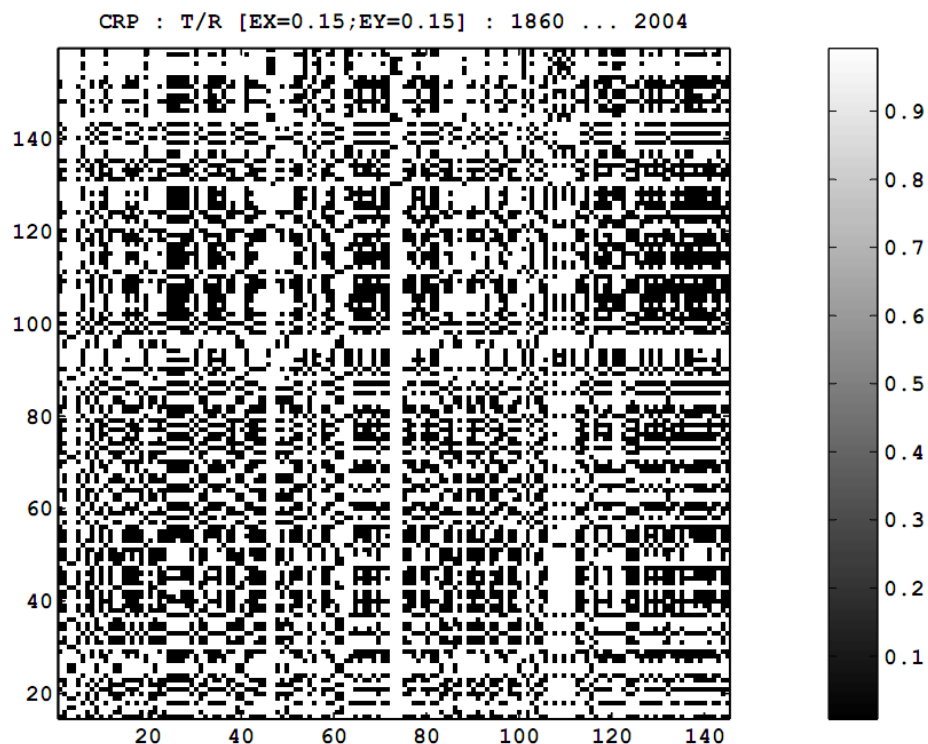


Рис. 7

У цьому зв'язку можна також говорити про те, що ряди T та R менше виявляють свою синхронність у часі. Взаємозв'язок цих рядів має більш складний характер у порівнянні із взаємозв'язком рядів W та R , а тим більше рядів W та T .

На цьому етапі досліджень конкретний вид взаємозв'язків часових рядів не розглядався, був лише установлений сам факт наявності таких взаємозв'язків та деякі якісні деталі процесу, що досліджувався. Кількісні характеристики взаємозв'язків часових кліматичних та гідрологічних рядів при використанні CRP-методу будуть наведені в наступних публікаціях по цьому питанню.

Висновки

Розглянуто ступінь взаємозв'язків часових рядів чисел Вольфа W , температури T та атмосферних опадів R із позиції синхронності їх поведінки.

В результаті аналізу методом CRP встановлено наявність загального фазового синхронізму у поведінці рядів W , T та R . При цьому для рядів W та T спостерігається достатньо сильна синхронність у поведінці цих рядів, для рядів W та R - більш слабка синхронність, що узгоджується із сталими загально прийнятими поглядами на взаємозв'язок цих процесів, і певним чином свідчить про надійність CRP-аналізу. Для рядів T та R така синхронність є достатньо слабкою (у порівнянні із синхронністю рядів W / T та W / R), тобто між поведінкою цих рядів існує лише слабкий фазовий синхронізм.

Література

1. Литвиненко А.С. Дослідження циклічності погодно-кліматичних умов України в зв'язку з прогнозуванням впливу небезпечних природних явищ на стан автомобільних доріг// Дороги і мости. –Вип.5. – К.: ДерждорНДІ. – 2006. –С.74-89.
2. Петрович В.В., Артеменко В.А. Дослідження особливостей часового ряду кліматичних даних методом рекуррентних графіків // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. –Вип.78. – К.: НТУ. – 2010. – С. 92-107.
3. Петрович В.В., Артеменко В.А. Порівняльна оцінка виникнення фазових переходів в часових рядах температури// Дороги і мости. –Вип.12. – К.: ДерждорНДІ. – 2010. – С.150–158.
4. Marwan N., Thiel M., Nowaczyk N.R. Gross recurrence plot based synchro nization of time seris. – Nonlinear Processes i Geophysicsg, (3/4). – 2002. – P.325-331.
5. Marwan N., Kurths J. Cross recurrence plotsand their applications. – Mathematical Physics Research at the Cutting Edge. – Homppenge: Nova Science Publishers. – 2004. – P.101–139.
6. Витинский Ю.И., Оль А.И., Сазонов Б.И. Солнце и атмосфера Земли. – Л.: – Гидрометеоиздат. – 1976. – 351 с.
7. Герман Дж.Р., Голдберг Р.А.Солнце, погода и климат. – Л.: – Гидрометеоиздат. – 1981. – 319 с.
8. Мохов И.И. Диагностика структуры климатической системы. – СПб.: – Гидрометеоиздат. – 1993. – 271 с.
9. Петрович В.В., Артеменко В.А. Застосування апарата нелінійної динаміки для аналізу часових рядів гідрометеорологічної інформації// Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – Вип.80. – К.: НТУ. – 2011. – С. 120-138.

УДК 624.19

Кот Д.В.

КОНСТРУКЦІЯ ОПРАВИ УНІВЕРСАЛЬНОЇ ЗБІРНОЇ ОДНОСКЛЕПИСТОЇ СПОРУДИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДЕННЯ

Анотація. Ця стаття опише історію розробки та конструкцію односклепистої споруди глибокого закладення та її характеристики також конструкцію всіх типів блоків які використовуються, а також застосування її в транспортному будівництві.

Ключові слова: будівництво, оправа, арматура.

Аннотация. Эта статья опишет историю разработки и конструкцию односводчатого сооружения глубокого заложения и ее характеристики также конструкцию всех типов блоков которые используются, а также применение в транспортном строительстве.

Ключевые слова: строительство, оправа, арматура.

Annotation. This article will describe the history of development and design of single arched vaulted station of underground deep location and its characteristics also construction of all types of blocks which are used, and its use in transport building.

Keywords: construction, frames, fittings.

Цілком збірна односклеписта оправа універсальної споруди призна-чається для всіх основних елементів станції метрополітену – пасажирської платформної частини, камери з'їздів, двоколійного оборотно-відстійного ту-пику, трансформаторного та щитового приміщень СТП, які розташовуються під одним склепінням.

При конструюванні односклепистої оправи універсальної споруди станційного комплексу виключені з розгляду та застосування матеріаломісткі масивні монолітні бокові опори, використані для односклепистих станцій Петербурзького та Московського метрополітену.

