

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАПЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.
Беркута А.В., к.е.н.
Голоднов О.І., д.т.н., проф.
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
Гордеев В.М., д.т.н., проф.
Гуляев В.І., д.т.н., проф.
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
Кваша В.Г., д.т.н., проф.
Корольов В.П., д.т.н., проф.
Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.
Лобанов Л.М., академік НАНУ,
д.т.н., проф.
Мущанов В.П., д.т.н., проф.
Оглобля О.І., д.т.н., проф.
Пасечнюк В.Л.
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
Стоянов В.В., д.т.н., проф.
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ,
д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА на 2014 — 2015 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)
Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)
Белоев М., к.т.н. (Болгарія)
Ведяков І.І., д.т.н., проф. (Росія)
Грінченко В.Т.,
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)
Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)
Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)
Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)
Кульбах В.,
академік НАНЕ, д.т.н., проф. (Естонія)
Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)
Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)
Новак А., д.т.н., проф. (США)
Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)
Сидорович Є.М.,
д.т.н., проф. (Білорусь)
Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)
Трощенко В.Т.,
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Тулебаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



4'2015

Виходить 4 рази на рік

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

ПРОЕКТУВАННЯ

О.І. Оглобля, Т.В. Дзюндзя

ПРОЕКТУВАННЯ ХВОСТОСХОВИЩ ГІРНИЧО-ЗБАГАЧУВАЛЬНИХ
КОМБІНАТІВ УКРАЇНИ У ВІДПОВІДНОСТІ ДО ВИМОГ
МІЖНАРОДНИХ СТАНДАРТІВ 2

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

В.Е. Волкова, И.С. Смолий

ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ СЕЧЕНИЯ СТЕНКИ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ
СТАЛЬНЫХ БАЛОК ОТКРЫТОГО СЕЧЕНИЯ 7

О.В. Родченко

УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДУ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ
МОНОЛІТНИХ ЦЕМЕНТОБЕТОННИХ АЕРОДРОМНИХ ПОКРИТТІВ 10

ВОГНЕЗАХИСТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Л.Н. Вахитова, К.В. Калафат

ОГНЕЗАЩИТНЫЕ ПЛИТЫ. ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ, ДОЛГОВЕЧНОСТИ
И ПОЖАРНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ 17

ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД

Jerzy Ziółtko, Tomasz Mikulski, Ewa Supernak

DEFORMATIONS OF THE STEEL SHELL OF A VERTICAL CYLINDRICAL
TANK CAUSED BY UNDERPRESSURE 26

МЕХАНІЗАЦІЯ

В.А. Слободяник, Н.П. Сытник

О НАДЕЖНОСТИ УСТРОЙСТВ, СОЗДАЮЩИХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ НАПРЯЖЕНИЕ
В ПРОЛЁТНЫХ БАЛКАХ ГРУЗОПОДЪЁМНЫХ КРАНОВ
С ИСТЕКШИМИ СРОКАМИ СЛУЖБЫ. 31

НОРМАТИВНА БАЗА

М.Ш. Файнер

ЄВРОПЕЙСЬКІ НОРМИ НА ЦЕМЕНТ І БЕТОН. ОСОБЛИВОСТІ, ПЕРЕВАГИ ТА РИЗИКИ
EUROPEAN STANDARDS FOR CEMENT AND CONCRETE.
FEATURES, ADVANTAGES, AND RISKS 35

ЮВІЛЕЇНІ ДАТУ

ЕГОРОВ ЕВГЕНИЙ АРКАДЬЕВИЧ (до 70-річчя від дня народження) 46

ШУЛЬМАН ЗИНОВИЙ АЛЕКСАНДРОВИЧ (до 80-річчя від дня народження) 47

**Постановою президії ВАК України від 18.11.2009 р. № 1-05/5 журнал внесено
до переліку наукових фахових видань із технічних наук**

ри розробці корисних копалин, збагаченні та гідрометалургійному перероблянні руд і концентратів невід'ємною частиною рудопереробного виробництва промислових підприємств є хвостові господарства, які створюються для вирішення питань транспортування і організованого складування мінеральних відходів від збагачення руди. Основною спорудою хвостового господарства є хвостосховище – природно або штучно створена ємність для складування хвостів, які переміщують з місць їх утворення переважно гідравлічним способом [1]. Ємність хвостосховища по контуру обмежується огорожувальними дамбами комбінованого типу, які складаються із первинних дамб обвалування, що виконуються із суглинистого ґрунту, дамб нарощування, огорожувальних і роздільних дамб із кам'яного накидання (часто використовується розкрив рудних кар'єрів або бідні руди), що утворюють систему карт, які замиваються хвостами. При цьому висота окремих дамб досягає до 100 м і може збільшуватися в процесі подальшого нарощування. Крім того, хвостосховища відносяться до об'єктів з підвищеною екологічною небезпекою [2]. Таким чином, хвостосховища в залежності як від висоти дамб згідно з [3], [4], так і від можливої небезпеки та економічних збитків згідно з [5] мають клас наслідків (відповідальності) СС3 і відносяться до IV або V категорії складності [5], [6].

Проектування таких відповідальних споруд в Україні здійснюється згідно з вимогами діючих норм [3], [4], [6–9] і стандартів [10], [11], а їх надійність і безпечність експлуатації залежить від прийнятих технічних рішень. Міжнародно визнаними рекомендаціями при проектуванні аналогічних об'єктів є вимоги стандартів ICOLD [12–18] і ANCOLD [19], які є еталонами кращих світових практик при проектуванні промислових гідротехнічних споруд.

Метою даної статті є:

- порівняльний аналіз норм і стандартів України з вимогами міжнародних стандартів;
- аналіз технічних рішень, прийнятих ДІ «УкрНДІводоканалпроект» у проекті «ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг». Реконструкція хвостосховища «Об'єднане. IV карта» до відм. 166.0 м», на відповідність вимогам міжнародних стандартів.



О.І. Оглобля
директор
ДІ «УкрНДІводоканалпроект»,
заслужений діяч науки і техніки
України, д.т.н., професор



Т.В. Дзюдзя
головний інженер проекту
ДІ «УкрНДІводоканалпроект»

Порівняльний аналіз вимог стандартів України [3–11] з міжнародними стандартами ICOLD і ANCOLD [12–19] при проектуванні промислових гідротехнічних споруд.

Класифікація гідротехнічних споруд. Розглянувши основні принципи класифікації споруд відповідно до вимог стандартів України та міжнародних стандартів ICOLD і ANCOLD, можна дійти висновку, що підходи до класифікації аналогічні, а саме враховується:

- матеріальна шкода;
- вплив на навколишнє середовище;
- небезпека, що виникає при пошкодженні споруди (кількість постраждалих).

Також можна відзначити і деякі відмінності щодо вимог. Для стандартів України це класифікація наслідків залежно від висоти огорожувальних дамб, а для міжнародних стандартів – класифікація наслідків залежно від рівня повені.

Оцінювання сейсмічної небезпеки. Порівняльний аналіз вимог України (ДБН В.1.1-12 [8]) і міжнародних (ICOLD B72 [14]) нормативів з оцінки сейсмічної небезпеки при проектуванні гідротехнічних споруд дозволяє констатувати наступне: для сейсмологічних умов України вибір періоду повторюваності в 5000 років для оцінки консервативного рівня сейсмічної небезпеки (максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ) за ДБН В.1.1-12 [8]), з одного боку, задовольняє національну нормативну базу, а з іншого – кількісні оцінки сейсмічності будуть практично однаковими і для періоду повторюванос-

ті 10000 років (аналог МРЗ – SEE по ICOLD-B72 [14]). Це пов'язано з тим, що в сейсмотектонічних умовах України має місце ефект насичення сейсмічної інтенсивності, коли, починаючи з деякого періоду повторюваності, сейсмічна інтенсивність практично не збільшується при збільшенні періоду повторюваності. Поняття МРЗ із періодом струсу 1 раз на 10000 років втрачає сенс, оскільки крива залежності сейсмічної інтенсивності від періоду повторюваності на цьому періоді вже входить до області насичення і практично не відрізняється для періоду повторюваності в 5000 років.

Оцінювання потенціалу зосередженої фільтрації. Порівняльний аналіз вимог України (ДБН В.2.4-5 [3]) і міжнародних ICOLD B97 [17] нормативів стосовно явища зосередженої фільтрації при проектуванні гідротехнічних споруд свідчить про те, що основні підходи до визначення зосередженої фільтрації дуже близькі. Основоположним принципом є стійкість ґрунту, з якого відсипається тіло дамби, до явища суфозії.

