

С. Г. Шевчук, Б.Г. Демчина, В.В. Білозір\*, Р.А. Шмиг\*

Національний університет "Львівська політехніка",  
кафедра будівельних конструкцій та мостів,

\*Львівський національний аграрний університет,  
кафедра будівельних конструкцій

## ОБҐРУНТУВАННЯ ДОЦІЛЬНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ СТАЛЕВОГО ХВИЛЯСТОГО НАСТИЛУ ДЛЯ ЗОВНІШНЬОГО АРМУВАННЯ ПЕРЕКРИТТІВ ТА ТРИБУН СТАДІОНУ ДО ЄВРО-2012 У м. ЛЬВОВІ

*О Шевчук С.Г., Демчина Б.Г., Білозір В.В., Шмиг Р.А., 2010*

Запропоновано застосовувати сталевий хвилястий настил для зовнішнього армування перекриттів та трибун стадіону, який споруджується у м. Львові до чемпіонату Європи з футболу. Запропоновані конструктивні рішення дають змогу підвищити несучу здатність конструкції та надійність будівлі загалом, принести певний економічний ефект від скорочення тривалості виконання робіт та від вартості робіт порівняно з варіантом влаштування збірного залізобетонного перекриття.

**Ключові слова:** сталобетонна балка, профільований лист, хвилястий лист, зовнішня арматура, опалубка, корозійна стійкість, економічна ефективність.

In a paper the method of using of steel corrugated floor for an exterior armoring of stadium tribunes is proposed. The stadium is constructed at Lviv up to Europe football championship. The proposed design solutions will allow to increase bearing capacity of a construction and reliability of a building as a whole, and also will give some economic benefit on base lessen of work duration at operations that form the price of operations in comparison with alternative modular reinforced-concrete capping.

**Keywords:** steel and concrete beam, metal floor desking, carry gated sheet, exterior reinforcement, tubbing, corrosive stability, economic efficiency.

**Вступ.** У зв'язку з проведенням у 2012 році чемпіонату Європи з футболу у м. Львові було розроблено проект будівництва сучасного стадіону 5-го покоління. Розробником проекту стадіону виступило «Конструкторське бюро Альберта Віммера» [1], яке проектувало стадіони для проведення фінальної частини чемпіонату Європи з футболу 2008 року в Австрії, а також будує стадіон у Варшаві до ЄВРО-2012. Разом з австрійцями працювала львівська фірма «Арніка».

Місткість стадіону – 33 тис. місць, із яких приблизно 300 місць – для почесних гостей у VIP-зоні на третьому рівні та близько 150 місць – в зоні скайбоксів на четвертому рівні. Стадіон матиме три поверхи, перший з яких призначений для підземного паркінгу, два інших – для двоярусних трибун, VIP-сектору та решти допоміжних приміщень. Конструкція глядацьких місць створює максимальний ефект присутності глядачів на полі. Чудову видимість поля забезпечує відсутність "мертвих" зон та сучасне освітлення, що забезпечує якісне відеознімання.

Запроектований стадіон відповідатиме усім функціональним вимогам УЄФА, зокрема завдяки системам освітлення, озвучення, устаткуванням телекомунікацій, системам безпеки і доступу. Стадіон матиме два відеоекрани – на північній та на південній сторонах. Центральний прохід на стадіоні обладнаний в такий спосіб, щоб там можна було розмістити заклади громадського харчування, і водночас він є важливою ланкою у системі безпеки, оскільки дає можливість швидко евакуювати глядачів. Для неповносправних передбачені спеціальні стоянки, а з північної сторони арени буде система пандусів. Підніматися на верхні сектори інваліди зможуть спеціальними ліфтами. Також для неповносправних буде передбачено кілька частин в секторах — по 50 місць, деякі з них – у перших рядах.

Усі глядацькі місця будуть під накриттям, частина якого буде прозорою, що зроблено для безперешкодного росту газону.

**Постановка проблеми.** Конфігурація стадіону в плані являє собою прямокутник із зрізаними кутами (рис. 1). Наявність багаточисленних сходових майданчиків зумовлює величезну кількість типорозмірів для збірних залізобетонних елементів перекриттів та сидінь трибун.

Несучими конструкціями стадіону є поперечні монолітні залізобетонні рами (рис. 2 і 3) з кроком 10,0 м на прямолінійних ділянках, а в кутах вони розташовуються віялом на відстані 3–15 м. Проектне рішення ТзОВ «Гипромеца» передбачає улаштування плоских монолітних залізобетонних перекриттів по горизонтальних ригелях поперечних рам на висоті 9 м та монтаж збірних залізобетонних Г-подібних плит сидінь трибун, які повинні вкладатися на «зубчасті» монолітні залізобетонні нахилені ригелі тих самих поперечних рам.

Для оптимізації кута спостереження глядачами за подіями на футбольному полі трибуни проектується по параболічній кривій з різною висотою підсходинок, що істотно збільшує кількість типорозмірів збірних елементів. Наявність трибун, виходів та кутові злами трибун у плані також впливають на кількість типорозмірів збірних елементів.

Основним недоліком запропонованих вирішень є:

- а) для перекриттів – велика площа опалубкових робіт на висоті 9 м;
- б) для трибун – Г-подібні збірні залізобетонні плити більше 240 типорозмірів із складним з'єднанням між собою, складністю за монтажем встановлення у проектне положення, а також надійністю з'єднань у зв'язку із динамічними навантаженнями від емоційних дій глядачів-вболівальників.

**Аналіз останніх досліджень та публікацій.** У різний час розробленням й дослідженням конструкцій із зовнішнім армуванням займалися колективи, очолювані Ф.Є. Клименком [2–4; 10], О.Б. Голишевим, Л.І. Стороженком, В.Я. Бачинським, М.Ю. Избашем, О.Л. Шагіним, Н.Л. Черновим, В.І. Єфименком, О.В. Семком, С.Г. Потебнею, І.В. Санніковим, В.Ф. Фомічевим, В.Б. Сергеевим та Б.Г. Демчиною [9].

