

**Міністерство освіти і науки України
Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-
комунального господарства України
Національна академія педагогічних наук України
Київський національний університет будівництва і архітектури
Науково-виробниче товариство “СКАД Софт”**

II Міжнародна науково-практична конференція

**Сучасні методи і проблемно-орієнтовані
комплекси розрахунку конструкцій і їх
застосування у проектуванні і
навчальному процесі
(Київ, 26-27 вересня 2018)**

Тези доповідей

Київ 2018

ЗМІСТ

Alawdin P., Petrusевич V. (Zieljna Góra, Poland) Optimization of the spatial metal frames under variable repeated loads.....	7
Баженов В.А., Кривенко О.П., Ворона Ю.В. (Київ, Україна) Методика дослідження нестационарних коливань пружних оболонок неоднорідної структури.....	9
Баженов В.А., Максимюк Ю.В. (Київ, Україна) Напружено-деформований стан і формозмінення масивних і тонкостінних об'єктів.....	12
Баженов В.А., Солодей И.И., Вабищевич М.О. (Киев, Украина) Формулировка и расчетные соотношения задачи механики разрушения для пространственных тел под действием динамических нагрузок в рамках полуаналитического метода конечных элементов.....	14
Баженов В.А., Шишов О.В. (Київ, Україна) Застосування інформаційних технологій для контролю знань.....	16
Барабаш М.С. (Київ, Україна) Деякі аспекти моделювання конструкцій з урахуванням процесів життєвого циклу.....	19
Бараненко В.О., Волчок Д.Л., Оболонський Д.О. (Днепр, Украина) Вплив нечітких даних на результат оптимізації шарнірно-стержневих систем.....	22
Башинская О.Ю. (Киев, Украина) Создание расчетной модели с учетом воздействия огня и влияния ползучести.....	26
Бессмертный Я.О. (Днепр, Украина) Поведение пологих тонкостенных конических оболочек при неоднородном напряженно-деформированном состоянии.....	30
Бидаков А.Н., Распопов Е.А., Страшко Б.А. (Харьков, Украина) Особенности расчета прочности вклеенных стержней в ЛВЛ брус с однонаправленным шпоном.....	32
Вабищевич М.О., Мицюк С.В. (Киев, Украина) Програмне забезпечення конструкторського проектування (спецкурс для магістрів спеціальності ПЦБ).....	34
Гераймович Ю. Д., Евзеров И. Д., Марченко Д.В. (Киев, Украина) Новые физически нелинейные конечные элементы в программном комплексе ЛИРА 10.8.....	37
Гераймович Ю.Д., Евзеров И.Д., Марченко Д.В. (Киев, Украина) Решение задачи фильтрации методом конечных элементов в программном комплексе ЛИРА 10.8.....	39
Гераймович Ю.Д., Евзеров И.Д., Марченко Д.В. (Киев, Украина) Реализация «свободных» нагрузок в программном комплексе ЛИРА 10.8.....	40
Дехтярь А.С. (Киев, Украина) Оптимальное проектирование строительных конструкций (спецкурс для магистров архитектурного факультета).....	41
Евзеров И.Д. (Киев, Украина)	

Расчет геометрически нелинейных задач после потери устойчивости в программном комплексе ЛИРА 10.8.....	43
Кабанцев О.В. (Москва, Россия)	
Смежные вопросы нормирования расчета несущих конструкций сейсмостойких зданий.....	44
Кабанцев О.В., Митрович Б. (Москва, Россия)	
Особенности характеристик предельных состояний монолитных железобетонных несущих систем для режима прогрессирующего обрушения.....	45
Кабанцев О.В., Перельмутер А.В. (Москва-Киев, Россия-Украина)	
Вопросы анализа сопротивления несущих систем в режимах отказа конструктивного элемента.....	49
Kazakewitch M.I. (Dusseldorf, Germany)	
The computer modeling system imperfections and wind turbulence simulations in the wind tunnels.....	53
Кара І.Д., Ворона Ю.В. (Київ, Україна)	
Методика дослідження коливань пропружних об'єктів за методом граничних інтегральних рівнянь.....	54
Карпиловский В.С. (Киев, Украина)	
Новый совместный четырехугольный элемент балки-стенки с вращательными степенями свободы.....	57
Криксунов Э.З. (Киев, Украина)	
Некоторые проблемы геометрического моделирования расчетных схем..	60
Лазнюк М.В., Мартинюк Д.Я., Нілов О.О., Лавріненко Л.І. (Киев, Украина)	
Чисельні і експериментальні дослідження гнутих профілів із рифленої сталі	64
Лізунов П.П., Коханович М.В., Недін В.О. (Київ, Україна)	
Використання обчислювального комплексу SCAD++ в навчальному процесі.....	67
Лук'янченко О.О., Костіна О.В., Геращенко О.В. (Київ, Україна)	
Дослідження сейсмічної реакції висотної споруди із застосуванням теорії рухомої хвилі та вейвлет-аналізу.....	70
Мовшович Ю.Д. (Киев, Украина)	
Оценка несущей способности стальных конструкций открытого, замкнутого и двухветвевого сечения с учетом кручения в ПК ЛИРА 10.8.....	75
Недін В.О. (Київ, Україна)	
Комп'ютерне моделювання процесу коливального руху пружних стержнів, що обертаються.....	76
Нуждин Л.В., Михайлов В.С., Янковская И.Д. (Новосибирск-Пермь-Томск-Иркутск, Россия)	
Новые возможности режима прямого интегрирования уравнений движения во времени и правила построения динамических моделей при расчете фундаментов совместно с основанием в SCAD 21.1.7.1.....	79
Палій О.М., Лук'янченко О.О. (Київ, Україна)	

Побудова редукованої моделі стійкості параметричних коливань тонкостінної оболонки виду гіперболічного параболоїда Шухова.....	83
Перельмутер А.В. (Київ, Україна)	
О преподавании теории сооружений.....	86
Перельмутер А.В. (Київ, Україна)	
Расчет огнестойкости несущих конструкций.....	88
Пікуль А.В. (Київ, Україна)	
Тестування просторового криволінійного скінченного елемента на задачах теорії пружності	91
Пискунов С.О., Шкриль О.О. (Київ, Україна)	
Трищостійкість просторових елементів конструкцій енергетики і будівництва.....	93
Пічугін С.Ф., Дмитренко Л.А. (Полтава, Україна)	
Визначення економічних та неекономічних наслідків аварії будівельного об'єкту.....	96
Пічугін С.Ф., Патенко Ю.Е. (Полтава, Україна)	
До оцінки вертикального кранового навантаження.....	100
Пічугін С.Ф., Чичулін В.П. (Полтава, Україна)	
Визначення значущості окремих елементів в надійності сталевих статично невизначених рам та її врахування при отриманні економічних конструкцій	101
Ромашкіна М.А. (Київ, Україна)	
Использование ПК ЛИРА-САПР при составлении расчетных схем реконструируемых зданий.....	106
Рудь Д.Н., Юрченко В.В. (Київ, Україна)	
Программная реализация задачи поиска потоков касательных усилий в сечении тонкостенного стержня произвольной конфигурации.....	109
Šlivinskas T., Popov V., Jonaitis B (Vilnius, Lithuania)	
Research into the Factors Affecting the Strength of the Bed-Joined Seams of Compressed Masonry.....	112
Скорук Л.Н. (Київ, Україна)	
Резервы конструкций при расчете на прогрессирующее обрушение.....	117
Теплых А.В. (Москва, Россия).	
Возможности экспорта моделей монолитных зданий из Archicad и Renga в SCAD.....	120
Теплых А.В. (Москва, Россия)	
Расчет стальных конструкций в SCAD Office. Приемы профессиональной работы и рационального проектирования. Новые возможности.....	121
Фіалко С.Ю., Перельмутер А.В. (Краків, Польща і Київ, Україна)	
О расчете железобетонных конструкций в пластической стадии (реализация в SCAD)	127
Якушев Д.И. (Одеса, Україна)	
Интегральный метод оценки технического состояния строительных конструкций по результатам динамических испытаний.....	129

