



УДК 624.012



БАМБУРА А.М.

Д-р технічних наук, проф.,
зав. відділу, ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: abambura@gmail.com,
тел. +38 (050) 415-57-28.
ORCID: 0000-0003-1402-3345



МЕЛЬНИК І.В.

Канд. технічних наук, доц.,
Національний університет
«Львівська політехніка»,
м. Львів, Україна,
e-mail: gnd1112@ukr.net,
тел. +38 (067) 855-71-71.
ORCID: 0000-0002-7702-1083



БІЛОЗІР В.В.

Канд. технічних наук, доц.,
Львівський національний
аграрний університет,
м. Львів, Україна,
e-mail: bilozir.vitaly@ukr.net,
тел. +38 (066) 711-64-07.



СОРОХТЕЙ В.М.

Ст. науковий співробітник,
Національний університет
«Львівська політехніка»,
м. Львів, Україна,
e-mail: monzza@ukr.net,
тел. +38 (067) 976-93-19.

РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ФРАГМЕНТІВ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З ТРУБЧАСТИМИ ВСТАВКАМИ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНИМ МЕТОДОМ

АНОТАЦІЯ

У практиці будівництва все ширше використовують монолітні залізобетонні перекриття. Зазвичай ці перекриття улаштовують суцільними, в результаті їх власна вага є значною і в 2-3 рази перевищує корисне навантаження.

Для зменшення власної ваги перекриттів доцільно використовувати ефективні вставки з легких або порожнистих матеріалів, що суттєво зменшує витрату бетону і, відповідно, вагу перекриттів.

Однонаправлене (трубчасте) розташування вставок є доцільним у перекриттях із співвідношенням прольотів у довшому і коротшому напрямках понад 1,5-2. У цьому випадку конструкція перекриття переважно працює в одному (коротшому) напрямі, у якому розрахункові перерізи є двотавровими.

Мета досліджень – виконати розрахунок несучої здатності нормальних перерізів двотаврової форми за деформаційним методом і порівняти результати розрахунку з даними експериментальних досліджень фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками.

Несучу здатність дослідних зразків визначали за деформаційним методом, аналітичний апарат якого розроблено в ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» і використано у національному стандарті України ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1].

Діаграми деформування бетону були прийняті за Єврокодом 2 з використанням експериментально отриманих значень призмової міцності і модуля пружності бетону. Деформації ϵ_{cl} , що відповідають піковій точці діаграми, прийняті рівними 0,002, а граничні деформації $\epsilon_{cul} = 0,0035$. Отримана таким чином діаграма для спрощення інтегрування для визначення зусиль у бетоні стиснутої зони була описана поліномом 5-го ступеня.

Експериментальні дослідження проводили на трьох дослідних зразках із поздовжнім розташуванням вставок. Загальна конструкція, форми вставок і схеми випробувань зразків були різними. Основна поздовжня арматура дослідних зразків класу А500С, бетон проектного класу С25/20.

Фактичні значення моментів, що відповідають руйнівному навантаженню дослідних зразків, були порівняні з теоретичними величинами моментів.

Розрахунок несучої здатності дослідних зразків фрагментів плит із вставками за деформаційним методом згідно з ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1] дав добру збіжність із експериментальними даними.

Результати досліджень можна використати для розрахунку монолітних плоских залізобетонних перекриттів із однонаправленим розташуванням вставок.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: монолітні плоскі залізобетонні перекриття, вставки, деформаційна модель, роз-



рахунок несучої здатності, експериментальні дослідження, двотаврові перерізи.

CALCULATION OF LOAD-CARRYING CAPACITY OF MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FLOORS FRAGMENTS WITH TUBULAR INSERTS ACCORDING TO THE DEFORMATION METHOD

BAMBURA A.M. Dr., Prof., Head of department, State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine, e-mail: abambura@gmail.com, tel. +38 (050) 415-35-28, ORCID: 0000-0003-1402-3345

MELNYK I.V. PhD., Ass. Prof., Lviv Polytechnic National University, Lviv, Ukraine, e-mail: gndl112@ukr.net, tel. +38 (067) 855-71-71, ORCID ID 0000-0002-7702-1083

BILOZIR V.V. PhD., Ass. Prof., Lviv National Agrarian University, Lviv, Ukraine, e-mail: bilozir.vitaly@ukr.net, tel. +38 (066) 711-64-07

SOROKHTEY V.M. Senior scientist, Lviv Polytechnic National University, Lviv, Ukraine, e-mail: monzza@ukr.net, tel. +38 (067) 976-93-19

ABSTRACT

Monolithic reinforced concrete floors are using widely in construction. Usually these floors are arranged by solid, as a result their own weight is significant and in 2-3 times exceeds the running load.