Оцінювання ризиків, що виникають при прориві огорожувальної дамби. Порівняльний аналіз вимог України (ДБН В.2.4-5 [3]) і міжнародних ICOLD B97 [17] нормативів із визначення і оцінювання ризиків, що виникають при прориві огорожувальної дамби, дозволяє констатувати наступне: основні підходи до оцінювання ризиків дуже близькі. Основоположним принципом є гіпотетичне припущення можливості прориву дамби і визначення зон затоплення.

Розрахунки фільтрації, міцності та стійкості. Чинні будівельні норми України в галузі проектування напірних гідротехнічних споруд та їх основ досить детально регламентують якісний і кількісний склад розрахунків, необхідних для розроблення надійних і технічних рішень. Зіставляючи українські норми та рекомендації ICOLD (ANCOLD), можна відзначити багато спільного в підходах і методах у частині рекомендованих розрахунків. Наприклад, у чинному СНиП 2.06.05 п. 5.10* [20] зазначено:

«Расчеты устойчивости откосов ... следует выполнять для круглоцилиндрических поверхностей сдвига. При наличии в основании или теле сооружения ослабленных зон ... с более низкими прочностными свойствами... следует выполнять расчеты для произвольных поверхностей сдвига. При расчетах следует использовать методы, удовлетворяющие условиям равновесия призмы обрушения в предельном состоянии ...».

В ANCOLD [19] рекомендується:

«6.1.2 ... The analysis of stability of tailings dam embankments is usually carried out using limit equilibrium procedures.

6.1.7 ... In the majority of applications, non-circular failure surfaces may need to be considered».

Щодо фільтраційних розрахунків [20] зазначено:

«5.4. Фильтрационными расчетами ... надлежит определять следующие параметры фильтрационного потока:*

а) положение поверхности фильтрационного потока (депрессионной поверхности) в теле плотины и берегах;

б) фильтрационный расход воды через тело плотины, основание и берега».

В [19] рекомендується:

«Seepage assessment is necessary as part of detailed design to:

- *define pore pressures/phreatic surfaces for use in stability analysis;*
- *allow design of drainage and collection systems».*

Найбільш значною відмінністю в українських та міжнародних нормах є величина мінімально допустимого коефіцієнта стійкості укосу. В [20] дано:

$$k_s = \frac{R}{F} \geq \frac{\gamma_n \gamma_{fc}}{\gamma_c},$$

де F – розрахункове значення узагальненого силового впливу; R – узагальнене розрахункове значення сил граничного опору зсуву по верхні, що розглядається.

Числові значення коефіцієнтів γ_n , γ_c та γ_{fc} наведені в таблицях 1–3.

Таблиця 1

Клас споруд	I	II	III	IV
Значення γ_n	1,25	1,20	1,15	1,10

Таблиця 2

Поєднання навантажень	Основне	Особливе	Будівельного періоду
Значення γ_{fc}	1,00	0,90	0,95

Таблиця 3

Методи розрахунку	Такі, що задовольняють умовам рівноваги	Спрощені
Значення γ_c	1,00	0,95

Таким чином, мінімальний коефіцієнт стійкості для споруд I-го класу при основному сполученні навантажень та методі розрахунку, що задовольняє всі умови рівноваги, дорівнює 1,25.

За рекомендацією [19] мінімальний коефіцієнт запасу становить 1,5 (табл. 4).

Необхідно відзначити, що така значна розбіжність за мінімальними коефіцієнтами запасу у вітчизняних та зарубіжних нормах (1,25 і 1,50) була відома, принаймні, з кінця 80-х років. Для забезпечення фактичної стійкості дамб споруд, запроєктованих інститутом, відповідно до міжнародних рекомендацій та дотримуючись вимоги [20]: п. 5.10* ... значення коефіцієнта стійкості при відповідному сполученні навантажень не повинні перевищувати (мінімальний коефіцієнт запасу) ... більш ніж на 10 %, в інституті застосовувалася наступна практика:

- відповідно до рекомендацій [21] у розрахунках стійкості використовувався метод ВНИИГ – Терцаги;
- так як цей метод не відноситься до точних (дотримується рівність тільки моментів сил) застосовувався коефіцієнт 0,95 згідно з вищевказаною таблицею 3. Тоді мінімальний коефіцієнт запасу буде таким, що дорівнює $1,25/0,95 = 1,32$.

Відомо, що метод Терцаги (Ordinary) дає занижений коефіцієнт стійкості по відношенню до точних методів (Morgenstern-Price, Spencer). Було проведено порівняння численних результатів за вищевказаними методами. Середнє відношення коефіцієнтів запасу Morgenstern-Price/Ordinary склало 1,080.

Враховуючи той факт, що розрахункові значення параметрів ґрунтів у вітчизняних нормах призначаються з урахуванням коефіцієнтів надійності по ґрунту [22], а в міжнародній практиці проектування в якості розрахункових приймаються, як правило, середні значення величин, тобто нормативні за вітчизняним визначенням, було також проведено аналогічне порівняння. Отримано середній коефіцієнт 1,075.

Таким чином, якщо в результаті розрахунків за зазначеною методикою було отримано коефіцієнт запасу 1,32, фактично за міжнародними рекомендаціями він відповідає $1,32 \times 1,080 \times 1,075 = 1,53$. Отже, ще на ранніх стадіях проектування огорожувальних дамб гідротехнічних споруд інститутом враховуються вимоги стійкості, які відповідають міжнародній практиці.

Оцінювання водного балансу. Порівняльний аналіз вимог України [23], [24] і міжнародних [13], [19] нормативів з оцінювання водного балансу при проектуванні гідротехнічних споруд дозволяє констатувати наступне: основні підходи до складання водного балансу досить близькі.

Table 8 Recommended factors of safety

Loading Condition (Note 1)	Recommended Minimum for Tailings Dams	Shear strength to be used for evaluation
Long-term drained	1.5	Effective Strength
Short-term undrained (potential loss of containment)	1.5	Consolidated Undrained Strength
Short-term undrained (no potential loss of containment)	1.3	Consolidated Undrained Strength
Post-seismic	1.0 -1.2 (Note 2)	Post Seismic Shear Strength (Note 3)

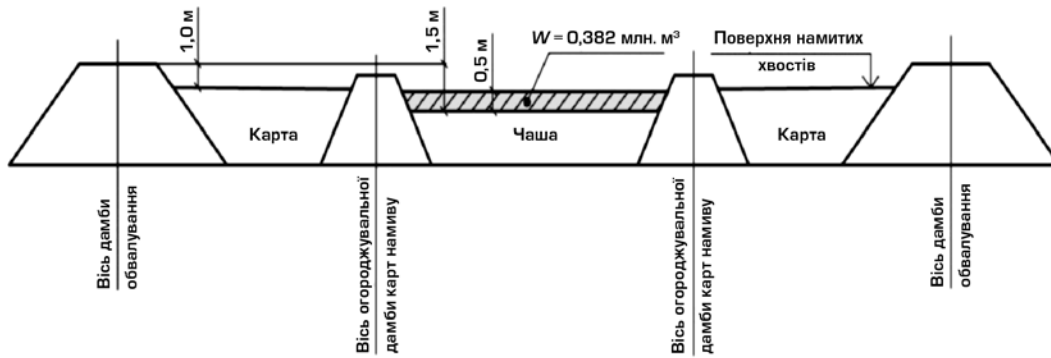
Як у відповідності зі стандартами України, так і відповідно до міжнародних стандартів при складанні балансу необхідно враховувати додатковий приплив води в період повені. Однак у вітчизняних стандартах складання балансу проводиться з урахуванням розрахунку річного обсягу води [24], а в міжнародних стандартах баланс необхідно розраховувати з урахуванням вимоги [13]: для гідротехнічних споруд, які класифікуються як «екстремальні», розрахунковий паводок слід визначати згідно з розрахунковою максимальною повинню (РМП).

Висота надводного борту. Порівняльний аналіз вимог України та міжнародних вимог щодо дотримання висоти надводного борту показав, що вони дещо відрізняються.

Згідно з вітчизняними стандартами перевищення гребеня огорожувальних споруд над можливим рівнем води в чаші потрібно приймати за розрахунком, але не менше 1,5 м [3]. У разі прогнозованого настання паводків, не пізніше ніж за місяць до початку повені або зливових паводків, підприємство повинно організувати паводкову комісію на чолі з особою, відповідальною за експлуатацію гідротехнічних споруд і розробити заходи щодо безпечного пропуску паводка, які повинні бути виконані не пізніше ніж за 15 днів до передбачуваного початку паводка [23], і розглянути необхідність зниження рівня води в чаші завчасно.