OPTIMIZATION OF THE SPATIAL METAL FRAMES UNDER VARIABLE REPEATED LOADS

Piotr Alawdin, Viktoryia Petrusевич

Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering, Architecture and
Environmental Engineering, University of Zielona Góra,

Up to date, classical optimization problems mainly deal with plane metal frames. In reality, metal frames are spatial systems, which are loaded with the spatial variable repeated loads and actions. These loads are arbitrary varied within known domain. A mathematical model for shakedown optimization problem for spatial metal frames, which elements are designed from 1st to 4th class cross-sections, under variable quasi-static loads is presented. This mathematical model takes into account Eurocode requirements.

Mathematical model in this paper is based on the hypothesis of small displacements the joints of constructions on conditional of the ideal elastic-plastic behavior of the frames materials. Nonlinear mathematical programming theory and finite element's method are used in order to design the mathematical model. This article presents modifications of the classical shakedown theory, because plastic deformations do not arise in the elements of the 3rd and 4th class of cross-sections.

The problem of shakedown optimization of spatial elastic-plastic system under loads F varying in the certain domain $\Omega(F)$ is formulated:

$$T^T S^0 \rightarrow \min, \quad (1)$$

$$\varphi_i(S_i^e(F), S_i^r, S_i^0) \leq 0, \quad (2)$$

$$F \in \Omega_F, S^0 \geq 0, \quad (3)$$

$$AE_p S^r = 0, \quad (4)$$

$$E_p = \text{diag} E_{pi}, i \in I, \quad (5)$$

$$E_{pi} = \left\{ \begin{array}{l} [\text{diag}(1,1,1,1,1,1)] \text{ for 1 and 2 cross-sections Class} \\ [\text{diag}(0,0,0,0,0,0)] \text{ for 3 and 4 cross-sections Class} \end{array} \right\} \quad (6)$$

$T^T S^0$ — optimization criterion; S^0 — a vector limit forces; S^e — a vector external elastic forces of the cross-sections; S^r — vektor of residua forces; A — matrix of equilibrium conditions; $S_i = (M_x, M_y, M_z, B_w, M_w, N, V)_i$ — podvector of internal forces in i -th cross-section, $i=1: |I|$; I — a set of the designed cross-sections; M_z, M_y — bending moments; M_x - St. Venant torsional moment; B_w - warping moment; M_w - warping torsional moment; N — axial force; V — shearing force; F — vector of loads; E_p — a diagonal matrix; T^T — a vector of weight coefficients.

The weight of frame construction elements is the optimization criterion in the mathematical models (1) - (6). Condition (4) is the conditions of residual forces equilibrium in the elements of the structure in an unloaded state.

As an example, one-store spatial metal frame was considered (see Fig. 1). Material, lengths and ratio of limit forces in all i -th elements, $i \in I$, are known. There are four loading combinations in this case.

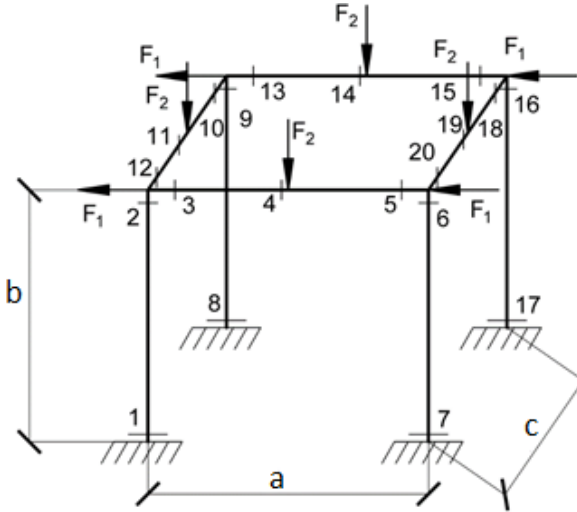


Fig. 1. Loading scheme of spatial frame

According to the optimal solution, the cross-sections of the elements were designed according to requirements EN 1993-1-3 and EN 1993-1-1. Members of the frame structure are designed from standard rolled or cold formed IPE and HE cross-sections. Optimal cross-sectional values of each class are provided in the full version of article.

The optimal solution for the spatial frame under variable repeated loading was obtained by solving mixed-integer nonlinear optimization problem.

In mathematical model (1) – (6) can be included not only the external loads, but any other actions, for example, kinematic distortions or thermal actions.

МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСТАЦІОНАРНИХ КОЛИВАНЬ ПРУЖНИХ ОБОЛОНОК НЕОДНОРІДНОЇ СТРУКТУРИ

Баженов В.А., Кривенко О.П., Ворона Ю.В.

Київський національний університет будівництва і архітектури,
Київ, Україна

У даній роботі пропонується ефективна чисельна методика дослідження нестационарних коливань тонких пружних неоднорідних оболонок. Методика ґрунтується на застосуванні до розроблених в [1-3] скінченно-елементних моделей оболонок неоднорідної структури редукованих моделей за методом базисних вузлів [4].

Під оболонкою неоднорідної структури (або неоднорідною оболонкою) у роботі розуміється оболонка, що має: 1) геометричні особливості за товщиною у вигляді ділянок ступінчасто-змінної та гладко-змінної товщини зі зламами серединної поверхні та отворами; 2) різні умови закріплення контуру на різних ділянках; 3) неоднорідні за планом навантаження.

Методика [1-3], що використовується у роботі, базується на співвідношеннях тривимірної теорії термопружності з використанням апарата тензорного числення, геометрично нелінійному формулюванні задачі в приростах і застосуванні моментної схеми скінченних елементів (МССЕ). При розробці методу використана модель лінійно-пружного суцільного середовища, властивості якого відповідають узагальненому закону Дюамеля–Неймана, при великих переміщеннях і малих деформаціях. Метод [1-3] призначений для чисельного дослідження статичних процесів геометрично нелінійного деформування, втрати стійкості та критичної поведінки широкого класу тонких оболонок при термосилових навантаженнях.