To reduce the weight of the floors it is good to use effective inserts from light or hollow materials, which significantly reduce the consumption of concrete and, accordingly, the weight of the floors.

Unidirectional (tubular) arrangement of inserts is appropriate in floors with the spans ratio in long and short directions more than 1,5-2. In this case, the floor construction mainly operates in one (shorter) direction in which the effective cross-section is I-beam type.

The research purpose is to carry out the calculation of the load-carrying capacity of the normal I-beam cross-sections by the deformation method and compare the calculation results with the experimental data of the monolithic floor fragments with the tubular inserts.

The load-carrying capacity of the prototype was determined by the deformation method, the analytical tool of which was developed at the Research Institute of Building Constructions and used in the National Norms of Ukraine (DSTU B V.6-156:2010).

Concrete deformation diagrams were accepted by Eurocode 2 using experimentally obtained values of concrete prism strength and concrete modulus of elasticity. The deformations ε_{cl} that correspond to the diagram peak are taken equal to 0,002, and the limit deformations ε_{cul} are 0,0035. Obtained in this way diagram to simplify integration for determining effort in the compressive zone of the concrete was described

by the polynomial of the 5th degree.

Experimental studies were performed on 3 experimental prototypes with a longitudinal placement of inserts. The general construction, inserts form and the prototypes test circuit were different. The main longitudinal reinforcement of experimental prototypes is A500C class, concrete is C25/20 design class.

Actual values of moments that correspond to the breaking strength of the experimental prototypes were compared with the theoretical values of moments.

The load-carrying capacity calculation of the experimental prototypes of slabs with inserts by the deformation method according to DSTU B V.2.6-156:2010 gave a good convergence with experimental data.

The research results can be used to calculate monolithic flat reinforced concrete floors with unidirectional arrangement of inserts.

KEY WORDS: monolithic flat reinforced concrete floors, inserts, deformation model, bearing capacity calculation, experimental researches, I-beam cross-section.

ВСТУП

У Національному університеті «Львівська політехніка» продовжуються комплексні експериментально-теоретичні дослідження плоских плитних залізобетонних конструкцій, розпочатих у 1996, 1997 рр., у т.ч. - перекриттів, оптимізованих вставками, що утворюють порожнини [2-4].

З поміж запропонованих і найбільш розповсюджених є перекриття з однонаправленим розташуванням вставок різної форми перерізу.

Однонаправлене (трубчасте) розташування вставок є доцільним у перекриттях із співвідношенням прольотів у довшому і коротшому напрямках понад 1,5-2. У цьому випадку конструкція перекриття працює переважно в одному (коротшому) напрямі. Розрахункові перерізи перекриттів у цьому напрямі мають двотавровий переріз.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ПУБЛІКАЦІЙ

Натурне випробування моделі монолітного плоского перекриття загальним розміром в плані 3,3х3,9 м висотою перерізу 100 мм з пінополістирольними призматичними вставками квадратного і прямокутного перерізу і проміжними ребрами між ними товщиною 30 мм проведене Євстаф'євим В.І. [5]. За проектного значення корисного навантаження 8 кН/м² із урахуванням власної ваги 8,9 кН/м² модель плити зруйнувалася при навантаженні 13 кН/м² внаслідок зрізу бетону одного із ребер у похилому перерізі, що перевищило нормований запас міцності $C=1,6$.

У публікаціях [6, 7] також відображено результати натурних випробувань фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими картонними вставками і фрагментів монолітного П-подібного в плані залізобетонного перекриття з пінополістирольними однонаправленими вставками.

Лугченко О.І. [8] досліджено перфоровані балки (балки Віренделя) трьох типів: із однією, двома



і трьома наскрізними порожнинами, що мали однакові загальні геометричні розміри: довжина 213 см, ширина і висота перерізу 15х35 см. Армування – одним вертикальним каркасом. У роботі не зазначено, чи доводили балки до руйнування. Детально описано тріщиноутворення і характер зміни прогинів. Відзначено добру збіжність експериментальних прогинів із розрахунковими їх значеннями.

У всіх зазначених вище дослідженнях оцінку несучої здатності за деформаційним методом не виконували.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ

Виконати розрахунок несучої здатності нормальних перерізів двотаврової форми монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом і порівняти результати розрахунку з даними експериментальних досліджень фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідний зразок № 1. Дослідний зразок №1 (далі - ДЗ-1) є фрагментом плити, умовно вирізаним із прямокутного у плані перекриття з переважно однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок прямокутного перерізу (рис. 1). Таке перекриття було улаштоване за реконструкції будівлі в с.м.т. В. Любінь Львівської області. Конструктивне вирішення цього перекриття детально описано в попередніх публікаціях [4]. Ширина фрагмента – 0,53 м, довжина – 6,2 м. Загальна висота перерізу 26 см, розміри вставок і відстані між ними (товщина ребер) були такими самими, як і в натурному перекритті.