Геометричні параметри оправи універсальної станційної споруди призначені, з урахуванням двох можливих варіантів примикання до торців її пасажирської платформної частини ескалаторних тунелів. За першим варіантом до станції примикає натяжна камера та похилий хід, виконані у збірному залізобетоні, з чотирма стрічками ескалатору, що вимагає улаштування острівної пасажирської платформи шириною 12 м. У другому варіанті до станції примикає ескалаторний тунель з трьома стрічками ескалаторів, і застосовується пасажирська платформа шириною 11 м. Відстань між осями станційних колій для цих варіантів відповідно становить 14,9 та 13,9 м.

При конструюванні оправи універсальної споруди станційного комплексу враховуються особливості гірничо-геологічних умов м. Києва, де потужність пласта досить стійкої спонділової глини, як правило, не перевищує 19 м. Через те, що від шелиги верхнього склепіння до контакту з налягаючим пластом наглінку повинно залишитися не менш ніж 4 м, а відстань від нижньої точки зворотного склепіння оправи до контакту з підстилаючим пластом бучакського піску повинна бути не меншою за 2 м, максимальна повна висота перерізу універсальної підземної споруди у таких умовах не повинна перевищувати 13 м.

Максимальна глибина розташування рівня верху головки ходових рейок станційних колій під міською поверхнею прийнята 65 м.

При виконанні роботи враховані вимоги Стандартів, СНіП (ДБН) та відомчих нормативних документів, чинних на території України.

Цілком збірна залізобетонна оправа універсальної односклепистої підземної споруди станційного комплексу складається з верхнього склепіння, бокових стін, лоткового опорного елементу та зворотного склепіння.

Для варіанту оправи універсальної підземної споруди, яка має міжколію 14,9 м (при примиканні до торця пасажирської платформи шириною 12 м чотирьох стрічок ескалатору), до складу її верхнього склепіння входить 10 нормальних гладких залізобетонних блоків *ВН* з центрованими стиками без в'язів розтягу та розпирний блок *ВК*, обладнаний двома порожнинами, в яких розташовуються плоскі домкрати типу Фрейсене (рис. 1.).

Центральний кут охоплення верхнього склепіння – 120° . Радіус окреслення внутрішньої поверхні цього склепіння дорівнює 11,153 м. Товщина блоків *ВН* – 0,6 м.

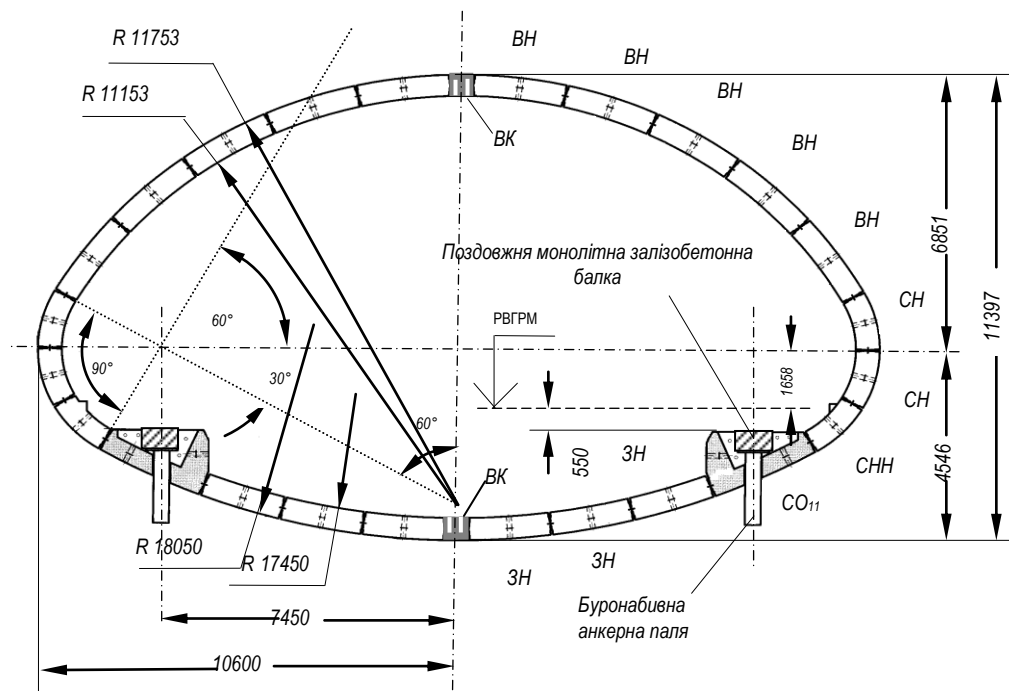


Рис. 1. Поперечний переріз універсальної споруди станційного комплексу

Верхнє склепіння оправи своїми п'ятами (торцями нижніх блоків) спирається на бокові збірні стіни, до складу яких входять 2 верхні однакові гладкі залізобетонні стінові блоки *СН* та нижній блок *СНН* з передбаченою площадкою для установки нижніх елементів колійних стін в межах платформних частин станційного комплексу. При відсутності внутрішніх стінок на інших спорудах комплексу замість блоків *СНН* можуть встановлюватись в конструкції бокових стін оправи три однакові стінові блоки *СН*. Центральний кут охоплення бокової стіни оправи споруди – 90° Радіус окреслення внутрішньої поверхні бокової стіни дорівнює 2,65 м. Товщина стінових блоків *СН* та *СНН* – 0,6 м.

Лотковий опорний елемент оправи *СО* має два бокових ребра з болтовими отворами, циліндричну оболонку та два торцевих борти. На верхній торець елемента спирається нижній блок бокової стіни, а до нижнього торця цього блоку примикає зворотнє склепіння. В оболонці лоткового блоку влаштовується круговий отвір для пропуску через блок анкерної буронабивної залізобетонної палі діаметром 0,4 м. У верхніх частинах бокових ребер блоків *СО* передбачається прямокутний виріз шириною 0,8 м та глибиною 0,55 м для

розміщення поздовжньої монолітної залізобетонної балки, яка разом з болтами, встановленими в отвори, передбачені в бокових ребрах, об'єднує опорні блоки вздовж споруди. Поздовжня робоча арматура палі об'єднується з арматурою монолітної балки. Залишкова частина внутрішнього простору блоків *СО* після підтяжки болтових з'єднань в їхніх бокових ребрах заповнюється монолітним бетоном.

На певних проміжних етапах спорудження комплексу (як правило, до улаштування зворотного склепіння та замикання конструкції) може виявитися актуальною задача підсилення опорного вузла та самого опорного блоку. Можливе конструктивне рішення такого вузла із застосуванням лоткового опорного блоку *СО* показано на рис. 2.