Для усунення вищеназваних недоліків пропонується використати сталевий хвилястий настил завтовшки  $\delta = 3$  мм з висотою хвилі  $H = 33$  мм виробництва «Запоріжсталь» [2–6].

Застосування хвилястого настилу у перекриттях значно спрощує та зменшує обсяг опалубкових робіт, дає змогу у довільному місці виконувати робочі шви під час бетонування, вирішує питання інженерних мереж та підвісних стель.

Застосування хвилястого настилу у сидіннях трибун дає змогу:

- використовувати заздалегідь заготовлені металеві просторові каркаси із арматури та листа у вертикальних та горизонтальних плитах, які з'єднуються між собою петльовими анкерами без зварювання;
- виставляти та ретельно вивіряти закладні деталі для сидінь;
- після вивірення геометрії східців виконувати бетонування монолітним бетоном з природним твердненням;
- виконувати влаштування робочих швів у будь-якому напрямку по вертикалі та горизонталі;
- простіше і надійніше виконувати з'єднання з несучими ригелями, немає потреби в улаштуванні підтримувальних стійок під час бетонування;
- виконувати довільною зовнішню поверхню східців (гладка, наклеєна капронова плитка).

**Виклад основного матеріалу.** Додаткове корисне розрахункове навантаження на монолітну залізобетонну плиту становить  $1000 \text{ кг/м}^2$ . Опорами для несучих хвилястих настилів слугують ригелі поперечних несучих рам та стіни сходових майданчиків із забезпеченням глибини опирання не менше 100 мм по усій ширині листа (рис. 1–3). Посередині прольоту усі настили опираються на тимчасові підпірки, за допомогою яких досягається будівельний підйом, величина якого залежить від прольоту (див. таблицю).