Як вставки використовували пінополістирольні бруси з розміром поперечного перерізу 160х160 мм. Робоча поздовжня арматура в дослідних зразках однакова – по 5 стрижнів арматури класу А500С діаметром 12 мм.

Після формування з одного замісу дослідного зразка, стандартних зразків-кубів та призм, їх піддавали тепловологісному обробленню. Фактична міцність і деформативність важкого бетону за результатами випробувань стандартних кубів і призм такі: кубова міцність 28,8-29,3 МПа, призмova міцність (23,0 - 23,4) МПа, модуль пружності $32,1 \times 10^3$ МПа.

Механічні характеристики сталі робочої арматури визначено на стандартних зразках, виготовлених безпосередньо з арматурних стрижнів. За отриманими результатами (межа текучості $\sigma_y = 551$ -555 МПа, тимчасовий опір $\sigma_u = 659$ -666 МПа,

видовження $\delta = 14,0$ -14,2%) арматурна сталь відповідає класу А500С за ДСТУ 3760-2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій».

Випробування дослідного зразка № 1 (рис. 2) проводили після 28 діб з моменту бетонування і твердіння, завантажуючи його поетапно симетрично розкладеними бетонними блоками вагою 300 кг, із витримуванням після кожного ступеня 30 хв.



Рис. 2. Загальний вид випробувань дослідного зразка № 1

Характер руйнування дослідного зразка ДЗ-1 був таким. Після прикладання рівномірно розподіленого навантаження 24,7 кН/м² настало більш інтенсивне наростання деформацій арматури, бетону, прогинів і ширини розкриття нормальних тріщин. Деяке витримування під цим навантаженням призвело до розкриття нормальних тріщини до 1-2 мм і прогину понад 15 см, з осіданням зразка на страхувальні підпори. Це свідчило про вичерпання його несучої здатності, що настало за величини згинального моменту 60,9 кН·м.

Дослідний зразок № 2 (ДЗ-2) є фрагментом перекриття плитної конструкції. Його габаритні розміри прийняті такими: довжина 2050 мм, ширина 355 мм і висота перерізу 180 мм (рис. 3).

Поздовжня робоча арматура - з трьох стрижнів Ø12 А500С, поперечна - діаметром 8 мм класу А 500С з кроком 500 мм. Випробуванням на розтяг отримано такі механічні характеристики: межа текучості $\sigma_y = (537$ -541) МПа, межа міцності $\sigma_u = (618$ -630) МПа, відносне видовження (10,9-11,1) %.

Дослідний зразок виготовляли в заводських умовах з ущільненням важкого бетону на вібростолі

і подальшим тепловологісним обробленням у пропарювальній камері. Фактична кубова міцність бетону перед випробуванням становила (27,2-31,1) МПа, призмova міцність – (22,9-22,4) МПа, модуль пружності - (27,4-28,8)·10³ МПа.

Випробовували дослідний зразок ДЗ-2 за схемою чистого згину

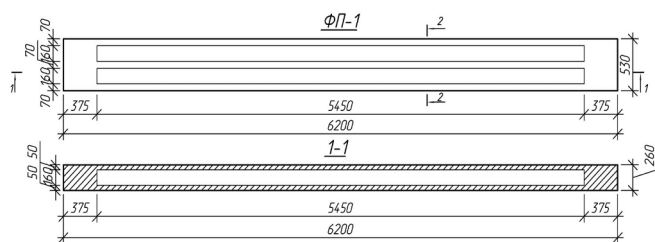
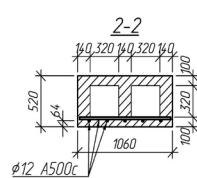


Рис. 1. Конструкція дослідного зразка № 1



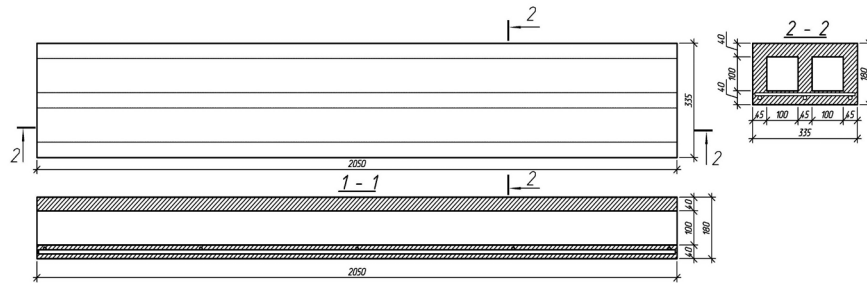


Рис. 3. Конструкція дослідного зразка № 2

двома зосередженими силами, прикладеними на відстані 458 мм від опори. Навантаження виконували гідрравлічним домкратом і контролювали попередньо протарованим кільцевим динамометром. Загальний вид випробувань дослідного зразка ДЗ-2 представлено на рис. 4.