Згідно з міжнародними стандартами величина надводного борту приймається на 1 м вище максимального рівня повені [13]. У разі настання паводків як за вітчизняними, так і за міжнародними стандартами повинна зберігатися мінімальна довжина пляжу. У відповідності до стандартів України мінімальна довжина пляжу складає 50 м, для міжнародних – визначається розрахунком.

Аналіз технічних рішень, прийнятих у проекті «ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг». Реконструкція хвостосховища «Об'єднане. IV карта» до відм. 166.0 м», на відповідність вимогам міжнародних стандартів.



Принципова схема хвостосховища

Загальна характеристика хвостосховища.

Хвостосховище «Об'єднане. IV карта» розташоване на промайданчику гірничо-збагачувального комбінату «ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг» в Інгулецькому районі м. Кривий Ріг. Проектом передбачено створення ємності для складування хвостів шляхом реконструкції існуючого хвостосховища нарощуванням огорожувальних дамб від відм. 156.0 м до відм. 166.0 м. Загальні дані:

- площа хвостосховища – 245 га;
- існуюча відмітка гребеня дамби – 156.0 м;
- максимальна висота існуючих огорожувальних дамб – 88 м;
- довжина огорожувальної дамби – 5040 м.

Огорожувальна дамба з відм. 166.0 м будується із хвостів, які закріплюються по верхньому укосу скельним розкритом. По низовому укосу передбачено перехідний шар, який складається з дрібного скельного розкритву. Ширина дамби по гребеню становить 8,2 м.

При розрахунку сейсмічної стійкості величина максимального розрахункового землетрусу складає 8 балів, а проектного – 6 балів за шкалою MSK – 64 [8].

Виконання додаткових робіт і досліджень.

Для оцінювання відповідності прийнятих у проєкті технічних рішень вимогам міжнародних стандартів додатково було виконано:

- лабораторні дослідження динамічних характеристик намивних ґрунтів;
- геофізичні дослідження для визначення можливості розрідження хвостів;
- розрахунки стійкості системи споруда–основа при нарощуванні хвостосховища до відм. 166.0 м за прямим динамічним методом із використанням акселерограм із урахуванням максимальних сейсмічних навантажень 8 балів;
- оцінку потенціалу руйнування огорожувальних дамб внаслідок зосередженої фільтрації;
- перевірки водогосподарські розрахунки.

Результати оцінки технічних рішень.

1. Відповідно до вимог міжнародних стандартів хвостосховище «IV карта» класифіковано як «екстремальне», що відповідає типу пошкоджень – велике, а «проєкт повені» – розрахунковому максимальному.

2. Гіпотетичні ризики, що виникають при проривах огорожувальної дамби, не призводять до зміни технічних рішень, прийнятих у проєкті.

3. Матеріал, що використовується для будівництва огорожувальних дамб, є практично стійким до суфозійного винесення.

4. Зосереджена фільтрація в тілі дамби неможлива через відсутність сполучених ділянок дамб, виконаних насипними і намивними методами.

5. Величина надводного борту буде на 1 м вище максимального рівня повені з урахуванням вільного об'єму (див. рисунок), що використовується для необхідної акумуляції води в період повені.

6. Для сейсмічних умов України вибір періоду повторюваності в 5000 років для оцінки консервативного рівня сейсмічної небезпеки, з одного боку, задовольняє національну нормативну базу, а з іншого – кількісні оцінки сейсмічності будуть практично однаковими і для періоду повторюваності 10000 років (вимоги міжнародних стандартів).

7. Визначення можливості розрідження хвостів в чаші хвостосховища геофізичними і лабораторними методами показало, що ґрунти динамічно стійкі.

8. Виконані фільтраційні розрахунки підтвердили правильність запроектованих дренажів та фільтраційних привантажень.

9. Результати розрахунків напружено-деформованого стану поперечних перерізів дамб при статичних навантаженнях показали відсутність зон з неадекватними переміщеннями і напруженнями (табл. 5).

Таблиця 5

Осідання гребеня дамби

Розрахунковий створ на пікеті	4 + 54	11 + 55	13 + 60	15 + 72	24 + 80	42 + 10	56 + 60	58 + 00
Осідання, м	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,30	0,70	0,30

Таблиця 6

Результати розрахунків стійкості

Розрахунковий переріз на пікеті	Коефіцієнт запасу стійкості					
	Розрахункові значення характеристик (норми України)			Нормативні (середні) значення характеристик (рекомендації ICOLD)		
	основне поєднання навантажень (пляж 50 м), $K_s \geq 1,25$	аварійне поєднання навантажень (сейсміка), $K_s \geq 1,0625$	аварійне поєднання навантажень (без пляжу), $K_s \geq 1,125$	пляж 50 м, $K_s \geq 1,5$	сейсміка, $K_s = 1,0 \div 1,2$	без пляжу
1	2	3	4	5	6	7
4 + 54	1,529	1,317	1,486	1,652	1,423	1,600
11 + 55	1,562	1,516	1,522	1,685	1,561	1,642
13 + 50	1,460	1,082	1,431	1,575	1,186	1,539
15 + 72	1,599	1,121	1,571	1,723	1,210	1,691
24 + 80	1,591	1,293	1,566	1,679	1,369	1,648
42 + 10	1,762	1,221	1,720	1,894	1,298	1,856
56 + 60	1,507	1,153	-	1,618	1,287	-
58 + 00	1,584	1,091	1,530	1,699	1,216	1,636

10. Для всіх розрахункових перерізів і сполучень навантажень коефіцієнти запасу стійкості відповідають вимогам стандартів України та міжнародних стандартів (табл. 6).

Висновок.

У результаті виконаної оцінки встановлено,

що рішення, прийняті в проекті «ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг. Реконструкція хвостосховища «Об'єднане. IV карта» до відм. 166.0 м», відповідають вимогам міжнародних стандартів ICOLD і ANCOLD, які є еталонами кращих світових практик.

[1] О.І. Оглобля, С.Л. Раздайбіда. Особливості розрахунку огорожувальних дамб хвостосховищ // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2012. – № 4. – С. 29–36.

[2] Постанова Кабінету Міністрів України від 28.08.2013 № 808 «Про затвердження переліку видів діяльності та об'єктів, що становлять підвищену екологічну небезпеку».

[3] ДБН В.2.4-5:2012 Хвостосховища і шламонакопичувачі. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво.

[4] ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні споруди. Основні положення.

[5] ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва.

[6] ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.

[7] ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво.

[8] ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України.

[9] ДБН А.3.2-2:2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

[10] Правила безпеки при експлуатації хвостових і шламових господарств горнорудних і нерудних підприємств.

[11] ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.

[12] ICOLD B121 – Tailings dams risk of dangerous occurrences.

[13] ICOLD B139 – Improving tailings dam safety. Critical aspects of management, design, operation and closure.

[14] ICOLD B72 – Selecting seismic parameters for large dams.

[15] ICOLD B72 – Selecting seismic parameters for large dams, 2010 revision.

[16] ICOLD B74 – Tailings dam safety.

[17] ICOLD B97 – Tailings dams design of drainage.

[18] ICOLD B111 – Dam-break flood analysis.

[19] ANCOLD – Guidelines on tailings dams.

[20] СНиП 2.06.05-84 Плотины из грунтовых материалов.

[21] П-783-88 Рекомендации по проектированию плотин из грунтовых материалов. – Харьков: Гидропроект, 1988.

[22] СНиП 2.02.02-85 Основания ГТС.

[23] ИГАОП 0.00-1.53-87 Правила безопасности при эксплуатации хвостовых и шламовых хозяйств горнорудных и нерудных предприятий. – М.: Недра, 1989.

[24] Рекомендации по проектированию и строительству шламонакопителей и хвостохранилищ металлургической промышленности. – М.: Стройиздат, 1986.

Надійшла 19.08.2015 р.

УДК 624.014.2

Представлены результаты численного моделирования динамического поведения стальных балок открытого сечения. Рассмотрены варианты двух конструктивных решений балок. Исследованы динамические характеристики балок с постоянным и переменным по длине поперечным сечением. На основе полученных данных сделан вывод о возможности применения балок с переменным по длине поперечным сечением при действии динамической нагрузки.