Для розробки скінченно-елементної моделі оболонки (СЕМО) застосований ефективний підхід – апроксимація тонкої оболонки по товщині одним просторовим скінченим елементом (СЕ). Тобто, при побудові СЕМО тонка оболонка розглядається як тривимірне тіло, при цьому за товщиною вона моделюється одним СЕ. Моделювання неоднорідної оболонки реалізується ізопараметричним просторовим СЕ з полілінійними функціями форми. Такий підхід дозволяє апроксимувати єдиним СЕ реальні оболонкові конструкції у вигляді неоднорідних систем: гладкої та ступінчасто-змінної товщини, зі зламами серединної поверхні, підкріпленими ребрами і накладками, послабленими отворами, виїмками і каналами, гранованими. Наведені конструктивні особливості тонкої оболонки визначають вимоги до універсальності СЕ: ексцентричне розташування щодо серединної поверхні обшивки; можливість регулювання товщини бічних ребер СЕ; виконання умов неперервності контакту бічних граней сусідніх СЕ; можливість моделювання зламів оболонки. Для цього в [1-3] розроблено модифікований універсальний просторовий скінченний елемент, який, за рахунок введених додаткових змінних параметрів, може бути ексцентрично розташованим

відносно серединної поверхні обшивки оболонки та змінювати свої розміри в напрямку товщини.

Особливості НДС тонкої неоднорідною оболонки враховані використанням двох неklasичних гіпотез: про сталість нормальних напружень обтиснення волокон шару по товщині та деформівної прямій в напрямку товщини. Застосування останньої кінематичної гіпотези дозволило виконати стикування елементів обшивки і її ділянок з геометричними особливостями без порушення нерозривності за координатами і переміщеннями. На базі універсального SE розроблена єдина розрахункова модель, що враховує геометричні особливості конструктивних елементів неоднорідної оболонки: обшивку змінної товщини, ребра і накладки, виїмки, канали й отвори, злами серединної поверхні, тощо.

Розроблений підхід поширено на розв'язання задач динаміки, а саме нестационарних коливань тонких пружних оболонок неоднорідної структури при дії короткочасного навантаження. У роботі при розв'язанні задач динаміки використовується підхід, що спирається на побудову редукованої моделі СЕМО. Редукування співвідношень МССЕ виконується із застосуванням методу базисних вузлів, який не пов'язаний зі способом дискретизації вихідної задачі. Суть методу, що набув розвитку стосовно скінченно-елементної моделі оболонкової конструкції неоднорідної структури, докладно описаний у [4].

Слід зазначити, що розв'язок задачі побудовано без урахування сил опору. Загалом при дослідженні нестационарних коливань на значних проміжках по часовій координаті необхідно до вихідної математичної моделі залучати складові, які приводять до згасання коливань. Оскільки демпфірування не враховується, тому розроблена методика дозволяє адекватно досліджувати тільки початковий процес нестационарних коливань. Вивчення поведінки пружної оболонки при дії короткочасного навантаження вважається повним, якщо в дослідженні розглядаються великі переміщення з позицій геометрично нелінійної теорії. Але дослідження початкової стадії перехідного процесу може бути виконано на основі відповідних лінеаризованих співвідношень. Таким чином, методика є ефективним хоча і наближеним засобом, що дозволяє зробити оцінку параметрів нестационарних коливань оболонок неоднорідної структури при дії короткочасного навантаження.

Застосування методу базисних вузлів дозволило розробити простий та ефективний алгоритм розв'язування даної задачі [5]. Використання невеликої кількості базисних вузлів при побудові редукованої моделі оболонки забезпечило можливість переходу від зв'язаної системи диференціальних рівнянь, що описує рух системи, до системи незв'язаних рівнянь, розв'язок якої легко знаходиться за добре розробленим чисельним методом Рунге–Кутти.

Дослідження нестационарних коливань тонкостінної конструкції від дії короткочасного навантаження проведено на прикладі шарнірно опертих балок сталого поперечного перерізу на дію різних імпульсних навантажень [5]. Для цих тестів вивчено збіжність і точність розв'язків. Для даних

одновимірних елементів конструкцій за точні вважались результати, для яких у [6, 7] балки моделювалися як стержні, і для яких у [7] наведено аналітичні розв'язки. Проведені дослідження показали гарну збіжність і достатньо високу точність розв'язку, що побудований за запропонованою методикою.

У подальшому планується проведення подібних досліджень для гладких оболонки і оболонки з геометричними особливостями за товщиною при дії імпульсних навантажень.

Таким чином у роботі на основі розробленої скінченно-елементної моделі тонкої пружної неоднорідної оболонки та створеної на її базі для задач динаміки редукованої моделі за методом базисних вузлів побудовано алгоритм розв'язання задач про нестационарні коливання оболонки неоднорідної структури при дії короткочасних динамічних навантажень.

Література

[1] Баженов В.А., Кривенко О.П., Соловей М.О. Нелінійне деформування та стійкість пружних оболонок неоднорідної структури. – К.: ЗАТ «Віпол», 2010. – 316 с.

[2] Баженов В.А., Кривенко О.П., Соловей Н.А. Нелинейное деформирование и устойчивость упругих оболочек неоднородной структуры: Модели, методы, алгоритмы, малоизученные и новые задачи. – М.: Книжный дом «ЛИБРИКОМ», 2013. – 336 с.

[3] Bazhenov V., Krivenko O. Buckling and Natural Vibrations of Thin Elastic Inhomogeneous Shells. – LAP LAMBERT Academic Publishing. Saarbrücken, Deutschland, 2018. – 97 p.

[4] Кривенко О.П., Легостаєв А.Д., Гречух Н.А. Аналіз власних коливань оболонок неоднорідної структури з використанням редукованих скінченноелементних моделей // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2017. – Вип. 98. – С. 72-88.

[5] Чибіряков В.К., Кривенко О.П., Легостаєв А.Д., Гречух Н.А. Деформування пружних неоднорідних оболонок під дією нестационарних динамічних навантажень // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2017. – Вип. 99. – С. 123-141.

[6] ScadSoft: Свободно опертая балка с распределенной массой под действием равномерно распределенного мгновенного импульса (удар балки о неподвижные опоры) [Електроний ресурс]. – Режим доступу: http://scadsoft.com/tests_scad/index/test/68

[7] Рабинович И.М., Сеницын А.П., Лужин О.В., Теренин Б.М. Расчет сооружений на импульсивные воздействия. – М.: Из-во по строительству, 1970. – 303 с.

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН І ФОРМОЗМІНЕННЯ МАСИВНИХ І ТОНКОСТІННИХ ОБ'ЄКТІВ

Баженов В.А., Максим'юк Ю.В.