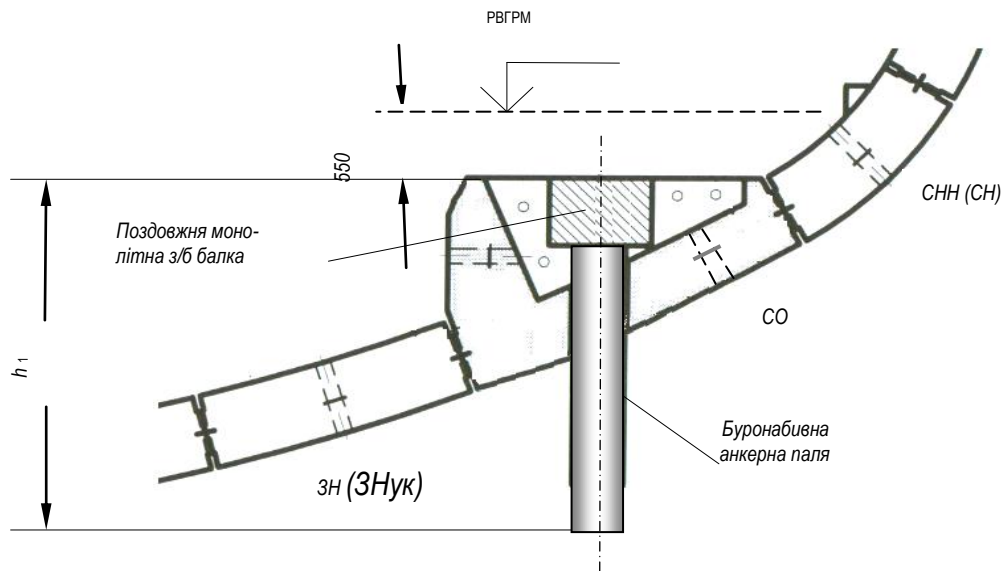


Рис. 2. Підсилений опорний вузол оправи універсальної споруди

Стійкість кілець забезпечується за рахунок сил тертя по зовнішньому контуру наявних блоків оправи, анкерних буронабивних паль, вбудованих в опорні лоткові блоки, і поздовжніх в'язів — монолітних залізобетонних балок, влаштованих в згадані блоки, та болтів, які встановлюються в їхніх кільцевих бортах. Конструктивні параметри оправи та її елементів призначаються на підставі інженерного розрахунку на всіх етапах будівництва та експлуатації універсальної підземної споруди станційного комплексу.

Зворотне склепіння має у своєму складі 6 нормальних блоків *ЗН* та один ключовий *ВК*, такий саме, як і у верхньому склепінні. Радіус окреслення

внутрішньої поверхні блоків зворотного склепіння дорівнює 17,45 м. Товщина всіх блоків зворотного склепіння $3H - 0,6$ м.

У певних умовах міської забудови запропонована конструкція під-земної споруди станційного комплексу метрополітену глибокого закладення може бути застосована для будівництва транспортних тунелів на найнапруженіших напрямках. На рис.3 наведено поперечний переріз чотирьох-смугового транспортного тунелю для магістралі загальноміського значення, де потрібна ширина смуги руху у 4 м. Для магістралей районного значення ширина смуги руху може бути зменшена до 3,5 м.

Якщо у тунелі передбачається рух тільки легкових транспортних засобів (а таке рішення також може виявитися доцільним), як свідчить зарубіжний досвід, є можливим застосування смуги руху шириною від 2,7 до 3,0 м із відповідним зменшенням висоти транспортної зони.

Як уже згадувалось, велике значення має використання підземного простору міста для організації автостоянок. Один із можливих варіантів komponування поперечного перерізу підземної автостоянки показано на рис. 3.

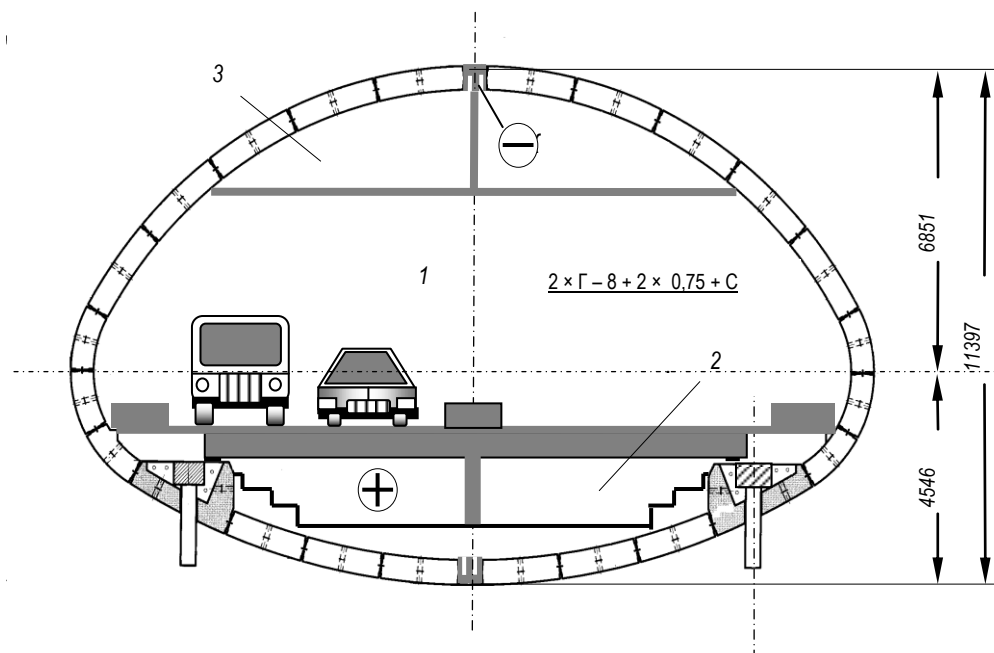


Рис. 3. Поперечний переріз міського транспортного тунелю:

1 – транспортна зона тунелю, 2 – припливний вентканал, 3 – витяжний вентканал

Одноярусні автостоянки такого типу, які розташовуються безпосередньо під міською поверхнею, мають суттєві переваги перед багатоярусними, що одержали деякого розповсюдження у вітчизняній та зарубіжній практиці. Вони не потребують улаштування складних гвинтових пандусів або досить незручних підйомників на в'їздах та виїздах. Зрозуміло, що функціональний розподіл внутрішнього простору підземної автостоянки залежить від місцевих умов і у кожному випадку може вирішуватись по-різному.

На певних проміжних етапах спорудження комплексу (як правило, до улаштування зворотного склепіння та замикання конструкції) може виявитися актуальною задача підсилення опорного вузла та самого опорного блоку. Можливе конструктивне рішення такого вузла із застосуванням підсиленого лоткового опорного блоку *СО* показано на рис. 4.