Дослідний зразок ДЗ-2 зруйнувався внаслідок виколу бетону в стиснутій зоні бетону в зоні чистого згину з подальшим значним видовженням стрижнів поздовжньої робочої арматури. Повне вичерпання несучої здатності зразка відбулося за навантаження $F=142,2$ кН.

Дослідний зразок № 3 (ДЗ-3) є фрагментом монолітного плоского перекриття з однонаправленим розташуванням вставок. Проте на відміну від дослідних зразків ДЗ-1 і ДЗ-2, вставки були не квадратного, а круглого перерізу. Загальні розміри зразка – ширина 1 м, довжина 5 м, висота 178 мм.

Розміри і конструкцію зразка ДЗ-3 було прийнято з урахуванням наявних вставок – картонних труб із зовнішнім діаметром 110 мм та товщиною стінки 10 мм, достатньою для сприйняття тиску бетонної суміші при бетонуванні дослідного зразка. Вставки – труби розташовані з кроком 139 мм (рис. 5).

За проектного класу бетону С20/25, його фактичні характеристики такі: кубова міцність 28,33-29,0 МПа, призмова міцність 22,55-23,7 МПа, модуль пружності 26,3х28,5 МПа. Арматура з кроком 15 см діаметром 10 мм класу А500С з такими фактичними механічними характеристиками: межа текучості $\sigma_y=515$ -526 МПа,

тимчасовий опір $\sigma_u=583$ -597 МПа, відносне видовження після розриву 12-12,5%, модуль пружності $E_s=19,3$ -19,9х10⁴ МПа.

Випробування дослідного зразка № 3 проводили в лабораторії кафедри «Будівельні конструкції і мости» НУ «Львівська політехніка» як вільно оберту по всій ширині коротких сторін конструкцію з відстанню між осями опор 4,85 м.

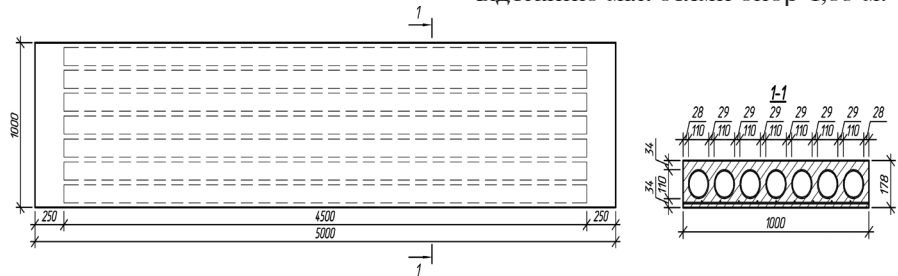


Рис. 5. Конструкція дослідного зразка № 3

Навантажували дослідний зразок поетапно чавунними злитками вагою ~ 50 кг кожен, що вкладали по всій площі плити, моделюючи рівномірне розподілене навантаження. Після кожного етапу завантаження задавали витримування впродовж п'ятнадцяти хвилин. Прогини заміряли з використанням прогиномірів системи 6 ПАО. При цьому контролювали тріщиноутворення, заміряли ширину розкриття тріщин та характер їх розповсюдження. Загальний вид випробувань дослідного зразка подано на рис. 6.

Характер руйнування дослідного зразка ДЗ-3 був аналогічним до руйнування дослідного зразка ДЗ-1. При завантаженні до рівня 8,78 кН/м² почалося більш інтенсивне наростання деформацій арматури, бетону, прогинів і ширини розкриття тріщин. Під таким навантаженням зразок був залишений на 12 днів, прогини при цьому збільшилися, але були в межах допустимих величин і зразок не зруйнувався. Остаточне руйнування відбулося за незначного довантаження конструкції за величини прикладеного рівномірно розподіленого навантаження 10,55 кН/м².



Рис. 4. Загальний вид випробувань зразка № 2



Рис. 6. Загальний вид випробувань дослідного зразка № 3



ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Несучу здатність дослідних зразків визначали за деформаційним методом, аналітичний апарат якого розроблено в ДП НДІБК [8-11] і використано у національному стандарті [1] та державних будівельних нормах [13].