Київський національний університет будівництва і архітектури,
Київ, Україна

Як правило, при апроксимації тіл складної структури, що поєднують в одній розрахунковій моделі масивні і тонкостінні елементи, використовуються просторові і оболонкові скінчені елементи, розрахункові співвідношення яких базуються на рівняннях теорії пружності і теорії оболонок відповідно.

Використання кількох типів СЕ, що базуються на різних вихідних рівняннях (теорія пружності, пластин та оболонок, стержневих систем), ускладнює формування умов контакту між окремими конструктивними елементами і, призводить до погіршення обумовленості системи алгебраїчних рівнянь МСЕ з іншого боку використання кількох просторових СЕ по товщині тонкостінних і навіть відносно масивних конструкцій супроводжується невиправданим збільшенням числа невідомих без суттєвого уточнення результатів розрахунку. Ефективнішим є підхід, що передбачає апроксимацію оболонкових конструкцій одним просторовим СЕ по товщині [1]. При одночасному корегуванні закону Гука, що базується на умові рівності нулю напружень обтиску відповідно до статичних гіпотез теорії оболонок.

Однак, найбільш послідовним і перспективним напрямком при розробці бібліотеки СЕ бази є її доповнення універсальним СЕ для апроксимації масивних, тонкостінних і комбінованих об'єктів складної структури, який по ефективності не поступався б суттєво просторовим та оболонковим СЕ.

В основу підходу при отриманні формул для визначення коефіцієнтів матриці жорсткості і вузлових реакцій просторового, оболонкового і універсального СЕ покладені основні положення моментної схеми метода скінчених елементів (МССЕ), висока ефективність якої достатньо висвітлена в монографії [2].

Для обґрунтування ефективності отриманих в даній роботі на основі МССЕ розрахункових співвідношень МСЕ розглянуто низку контрольних і приладних задач при використанні всіх трьох типів СЕ, як основних так і модифікованих варіантів

На першому етапі для обґрунтування достовірності чисельних результатів проведено їх співставлення з відомими аналітичними або чисельними розв'язками пластин і оболонок. Особлива увага приділена достовірності результатів обчислення НДС тонкостінних, комбінованих і масивних тіл з концентраторами напружень. Проведено дослідження ефективності алгоритмам розв'язку систем нелінійних, наведених в роботі, при розвитку деформацій пластичності.

На другому етапі для ілюстрації можливостей розробленого підходу виконані розрахунки пружного і пружнопластичного деформування конкретних відповідальних об'єктів машинобудівної і будівельної промисловості, таких як зварний ротор парової турбіни великої потужності, резервуар для зберігання рідини значного обсягу і занурюваний контейнер для дослідження морських глибин.

Література

1. Максим'юк Ю.В. Постановка задачі про вплив геометричної нелінійності на несучу здатність і закритичну поведінку тонкостінних та комбінованих вісесиметричних тіл / Ю.В. Максим'юк // Опір матеріалів і теорія споруд. - 2016. – Вип. 97. – С. 50-59.
2. Сахаров А. С. Метод конечных элементов в механике твердых тел / А. С. Сахаров, В. Н. Кислокий, В. В. Киричевский. – К. : Вища шк., 1982. – 480 с.

ФОРМУЛИРОВКА И РАСЧЕТНЫЕ СООТНОШЕНИЯ ЗАДАЧИ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ ДЛЯ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ТЕЛ ПОД ДЕЙСТВИЕМ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК В РАМКАХ ПОЛУАНАЛИТИЧЕСКОГО МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Баженов В.А., Солодей И.И., Вабищевич М.О.

Киевский национальный университет строительства и архитектуры,
Киев, Украина

На основе полуаналитического метода конечных элементов разработан эффективный подход моделирования повреждений типа трещин, а также алгоритмы определения параметров трещиностойкости в задачах разрушения упругих пространственных тел вращения и призматических тел под действием нестационарных нагрузок различной степени интенсивности и продолжительности во времени. Изложены теория и особенности вычисления параметров механики разрушения на основе энергетического подхода с использованием специальных призматического и кольцевого конечных элементов с трещиной в условиях динамической нагрузки. Проведенный анализ эффективности предложенных алгоритмов.

Представлены результаты исследований достоверности и эффективности использования полуаналитического метода конечных элементов при вычислении параметров механики разрушения в задачах динамики. Проведен анализ влияния аппроксимации трещины специальными конечными элементами на точность вычисления параметров механики разрушения. Рассмотрен прямой метод вычисления динамического КИН в сравнении с энергетическим подходом на основе J-интеграла. Исследована достоверность применения метода реакций в задачах динамики для различных схем интегрирования уравнений движения во времени. Решены тестовые задачи вычисления динамического КИН для задач смешанного разрушения. Демонстрация возможностей подхода проведена на примере исследования динамического деформирования емкости высокого давления с кольцевой трещиной.

Проведен анализ и намечены дальнейшие шаги исследований, значительно расширяющие класс исследуемых объектов как с точки зрения их геометрических, так и физических характерных особенностей, которые требуют коррекции уже разработанных подходов и алгоритмов, а также создания новых. Прежде всего, более широко рассматриваются стационарные и развивающиеся трещины, подверженные динамическим нагрузкам, применение традиционных подходов к определению вязкости разрушения которых невозможно, поскольку параметры задачи не соответствуют ограничениям, накладываемым на использование КИН или J-интеграла.

Список использованной литературы

1. Атлури С. Вычислительные методы в механике разрушения. - М.: Мир, 1990. – 392с.
2. Баженов В.А., Гуляр О.И., Пискунов С.О., Сахаров О.С., Шкриль О.О. Метод реакций для обчислення J- інтеграла в просторових нелінійних задачах механіки руйнування// Опір матеріалів і теорія споруд.– К.: КНУБА, 2006.- Вип. 79.- С. 3-17.
3. Баженов В.А., Гуляр А.И., Сахаров А.С., Топор А.Г. Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел. - Киев: Випол, 1993, 376 с.
4. Бате К., Вильсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. - М.: Стройиздат, 1982. - 447с.
5. Солодей І.І. Ефективність скінченноелементної бази напіваналітичного метода скінченних елементів для апроксимації тіл обертання та призматичних тіл в задачах динаміки // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. збірник / Відп. ред. В.А.Баженов. –К.:КНУБА, Вип.82, 2008.-с.154-163.
6. Черепанов Г.П. Механика хрупкого разрушения. – М.: Наука, 1974. – 640 с.
7. Rice J. A path independent integral and the approximate analysis of strain concentrations by notches and cracks // J. Appl. Mech. – 1968 P.379-386.

ЗАСТОСУВАННЯ ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ДЛЯ КОНТРОЛЮ ЗНАЬ

Баженів В.А, Шишов О.В.