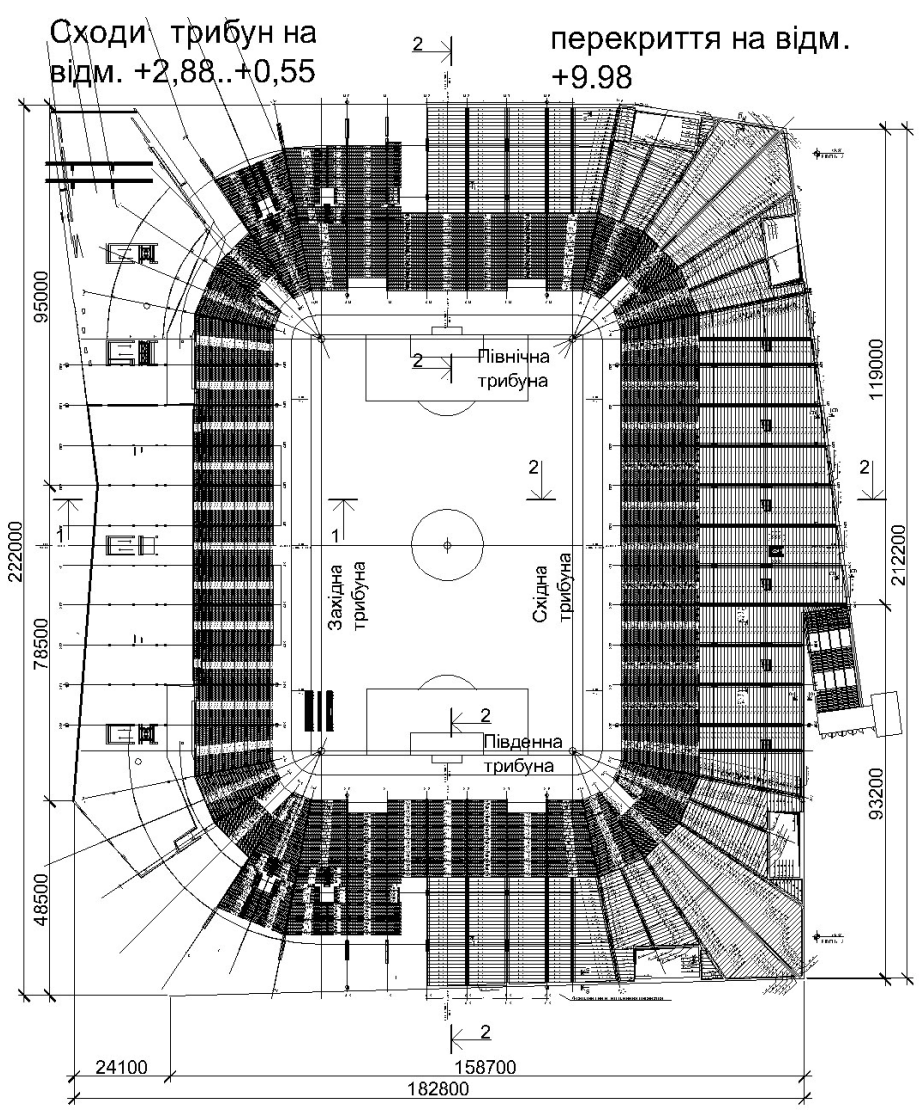


Рис. 1. Розміщення у плані монтажних плит із сталевого хвилястого настилу

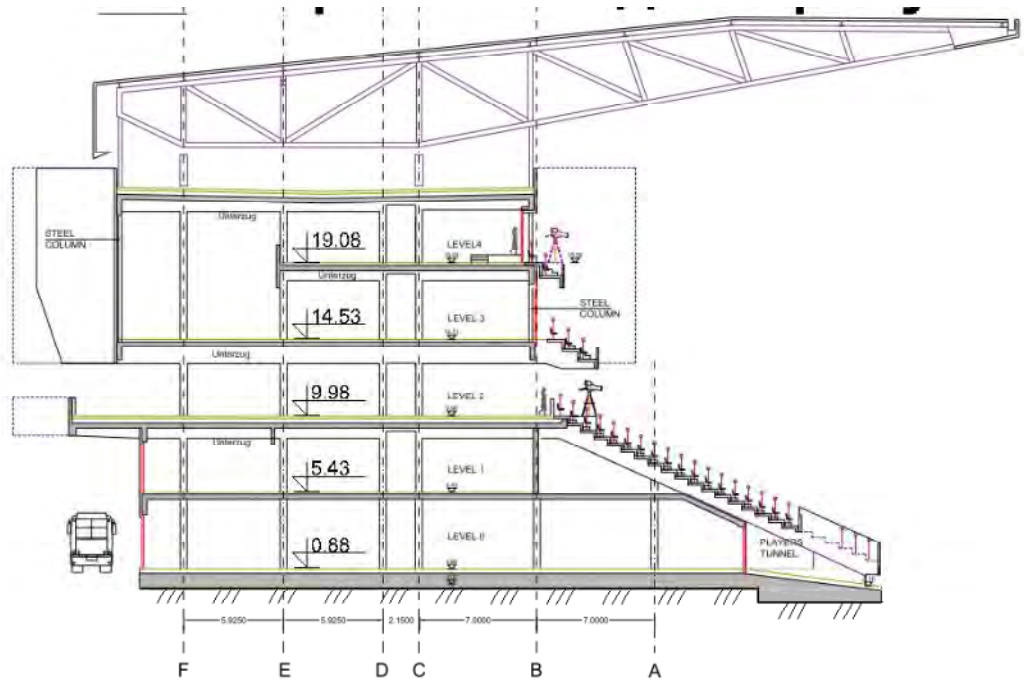


Рис. 2. Розріз 1-1 (по західній трибуні, див. рис. 1)

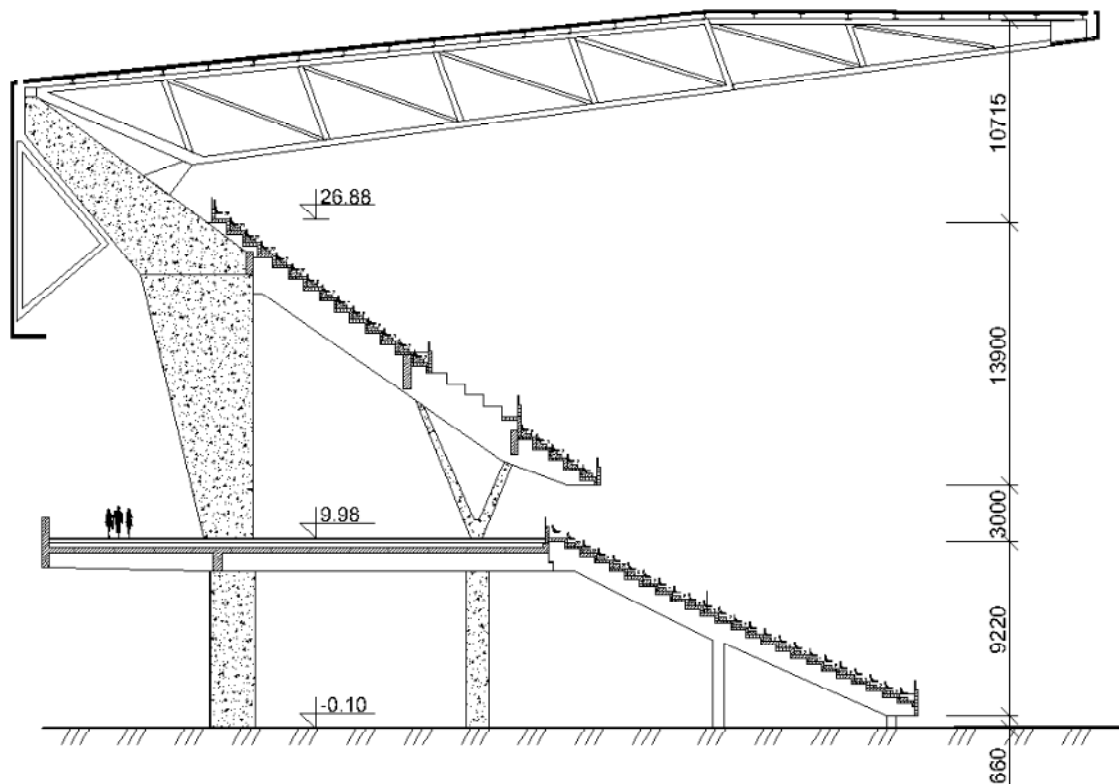


Рис. 3. Розріз 2-2 (по східній, північній та південній трибунах, див. рис. 1)

#### Величина прольоту

Прольот, м	15–12 м	11–9 м	8–6 м	5–3 м	<2 м
Підйом f, см	5 см	4 см	3 см	2 см	0,0 см

Після вигину настилів вверх на величину  $f$  по поздовжніх бокових сторонах потрібно виконувати зварювання переривчастими зварними швами  $h_{ш}=3$  мм;  $L_{ш}=40$  мм через 500 мм по усій довжині. Зварювання необхідно виконувати електродами марки Є42. Після зварювання зварні шви необхідно зачистити від шлаку.

Поперек настилів потрібно укласти арматуру  $\varnothing 10$  класу А-І (поз. 1, рис. 4) з кроком 400 мм, яку прихоплюють зварюванням з двох боків швами  $h_{ш}=b_{ш}=3$  мм,  $L_{ш}=20$  мм через одну хвилю. У фасадні стіни та бортові крайні прилягаючі балки ці стрижні необхідно заводити на глибину не менше 20 см з влаштуванням кінцевих анкерних гаків. Пошкоджене знизу антикорозійне покриття настилів необхідно поновлювати одразу ж після завершення зварювальних робіт.