Діаграми деформування бетону були прийняті за виразом (3.14) Єврокоду 2 [14]. У цей вираз підставляли експериментально отримані значення призової міцності і модуля пружності бетону. Деформації ε_{cl} , що відповідають піковій точці діаграми, прийняті рівними 0,002, а граничні деформації ε_{cul} – 0,0035. Отримана таким чином діаграма з метою спрощення інтегрування для визначення зусиль у бетоні стиснутої зони була описана поліномом п'ятого ступеня [9, 13]. Виявлено, що коефіцієнти полінома для бетону класу С20/25, прийняті згідно з табл. Д1 [13], дозволили отримати хорошу збіжність із виразом (3.14) Єврокоду 2 [14].

Відношення напружень бетону, обчислених за Єврокодом 2 і з використанням полінома, знаходяться в межах 0,97 – 1.

Діаграма деформування бетону зразка ДЗ-1 (рис. 7), напруження згідно з якою визначені за державними будівельними нормами [13] і за Єврокодом 2 [14], свідчить про їх добру збіжність. Аналогічні результати отримані для бетону зразків ДЗ-2 та ДЗ-3.

У всіх трьох зразках на стадії, що передувала руйнуванню, нейтральна вісь знаходилася в межах верхньої полиці, тому використана четверта форма рівноваги (рис. 8) за вимогами національного стандарту [1].

Для цієї форми рівноваги чинними є розрахункові залежності за [12]:

$$\frac{f_{cd}}{\xi} \left[(b_w + 2b_{eff}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(l)}}{\varepsilon_{cl}} \right)^{k+1} \right] + \sum_{i=1}^n A_s \sigma_s - N = 0; (1)$$

$$\frac{f_{cd}}{\xi^2} \left[(b_w + 2b_{eff}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(l)}}{\varepsilon_{cl}} \right)^{k+2} \right] + \sum_{i=1}^n A_s \sigma_s \frac{\varepsilon_{c(l)} - \xi Z_s}{\xi} - M = 0; (2)$$

де: f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск; ξ – відносна кривизна; b_w – ширина стінки; b_{eff} – ширина звису верхньої полиці; a_k – коефіцієнт поліному, що описує нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями бетону; $\varepsilon_{c(l)}$ – значення відносних деформацій крайніх стиснутих фібр бетону; ε_{cl} – відносні деформації, що відповідають максимальним напруженням бетону при стисканні; $A_s \sigma_s$ – площа поперечного перерізу і напруження в поздовжній розтягнутій арматурі; N – осьова поздовжня сила; M – згинальний момент; Z_s – відстань від центру ваги розтягнутої арматури до верхньої грані перерізу.

Розрахунок несучої здатності нормальних

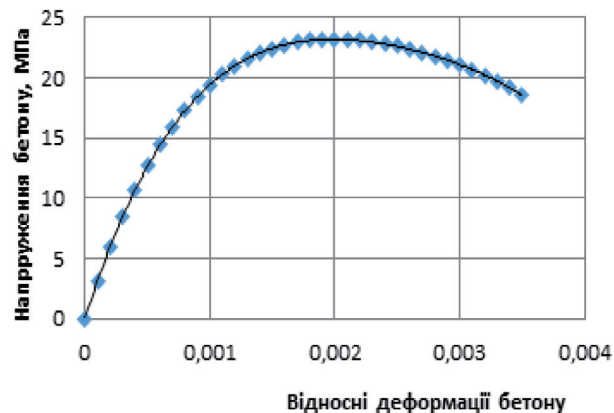


Рис. 7. Діаграма деформування бетону зразка № 1

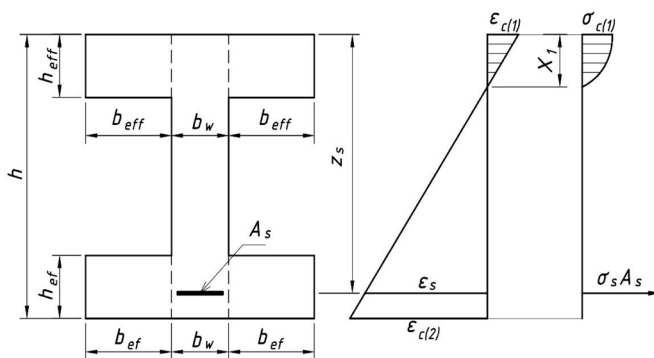


Рис. 8. Розрахункова схема напружено-деформованого стану дослідних зразків на стадії роботи перед руйнуванням

перерізів виконували з використанням табличного процесора Excel за рівняннями (1) і (2).

При цьому задавали геометричні параметри перерізу дослідних зразків та усереднені механічні характеристики арматури і бетону (табл. 1).

Розрахункові параметри дослідних зразків подані в табл. 2.

Несуча здатність зразка ДЗ-1 за деформаційним методом – 67,1 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони $x_l = 3,17$ см, відносні деформації арматури – 0,0173, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0028. Таким чином, граничні деформації в арматурі і бетоні не були досягнуті, і критерієм руйнування є втрата рівноваги зусиль (максимум на кривій “момент-кривизна”) (рис. 9). За розрахунком при прямокутній розрахунковій епюрі стиснутої зони бетону за методикою Єврокоду-2 [14] несуча здатність – 70,86 кН·м, а висота стиснутої зони – 2,53 см.