Київський національний університет будівництва і архітектури

Доповідь присвячена застосуванню оригінальних програмних засобів для поточного та модульного контролю, які розроблено на кафедрі будівельної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА), і протягом багатьох років використовуються у навчальному процесі.

Процес навчання з опору матеріалів та будівельної механіки складається з пред'явлення навчальної інформації, виконання розрахункових робіт, де визначається напружено-деформований стан типових розрахункових схем, та в контролі якості і об'єму засвоєного навчального матеріалу. На кафедрі будівельної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури комп'ютерні технології застосовуються на всіх зазначених етапах.

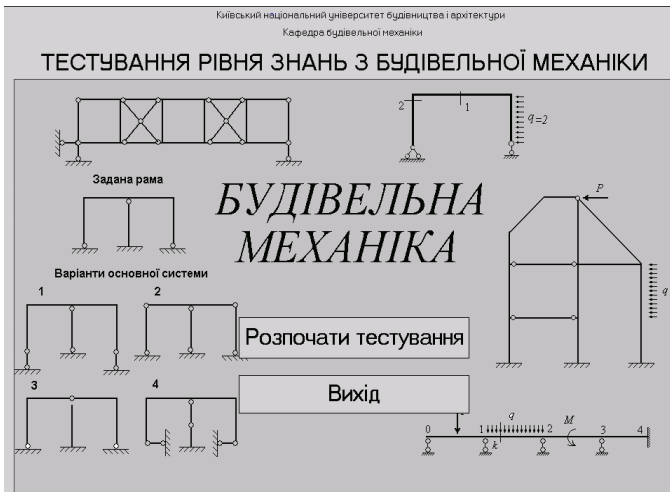


Рис.1

На сьогоднішній день є актуальними нові форми навчання, зорієнтовані на використання сучасних інформаційних технологій, які значно розширяють можливість оволодіння вищою освітою. На кафедрі розроблено декілька електронних підручників та посібників, значного поширення набув програмний комплекс АСИСТЕНТ, який використовується для виконання розрахункових робіт, самотестування та дипломного проектування. Для комп'ютерної перевірки набутих знань на кафедрі

будівельної механіки розроблено і впроваджено програмний україномовний комплекс КОНТРОЛЬ (рис. 1).

Комплекс призначається для проведення тестування знань та умінь в комп'ютерних класах, обладнаних локальною комп'ютерною мережею.

Матеріал дисципліни "Будівельна механіка" розбито на 13 модулів (тем). Тестування з кожної теми можна проводити незалежно від інших тем у будь-який зручний для студента час.

Тестування здійснюється перевіркою відповідей на тестові білети з вибраної теми. Білети з обраної теми вибираються програмою випадковим чином і пред'являються студенту. Програма відстежує номери білетів, які пред'являлися кожному користувачу під час попередніх тестувань, і не допускає повторного пред'явлення тих самих тестових білетів. Крім того, програма фіксує кількість звернень до програми кожним користувачем. Допускається не більше трьох сеансів тестування протягом одного дня. Програма дозволяє автоматично знижувати оцінку, якщо тестування здійснюється після визначеного терміну. Кількість запитань у тестовому білеті може бути від 5 до 12. Передбачається можливість використання запитань двох типів: з вибірковою та з фіксованою відповіддю. У першому варіанті програма пропонує кілька варіантів можливої відповіді, з яких необхідно вибрати правильний У другому – пропонується конкретна задача, яку необхідно розв'язати і отримати числовий результат. Запитання вибираються користувачем у довільному порядку і виводяться в робоче вікно програми. Для надання відповідей на всі запитання тестового білету програмою надається обмежений відрізок часу (40 хвилин). Відповіді аналізуються програмою шляхом порівняння з еталонними. Наприкінці тестування програма повідомляє інтегральну оцінку рівня знань: за певними правилами підсумовує кількість набраних балів і залежно від їхньої кількості виставляє оцінку знанням й умінням з вибраної теми.

Таким чином, програмний комплекс виконує такі дії :

- Надає можливість вибрати певну тему для проведення тестування.
- Вибирає випадковим чином тестовий білет з обраної теми.
- Дає можливість вибрати в будь-якому порядку запитання білета і виводить на екран тестові запитання, рисунки і, в разі необхідності, варіанти можливих відповідей.
- Програма залучає як запитання з вибірковою відповіддю (правильну відповідь слід вибрати із низки запропонованих програмою – такі запитання доцільно застосовувати здебільшого для перевірки теоретичних знань), так і з фіксованою відповіддю. Останній варіант застосовується при розв'язанні конкретних задач, коли відповідь має вигляд числа, цілого або десяткового.
- За певними правилами підсумовує кількість набраних балів і залежно від їхньої кількості виставляє оцінку знанням й умінням з вибраної теми.
- Дає можливість у процесі тестування залучати до роботи допоміжні програми: стандартний калькулятор, програму розв'язання систем

лінійних алгебраїчних рівнянь, короткий довідник з будівельної механіки.

Комплекс призначений для роботи лише у мереженому режимі. Всі програми і файли комплексу розташовані на кафедральному сервері, а всі комп'ютери локальної мережі відіграють роль робочих станцій. Результати тестувань зберігаються на сервері, практично, необмежений час

Комплекс містить прикладні програми, які можуть бути залучені під час тестування і носять допоміжний характер: калькулятор, короткий довідник з будівельної механіки, програму розв'язання систем лінійних алгебраїчних рівнянь, програму обчислення спеціальних функцій методу переміщень для розрахунку рам на стійкість, правила роботи з програмою тестування.

У результаті використання комп'ютерних технологій стає більш достовірним контроль за якістю набутих студентами знань.

Література

- 1- Баженов В.А., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології і моделювання. Підручник – К.: ВІПОЛ, 2013. – 896 с.
- 2- Баженов В.А., Іванченко Г.М., Шишов О.В., Пискунов С.О. Будівельна механіка. Розрахункові вправи. Задачі. Комп'ютерне тестування. Навчальний посібник. К.: "Каравела", 2014 – 502 с.

ДЕЯКІ АСПЕКТИ МОДЕЛЮВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ПРОЦЕСІВ ЖИТТЄВОГО ЦИКЛУ

Барабаш М.С.

Національний Авіаційний Університет, Київ, Україна

Розглядаються деякі аспекти моделювання роботи конструкцій – метод «інженерна нелінійність»; методика визначення напружень на основі нелінійних залежностей «напруги - деформації» в системі «Конструктор перерізів» версії ЛІРА-САПР 2018; стрижневі системи з урахуванням ефекту депланації.

Практично всі існуючі нормативні документи, в тому числі Єврокод і ДБН, настійно рекомендують виконувати розрахунки з урахуванням реальних властивостей матеріалу. Більшою мірою це стосується залізобетону, який вже при експлуатаційних навантаженнях в зв'язку з розвитком тріщин і пластичних деформацій бетону обумовлює значне зниження жорсткостей елементів і збільшення переміщень у порівнянні з розрахунком в лінійній постановці.