The results of numerical simulation of the dynamic behavior of open section steel beams are presented in article. Two variants of constructive solutions of beams are investigated. The dynamic characteristics of the beams with constant or variable cross section along their length were investigated. Based on the findings, concluded that the possibility of using beams with a variable cross-section along its length under dynamic loading.

Ключевые слова: балки переменного сечения, собственные частоты колебаний, собственные формы колебаний, численное моделирование.

Актуальность исследования динамических характеристик балок открытого сечения обусловлена применением множества конструктивных решений разрезных балок пролетных строений конвейерных галерей, обладающих малой материалоемкостью. Одно из направлений улучшения весовых характеристик двутавровых балок – это уменьшение расхода материала на менее напряженных участках, где прочность стали используется не полностью [1, с. 7]. Изменение поперечного сечения балок по длине выполняется путем концентрации материала в наиболее напряженных участках.

Отметим, что помимо требований малой материалоемкости, к конструкциям пролетных строений конвейерных галерей предъявляются и эксплуатационные требования, в частности к динамическим характеристикам.

В настоящее время проектирование зданий и сооружений невозможно без учета динамических воздействий. Это объясняется увеличением динамических нагрузок от машин и оборудования, применением вибрации, ударов и производственных взрывов как элементов технологического процесса. Влияние этих факторов на конструкции сооружений имеет негативный характер и часто приводит к аварийным ситуациям [2].

В случае, если к колебаниям промышленного сооружения не предъявляются требования, определяемые санитарными нормами или технологическими условиями производственных процессов, то помимо ограничения колебаний по несущей способности должны предъявляться требования ограничения динамического прогиба. Это требование основывается на необходимости обеспечения достаточной жесткости сооружения в его совместной работе на статические и динамические нагрузки.

В таблице 1 приведены данные о предельно допустимых динамических прогибах строи-



В.Е. Волкова
профессор ГВУЗ «Национальный горный университет», д.т.н., г. Днепропетровск



И.С. Смолий
аспирант ГВУЗ «Национальный горный университет», г. Днепропетровск

тельных конструкций предельно допустимым динамическим прогибом [2, с. 19].

Целью настоящего исследования является оценка влияния конструктивного решения балки на её динамические характеристики.

Таблица 1
Амплитуды колебаний конструкций, соответствующие предельно допустимому динамическому прогибу

Частота, Гц	Амплитуда, мм	Частота, Гц	Амплитуда, мм
1	10	10	0,1
2	2,5	15	0,067
3	1,111	20	0,05
4	0,625	25	0,04
5	0,4	50	0,02
6	0,278	75	0,013
7	0,156	100	0,01

Балочные конструкции. В настоящее время применяется множество типов конструктивных решений сварных двутавровых балок. Распространение получили тонкостенные, гофрированные и перфорированные балки двутаврового сечения. Однако наиболее широко используются сплошнотенчатые балки.

Одним из показателей экономичности сечения балки является совпадение эпюр внутренних усилий балок и эпюр несущей способности. Однако применение балок, имеющих криволинейное очертание поясов или стенки, существенно повышает трудоемкость изготовления и не всегда удобно с конструктивной точки зрения. Поэтому на практике пролет балки разбивают на несколько участков, для каждого из которых принимают свои размеры поперечного сечения балки соответственно действующим усилиям.

В сварных конструкциях используют два варианта изменения сечений – путем изменения ширины пояса или размеров стенки. Нормы рекомендуют в балках пролетом до 30 м выполнять изменение сечения один раз на расстоянии 1/6 пролета от опоры, таким образом балка состоит из трех элементов. Средний участок рассчитывают на действие максимального момента в середине пролета, а два крайних – на момент в месте изменения сечения и поперечной силы на опоре [3, с. 252–253].

Численное моделирование. В работе рассмотрены два варианта конструктивного решения двутавровой металлической балки – с постоянным поперечным сечением по длине балки и с переменным сечением. Длина балок составляла 12 м, высота 2,1 м, толщина полок $t_f = 64$ мм. Балки укреплялись поперечными ребрами жесткости толщиной 17 мм с шагом 3 м.

Балки с поперечным сечением имели приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{w1} = 3,2$, $\bar{\lambda}_{w2} = 2,5$, толщина стенок 21 и 27 мм соответственно. У балок с переменным сечением сброс сечения был принят на расстоянии 3,2 от края балки. Приведенная гибкость третьей балки в приопорных участках составляла $\bar{\lambda}_{w31} = 1,7$, в середине пролета – $\bar{\lambda}_{w32} = 2,5$. Приведенная гибкость четвертой балки в приопорных участках составляла $\bar{\lambda}_{w3o} = 2,5$, в середине пролета – $\bar{\lambda}_{w3c} = 3,2$.

Метод конечных элементов ориентирован на применение исключительно компьютерных технологий. Он объединяет особенности метода сосредоточенных масс и метода обобщенных координат. МКЭ позволяет построить удобную и обоснованную модель системы [4, с. 16–17]. При моделировании конструкция рассматривается как некоторая совокупность конструктивных элементов, соединенных между собой в узловых точках. При заданных соотношениях между силами и перемещениями для каждого отдельного элемента можно исследовать поведение конструкции в целом [5, с. 11].

Расчеты проводились методом конечных элементов в среде ПК SCAD. Для определения частот и форм собственных колебаний использовался блочный метод Ланцоша. Как показано в [6], применение метода Ланцоша в анализе динамических систем имеет ряд преимуществ, особенно для систем с густым спектром низших частот.

Моделирование выполнялось для разрезных шарнирно опертых балок. Результаты получены на основе использования программного комплекса SCAD, реализующего для динамического анализа метод Ланцоша [6, с. 102–105]. В исследовании применялась прямоугольная сетка конечных элементов. Использовались пластины размером 100×100 мм с толщинами 21–40 мм в стенке и 160×100 при толщине 64 мм в полке [5]. Нормами рекомендуется анализировать 3–5 низших форм колебаний. Во избежание накопления ошибок интегрирования, в моделировании задавалось 10 форм колебаний. Для дальнейших исследований использовались первые 5 форм.

Численный анализ проводился при расчете балок с заданными геометрическими характеристиками. Исследовались колебания шарнирно опертых балок. Размеры поперечного сечения балок приняты в соответствии с рекомендациями [7]. Данные были получены для сварной балки двутаврового сечения пролетом 12 м.

Таблица 2

Собственные частоты балки

Форма колебаний	Частота собственных колебаний			
	постоянное $\bar{\lambda}_w = 3,2$	переменное $\bar{\lambda}_{w1} = 2,5$ $\bar{\lambda}_{w2} = 3,2$	постоянное $\bar{\lambda}_w = 2,5$	переменное $\bar{\lambda}_{w1} = 1,7$ $\bar{\lambda}_{w2} = 2,5$
1	4,59	4,46	4,39	4,17
2	20,66	20,63	20,29	20,26
3	21,82	21,8	21,65	21,26
4	27,81	28,35	32,32	33,12
5	28,68	32,74	34,27	38,99

Практическая сходимость результатов исследований обеспечивается совпадением полученных значений при изменении размеров конечных элементов [8].

Численное моделирование выполнялось для двух вариантов конструктивного решения балок – с постоянным и переменным сечениями стенки по длине пролета. В приопорных участках толщина стенки балки принималась $t_{w1} = 27$; 40 мм, и в середине пролета $t_{w2} = 21$; 27 мм. Уменьшение толщины стенки балки позволяло

снизить вес всей конструкции на 4 % (500 кг стали). Анализируя частоты первых пяти форм колебаний балок, можно отметить, что уменьшение толщины стенки балки в средних по длине пролета сечениях не оказывает существенного влияния на значения первых трех нижних частот. Частоты второй и третьей форм колебаний близки для рассмотренных вариантов балок. В то же время, для четвертой и пятой форм колебаний снижение веса стенки приводит к увеличению частот колебаний. Так в четвертой форме различие частот между балками со сплошным и переменным сечением составляет 2 %, а в пятой форме уже 12 %.

Первой и второй формам соответствуют безузловые изгибные колебания как для балок постоянного сечения, так и балок с переменным сечением стенки. Отличительной особенностью 3–5 форм колебаний балок с переменным сечением стенки является увеличение амплитуд колебаний стенки в средних по длине участках стенки и уменьшение амплитуд колебаний стенки в приопорных участках. Таким образом, увеличение толщины стенки в приопорных участках способствует снижению уровня вибрационных воздействий, передаваемых с балки на опоры, т.е. улучшает эксплуатационные свойства балки.