Зверху проміжні опори перекриття пропонуємо армувати подвійними сітками Св-1, які будуть опиратися на свої загнуті кінці, а також на випуски ригелів. Після встановлення сіток їх потрібно надійно фіксувати від зміщення під час бетонування та укладання бетону.

У місцях температурних швів, а також під зовнішніми перегородками необхідно вкладати пінополістерольні плити завтовшки мм для теплоізоляції.

Бетон потрібно укласти на сухий, очищений від іржі мастил та води сталевий хвилястий настил з обов'язковим вібруванням. Зовнішні бетонні поверхні повинні бути гладкими. Перерви під час укладання бетону можна виконувати поперек настилів у третинах прольоту від опор в будь-якому прольоті. Шов повинен бути тільки вертикальним, нахилені спадисті поверхні забороняються. Зняття підпірок та завантаження перекриття можна виконувати тільки після досягнення бетоном проектної міцності.

Сидіння для глядачів пропонується виконувати із збірних металевих вертикальних та горизонтальних плит, які одночасно слугуватимуть опалубкою для монолітного бетону. Як несучу арматуру плит пропонується використовувати сталевий хвилястий настил завтовшки 3 мм та

висотою хвилі  $H=30$  мм через 130 мм, який виготовляється «Запоріжсталлю». До несучого сталевого хвилястого настилу необхідно приварити просторовий арматурний каркас із петльовими випусками  $\varnothing 10$  класу А-І з кроком 400 мм. Під час збирання опалубки арматурні петлі-випуски у кутах східців та у місцях взаємного перетину утворюють надійне з'єднання панелей між собою без зварювання.