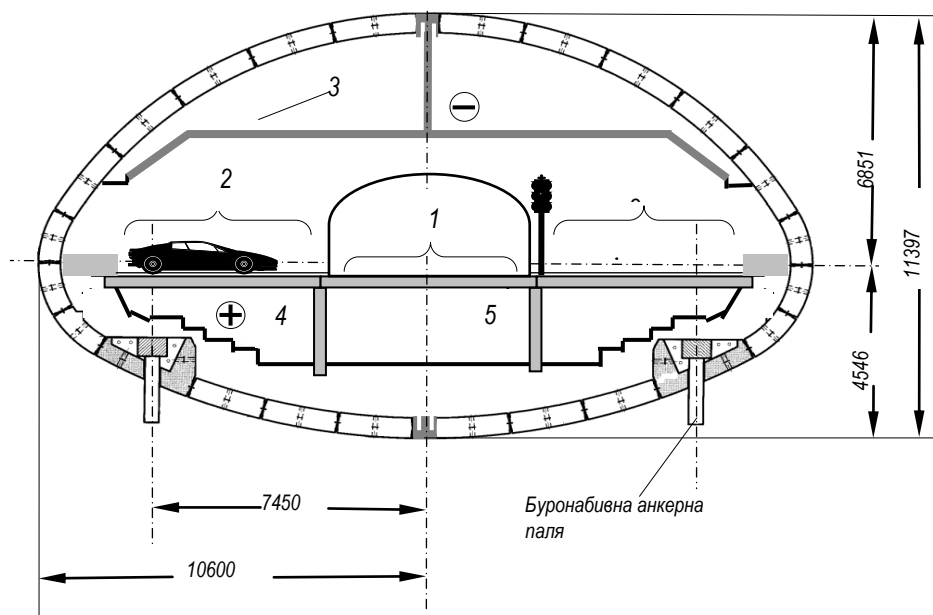


Рис. 4. Поперечний переріз підземної автостоянки легковогоавтотранспорту:
 1 – зона проїзду та маневру, 2 – зони стоянки, 3 – припливний вентканал,
 4 – витяжний вентканал, 5 – службове приміщення

Конструктивні параметри оправи та її елементів призначаються на підставі інженерного розрахунку на всіх етапах будівництва та експлуатації універсальної підземної споруди станційного комплексу.

Під час розробки креслень передпроектної технічної документації можливі деякі зміни, які впливають з конкретних місцевих умов спорудження та

експлуатації ділянки метрополітену у місці розташування станційного комплексу.

При цьому поряд з вимогами Стандарту [2] і Норм [3], [4], використовуються положення відомчих рекомендацій [5], які базуються на досить широкому досвіді спорудження односклепистих станцій метрополітену у Петербурзі. Згаданими рекомендаціями [5] також визначені гранично припустимі відхилення розмірів елементів оправи односклепистих станційних споруд від проектних. Для всіх гладких залізобетонних збірних блоків верхнього склепіння (*ВН, Внук, ВК*), бокових стін (*СН, СНН*) та зворотного склепіння (*ЗН, ЗНук, ВК*) використовується важкий бетон класу В35 міцністю на стиск. Ребристі залізобетонні опорні блоки *СО* та *СО(II)* виконуються з важкого бетону класу В40 міцністю на стиск.

Властивості всіх матеріалів, які використовуються для улаштування опари визначаються чинними нормативними актами.

Бетонування монолітних елементів оправи повинно супроводжуватися складанням за встановленою формою актів на виконання прихованих робіт і відбором проб бетонної суміші з наступним лабораторним випробуванням відібраних зразків.

Література

1. Вісник Національного транспортного університету в двох частинах. Ч. 1. – К. : НТУ, 2010. – Вип. 21.– С. 99.
2. ГОСТ 23961–80. Метрополитены. Габариты приближения строений, оборудования и подвижного состава.– М.: Издательство стандартов, 1980.
3. ДБН В.2.3-7-2003. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Метрополітени/Держбуд України. – К.: Держбуд України, 2003.
4. Глава СНиП 2.03.01–84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
5. Рекомендации по проектированию и строительству односводчатых станций в плотных устойчивых глинах типа протерозойских. – М.: ЦНИИС, 1979.

Петрович В.В., канд. техн. наук, **Скрипник Т.В.**, канд. техн. наук,
Скрипник В.Ю., **Чечуга О.С.**, канд. техн. наук, **Малько М.М.** канд. техн. наук

ДОСВІД ЕКСПЛУАТАЦІЙНОГО УТРИМАННЯ ВОДОПРОПУСКНИХ ТРУБ НА ДОРОЗІ Т-08-15 В ЗАПОРІЗЬКІЙ ОБЛАСТІ

Анотація. Наведені дані натурних обстежень малих штучних споруд на дорозі Т-08-15 Орхів – Пологи – Кінські Роздори – Андріївка – Нововасилівка – Бердянськ у Запорізькій області, націлених на вдосконалення експлуатаційного утримання залізобетонних водоперепускних труб. Аналіз фактичного технічного стану труб дозволяє визначити ступінь їх відповідності нормативним експлуатаційним вимогам, розробити концепцію перспективного експлуатаційного утримання малих штучних споруд на автомобільній дорозі Т-08-15 і розширити досвід його застосування на територіальних дорогах Запорізької області.

Визначення проблеми

На фоні економічної нестабільності фінансування ремонтно-відновлювальних робіт виявлена відсутність періодичного (два рази на рік) огляду та проведення поточного ремонту водопропускних труб на автомобільній дорозі Т-08-15 Орхів– Кінські Роздори – Андріївка – Нововасилівка – Бердянськ.

Стан п'ятої частини водопропускних труб дороги Т-08-15 не відповідає експлуатаційним вимогам, що пред'являються до експлуатаційного стану малих штучних споруд.

В зв'язку з цим, виникає нагальна потреба в розробці основних положень проекту капітального ремонту існуючих штучних споруд.

Протягом останніх 50-60 років основним видом малих штучних споруд, призначених для пропуску під насипами автомобільних доріг постійно або періодично діючих невеликих водотоків є залізобетонні водопропускні труби різної конструкції.

В процесі їх експлуатації виникає необхідність усунення низки негативних наслідків будівельного та експлуатаційного походження. Адже, земляне полотно одночасно є і навантаженням, яке діє на трубу і середовищем, що

обумовлює її роботу. Конфігурація насипу впливає на величину тиску, що діє на ланки труби по її довжині. Дія на кінці труби мінімальна, а на її середині максимальна. Нерівномірність тиску обумовлює нерівномірності властивостей основи [1]. У той же час це середовище, тобто земляне полотно саме підлягає впливу з боку труби як стороннього тіла.

Мета статті

На основі аналізу фактичного технічного стану водопропускних труб автомобільної дороги Т-08-15 визначити ступінь їх відповідності нормативним експлуатаційним вимогам для проведення паспортизації ділянки дороги та розробити основні положення проекту капітального ремонту малих штучних споруд [2].