Выводы. На основе полученных результатов исследования можно сделать вывод о том, что уменьшение толщины стенки сварной двутавровой металлической балки в средних по длине пролета участках не оказывает существенного влияния на характеристики первой и второй форм колебаний. В то же время, для третьей, четвертой и пятой форм колебаний наблюдается существенное уменьшение амплитуд колебаний в приопорных участках, что позитивно отражается на эксплуатационных характеристиках балки.

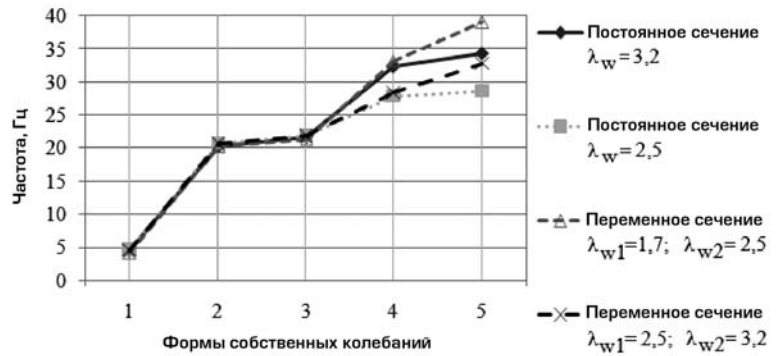


Рис. 1. Собственные частоты балки

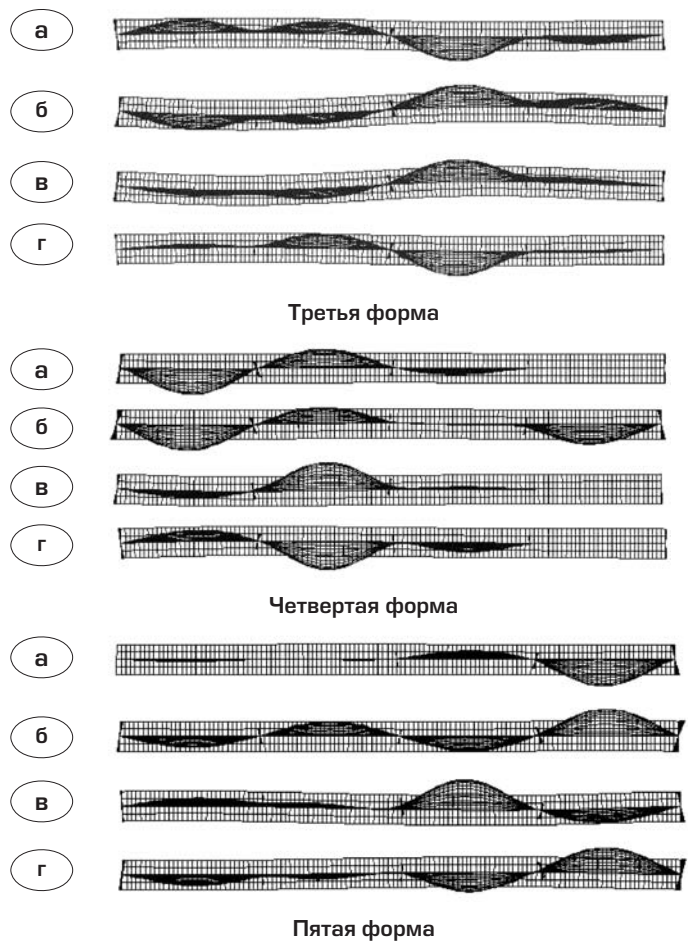


Рис. 2. Собственные формы колебаний балки:

а – постоянное сечение стенки балки $\bar{\lambda}_w = 3,2$; б – переменное сечение стенки балки $\bar{\lambda}_{w1} = 2,5; \bar{\lambda}_{w2} = 3,2$; в – постоянное сечение стенки балки $\bar{\lambda}_w = 2,5$; г – переменное сечение стенки балки $\bar{\lambda}_{w1} = 1,7; \bar{\lambda}_{w2} = 2,5$

[1] Полторацнев А.С. Параметрическая оптимизация стальных тонкостенных балок двутаврового сечения // Инженерные сооружения на транспорте. – М.: МИИТ, 2012. – Вып. 4.
 [2] Корнев Б.Г., Барштейн М.Ф., Ильичев В.А. Динамический расчет зданий и сооружений 2-е изд. перераб. и доп. / Б.Г. Корнев – М.: Стройиздат, 1984. – 303 с.
 [3] Горев В.В. Металлические конструкции. том 1 Элементы конструкций / В.В. Горев – М.: Высшая школа, 2002. – 552 с.
 [4] Клааф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений: Пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с. – Первод изд.: Dynamics of Structures / Ray W. Clough, Joseph Penzien. – New York, 1975.
 [5] Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике [Текст]: Монография / О.К. Зенкевич – Москва: Мир, 1975 – 543 с.

[6] Фиалко С. Реализация в программном комплексе SCAD блочного метода Ланцоша со сдвигами применительно к сейсмическому анализу сооружений [Текст]: Статья. / С. Фиалко – CADmaster, № 5/2007.
 [7] Пособие по проектированию конвейерных галерей (к СНиП 2.09.03-85) / ГПИ Ленпроектстальконструкция. – М.: Стройиздат, 1989. – 111 с.
 [8] Карпиловский В.С., Криксунов Э.З. Structure CAD для пользователя / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов – Киев, 2003. – 328 с.

Надійшла 04.08.2015 р.

УДК 625.717.02

УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДУ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ МОНОЛІТНИХ ЦЕМЕНТОБЕТОННИХ АЕРОДРОМНИХ ПОКРИТТІВ

Запропоновано удосконалений метод визначення несучої здатності цементобетонного аеродромного покриття з урахуванням зміни температури впродовж доби та року.

Improvement of method of airport pavement strength is offered for concrete airfield pavement subject to temperature variations during the day and year.

Ключові слова: цементобетонне аеродромне покриття, повітряне судно, основна опора, коефіцієнт накопичення руйнувань від втоми, пора року

Несуча здатність монолітних цементобетонних аеродромних покриттів визначається як здатність покриття витримувати навантаження, що прикладене від основних колісних опор повітряних суден.

В аеродромній практиці для отримання даних про несучу здатність покриттів використовується метод ICAO (International Civil Aviation Organization) ACN-PCN [1]. Суть оцінки експлуатаційної придатності покриттів полягає у співставленні класифікаційного числа PCN (Pavement Classification Number), що характеризує несучу здатність конструкції покриття, з класифікаційними числами повітряних суден – ACN (Aircraft Classification Number) при визначеній категорії міцності ґрунтової основи.

Класифікаційне число покриття PCN – це число, що виражає несучу здатність аеродромного покриття для експлуатації повітряного судна без обмежень (10000 злітних операцій за рік) при відповідній стандартній міцності ґрунтової основи.

Суть вітчизняного нормативного методу [2] визначення величини PCN, розробленого на основі рекомендацій ICAO, полягає у визначенні величини допустимого нормативного навантаження на чотириколісну стандартну опору, параметри якої встановлено чинними нормами [3], і числа PCN за графіком для необхідного коду міцності природної ґрунтової основи.

Новий нормативний документ AC 150/5335-5C Федеральної Авіаційної Адміністрації (ФАА) США [4], що набув чинності у 2014 р., запроваджує удосконалення методу визначення числа PCN, основна суть якого полягає у розгляді не одного розрахункового повітряного судна чи умовної опори, а розрахункового списку повітряних суден, що експлуатуються. Із цього списку вибирається одне повітряне судно (критичне) з найбільшим навантаженням на колесо ос-



О.В. Родченко

доцент кафедри комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету, к.т.н., доцент

новної опори, а решта повітряних суден враховується шляхом перетворення їх кількості злітних операцій у еквівалентну кількість злетів критичного повітряного судна. Процедура визначення числа PCN реалізована у вигляді програми COMFAA 3.0 та базується на концепції руйнування від втоми.

У роботі Габріеля Базі [5] пропонується удосконалення методу визначення класифікаційного числа PCN шляхом урахування зміни несучої здатності природної ґрунтової основи впродовж року та урахування дії основних опор повітряного судна із найбільшим числом ACN або всіх повітряних суден із розрахункового списку, але поодиночі.

Варто зазначити, що у нормах AC 150/5335-5C [4] та роботі [5] при визначенні числа PCN не враховується вплив коливань температури впродовж доби та пір року на монолітне цементобетонне аеродромне покриття. У зв'язку з чим виникає необхідність у подальшому удосконаленні методу визначення числа PCN, що забезпечуватиме раціональне використання монолітних цементобетонних аеродромних покриттів та їх безпечну експлуатацію.