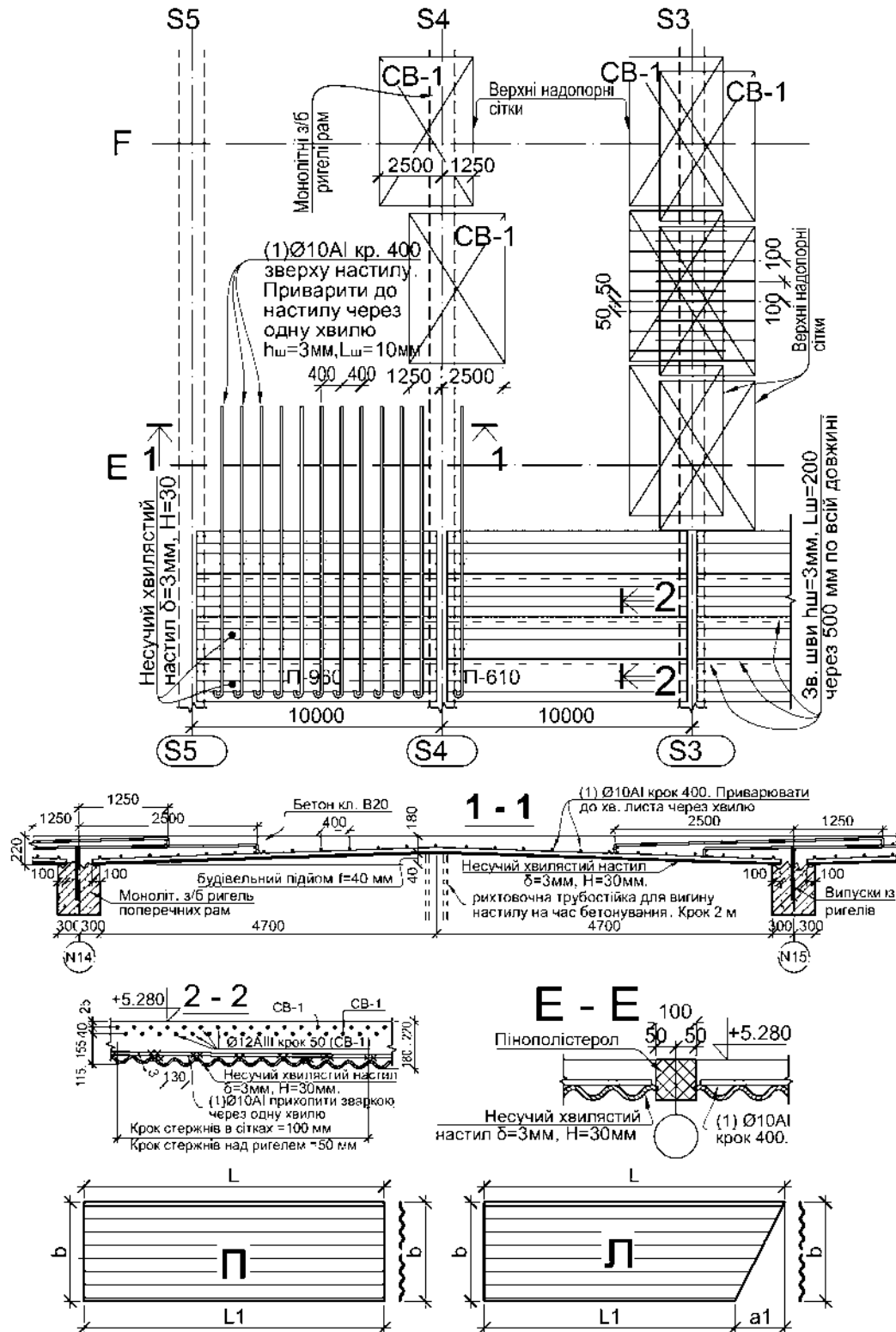


Рис. 4. Фрагмент влаштування перекриття

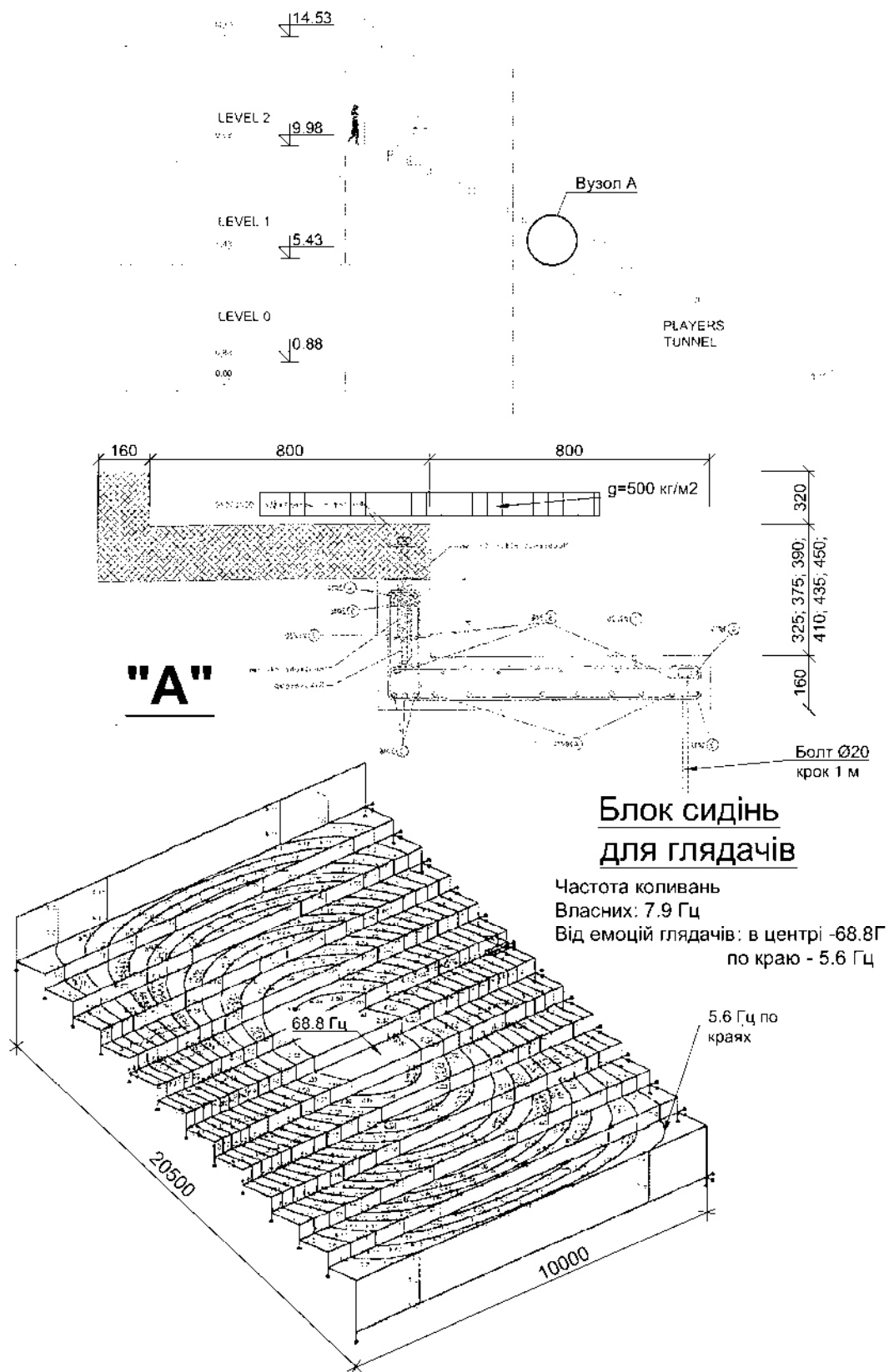


Рис. 5. Схема навантажень на глядацьку трибуну та деталь сидіння трибун (за варіантом конструкторського бюро Альберта Віммера)