Для вирішення поставленої мети необхідно провести кількісний і якісний аналіз існуючого технічного стану конструкцій залізобетонних водопропускних труб на автомобільній дорозі Т-08-15, виявити характерні деформації та руйнування, причини, що їх викликали; проаналізувати існуючий стан штучних споруд з використанням методики оцінки за категоріями пошкоджень і дефектів, а також розробити основні положення капітального ремонту труб.

Основна частина

В результаті проведення у 2007 році технічної паспортизації автомобільної дороги Т-08-15 Оріхів – Пологи – Кінські Роздори – Андріївка – Нововасилівка – Бердянськ було виявлено 68 малих штучних споруд (водопропускних труб). Найбільшого поширення набули збірні залізобетонні труби круглого і прямокутного перетинів, кількість яких залежала головним чином від рельєфу місцевості та складала 0,52 штуки на 1 км дороги.

В ході польових обстежень було виявлено круглих труб:

- діаметром 0,75 м - 2 штуки, з них одночкова та трьохчкова;
- діаметром 1,0 м – 33 штуки, з них 20 одночкових, 6 двочкових, 7 тричкових;
- діаметром 1,25 м – 22 штуки, з них 9 одночкових, 4 двочкові, 8 тричкових, одна п'ятичкова;
- 7 труб прямокутного поперечного перетину та 2 лотки.

У виявлених водопропускних споруд оголовки виконано за порталним типом (11 шт, 16%); розтрубним (47 шт, 69%); комбінованим, який включає порталний та розтрубний (10 шт, 15%) [3].

Розрізняють різні види обстежень: обстеження труб перед здачею їх в експлуатацію; планові періодичні обстеження: попередні, детальні та спеціальні.

Обстеження мостів і труб, закінчених будівництвом, перед прийняттям їх в експлуатацію були виконані з метою встановлення відповідності їх затвердженому проекту і вимогам СНіП 3.06.04.

Планові обстеження труб, що експлуатуються, виконуються для визначення технічного стану та перевірки відповідності встановленим експлуатаційним вимогам. Також обстеження можуть виконуватися для проведення паспортизації, для розробки проектів капітального ремонту, реконструкції.

Термін планового обстеження труби повинен визначається експлуатаційною організацією, частіше – два рази на рік. Обстеження повинно проводитися з розподілом на такі етапи:

1) попереднє обстеження, яке включає:

- ознайомлення з технічною документацією (проектною, виконавчою, експлуатаційною). Технічна документація для ознайомлення надається замовником. Під час ознайомлення з технічною документацією необхідно оцінити її повноту і правильність заповнення та проаналізувати стан труби та її елементів;
- загальний огляд конструкції та виявлення значних пошкоджень, а також аварійних елементів з оцінкою їх стану;
- складання виконавцем програми інструментальних обстежень та технічного завдання на виконання робіт з обстеження.

2) детальне обстеження, яке включає:

- обмір загальних розмірів конструкції та їх перерізів, інструментальні вимірювання для визначення фізико-механічних характеристик матеріалів;
- геодезичні роботи;
- огляд конструкції з виявленням всіх дефектів і пошкоджень з їх ескізуванням, фото- та відео зйомкою;
- аналіз результатів в порівнянні з матеріалами попередніх обстежень (за їх наявності), тривалих спостережень;

3) спеціальне обстеження, яке включає:

- тривалі високоточні геодезичні спостереження;

– дослідницькі роботи з визначенням технічного стану труб.

Спеціальні обстеження виконуються у випадках, коли попередніх та інструментальних обстежень недостатньо для прийняття рішення про технічний стан труб [2].

На дорозі Т-08-15 було виконані планові обстеження технічного стану водопропускних труб за вимогами паспортизації ділянки дороги. За результатами обстеження була проведена оцінка технічного стану малих штучних споруд та встановлено технічний стан труб згідно вимогам ДБН [2]. Оцінка технічного стану передбачає наявність чотирьох станів. Нормальний стан – труба відповідає вимогам проекту та чинним нормам. Задовільний – труба в цілому придатна до експлуатації, але потребує деякого ремонту. Аварійний – пошкодження конструкцій або елементів труби, через які відбувається припинення експлуатації. Згідно з методикою оцінки за категоріями пошкоджень і дефектів було визначено, що сім труб знаходяться у доброму стані, а інші – 49 у задовільному, 12 труб мають незадовільний стан з наступними пошкодженнями: руйнуванням кам'яних відкритків, ланок труби, укріплень відкосів земляного полотна, забитими відводами, тріщинами, повною чи частковою замуленістю (рис. 1-12).



Рис. 1. Труба залізобетонна №51, ПК95+360



Рис. 2. Труба залізобетонна №16 ПК 37+750: вхідний (а) і вихідний (б) оголовки



Рис. 3. Труба залізобетонна №23 ПК 49+820: вхідний (а) і вихідний (б) оголовки



Рис. 4. Труба залізобетонна №25 ПК 53+130: вхідний (а) і вихідний (б) оголовки



Рис. 5. Труба залізобетонна №13 ПК 33+370: вхідний (а) і вихідний (б) оголовки

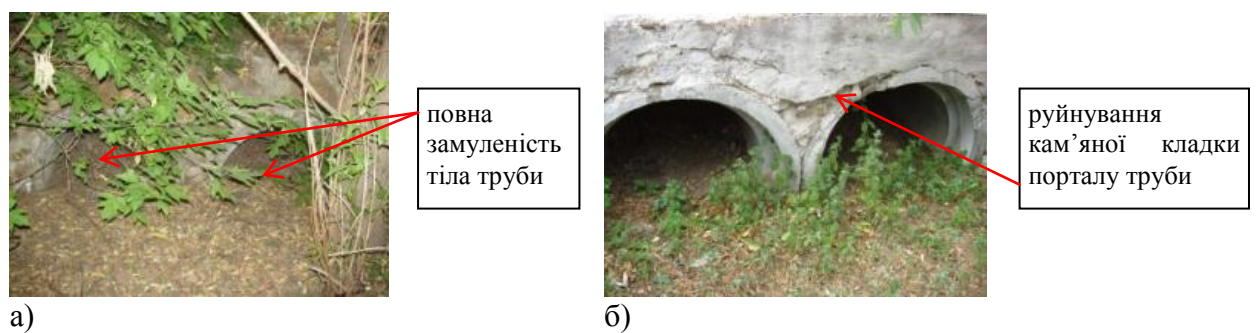


Рис. 6. Труба залізобетонна №27 ПК 56+480: вхідний (а) і вихідний (б) оголовки



повна замуленість тіла труби



часткова замуленість, рослинність та сміття на прилеглій території

а)

б)

Рис. 7. Труба залізобетонна №14 ПК 33+840: вхідний (а) і вихідний (б) оголовки



Наявність сміття, ґрунту та зайвої рослинності перед вхідним оголовком



часткова замуленість вихідного оголовка

наявність сміття та зайвої рослинності

а)

б)

Рис. 8. Труба залізобетонна №18 ПК 41+200: вхідний (а) і вихідний (б) оголовки



повна замуленість вхідного оголовка труби



часткова замуленість тіла труби, руйнування кам'яних відкритків

а)

б)

Рис. 9. Труба залізобетонна №6 ПК 11+848: вхідний (а) і вихідний (б) оголовки



часткова замуленість тіла труби, руйнування кам'яних відкритків



часткова замуленість тіла труби, наявність ґрунту та рослинності перед вхідним оголовком

Рис. 10. Труба залізобетонна №3, ПК7+338

Рис. 11. Труба залізобетонна №12, ПК31+400



повна замуленість тіла труби, наносний ґрунт та рослинність перед оголовками



а)

б)

Рис. 12. Труба залізобетонна №29 ПК 57+480: вхідний (а) і вихідний (б) оголовки

З усіх труб, що знаходяться у незадовільному стані, тільки одна має прямокутну форму поперечного перетину (рис. 1) – № 51, а всі інші – круглу. Виявлено, що найбільш схильні до засмічення труби з круглою формою поперечного перетину.