Метою дослідження є розроблення теоретичних основ визначення класифікаційного числа монолітних цементобетонних аеродромних покриттів з урахуванням зміни температури впродовж доби та пір року.

Для досягнення цієї мети були вирішені наступні задачі:

1. Удосконалено формулу для визначення коефіцієнта накопичення руйнувань від втоми при врахуванні дії нормативного навантаження від чотириколісної стандартної опори та зміни температури впродовж доби і пір року.

2. Отримано формулу для визначення кількості допустимих проходів чотириколісної стандартної опори до моменту відмови покриття за критерієм розтягувального напруження у крайовій зоні на нижній поверхні цементобетонної плити від дії колісних навантажень та температури.

3. Встановлено вплив розподілу злітних операцій літака з чотириколісною стандартною опорою за часом доби та порами року на число PCN.

4. Розроблено рекомендації щодо визначення допустимої інтенсивності руху повітряних суден і необхідних їй обмежень за часом доби та порами року.

При визначенні величини класифікаційного числа монолітного цементобетонного покриття (найбільш розповсюджений різновид жорсткого аеродромного покриття у вітчизняній практиці аеропортобудування) пропонується використовувати концепцію руйнування від втоми, що виражається терміном «ступінь накопичення руйнувань від втоми» Π (аналог Cumulative Damage Factor – CDF [6] та міри пошкоджень D цементобетонної плити при дії експлуатаційних навантажень [7]). Величина Π змінюються від нуля (для непошкодженого покриття) до одиниці – у випадку досягнення граничного стану. Ступінь пошкоджень визначається як відношення кількості прикладених повторень навантажень від колісних опор повітряного судна до допустимого числа їх повторень до відмови покриття. Для врахування руйнувань від втоми, що виникають у цементобетонній плиті, використовується гіпотеза лінійного додавання пошкоджень Майнера.

Ступінь накопичення руйнувань від втоми Π при визначенні класифікаційного числа аеродромного покриття пропонується визначати з урахуванням зміни температури впродовж року за формулою [8]

$$\Pi = \sum_{i=1}^4 \sum_{j=1}^2 \Pi_{ij}, \quad (1)$$

де i – пора року (1 – зима, 2 – весна, 3 – літо, 4 – осінь); j – час доби (1 – день; 2 – ніч).

У свою чергу доданки у формулі (1) визначаються за формулою

$$\Pi_{ij} = \frac{365 N_{ij} T}{n_i C_{ij} P(F_n)}, \quad (2)$$

де N_{ij} – кількість (інтенсивність) злітних операцій повітряного судна з чотириколісною стандартною опорою за i -ту пору року в j -й час доби; n_i – кількість днів у порі року; T – розрахунковий термін служби покриття, що становить 20 років; C_{ij} – кількість допустимих проходів чотириколісної стандартної опори до відмови покриття при використанні як розрахункового критерію розтягувального напруження у крайовій зоні на нижній поверхні цементобетонної плити; $P(F_n)$ – коефіцієнт, що виражає відношення кількості злетів повітряного судна з чотириколісною стандартною опорою до кількості її проходів за смугою охоплення, є аналогом коефіцієнта PCR , наведеного у чинних нормах ФАА з проектування аеродромних покриттів [6].

Кількість проходів за смугою охоплення – це кількість повторень виникнення максимального напруження у нижній зоні цементобетонного покриття. Кількість проходів за смугою охоплення повітряного судна певного типу є функцією від кількості вильотів, кількості і розташування коліс основної опори повітряного судна, ширини відбитка пневматика колеса, розподілу проходів коліс основної опори повітряного судна за шириною покриття відносно його осьової лінії [6, 9]. Основною відмінністю коефіцієнта $P(F_n)$ від PCR є те, що він не є константою для певного повітряного судна (в даному випадку для чотириколісної стандартної опори), а змінюється разом зі зміною нормативного навантаження на опору. Значення коефіцієнта $P(F_n)$ було визначено за допомогою методики Віктора ГоСанга [9].

Кількість допустимих проходів чотириколісної стандартної опори до відмови покриття за критерієм розтягувального напруження у крайовій зоні на нижній поверхні плити пропонується визначати за формулою, отриманою на основі праці [7],

$$C_{ij} = 10^{12[1-f_1]}, \quad (3)$$

де f_1 – рівень відносної напруженості, тобто відношення розрахункового напруження, що виникає на нижній поверхні цементобетонної плити, до допустимого.

Відношення f_1 визначається за допомогою наступного виразу:

$$f_1 = \frac{(\max_{T,ij} + T_{,ij})k_p}{k_r k_t \bar{R}_{28}}, \quad (4)$$

де $\max_{T,ij}$ – максимальне розрахункове розтягувальне напруження на нижній поверхні плити при дії навантажень від чотириколісної стандартної опори, МПа; $T_{,ij}$ – розтягувальне температурне напруження на нижній поверхні плити, МПа; k_p – коефіцієнт, що враховує ймовірність суми середніх значень випадкових величин $\max_{T,ij}$ та $T_{,ij}$, приймається таким, що дорівнює 0,75 згідно з [7]; k_r – поправковий коефіцієнт, що враховує групу ділянок аеродромних покриттів (для групи ділянок А приймається – 1, для Б – 1,13 та для В і Г – 1,40), групи ділянок аеродромних покриттів приймаються згідно з рекомендаціями чинних норм [3]; k_t – коефіцієнт, що враховує зростання міцності цементобетону у часі, приймається таким, що дорівнює 1,3 [7]; \bar{R}_{28} – середнє значення міцності бетону на розтяг при вигині у віці 28 діб, МПа.

Для денного періоду доби температурні напруження на нижній поверхні цементобетонної плити у зоні її крайових ділянок визначаються за розрахунковою формулою, отриманою на основі формул Л.І. Горецького [10],

$$t_{n,il} = 1,18 E t_{n,il}^m (0,04 - 0,29 \ln h), \quad (5)$$

де E – коефіцієнт лінійного розширення цементобетону (приймається $0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$); E – модуль пружності цементобетону, МПа; $t_{n,il}^m$ – максимальне відхилення від середнього значення температури на поверхні покриття вдень, $^\circ\text{C}$.

Максимальне відхилення $t_{n,il}^m$ для січня та липня визначається за формулами, отриманими на основі рекомендацій праць [10, 11],

$$t_{n,11}^m = t_{A,1} + \frac{k_{\Pi} I_1 k_3}{3}; \quad (6)$$

$$t_{n,31}^m = t_{A,3} + \frac{k_{\Pi} I_3 k_3}{3}, \quad (7)$$

де $t_{A,1}$, $t_{A,3}$ – середня добова амплітуда температури січня та липня відповідно (табл. 2 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), $^\circ\text{C}$; k_{Π} – коефіцієнт поглинання, для нового сухого покриття, приймається таким, що дорівнює 0,76 відповідно до рекомендацій Л.І. Горецького [10]; I_1 – інтенсивність прямої сонячної радіації у січні, що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба в годинний інтервал з 13 до 14 год (табл. 10–13

ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), $\text{Вт}/\text{м}^2$; I_3 – інтенсивність прямої сонячної радіації у липні, що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба в годинний інтервал з 13 до 14 год (табл. 14–17 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), $\text{Вт}/\text{м}^2$; k_3 – коефіцієнт ослаблення радіації за рахунок забруднення повітря над аеродромом, приймається 0,60 згідно з рекомендаціями Л.І. Горецького [10]; k_3 – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні цементобетонної плити, для практичних розрахунків приймається таким, що дорівнює $23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$ [12].

Максимальне відхилення від середнього значення температури на поверхні покриття вдень $t_{n,il}^m$ у квітні та жовтні визначається за формулами:

$$t_{n,21}^m = t_{A,2} + 1,037 \frac{S_{IV} k_{\Pi} k_3}{3}; \quad (8)$$

$$t_{n,41}^m = t_{A,4} + 1,237 \frac{S_X k_{\Pi} k_3}{3}, \quad (9)$$

де $t_{A,2}$ та $t_{A,4}$ – середня добова амплітуда температури квітня та жовтня відповідно (табл. 2 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), $^\circ\text{C}$; S_{IV} – середня місячна сума прямої сонячної радіації (табл. 7 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба у квітні, $\text{МДж}/\text{м}^2$; S_X – середня місячна сума прямої сонячної радіації (табл. 7 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба у жовтні, $\text{МДж}/\text{м}^2$.