Реалізація рішення задач фізичної нелінійності в межах активного навантаження, незважаючи на ряд спрощених гіпотез, дає фахівцеві набагато більше інформації для оцінки напружено-деформованого стану в порівнянні з розрахунковими схемами, заснованими на пружно-лінійних передумовах.

Великий внесок у загальну теорію чисельних методів розрахунку, в тому числі в створення і розвиток методу скінченних елементів, методів нелінійного розрахунку конструкцій внесли В.А. Баженов [1], Ю.В. Верюжський, О.С. Городецький, В.І. Гуляев, В.Н. Кислоокій, А. В. Перельмутер, О.С. Сахаров [2], В. І. Слівкер, В.К. Цихановський та ін. На жаль, в практичних розрахунках врахування фізичної нелінійності гальмується через низку причин. Основна з яких неможливість використовувати принцип суперпозиції. Отже, не можна складати розрахункові сполучення зусиль, розрахункові сполучення навантажень, тобто не можна застосовувати традиційну технологію розрахунку.

Метод «Інженерна нелінійність», що пропонується у статті, дозволяє з одного боку враховувати нелінійність роботи залізобетону, з іншого боку застосувати існуючу традиційну технологію розрахунку. Метод «Інженерна нелінійність»[3], як і будь-який інженерний метод, базується на ряді гіпотез. Так, гіпотеза, що знижені жорсткості елементів, отримані в результаті розрахунку на «Визначальне навантаження» використовуються в подальшому без змін при розрахунку на інші, в тому числі і на знакозмінні навантаження (сейсміка, вітер), є досить дискусійним. Хоча в визначальне навантаження рекомендується включати всі довготривалі навантаження, які по суті визначають напружено-деформований стан (НДС) конструкції, і це певною мірою привносить обґрунтованість методу, тим більше, що інші, як правило, короточасні навантаження значно менше впливають на тріщиноутворення і розвиток пластичних деформацій в порівнянні з довготривалими навантаженнями.

В основі методу «Інженерна нелінійність» лежить методика визначення січних і дотичних характеристик жорсткості перерізу). Методика дозволяє визначити жорсткість характеристики для довільного перерізу з довільним розташуванням арматури. Залежність σ - ϵ також може мати довільний вигляд, в тому числі і містити спадаючу гілку. Діючі зусилля на переріз визначають косе відцентровий стиск (розтягнення). Все це надає методу «інженерна нелінійність» універсальний характер, що є необхідною умовою для його використання в програмах масового застосування зокрема в програмі ЛІРА-САПР [4].

Наводиться тестовий приклад, в якому порівнюються результати розрахунку найпростішої рами за різними методами, що враховують фізичну нелінійність.

Визначення напружень на основі нелінійних залежностей «напруги - деформації». Конструктор перерізів версії ЛІРА-САПР 2018 підтримує нелінійний розрахунок для заданого набору зусиль. Для підсистеми «Конструктор перерізів» розроблено інструменти, що дозволяють задати характеристики нелінійного деформування матеріалів і застосувати їх до елементів перерізу, що конструюється. Реалізовано закони нелінійного деформування, що дозволяють моделювати арматурні сталі, смуговий і профільний прокат і бетони різних марок. Є можливість формування користувачем діаграми σ - ϵ в табличному вигляді. Результати введення для контролю динамічно відображаються в графічному вікні.

Стрижневі системи з урахуванням ефекту деплاناції. На відміну від традиційних стрижневих систем, що мають 6 ступенів свободи (три кутові і три лінійних переміщення) система, що розглядається, має додаткову сьому ступінь свободи - депланація. Побудова матриці жорсткості, матриці мас, геометричній матриці, приведення місцевої навантаження до вузлової для відповідного скінченного елемента виконується на основі модифікованої теорії Власова і основних концепцій методу скінчених елементів.

Проведено ряд тестів для порівняння результатів аналітичного і чисельного рішення в ПК ЛІРА-САПР [5]: розрахунок Г-образної консольної балки на зосереджене та розподілене навантаження; розрахунок консольної балки круглого перерізу з зосередженням маси, яка додається з ексцентриситетом; стійкість тонкостінної оболонки; частотні характеристики і форми коливань [6].

Висновки. Наведені приклади врахування різних особливостей роботи конструкцій демонструють сучасні тренди розвитку методів моделювання. Метод «Інженерна нелінійність» дозволяє враховувати фізичну нелінійність залізобетону в масових інженерних розрахунках. Врахування нелінійних властивостей матеріалів при визначенні НДС складного комбінованого перерізу дозволяє коректно оцінити його життєздатність. Врахування бімоменту дозволяє адекватно моделювати роботу стрижневих систем з тонкостінних профілів.

Запропоновані методи моделювання і розрахунку конструкцій з урахуванням процесів життєвого циклу дозволяють виявити небезпечні

руйнівні тенденції на етапі проектування, зведення та подальшої експлуатації об'єкта, своєчасно попередити загрозу руйнування, як окремих конструктивних елементів, так і будівельного об'єкту в цілому. Всі аспекти моделювання конструкцій розглянуті на прикладах реальних завдань з проектної практики.

Література

1. Bazhenov V.A., Perelmuter A.V., Vorona Yu.V. Structural mechanics and theory of structures. History essays. – LAP LAMBERT Academic Publishing, Saarbruken, Deutscland, 2017. - 580 p.
2. Баженов В.А., Сахаров А.С., Цыхановский В.К. Моментная схема метода конечных элементов в задачах нелинейной механики сплошной среды // Успехи механики. В 6 томах./ Под.ред А.Н.Гузя. – т.3. – 2007 –С.335-372.
3. А. С. Городецкий, М.С. Барабаш. Учет нелинейной работы железобетона в ПК ЛИРА-САПР. Метод «Инженерная нелинейность». – International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2016.–Vol. 12, Issue 2. –P.92-98
4. Барабаш М.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: Монография/ Мария Сергеевна Барабаш. – К.: Изд-вл «Сталь», 2014. – 301 с
5. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – [2-е изд., доп.] – Киев: "ФАКТ", 2007. – 394 с.
6. Association Française de Normalisation (AFNOR, en: French StandardizatioAssociation) is the French national organization for standardization and its International Organization for Standardization member body –1990. – 362 с.

ВПЛИВ НЕЧІТКИХ ДАНИХ НА РЕЗУЛЬТАТ ОПТИМІЗАЦІЇ ШАРНІРНО-СТЕРЖНЕВИХ СИСТЕМ

Бараненко В.О., Волчок Д.Л., Оболонський Д.О.