Найбільш зруйнованими визначено труби з розтрубним типом оголовку (5 шт, 41%).

Причини, які викликали пошкодження труб:

- помилки під час проектування робочих відміток положення труб на місцевості відносно відміток існуючих водотоків;
- помилки під час спорудження труби, пов'язані із робочою висотою та висотою будівельного підйому;
- порушення правил експлуатації малих штучних споруд.

Для приведення малих штучних споруд на дорозі Т-08-15 до робочого стану необхідно розробити основні положення плану капітального ремонту малих штучних споруд, який буде включати ряд заходів будівельного та експлуатаційного характеру з разовою або періодичною дією.

До будівельних разових заходів слід віднести [4]:

- виконання очищення вручну тіла труби й території, що прилягає до оголовків;
- відновлення відсутніх елементів: порталної кладки, відкрилків, мощення на вихідних оголовках;
- встановлення захисних конструкцій перед вхідними оголовками для затримання ґрунту та сміття.

Виконання цих заходів є необхідним для труб №3, 6, 12, 14, 16, 18, 23, 25, 27, 51. Щодо усіх інших труб, то вони підлягають ремонту в залежності від ступеню руйнувань[5].

Для ефективного утримання штучних споруд (труб) на автомобільній дорозі Т-08-15 необхідно застосовувати наступні періодичні експлуатаційні заходи [4]:

- періодичне (восени) очищення отворів водопропускних труб та лотків від бруду та наносів вручну;
- закриття отворів труби або лотка в зимовий період . Встановлення снігозатримуючих щитів. Очищення отворів труб від снігу;

- відкриття отворів труби або лотка навесні. У разі необхідності очищення отворів від снігу та льоду, та у разі необхідності укріплення відкосу насипу з обох боків споруди.

Висновки

В період паспортизації автомобільної дороги Т-08-15 Оріхів – Пологи – Кінські Роздори – Андріївка – Нововасилівка – Бердянськ проведено натурне обстеження малих штучних споруд (водопропускних труб). Кількісний аналіз показав наявність 68 малих штучних споруд. Якісний аналіз показав, що 12 споруд не відповідають експлуатаційним вимогам, це 18% від загальної кількості. Виявлені причини, що впливають на стан водопропускних труб.

Стан труб на даний час неможливо порівняти зі станом труб на минулі роки, оскільки відсутня відповідна технічна документація.

За даними обстеження проведений аналіз відповідності технічного стану водопропускних труб нормативним експлуатаційним вимогам та складені картки штучних споруд.

Розроблена концепція експлуатаційного утримання малих штучних споруд надає можливість експлуатаційним організаціям поліпшити стан залізобетонних труб на територіальних автомобільних дорогах, а як наслідок підвищити стійкість земляного полотна в насипу за рахунок зменшення його додаткового зволоження, знизити рівень засмічення ґрунтом тіла труби.

Література

1. Семендяев Л.И. Проблема комплексной оценки земляного полотна автомобильных дорог при индивидуальном проектировании в сложных условиях пересеченной местности. – М.: Транспорт, 1982. - 232 с.
2. Мости та труби. Обстеження і випробування: ДБН В.2.3-6-2002. - [чинний від 23.09.2002]. – К.: Державний комітет України з будівництва та архітектури. - 2002. – 25 с.
3. Відомчі ресурсні елементні кошторисні норми. Ремонт автомобільних доріг та мостів: ВБН Д.2.7–218-045-2006.-[чинний від 11.12.2006].– К.:Колегія державної служби автомобільних доріг України. -2006. – 300 с.
4. Споруди транспорту. Автомобільні дороги: ДБН В.2.3-4:2007. – [чинний від 31.10.2007]. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2007. – 91 с.
5. Відомчі ресурсні елементні кошторисні норми. Утримання автомобільних доріг та мостів: ВБН Д.2.2-218-045.1-2004.– [Чинний від 26.04.2004].–К.: Державне виробничо-технологічне підприємство «УкрДорТехнологія». – 2004. – 107 с.

УДК 625.767

Литвиненко Т.П., канд. техн. наук, Смілянець Л.В., Литвиненко Т.В.

ПРИНЦИПИ ОРГАНІЗАЦІЇ СИСТЕМИ ВЕЛОСИПЕДНОГО РУХУ В ТРАНСПОРТНІЙ МЕРЕЖІ НАСЕЛЕНИХ ПУНКТІВ

Анотація. Проаналізована проблема організації велосипедного руху, визначені основні принципи включення велосипедного руху в транспортну мережу населених пунктів.

Ключові слова: велосипед, рух, місто.

Аннотация. Проанализирована проблема организации велосипедного движения, определены основные принципы включения велосипедного движения в транспортную сеть населенных пунктов.

Ключевые слова: велосипед, движение, город.

Annotation. Is analysed the problem of bicycle moving's organization, are defined basic principles of including a bicycle moving in a transport network of settlements.

Keywords: bicycle, traffic, town.

Стан питання та задачі дослідження

Постійна безперервна автомобілізація і розвиток дорожнього будівництва супроводжуються потужними негативними змінами умов життєдіяльності людини. Будівництво і експлуатація автомобільних доріг в Україні керується

здебільшого кількісними показниками, що вже призвело до негативних наслідків: заторів і забруднення довкілля.

Україна може повністю змінити своє обличчя, якщо зробить свої міста зручними для пересування велосипедів та інших індивідуальних екологічних видів транспорту, облаштує велосипедні доріжки і веломаршрути. Перетворення країни у велику велосипедну зону – це крок до інтеграції в Європу. Розвиток системи велосипедного руху в структурі міста несе багато позитивних змін: покращується загальне здоров'я жителів міст, вирішується проблема їх малої рухомості та переважно сидячого способу життя; покращується екологічна ситуація міста; зменшується кількість заторів на дорогах; створюються нові робочі місця; задовольняється потреба людей в організованих місцях для відпочинку.