Вночі відбувається зниження температури поблизу крайових та кутових ділянок цементобетонної плити аеродромного покриття, в цьому випадку температурне напруження є стискувальним і його не потрібно враховувати у формулі (4), в якій у зв'язку з цим коефіцієнт k_p приймається таким, що дорівнює одиниці.

Руйнування від втоми цементобетонного покриття (розвиток тріщини у розрахунковому перерізі плити) відбувається, коли ступінь накопичення руйнувань від втоми P цементобетонної плити при дії експлуатаційних навантажень (колісних та температурних) дорівнює одиниці [6, 7].

Величина нормативного навантаження на чотириколісну стандартну опору визначається в ході ітераційного процесу за емпіричною формулою, отриманою на основі графічних даних [2],

$$F_n = 46,522 \text{ PCN}_C^{0,673} - 40,8751, \quad (10)$$

де PCN_C – число PCN для коду міцності ґрунтової основи C .

У разі якщо ступінь накопичення руйнувань від втоми цементобетонного аеродромного покриття P більше одиниці, то необхідно зменшити величину PCN, менше одиниці – збільшити.

Проведено тестове визначення величини класифікаційного числа жорсткого аеродромного покриття за запропонованим методом.

Вихідні дані: дорожньо-кліматична зона – IV; тип гідрогеологічних умов – 2; аеродромне покриття магістральної руліжної доріжки (МРД) – цементобетонне двошарове; клас цементобетону верхнього шару за міцністю на розтяг при згинанні $V_{btb} 4,4$, середнє значення міцності цементобетону на розтяг при згинанні у віці 28 діб $\bar{R}_{28} = 5,76$ МПа, середнє значення модуля пружності $E_{sup} = 35300$ МПа, товщина верхнього шару 0,45 м; клас пісного бетону нижнього шару на розтяг при згинанні $V_{btb} 1,6$, товщина – 0,20 м, середнє значення міцності пісного бетону на розтяг при згинанні у віці 28 діб $\bar{R}_{28} = 2,09$ МПа, середнє значення модуля пружності $E_{inf} = 17000$ МПа; штучна основа – ґрунтоцемент зі змішуванням в установці завтовшки 0,15 м із модулем пружності $E_f = 4810$ МПа; ґрунт природної основи – суглинок пілуватий природного залягання з коефіцієнтом постелі 50 МН/м³.

Розподіл злітних операцій повітряного судна з чотириколісною стандартною опорою за порами року та часом доби наведено у таблиці 1. Вибрано найбільш несприятливий варіант, коли більшість злітних операцій здійснюється вдень, а тривалість виконання злетів становить 12 год за добу.

Для зими та літа середня тривалість дня приймається на основі даних для січня та липня (табл. 10-17 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), не враховуючи дві години після сходу і дві години до заходу сонця для січня місяця та чотири години після сходу і три до заходу сонця для липня, тобто середня тривалість дня приймається як го-

динний інтервал, на який припадає 95 % добової сонячної радіації. Для весни та осені середня тривалість дня (для квітня та жовтня відповідно) може бути визначена на основі рекомендацій, наведених у праці Дмитрієва М.М. [13]. Від отриманої розрахункової тривалості дня необхідно відняти 5 годин.

Таблиця 1

Кількість злітних операцій повітряного судна з чотириколісною стандартною опорою за порами року та часом доби

Пора року	Час доби	Кількість злітних операцій
Зима	День	1235
	Ніч	1235
Весна	День	1680
	Ніч	840
Літо	День	2310
	Ніч	210
Осінь	День	1660
	Ніч	830
Всього за рік		10000

Дані про зміну температури, інтенсивність прямої сонячної радіації у годинний інтервал з 13 до 14 години та середню місячну суму прямої сонячної радіації, що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба, впродовж року прийнято відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 і наведено у таблиці 2.

Таблиця 2

Кліматичні дані

№	Пора року (місяць)	$t_A, ^\circ\text{C}$	$I, \text{Вт/м}^2$	$S, \text{МДж/м}^2$
1	Зима (січень)	6,3	183	-
2	Весна (квітень)	9,9	-	485
3	Літо (липень)	11,2	637	-
4	Осінь (жовтень)	8,8	-	282

Результати розрахунку наведено у таблиці 3.

Таблиця 3

Результати розрахунку за розробленим методом

Розрахунковий параметр	Пора року та час доби							
	Зима		Весна		Літо		Осінь	
	день	ніч	день	ніч	день	ніч	день	ніч
$\sigma_{max}, \text{МПа}$	3,188	3,188	3,188	3,188	3,188	3,188	3,188	3,188
$\sigma_{T,ij}, \text{МПа}$	0,410	-0,330	2,248	-1,807	2,696	-2,167	1,778	-1,429
C_{ij}	47378167	7795053	293189	7795053	84927	7795053	1076756	7795053
P_{ij}	0,001	0,004	0,154	0,003	0,730	0,001	0,042	0,003
P	0,937							

Відповідно до результатів розрахунку за запропонованим методом (див. табл. 3) ступінь накопичення руйнувань P становить близько одиниці (0,937) при величині нормативного навантаження на чотириколісну стандартну опору 809,4 кН, що відповідає класифікаційному числу PCN жорсткого аеродромного покриття 75 (при числі PCN 76 ступінь накопичення руйнувань P дорівнює 1,014). Повний код PCN матиме наступний вигляд: PCN 75/R/C/X/T. При розрахунку за допомогою нормативного методу [2] величина PCN дорівнює 72.

Результати розрахунку величини класифікаційного числа жорсткого аеродромного покриття, отримані на основі методу [2], комп'ютерної програми «Аеродром 380» [14, 15], програми COMFAA [4] та розробленого методу, наведено у таблиці 4.

Таблиця 4

Порівняльний розрахунок числа PCN

Метод	PCN
МОС НГЭА	72
КП «Аеродром 380»	72
COMFAA (AC 150/5335-5C)	76
Розроблений метод	75

За допомогою програми COMFAA визначається величина PCN для цементобетонної плити, що знаходиться на ґрунтовій основі. У зв'язку з тим, що у вихідних даних задана двошарова конструкція покриття на укріпленій штучній основі, необхідно визначити приведений коефіцієнт постелі для шару природного ґрунту, укріпленої основи та нижнього шару покриття. Приведений коефіцієнт постелі відносно поверхні нижнього шару двошарового жорсткого аеродромного покриття та шару штучної основи, укріпленої в'язучим, визначено за отриманою емпіричною формулою

$$K_C = K_s - 179,33 - 3,66 e^{t_f} + 2,66 \ln E_f + 68,28 e^{t_{inf}} + 8,93 \ln E_{inf}$$

де K_s – коефіцієнт постелі природної ґрунтової основи, MN/m^3 ; t_f – товщина шару укріпленої штучної основи (ґрунтоцементу), м; E_f – модуль пружності шару штучної основи, МПа; t_{inf} – товщина нижнього шару (пісного бетону) двошарового жорсткого покриття, м; E_{inf} – модуль пружності нижнього шару двошарового жорсткого покриття, МПа. Величина приведенного коефіцієнта постелі становить $59,4 \text{ MN/m}^3$.

Якщо спланувати злітні операції тільки на день з однаковою погодинною інтенсивністю для будь-якої пори року, то величина PCN складатиме 71 (табл. 5). Для цього варіанта приймаємо умовну назву «день».

При цілодобовому здійсненні злітних операцій повітряних суден величина PCN становитиме 85. Якщо значну частку злітних операцій спланувати з весни та осені на літо і зиму, то величина PCN складатиме 69. Для цього варіанта приймаємо умовну назву «сезон». Наведену у стовпцях 3–6 таблиці 5 інтенсивність злітних операцій повинні мати повітряні судна, класифікаційні числа ACN яких відповідають величині PCN, визначеній за розробленим методом або на 10 % менше її.