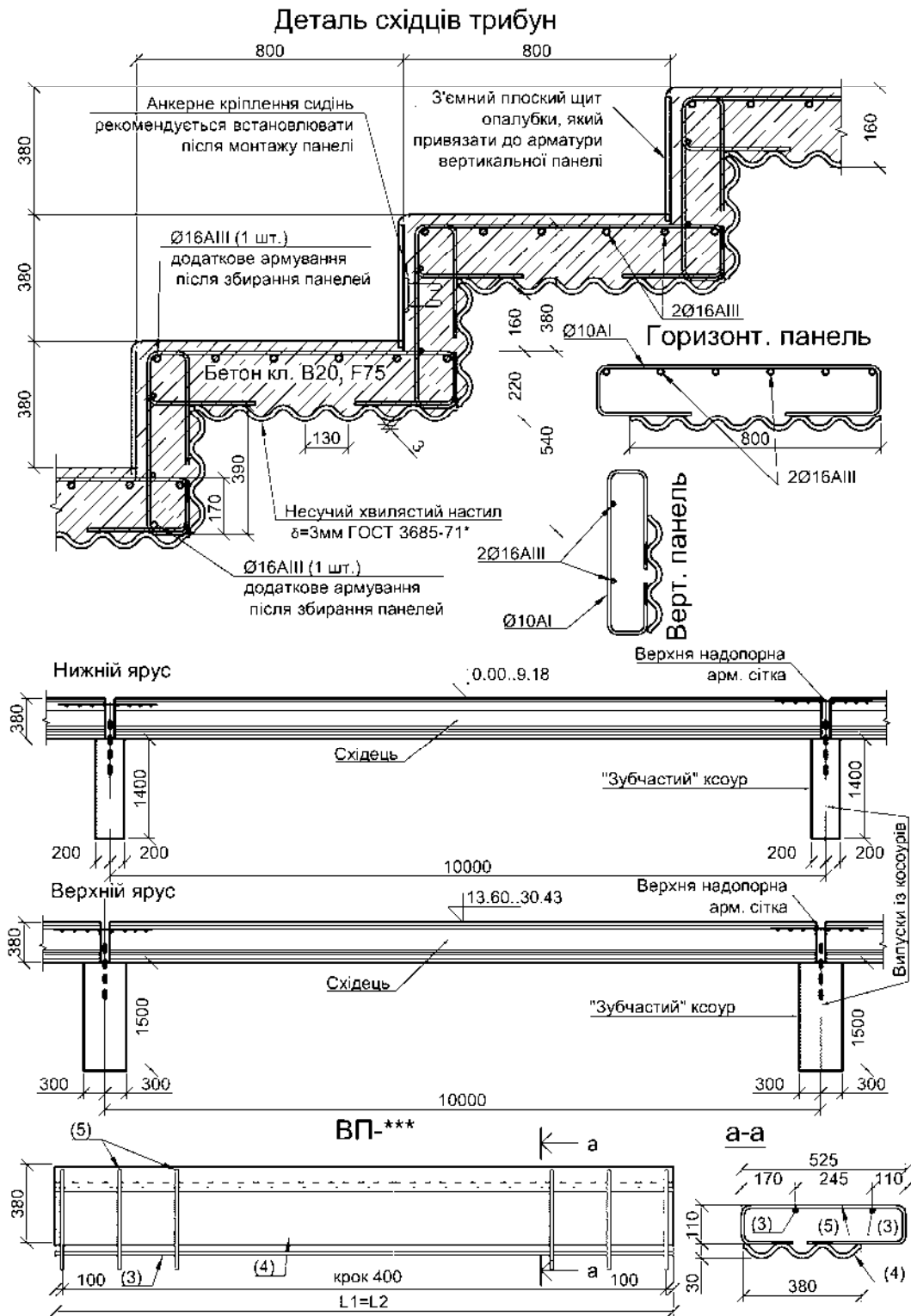


Рис. 6. Запропонована деталь сидіння трибун із використанням сталевих хвилястих настилів

Опорами для несучих металевих плит слугуватимуть ригелі поперечних рам з глибиною опирання не менше 100 мм, а також тимчасові підпірки посередині прольоту, які знімаються після досягнення проектної міцності бетону.

У нижньому куті в стики вертикальних та горизонтальних плит перед бетонуванням заводять 2 стрижні  $\varnothing 16$  класу А-III безперервно на усю довжину ряду. Стикування стрижнів можна виконувати будь-де із приваренням одностороннім швом  $h_{ш}=6$  мм,  $b_{ш}=10$  мм,  $L_{ш}=150$  мм, але врозбіжку не менше 500 мм.

Над проміжними (середніми) опорами у верхній зоні горизонтальних панелей перед бетонуванням необхідно закладати три стрижні  $\varnothing 16$  класу А-III завдовжки 5 м.

Фрагменти конструювання перекриття і схеми навантажень на глядацьку трибуну та окремі деталі сидіння трибун показано на рис. 4, 5 і 6.

Перед початком бетонування необхідно перевірити лазерним нівеліром висоту сидінь та їхню горизонтальність. Бетон укладати на сухий, очищений від іржі та мастила, хвилястий сталевий настил з обов'язковим вібруванням. Випуски із монолітних залізобетонних ригелів необхідно розташовувати між торцями панелей, забезпечуючи при цьому надійність з'єднання без зварювання. Робочі шви можна виконувати у будь-якому місці по вертикалі та горизонталі трибун. Стикові поверхні повинні бути тільки вертикальними. Нахилені та спадисті стикові поверхні виконувати заборонено. Зовнішні бетонні поверхні повинні бути гладкими.

Розрахунок перекриття – на відмітці +9,98 м (рис.7).

$$\text{Постійне навантаження } g^H = 0.2 * 2.4 + 0.13 * 1.7 = 0.48 + 0.22 = 0.7 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2};$$

$$g^P = 0.48 * 1.1 + 0.22 * 1.3 = 0.528 + 0.286 = 0.814 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}.$$

$$\text{Корисне навантаження } q^H = 500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}; q^P = 500 * 1.3 = 650 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2} = 0.65 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}.$$

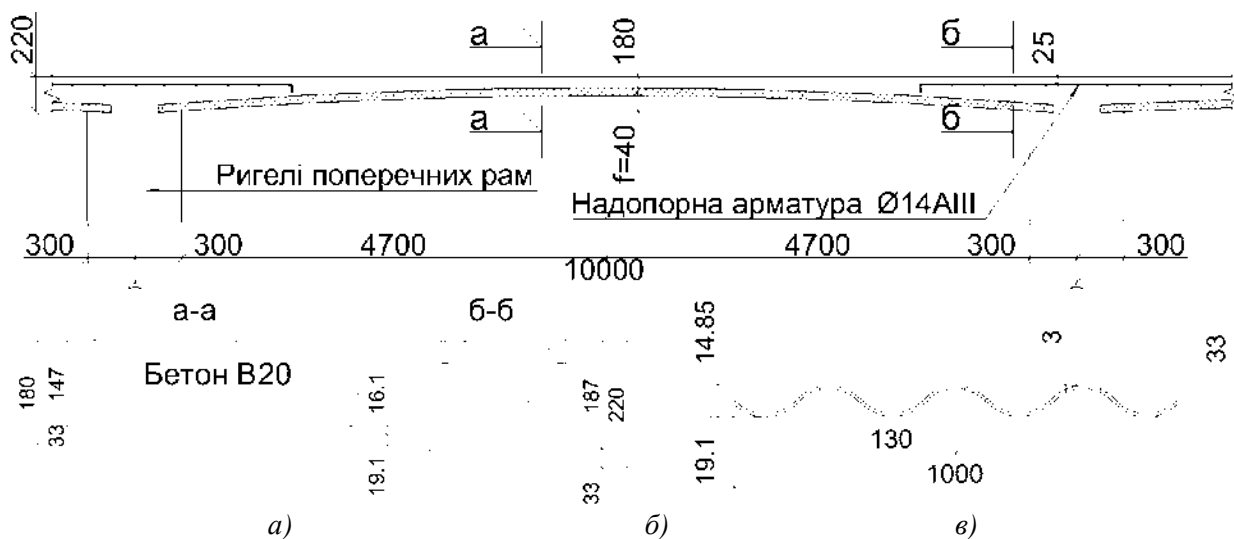


Рис. 7. Поперечний переріз перекриття на позначці +9,98 м: а – розріз по середині перекриття; б – розріз в приопорній частині перекриття; в – сталевий хвилястий настил

$$\text{Бетон В20: } R_b = 107 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} E_b = 265000 \text{ кг/см}^2.$$

Сталевий хвилястий настил має такі геометричні характеристики: площа  $A = 35.855 \text{ см}^2$ , статичний момент інерції  $I_x = 40.034 \text{ см}^4$ , модуль пружності  $E = 2,013 * 10^5 \text{ МПа}$ .