ДВНЗ "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури",
Дніпро, Україна

Вступ

В теорії проектування конструкцій оптимальні задачі формуються, в основному, у вигляді детермінованих (чітких) моделей математичного програмування. Представляє інтерес розгляд таких задач оптимального проектування конструкцій (ОПК), в яких була б врахована інформаційна ситуація стосовно вхідних даних, умов закріплення, поведінки середовища, цілей та інших факторів невизначеної природи. Для формулювання і розв'язання таких задач потрібен відповідний математичний апарат, який апіорно включав би в себе можливість урахування цієї ситуації. Поняття невизначеність інтуїтивно зрозуміло кожній людині. Проте її формалізація викликає певні труднощі.

2. Об'єкт оптимізації і формулювання задачі проектування

Розглянемо оптимальне проектування статично визначеної шарнірно-стержневої пружної системи (ШСС) з n елементами. Припускається, що шарніри є ідеально гладкими, а осі усіх елементів системи проходять через геометричні центри. Зовнішнє навантаження є зосереджені сили, які прикладено у r вузлах ($j = 1, 2, \dots, r$); $r \leq m$, де m - число усіх вузлів ШСС. Вага конструкційних деталей вузлів і стержнів конструкції включаються в зовнішнє навантаження. Осьова сила по довжині елементу вважається сталою величиною, а переріз елементів не змінює свою конфігурацію.

Під оптимальною конструкцією розуміють механічну систему мінімальної ваги (обсягу, вартості), яка задовольняє умовам несучої здатності - міцності, стійкості, жорсткості і конструктивних обмежень, що накладаються на величину площ поперечних перетинів елементів - змінних проектування. Змінними проектування можуть бути площі поперечних перетинів, а у випадку згину елементів - моменти інерції. Умову міцності і стійкості розтягнутих і стиснених елементів ШСС, які сприймають зовнішнє навантаження, запишемо як

$$\sigma_i = \frac{|N_i|}{A_i} \leq R_i^* \quad (1)$$

де

$$R_i^* = \begin{cases} R_o, & \text{для розтягнутих елементів } (N_i > 0) \\ \varphi_{\min} R_o, & \text{для стиснутих елементів } (N_i < 0) \end{cases}$$

Тут позначено через N_i , σ_i відповідно поздовжнє зусилля елементу і напруження. Величина φ_{\min} - коефіцієнт поздовжнього згину елемента, який

відповідає максимальній гнучкості. У відповідності до [1] для основних елементів системи (поясів ферм, колон, пілонів) $\varphi_{\min} = 0.8 \dots 0.9$, а для решіток $\varphi_{\min} = 0.6 \dots 0.7$. Довжину елемента і площу поперечного перерізу позначимо відповідно через l_i та A_i . Матеріал елемента характеризується модулем пружності E і розрахунковим опором R^* .

Умова жорсткості - вертикальне переміщення деякого вузла k ШСС, задається формулою Мора

$$y_k = \sum_{k=1}^n \frac{D_{ik}}{A_k} \leq [y]; \quad D_{ik} = \frac{N_i N_{ik} l_i}{E}, \quad (2)$$

де N_{ik} - осьова сила в i - елементі від дії одиночного навантаження, яке прикладене у вузол k за напрямом шуканого переміщення. Величина $[y]$ є допустимим значенням переміщення y , тобто $y \leq [y] \leq y^{\max}$, де y^{\max} значення переміщення y при граничних значеннях A_i із умов міцності.

Конструктивним обмеженням може бути, наприклад, двобічна нерівність (обмеження на габарити)

$$A_i^- \leq A_i \leq A_i^+, \quad (3)$$

де A_i^- , A_i^+ - задані величини. Величина A_i в межах інтервалу (3) може змінюватись дискретним чи неперервним чином. Дискретне завдання припускає наявність сортаменту, який включає певне число профілів. Значення осьових сил $N = \{N_1, N_2, \dots, N_n\}$, $\bar{N}_k = \{N_{1k}, N_{2k}, \dots, N_{nk}\}$ визначають із рівнянь рівноваги системи (за допомогою методу матриці сил), а саме: $N = BP$; $\bar{N}_k = B\bar{P}$, в якому $P = (P_1, P_2, \dots, P_m)$; $\bar{P}_k \in (0, \dots, 0, 1, 0, \dots, 0)$ - є вектор одиночного навантаження, яке прикладене до деякого вузла k . Обсяг системи має вигляд

$$V = \sum_{i=1}^n l_i A_i \quad (4)$$

Використовуючи наведені вище співвідношення, сформулюємо таку

оптимізаційну задачу в непустій множині $\Omega^* = \bigcap_{i=1}^n \Omega_i$ точок

$A = \{A_i\}$ $i = 1, 2, \dots, n$ знайти такі елементи A_i^{opt} , які задовольняють обмеження (1-3) і надають мінімум показнику якості (4), тобто

$$(V^{opt}, A^{opt}) = \arg \left\{ \min_{A_i \in \Omega_i} \sum_{i=1}^n l_i A_i \mid \sum_{i=1}^n D_{ik} / A_i \leq [y] \right\}; \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (5)$$

де точкові множини Ω_i , $i = 1, 2, \dots, n$ утворюються із умов (1), (3) а саме:

$$\Omega_i = \left\{ A_i : A_i^* \leq A_i \leq A_i^+; A_i^* = \max(|N_i| / R_i^*; A_i^-) \right\} \quad (6)$$

В тому випадку, коли навантаження має нечіткий опис $\xi = P$, змінні зусилля N_i^{fuz} , величини перерізів A_i^{fuz} та величина обсягу V^{fuz} є також нечіткими величинами, а задача (5) прийме вигляд:

$$(V^{fuz}, A^{fuz}) = \arg \left\{ \min_{A_i \in \Omega_i(\xi)} \sum_{i=1}^n l_i A_i \left| \sum_{i=1}^n D_{ik}(\xi) / A_i \leq [y] \right. \right\}; \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (7)$$

Для її розв'язання залучено математичний апарат теорії нечітких множин [2-4]. Для розв'язання задачі при детермінованих даних використано метод динамічного програмування [5-6].

3. Нечітке моделювання

Основними етапами нечіткого моделювання є:

- фазифікація вихідних нечітких даних, тобто їх опис за допомогою функції належності;
- виконання задач аналізу або оптимізації при фазифікованих змінних;
- дефазифікація – перетворення нечітких результатів в чіткі.

Розглянуто оптимальне проектування 4-елементної ШСС у випадках, коли опис навантаження є нечітким "трохи більше", а саме:

- задається нечітке $P_1 = \tilde{2}kN$, і детерміноване $P_2^{det} = 2kN$;
- задається детерміноване $P_1^{det} = 2kN$, а нечітке $P_2 = \tilde{2}kN$;
- два навантаження є нечіткими величинами, тобто $P_1 = \tilde{2}kN$, а $P_2 = \tilde{2}kN$ з функціями належності трикутного виду.

Проведена також оцінка модуля Юнга в задачах оптимального проектування пружних шарнірно-стержневих систем із залученням основного інструменту теорії нечітких множин - функцій належності трапецієвидного, трикутного та гаусового виду.