Проблема організації велосипедного руху по-різному вирішується в різних країнах світу. Найбільшого розвитку в цьому напрямку досягла Данія. Данці рекомендують починати впровадження в місті велосипедів з організації спеціальних смуг на наскрізних магістралях, уздовж основних вулиць. На перехрестях датські велосипедисти мають пріоритет перед іншими учасниками дорожнього руху. Їм забезпечують так звану «зелену хвилю» - режим, при якому двоколісний транспорт їде від перехрестя до перехрестя, потрапляючи на зелений сигнал світлофора. В містах уздовж основних маршрутів влаштовують паркування, пункти прокату велосипедів і насосні станції для підкачування шин, дбають й про спеціальні дорожні знаки [1]. В Парижі дуже багато велосипедних доріжок, які проходять по правому краю автомобільних доріг. Дуже часто велодоріжка сполучена з окремою смугою для громадського транспорту, тобто по ній можуть їхати тільки велосипедисти й автобуси (іноді таксі). Крім того на світлофорах між стоп-лінією для автомобілів і пішохідним переходом є спеціально відведене місце для велосипедистів [2]. Для вирішення проблеми відсутності велодоріжок німці і білоруси як найдоцільніший для себе варіант обрали продуманий поділ тротуарів на велосипедну й пішохідну частини. Доцільним вони бачать планування велодоріжок уздовж основних вулиць міста, однак також звертатимуть увагу на можливість їхнього прокладання по другорядних вулицях і зелених зонах, що зменшує шкідливий вплив вихлопних газів і шуму на організм велосипедиста. В 2007 році в

Мінську активно створювались велосипедні доріжки. Нажаль, влада майже в кожному випадку обмежувалась двома атрибутами велодоріжки - встановленням знака й нанесенням розмітки. Абсолютно ігнорувались, наприклад, облаштування понижень бордюрів, вирівнювання асфальтового покриття, прибирання поверхні велодоріжки. Велодоріжки прокладались безсистемно, не створювались закінчені веломаршрути. Білоруси зрозуміли свої помилки і зараз їх виправляють [3]. Розвинена велоінфраструктура у Фінляндії. Особливою її рисою є те, що на границях міст під автомагістралями часто будують спеціальні тунелі для велосипедистів, навіть якщо рух на самих магістралях не занадто інтенсивний. У містах велодоріжки найчастіше сполучені з пішохідною частиною. Велосипеди можна провозити практично у всіх потягах, за виключенням магістральних. Це правило розповсюджується і на автобуси. Цікавою особливістю Фінляндії є існування тут спеціальних велошляхів, прокладених паралельно основній автомагістралі. Правда, вони прокладаються не зовсім паралельно, а лише зберігають загальний напрямок. Проїжджаючи по них можна побачити безліч прекрасних місць [4]. Більшість велодоріжок у Пекіні жорстко відділено від проїзної частини симпатичною типовою огорожею. Огорожа ця, крім всього іншого, не допускає паркування уздовж дороги, поліпшуючи, у тому числі, і умови для роботи автобусів. В більшості міст Казахстану дуже важко знайти місце для велодоріжок. Найчастіше використовують території розташовані між ариком і пішохідним тротуаром, дорогою і ариком, “зеленою смугою” і тротуаром. Створення мережі велосипедного руху починають з малого: на вході в кожну станцію метро або на крупних автобусних зупинках влаштовують по 10 паркувальних місць для велосипедів. На всіх перехрестях, де здійснюють реконструкцію чи капітальний ремонт, будують пандуси для з’їзду велосипедів [5].

В цілому майже у всіх мегаполісах йде жорстка боротьба за квадратні метри території. Саме для таких міст дуже цікавими є проекти велодоріжок у повітрі, такі, наприклад, як проект болгарського дизайнера Kolelinia [6], що являє собою систему спеціальних канатних колій чи скляних коридорів, підвішених до стовпів. Пристосувати ідею «велосипедного міста» до умов російської зими зміг московський інженер, що запропонував ідею велополітену – мережі критих

двоюрусних велошляхопроводів, що дозволяють велосипедистам уникати шуму, пилу, вихлопних газів та захищають від атмосферних опадів [7].

Аналізуючи досвід розвинених країн світу можна виділити основні принципи організації велосипедного руху у транспортній мережі населених пунктів, які наведені на рис. 1.

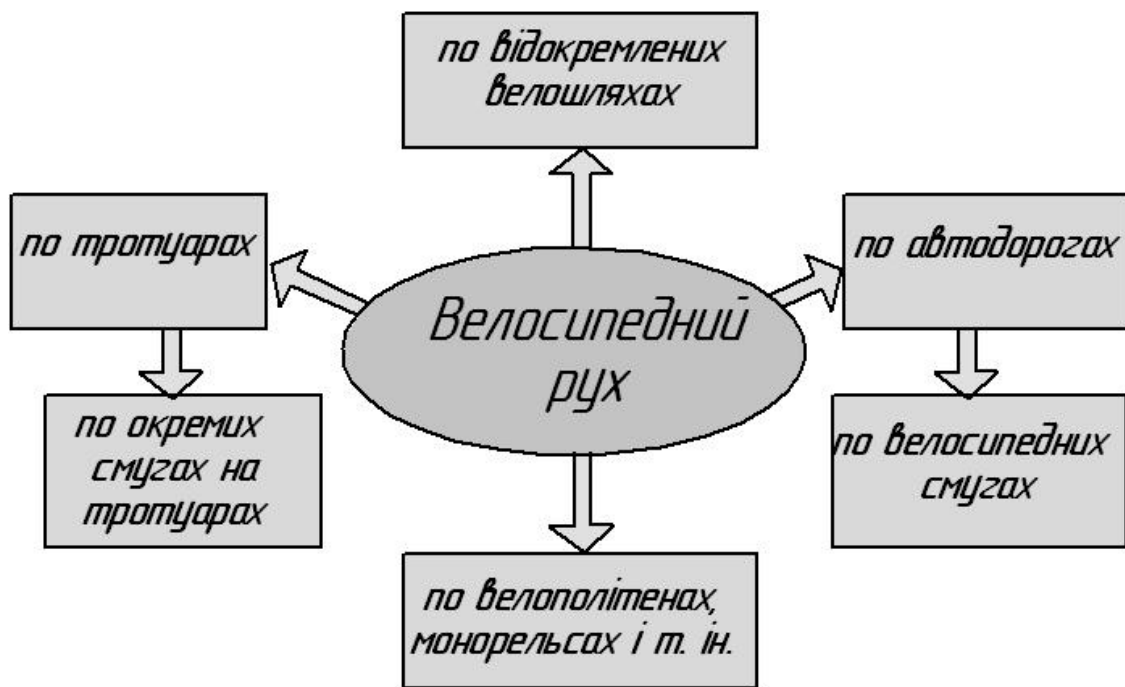


Рис. 1. Принципи організації велосипедного руху
у транспортній мережі населених пунктів

На початкових етапах впровадження велосипедного руху можливий поступовий перехід від переміщення по тротуарах і автодорогах до руху по велодоріжках (окремих чи суміщених з пішохідною доріжкою) чи велосипедних смугах на автомобільних дорогах, що можуть влаштовуватися поступово із наступним спорудженням спеціальних естакад, розв'язок та інших штучних споруд. Вибір принципу включення велодоріжок в транспортну мережу в кожному разі має бути індивідуальним, залежним від конкретних умов їх прокладання та їх призначення.