Розрахункову схему перекриття як безшарнірної арки показано на рис. 8.



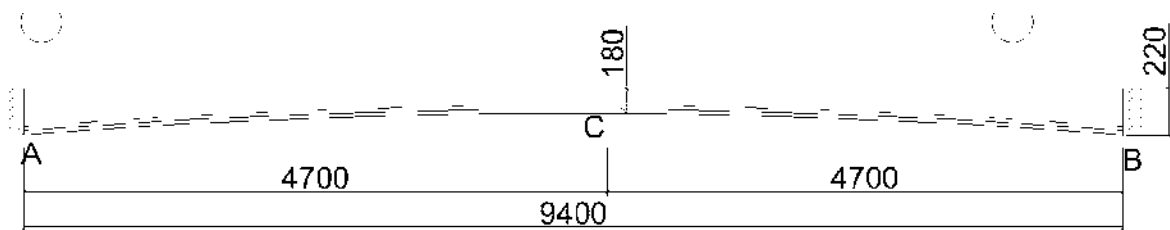


Рис. 8. Розрахункова схема перекриття

Радіус кривизни  $R = \frac{4.7^2 + 0.04^2}{2 * 0.04} = 276.15\text{м}$ ;  $R = \frac{4.7^2 + 0.04^2}{2 * 0.04} = 276.15\text{м}$ .

Співвідношення модулів пружності сталі та бетону  $n = \frac{20130000}{265000} = 7.6$ .

Місце розташування центра ваги (рис. 9) розраховане так:

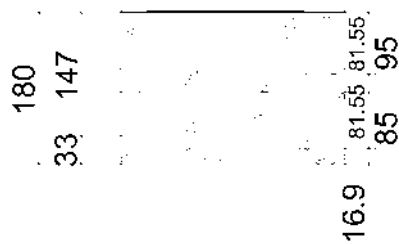


Рис. 9. Поперечний переріз перекриття

$$y_c = \frac{34.76 * 1.69 * 7.6 + 16.31 * 100 * 9.845}{34.76 * 7.6 + 16.31 * 100} = \frac{16101.245}{1895.176} = 8.50\text{см}$$

$$I_x^c = \frac{100 * 16.31^3}{12} + 100 * 16.31 * 1.345^2 + (41.75 + 34.76 * 6.81^2) = 51675.27\text{см}^4$$

$$W_x^{сверх} = \frac{51675.27}{9.50} = 5439.50\text{см}^3; W_x^{сверх} = \frac{51675.27}{8.50} = 6079.44\text{см}^3;$$

Площа приведенного перерізу:

$$F_c = 16.3 * 100 + 7.6 * 34.76 = 1630 + 264.176 = 1894.17\text{см}^2$$

$$v = \frac{45}{4} * \frac{l_c}{F_c * t^2} = \frac{45}{4} * \frac{51675.27}{1894.17 * 4^2} = 19.182;$$

$$K = \frac{1}{1+v} = \frac{1}{1+19.182} = 0.0495;$$

$$H = \frac{(g+q)l^2}{8f} K = \frac{(814+650)9.4^2}{8*0.04} * 0.0495 = 20010.22\text{кг}.$$

Розрахунок січення «С» 1-й варіант (рис. 10):

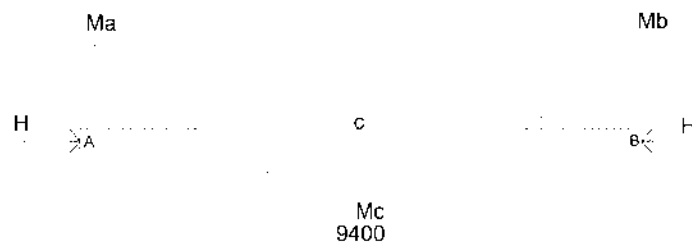


Рис. 10. Епюра згинальних моментів у плиті

$$M_c = \frac{ql^2}{24}(1-K) = \frac{(814+650)9.4^2}{24}(1-0.0495) = 5123.16 \text{ кжм}$$

$$s^{вep} = -\frac{5123,16}{5439,5} - \frac{20010,22}{1894,17} = -94,184 - 10,56 = -104,74 \text{ кж/см}^2$$

$$s^{миз} = \frac{5123,16}{6079,44} - \frac{20010,22}{1894,17} = 84,27 - 10,56 = 73,714 \text{ кж/см}^2$$

Розрахунок січення «С» 2-й варіант

$$a_m = \frac{M_c}{R_b b h_0} = \frac{512316}{107 * 100 * 16.31^2} = \frac{512316}{2846372.27} = 0.180$$

$$A_s = \frac{M_c}{R_s x h_0} = \frac{512.316}{3280 * 0.91 * 16.31} = 10.52 \text{ см}^2 < F_{нл} = 34,76 \text{ см}^2$$

Розрахунок опорних січень:

$$A_s = \frac{M_A}{(H-a)R_s} = \frac{1104672}{(22-2.5)3750} = 15.11^2 \Rightarrow \text{Ø 14 АШI крок 100}$$

Прогин посередині

$$f = \frac{pl^4}{384 * 0.85EI} = \frac{(7+5) * 940^4}{384 * 0.85 * 265000 * 51675.27} = \frac{12 * 830584000 * 940^4}{384 * 0.85 * 265000 * 51675.27} = 2.1 \text{ см}$$

Прогин не перевищує будівельний підйом.