Несуча здатність зразка ДЗ-2 за деформаційним методом – 26,99 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони $x_l = 2,94$ см, відносні деформації арматури – 0,0124, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0028. Граничні деформації в арматурі і бетоні не були досягнуті. Критерій руйнування – втрата рівноваги внутрішніх зусиль (рис.10). За розрахунком при прямокутній епюрі бетону за методикою [14]



несуча здатність – 27,1 кН·м, висота стиснутої фібри – 2,35 см.

Несуча здатність зразка ДЗ-3 за деформаційним методом – 38,55 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони $x_l = 1,38$ см, відносні деформації арматури – 0,025, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0023. Критерій руйнування – досягнення в арматурі граничних деформацій. За розрахунком при прямокутній епюрі бетону за методикою [14] несуча здатність – 38,62 кН·м, висота стиснутої фібри – 1,06 см.

Визначена таким чином несуча здатність дослідних зразків подана в табл. 3 і співставлена з експериментальними значеннями згинальних моментів, за яких зруйнувалися дослідні зразки з урахуванням їх власної ваги.

Як бачимо із співставлення, теоретичні значення несучої здатності нормальних перерізів дослідних зразків визначені за методикою [1] і методикою Єврокоду-2 [14] є близькими з незначним перевищенням M_2^{th} над M_1^{th} .

Експериментальні значення руйнівного моменту M^{exp} для дослідних зразків ДЗ-2, ДЗ-3 перевищують теоретичні величини моментів на (1,6 – 4)%.

Таблиця 1. Механічні характеристики матеріалів дослідних зразків

Марка	Арматура			Бетон		
	межа текучості σ_y , МПа	межа міцності σ_w , МПа	відносне видовження після розриву δ , %	кубова міцність бетону $f_{c,cube}$, МПа	призмova міцність бетону $f_{c,prism}$, МПа	модуль пружності бетону $E_c \times 10^{-3}$, МПа
ДЗ-1	553	663	14,1	29,1	23,20	28,34
ДЗ-2	539	624	11,0	29,0	23,15	28,13
ДЗ-3	520	590	12,3	28,92	23,10	27,49

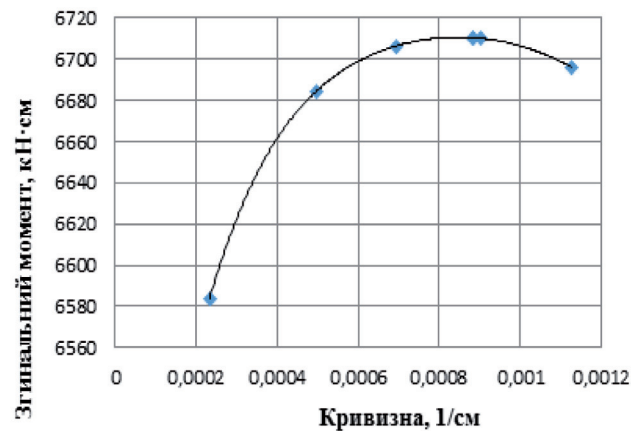


Рис. 9. Діаграма “момент-кривизна” зразка № 1

Таблиця 2. Результати розрахунку дослідних зразків за деформаційним методом

Марка зразка	Деформації бетону стиснутої зони, $\epsilon_{c(1)}$	Усереднені деформації розтягнутої зони бетону, $\epsilon_{c(2)}$	Кривизна вигнутої осі, $N = 1/\rho$, 1/см	Висота стиснутої зони $\chi_l = \epsilon_{c(1)}/N$, см	Напруження в бетоні, σ_s , кН/см ²	Величина несучої здатності за моментом M , кН/см
ДЗ-1	0,0018	-0,011085263	0,000495587	3,632056252	-55,3	6684,3327
	0,0023	-0,015703866	0,000692456	3,321508898	-55,3	6706,269353
	0,0028	-0,02017173	0,000883528	3,169112666	-55,3	6710,360649
	0,002801	-0,020180365	0,000883899	3,168915279	-55,3	6710,355801
	0,00285	-0,020601685	0,000901988	3,159687731	-55,3	6710,061222
	0,0029	-0,02102779	0,0009203	3,151147648	-55,3	6709,646985
ДЗ-2	0,0013	-0,0046	0,000328	3,96676	-53,9	2653,367
	0,0018	-0,00781	0,000534	3,371848	-53,9	2684,48
	0,0023	-0,01113	0,000746	3,083548	-53,9	2696,389
	0,0028	-0,01433	0,000952	2,942075	-53,9	2698,611
	0,002801	-0,01434	0,000952	2,941887	-53,9	2698,608
	0,00285	-0,01464	0,000972	2,933321	-53,9	2698,448
ДЗ-3	0,0018	-0,019321992	0,001187	1,516902	-52	3847,5655
	0,0023	-0,027212594	0,001658	1,387204	-52	3854,7446
	0,00231	-0,027369204	0,001667	1,385415	-52	3854,8185
	0,002315	-0,027447447	0,001672	1,38453	-52	3854,8547
	0,002317	-0,027478723	0,001674	1,384179	-52	3854,869
	0,002319	-0,027509968	0,001676	1,383829	-52	3854,8833