Для забезпечення комфортного руху на велосипедах у межах населених пунктів окрім прокладання велодоріжок (комплексного, з забезпеченням

дорожніх зв'язків, зручними з'їздами, комфортним покриттям) потрібно ще вирішувати цілий ряд питань: організовувати дорожній рух (встановлювати дорожні знаки, світлофори, налаштовувати «зелені хвилі», будувати спеціальні тунелі, естакади, розв'язки і т.д., узгоджувати місця перетину велодоріжок із пунктами посадки-висадки пасажирів громадського транспорту), створювати велотранспортну інфраструктуру (розвивати систему велопрокату, влаштовувати зручні велостоянки, споруджувати вздовж велодоріжок насосні станції для підкачки шин), забезпечувати соціальний захист велосипедистів (регулювати права велосипедистів як повноцінних учасників дорожнього руху, забезпечувати зручне перевезення велосипеда у громадському транспорті), координувати роботи комунальних служб (організовувати роботу снігоприбиральних машин та постійний догляд за чистотою та справністю велодоріжок) (рис. 2).

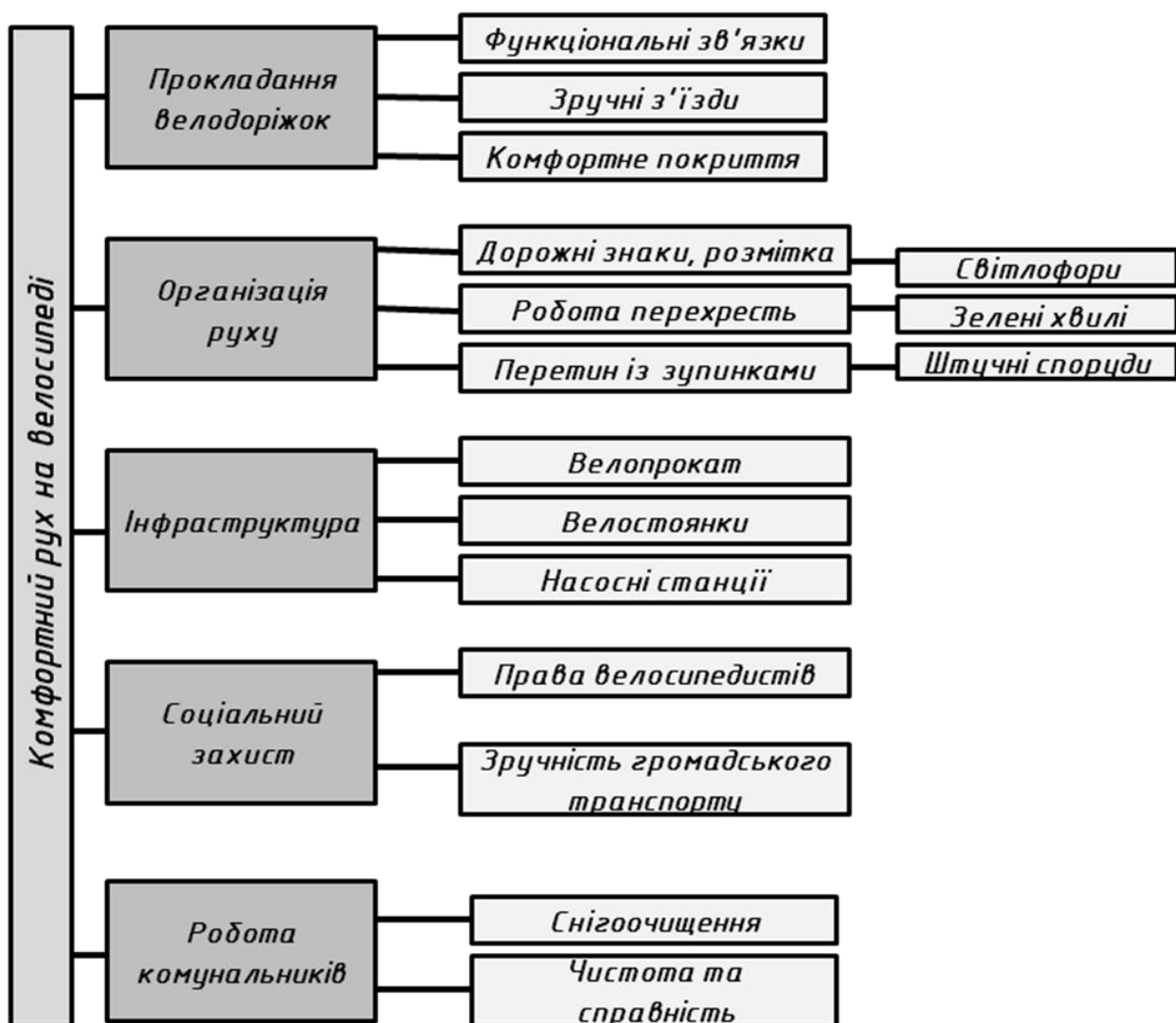


Рис. 2. Засоби забезпечення комфортного велосипедного руху

Створення системи велосипедних доріжок у транспортній системі населених пунктів не лише вирішує проблеми сьогодення, а і забезпечує підготовленість інфраструктури міста до майбутнього прогресу у сфері транспортних засобів.

Але починати потрібно з проектування оптимальної велосипедної мережі, зручної для людей, які бажають використовувати велосипед як транспорт для того, щоб їздити на роботу, а також на відпочинок. Проектування велодоріжок в Україні тільки починає набирати обертів, поки що є лише окремі розробки для великих міст. Наше місто Полтава, одне з найгарніших і найзеленіших міст України, також потребує розвитку велосипедного руху, що вимагає подальшого дослідження і розроблення конкретних програм.

Висновки

В Україні вже існує потреба у створенні велосипедної інфраструктури. І, як показує досвід розвинених країн світу, ця проблема буде швидко загострюватись. У світі вже знайдені рішення питань, пов'язаних з включенням велосипедного руху в транспортну мережу міста. Потрібно користуватись закордонним досвідом і не повторювати чужі помилки. Проблема потребує вивчення, аналізу та розроблення пропозицій з включення велосипедного руху у транспортну мережу населених пунктів України.

Література

1. <http://bike.od.ua>
2. <http://tchaykovsky.com/blog>
3. <http://www.wildlife.by>
4. <http://e-finland.ru>
5. <http://astanafans.com>
6. <http://www.membrana.ru>
7. <http://www.ecmo.ru>