**Висновки:** 1. Запропоновані конструктивні вирішення влаштування сталевих хвилястих настилів для зовнішнього армування перекриттів та трибун стадіону дають змогу підвищити несучу здатність конструкції та надійність будівлі загалом, принести певний економічний ефект від скорочення тривалості виконання робіт та від вартості робіт порівняно з варіантом влаштування збірних залізобетонних перекриттів.

2. Запропонований варіант перекриття задовольняє нормативним вимогам під час розрахунку як за міцністю, так і за деформаціями.

1. «ALPINE» Stadium LVIV EURO 2012 Project N. 08-100 Salzburg, 2008. 2. Шевчук С.Г. Обґрунтування методики досліджень роботи сталобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування з хвилястих настилів / С.Г. Шевчук, Ф.Є. Клименко // Архітектура і сільськогосподарське будівництво: Вісник Львівського державного аграрного університету. – Львів: Держагроуніверситет, 2006. – №7. – С. 128–133. 3. Шевчук С.Г. Моделювання поведінки сталобетонного перекриття під навантаженням / С.Г. Шевчук, Ф.Є. Клименко, В.В. Білозір, Р.А. Шмиг // Архітектура і сільськогосподарське будівництво: Вісник Львівського державного аграрного університету. – Львів: Держагроуніверситет, 2007. – №8. – С. 401–408. 4. Шевчук С.Г. Теоретичні засади моделювання напружено-деформованого стану сталобетонних плит, армованих зовнішніми хвилястими настилами / С.Г. Шевчук, Ф.Є. Клименко, Р.А. Шмиг // Теорія і практика будівництва: Вісник національного університету “Львівська політехніка”. – 2007. – № 602. – С. 110–115. 5. Шевчук С.Г. Несуча здатність і деформативність трипролітних балкових плит з використанням зовнішнього армування з хвилястих сталевих листів / С.Г. Шевчук, Ф.Є. Клименко, В.В. Білозір, Р.А. Шмиг // Матеріали VI науково-технічної конференції “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. – Рівне: Національний університет водного господарства та природокористування, 2008. – С. 195–202. 6. Шевчук С.Г. Несуча здатність і деформативність сталобетонних балкових плит із зовнішнім армуванням хвилястими сталевими листами та застосування їх у практиці будівництва / С.Г. Шевчук // Матеріали науково-технічної конференції “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. – Рівне: Національний університет водного господарства та природокористування, 2008. – С. 296–

301. 7. *Справочник проектировщика (расчетно-теоретический) / Под ред. д.т.н., проф. А.А. Уманского. – М.: 1960. – С. 441–442.* 8. *Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М., 1989. – С. 21–24.* 9. *Демчина Б.Г. Огнестойкость монолитных неразрезных плит перекрытий по стальному профилированному настилу: Дис. ... канд. техн. наук. / Б.Г. Демчина. – Львів, 1989. – 197 с.* 10. *Барабаш В.М. Розробка дослідження та застосування нового виду стрічкової арматури періодичного профілю в сталобетонних конструкціях / В.М. Барабаш, Ф.Є. Клименко // Проблеми теорії і практики залізобетону. – Полтава, 1997. – С. 37 – 41.*

УДК 624.131.64

**Т.М. Шналь, І.П. Синенько, Д.А. Ясінський\***  
Національний університет “Львівська політехніка”,  
кафедра будівельних конструкцій та мостів,

\*Львівський державний університет безпеки життєдіяльності,  
кафедра пожежно-профілактичної та наглядової діяльності

## **АНАЛІЗ МЕТОДІВ ПРОВЕДЕННЯ НАТУРНИХ ВИПРОБУВАНЬ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД**

© Шналь Т.М., Синенько І.П., Ясінський Д.А., 2010

**Проаналізовано методи проведення натурних випробувань на вогнестійкість будівель і споруд. Наведено опис та результати деяких досліджень натурних випробувань на вогнестійкість будівель та споруд.**

**Ключові слова:** вогнестійкість, будівлі та споруди, натурні випробування.

**In article the methods of leadthrough of model tests are analysed on the fire-resistance of buildings and facilities. Description and results of some researches of model tests is brought around to the fire-resistance of buildings and facilities.**

**Keywords:** fire-resistance, buildings and facilities, model tests.

**Постановка проблеми.** Дослідження вогнестійкості будівель та споруд являють собою невід’ємну складову частину заходів, застосуванням яких забезпечується пожежна безпека. Впровадження нових проектних вирішень неможливе без проведення оцінки їх вогнестійкості. Експериментальне визначення вогнестійкості на практиці проводиться під час використання лабораторних методів випробувань конструкцій або проведенням натурних вогневих випробувань будівлі або споруди загалом. Залежно від методик проведення випробувань та оцінки їхніх результатів залежатимуть характеристики вогнестійкості будівель та споруд.

**Повномасштабні методи випробувань на вогнестійкість.** Численні міжнародні та національні стандарти, які регламентують методи випробування на вогнестійкість різних типів будівельних конструкцій, ґрунтуються на загальних принципових положеннях. Відмінності у номенклатурі випробовуваних конструкцій, мінімально допустимих розмірах зразків для випробувань, критеріях оцінки досягнення межі вогнестійкості не є істотні. Це дає можливість виконувати зіставлення результатів випробувань конструкцій під час використання різних стандартів.

Стандарти ISO 834 [1], 3008, та 3009 містять методи випробувань на вогнестійкість несучих і огорожувальних конструкцій (стінові панелі, плити покриттів і перекриттів, балки тощо), дверей, засклених елементів. У них режим вогневого випробування ґрунтується на використанні стандартної температурної кривої. Випробування проводять за заданого надлишкового тиску у вогневій камері в печі. Мінімальні розміри (висота, ширина) стінових панелей і перегородок