Таблиця 3. Співставлення результатів розрахунку з експериментальними даними

Марка зразка	Момент, визначений за методикою [1], M_1^{th} , кН·м	Момент, визначений за методикою [14], M_2^{th} , кН·м	Експериментальне значення моменту, при якому зразок зруйнувався M^{exp} , кН·м	Співвідношення $\frac{M_1^{th}}{M^{exp}}$	Співвідношення $\frac{M_2^{th}}{M^{exp}}$
ДЗ-1	67,10	70,86	66,57	1,008	1,064
ДЗ-2	26,99	27,10	28,11	0,960	0,964
ДЗ-3	38,55	38,62	39,16	0,984	0,986

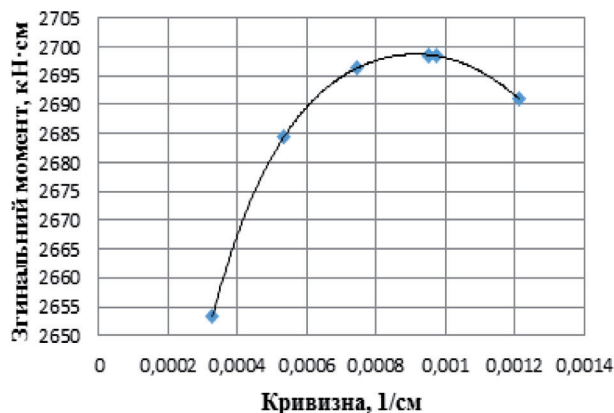


Рис. 10. Діаграма “момент-кривизна” зразка № 2

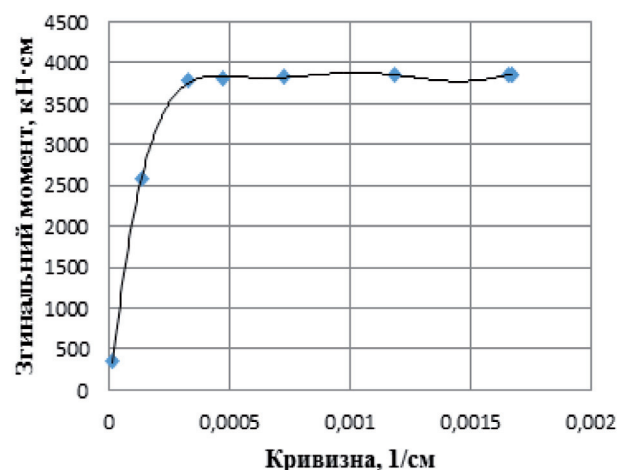


Рис. 11. Діаграма “момент-кривизна” зразка № 3

Для найгабаритнішого зразка ДЗ-1 величина M^{exp} є дещо меншою від теоретичних значень. На величину руйнівного навантаження могло вплинути не зовсім точне розташування вставок по висоті перерізу.

ВИСНОВКИ

Розрахунок несучої здатності дослідних зразків фрагментів плит із вставками за деформаційним методом згідно з [1] достатньо добре відображає модельований процес, як кількісно, так і якісно.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону.

Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний від 2011-06-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

2. Мельник І.В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками / І.В. Мельник // Буд. конструкції: міжвідомчий науково-технічний зб. - Київ: НДІБК, 1999. – Вип. 50. – С. 164-171.
3. Пат. 31506А, Україна, МПК Е04В 1/00, Е04В 1/14. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів / Мельник І.В., заявник та патентовласник Державний університет «Львівська політехніка», Мельник Ігор Володимирович. - №98094908; заявл. 18.09.1998, опубл. 15.12.2000., Бюл. № 7-П
4. Мельник І.В. Конструктивні рішення плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками і експериментальне дослідження їх фрагментів / І.В. Мельник, В.М. Сорохтей // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових пр., вип. 14. – Рівне : Вид-во Рівнен. держ. техн. ун-ту, 2006. – С. 253-260.
5. Євстаф'єв В.І. Полегшені багатопланові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. технічних наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В.І. Євстаф'єв. – Київ, 2004 – 18 с.
6. Артюх В.Г. Практика проектування і зведення великопрольотних монолітних багатопустотних плит перекриття / В.Г. Артюх, Г.М. Тонкачєєв // Сучасне промислове та цивільне буд-во, Т. 1, № 1. – 2005. – С.5-12.
7. Шмуклер В.С. Оценка надёжности железобетонных монолитных облегченных перекрытий / В.С. Шмуклер, М.Д. Помазан // Комунальне господарство міст. - 2013. - № 105. - С. 17-22.
8. Лугченко О.І. Рациональні порожнисті бетонні та залізобетонні конструкції: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. технічних наук:



- спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / О.І. Лугченко. – Харків, 2009. – 22 с.
9. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. технічних наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / А.М. Бамбура. – Харків: ХДТУБА, 2006. – 39 с.
10. Бамбура А.Н. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / А.Н. Бамбура, В.Я. Бачинский. – Киев: НИИСК Госстроя СССР, 1987. – 25 с.
11. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Буд. конструкції: міжвідомчий науково-технічний зб. наукових пр. – Київ: НДІБК, 2003. - № 59. – С. 121-130.
12. Деформаційна модель та алгоритм визначення напружено-деформованого стану розрахункового перерізу залізобетонних елементів / [А.М. Бамбура, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова] // Стр-во, материаловедение, машиностроение: сб. научных тр. – Днепропетровск: ПГАСА, 2009. - № 50. – С. 19-25
13. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98: 2009. – [Чинні від 2011-06-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. (Буд. норми України)
14. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 – [Чинний від 2013-07-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. – VIII, 156 с. (Національний стандарт України)
- REFERENCES:**
1. Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures with heavy weight structural concrete. Design rules: DSTU B V.2.6-156: 2010. (2011). Kyiv: DP "Ukrarkhbudinform".
 2. Melnyk, I.V. (1999) Structural and technological features of concrete and reinforced concrete structures with effective inserts. Building Structures: Collection of scientific papers, 50, 164-171. Kyiv: NDIBK.
 3. Melnyk, I.V. (1998). Declaration patent of Ukraine 31506A. Kyiv: State Enterprise "Ukrainian Intellectual Property Institute" (Ukrpatent).
 4. Melnyk, I.V., & Sorokhtei, V.M. (2006). Design solutions of flat monolithic reinforced concrete floors with effective inserts and experimental study of their fragments. Resource-Efficient Materials, Structures, Buildings and Facilities: Collection of Scientific Papers, 14, 253-260. Rivne: Rivne State Technical University Press.
 5. Yevstafiev V.I. (2004). Lightweight multilayer floors for the architectural and construction systems with the wide bearing structures spacing (PhD in Technical Sciences Thesis Abstract). Kyiv.
 6. Artiukh, V.H., and Tonkacheev, H.M. (2005). The practice of design and erection of large-span cast-in-place multi-hollow slabs for floors. Modern industrial and civil construction, vol. 1(1), pp.5-12.
 7. Shmukler, V.S., & Pomazan, M.D. (2013). Reliability assessment of reinforced concrete cast-in-place lightweight floors. Municipal economy of cities, 105, 17-22.
 8. Luhchenki, O.I. (2009). Rational hollow concrete and reinforced concrete structures (PhD in Technical Sciences Thesis Abstract). Kharkiv.
 9. Bambura, A.M. (2006). Experimental foundations of applied deformation theory of reinforced concrete (Doctor in Technical Sciences Thesis Abstract). Kharkiv: KNUCEA.
 10. Bambura, A.N., & Bachynskii, V.Ya. (1987). Methodological recommendations for the refined calculation of reinforced concrete elements taking into account the concrete complete compression diagram. Kiev: NIISK of USSR Gosstroi.
 11. Bambura, A.N., & Hurkivskyi, O.B. (2003). On the construction of reinforced concrete bar systems deformation theory on an experimental basis. Building structures: Interagency collection of scientific technical papers, 59, 121-130. Kyiv: NDIBK.
 12. Bambura, A.N., Hurkivskyi, O.B., Bezbozhna, M.S., & Dorohova, O.V. (2009). Deformation model and algorithm for determining the stress-strain state of the reinforced concrete elements calculated section. Construction, material sciences, machine building: collection of scientific papers, 5, pp. 19-25. Dnepropetrovsk: PSACEA.
 13. Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures. Main provisions: DBN V.2.6-98: 2009. (2011). Kyiv: DP "Ukrarkhbudinform".
 14. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1. General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1: 2004): DSTU-N B EN 1992-1-1: 2010. (2012). Kyiv: DP "Ukrarkhbudinform".

Стаття надійшла до редакції 22.08.2017 р.