Таблиця 5

Вплив розподілу злітних операцій за порами року та часом доби на класифікаційне число PCN

Пора року	Час доби	Інтенсивність злітних операцій для PCN величиною			
		71	75	85	69
		«день»	«стандарт»	«цілодобово»	«сезон»
1	2	3	4	5	6
Зима	День	1790	1235	617	2600
	Ніч	0	1235	1849	0
Весна	День	2440	1680	736	1630
	Ніч	0	840	1784	0
Літо	День	3355	2310	1012	4160
	Ніч	0	210	1510	0
Осінь	День	2415	1660	728	1610
	Ніч	0	830	1764	0
Всього за рік		10000	10000	10000	10000

У випадках, коли величина PCN менше числа повітряного судна ACN, згідно з рекомендаціями [2] вводяться обмеження на інтенсивність злітних операцій на добу (10 операцій на добу при відношенні PCN/ACN, що знаходиться в інтервалі 0,85–1,00; 2 операції на добу при відношенні PCN/ACN в інтервалі 0,80–0,84; 1 операція на добу при відношенні PCN/ACN в інтервалі 0,75–0,79). Обмеження [2] було адаптовано до розробленого методу і наведено у таблиці 6.

У таблиці 7 наведено основні характеристики удосконаленого методу визначення несучої здатності аеродромного покриття, чинного нормативного вітчизняного (МОС НГЭА [2]) та закордонного COMFAA (AC 150/5335-5C [4]) методів. Практичну цінність запропонованого методу наведено у таблиці 8 на основі вихідних даних розглянутого вище прикладу.

Таблиця 6

Обмеження інтенсивності руху літаків

Пора року	Час доби	Інтенсивність злітних операцій на добу для варіантів											
		«день»			«стандарт»			«цілодобово»			«сезон»		
		1	2	10	1	2	10	1	2	10	1	2	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Зима	День	1	2	10	1	1	5	–	–	2	1	2	10
	Ніч	–	–	–	–	1	5	1	2	8	–	–	–
Весна	День	1	2	10	1	1	7	–	–	2	1	2	10
	Ніч	–	–	–	–	1	3	1	2	8	–	–	–
Літо	День	1	2	10	1	2	9	–	1	4	1	2	10
	Ніч	–	–	–	–	–	1	1	1	6	–	–	–
Осінь	День	1	2	10	1	1	7	–	–	3	1	2	10
	Ніч	–	–	–	–	1	3	1	2	7	–	–	–

Таблиця 7

Методи визначення класифікаційного числа жорсткого аеродромного покриття

Метод	Розрахунковий критерій – розтягувальне напруження у крайовій зоні на нижній поверхні плити	Урахування кількості злітних операцій повітряного судна за порами року та часом доби	Урахування зміни температури впродовж року	Урахування еквівалентної кількості злетів критичного повітряного судна	Розрахункова концепція	
					розрахункове повітряне судно	руйнування від втоми
МОС НГЭА	Так	Ні	Ні*	Ні	Так	Ні
СОМРАА	Так	Ні	Ні	Так	Ні	Так
Розроблений метод	Так	Так	Так	Ні	Так	Так

Примітка. * – Коефіцієнт умов роботи враховує дію на аеродромне покриття ряду чинників (зміна температурних напружень, зростання міцності бетону з часом), які ще не в повній мірі враховуються при розрахунку.

Таблиця 8

Допустима інтенсивність руху повітряних суден

Ділянка покриття	Величина PCN покриття			ACN літака при злітній вазі, т	Інтенсивність, операцій/ добу		
	МОС НГЭА	Розроблений метод			МОС НГЭА	Обмеження МОС НГЭА при значеннях PCN, визначених за розробленим методом	
		«сезон»	«цілодобово»			«сезон»	«цілодобово»
МРД	72/R/C/X/T	69/R/C/X/T	85/R/C/X/T	A330-200 (231)72	Без обмежень	10	Без обмежень
				A380-800 (562) 88	2	1	10
				A350-1000 (309) 93	1	Не допускається	10

Висновки.

1. Удосконалено формулу для визначення коефіцієнта накопичення руйнувань від втоми при врахуванні дії колісного навантаження від чотириколійної стандартної опори і зміни температури впродовж доби та пір року.

2. Отримано формулу для визначення кількості допустимих проходів чотириколійної стандартної опори до моменту відмови покриття за критерієм розтягувального напруження у крайовій зоні на нижній поверхні цементобетонної плити від дії колісних навантажень та зміни температури.

3. Встановлено вплив розподілу злітних операцій умовного повітряного судна з чотириколісною стандартною опорою за часом доби та порами року на число PCN і запропоновано варіанти розподілу. Число PCN залежно від варіанта може бути на 4,2 % менше або на 18,1 % більше, ніж при розрахунку за чинним нормативним методом [2] та у комп'ютерній програмі «Аеродром 380», та на 9,2 % менше або на 11,8 % більше у порівнянні з COMFAA (AC 150/5335-5C) [4].

4. Отримано емпіричну формулу для визначення приведенного коефіцієнта постелі відносно поверхні нижнього шару двошарового цемент-

тобетонного аеродромного покриття та шару штучної основи, укріпленої в'язучим.

5. Розроблено рекомендації щодо визначення допустимої інтенсивності руху повітряних суден і необхідних її обмежень за часом доби та порами року і на прикладі проілюстровано їх практичну цінність: у випадку визначення числа PCN за чинним нормативним методом [2] експлуатація літака A350-1000 допускається з обмеженням до 1 операції на добу, при використанні розробленого методу для варіанта розподілу злітних операцій за часом доби та порами року «сезон» експлуатація не допускається, а для варіанта «цілодобово» допускається 10 операцій на добу.

- [1] Руководство по проектированию аэродромов. Часть 3. Покрытия // Рекомендации Международной организации гражданской авиации (ИКАО). Doc №9184. – 1983. – 348 с.
- [2] Методика оценки соответствия нормам годности и эксплуатации в СССР ГА (МОС НГЭА СССР), 1992. – 144 с.
- [3] СНиП 2.05.08-85. Аэродромы. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 59 с.
- [4] Advisory Circular 150/5335-5C. Standardized Method of Reporting Airport Pavement Strength – PCN [Електронний ресурс], US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, 2014. – 113 p. – Режим доступу: http://www.faa.gov/documentLibrary/media/Advisory_Circular/150-5335-5c.pdf
- [5] Gabriel Bazy Mechanistic-Empirical PCN Procedure [Електронний ресурс]/Gabrial Bazy//Airport Pavement Working Group Meeting. Atlantic City, April, 2012. – Atlantic City, 2012. – 34 p. – Режим доступу: <http://www.airporttech.tc.faa.gov/conference/2012.asp>
- [6] Advisory Circular 150/5320-6E. Airport Pavement Design and Evaluation, US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, 2009. – 122 p. – Режим доступу: http://www.faa.gov/documentLibrary/media/Advisory_Circular/150_5320_6e.pdf
- [7] Степушин А.П. К обоснованию сроков службы жёстких аэродромных покрытий из цементобетона/А.П. Степушин // Проектирование, строительство и эксплуатация сооружений аэропортов: сб. науч. трудов МАДИ (ТУ). – М., 2001. – С. 12–28.
- [8] Родченко О.В. Теоретичні основи проектування жорстких аеродромних покриттів з урахуванням зміни температури впродовж року/Родченко О.В., Товстоляк О.І. // Будівництво України. – 2013. – № 5. – С. 6–12.
- [9] Field Survey and Analysis of Aircraft Distribution on Airport Pavements. Report No. FAA-RD-74-36 [Електронний ресурс] / Victor A. HoSang. – Washington : Systems Research and Development Service Airport Division, 1975. – 286 p. – Режим доступу: <http://www.airporttech.tc.faa.gov/Pavement/Downloads/rd74-36.pdf>
- [10] Горецкий Л.И. Теория и расчёт цементобетонных покрытий на температурные воздействия/Л.И. Горецкий – М.: Транспорт, 1965. – 284 с.
- [11] Глушков Г.И. Жёсткие покрытия аэродромов и автомобильных дорог / Глушков Г.И., Бабков В.Ф., Медников И.А. – М.: Транспорт, 1987. – 255 с.
- [12] ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будівель та споруд. Теплоізоляція будівель. – К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства УКРАЇНИ, 2007. – 44 с.
- [13] Дмитрієв М.М. Визначення крайових умов на поверхні аеродромного покриття для постановки завдання моделювання його теплового поля/М.М. Дмитрієв, О.М. Папченко, О.Б. Деркачов, І.А. Рутковська // Вісник НАУ. – 2008. – №1. – С. 161–164.
- [14] Родченко О.В. Особливості проектування жорстких аеродромних покриттів в комп'ютерній програмі «Аеродром 380»/О.В. Родченко//Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2015. – №1. – С. 9–13.
- [15] А. с. Україна. Комп'ютерна програма «Аеродром 380»/Родченко О.В. (Україна). – № 57948; дата реєстр. 30.12.14.

Надійшла 15.06.2015 р.