Література

1. Стрелецкий Н.С., Гениев А.Н., Беленя Е.И., Балдин В.А., Лессинг Е.Н. Металлические конструкции - Москва: Стройиздат, 1961. - 776 с.
2. Борисов В.В. Федулов А.С., Зернов М.М. Основы нечёткой математики // Кн.1. Теория нечётких множеств. - М.: Горячая линия – Телеком 2014. – 88 с.
3. Лю Б. Теория и практика неопределённого программирования. - М.: Бином и лаборатория знаний. - 2005. - 416 с.
4. Рутковская Д., Пилинский М., Рутковский Л. Нейронные сети, генетические алгоритмы и нечёткие системы. - М.: Горячая линия- Телеком.- 2008.-383 с.

5. Беллман Р., Дрейфус С. Прикладные задачи динамического программирования - М.: Наука. Главная редакция Физико-математической литературы, 1965. - 460 с.
6. Бараненко В.А. Динамическое программирование и последовательные приближения // Придніпровський науковий журнал. Фізико-математичні науки, грудень 1998 №12 (179). 1998. С. 38-44.

СОЗДАНИЕ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ С УЧЕТОМ ВОЗДЕЙСТВИЯ ОГНЯ И ВЛИЯНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ

Башинская О.Ю.

Национальный авиационный университет, Киев, Украина

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 «Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2: Общие правила – Расчет конструкций на огнестойкость (EN 1992-1-2:2004, IDT)», полные деформации конструкций необходимо определять по формуле:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr},$$

где ε_{th} - температурная деформация; ε_{σ} – мгновенная деформация, что зависит от напряжений; ε_{creep} – деформация ползучести; ε_{tr} – кратковременная деформация.

Поэтому целью данной работы был анализ изменения напряженно-деформированного состояния здания в ПК «ЛИРА-САПР» во время пожара, с определением полных деформаций элементов конструкции, а именно, с учетом ползучести.

В работе была исследована расчетная схема магазина «Ашан» в ТРЦ “SkyMall” (г. Киев), которая приведена на рисунке 1.

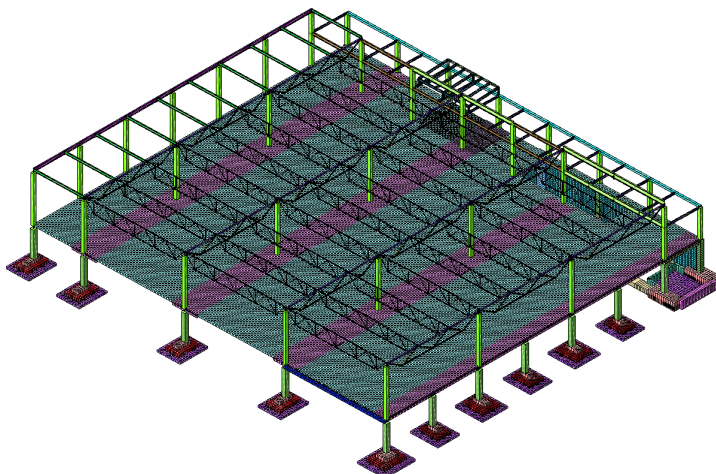


Рис. 1. Расчетная схема здания

Для достижения поставленной цели, в первую очередь, необходимо решить задачу нестационарной теплопроводности, чтобы определить изменение распределения температурных полей от очага пожара по всему сооружению.

Для решения этой задачи были использованы специальные конечные симплекс-элементы теплопроводности. Каждый из таких конечных

элементов имеет только одну степень свободы в узле (температура, которая является скалярной величиной). При этом, воздух также был смоделирован объемными конечными элементами теплопроводности.

Уравнение краевой задачи нестационарной теплопроводности имеет вид:

$$K_{xx} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + K_{yy} \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + K_{zz} \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} + w = \rho c \frac{\partial T}{\partial t},$$

где $T = T(x, y, z, t)$ – поле температур в области Ω ; K_{xx}, K_{yy}, K_{zz} – коэффициенты теплопроводности в направлении x, y, z соответственно; $w = w(x, y, z, t)$ – мощность теплоисточников внутри тела; ρ – плотность материала; c – удельная теплоёмкость материала.

Для решения этой задачи использовались граничные условия первого рода (на части поверхности была задана температура в начальный момент времени t_0) и второго рода (был задан тепловой поток плотностью q , моделирующий воздействие от огня).

Для формирования граничных условий второго рода был использован график развития стандартного пожара.

После определения изменения температурных полей конструкции во времени, была решена статическая прочностная задача с учетом физической нелинейности железобетонных конструкций. При этом, временные изменения температурных полей здания учитывались при формировании параметров термползучести бетона. Также, к расчетной схеме были приложены температурные нагрузки, величины которых были определены в результате решения задачи теплопроводности (температура в узлах конструкции от влияния теплового потока).

Во время физически-нелинейного расчета, термползучесть учитывается так же, как и обычная ползучесть, то есть, путем изменения модуля упругости бетона на каждой итерации. Матрица упругих характеристик $[D]$ изменяется в зависимости от коэффициента ползучести $\phi(t, t')$, который отображает вязкоупругие свойства материала.

Явление термической вязкоупругости характеризуется тем, что скорость деформации ползучести зависит не только от всей предыстории деформирования, но и от температуры. Для решения подобной задачи коэффициент ползучести $\phi(t, t')$ должен зависеть от времени, изменения некоторых характеристик бетона и температуры. Поэтому он рассчитывается согласно двойному степенному закону:

$$\phi(t, t') = \phi_T f_W \left((t'_e)^{-m} + \alpha \right) \cdot (t - t')^n.$$

Где ϕ_T – функция температуры; f_W – функция абсолютной влажности

бетона; t'_e – функция гидратации бетона; α , m , n – некоторые параметры бетона, которые принимаются равными: $\alpha = 0.3$, $m = 1/3$, $n = 1/8$; t' – момент приложения загрузки; t – момент определения деформаций конструкции.

В результате решения прочностной задачи было определено изменение напряженно-деформированного состояния конструкции в зависимости от воздействия высоких температур при пожаре. Были получены изменения перемещений, прогибов и усилий конструкции. Так же было выявлено, что часть конструкции, а именно одна из плит перекрытия потеряла свою несущую способность. Численный расчет совпал с натурными данными.

После решения данной задачи были сделаны следующие выводы:

- проведено исследование напряженно-деформированного состояния конструкции магазина «Ашан» в ТРЦ «SkyMall»;
- разработана методика определения деформаций термползучести железобетонных конструкций на основе вязкоупругопластической модели бетона и двойного степенного закона термползучести;
- двойной степенной закон позволяет учитывать влияние изменения температурного режима эксплуатации на НДС конструкции;
- разработана методика определения деформаций кратковременной ползучести железобетонных конструкций;
- данный метод позволяет определить изменение жесткостных характеристик элементов и найти полные деформации конструкции с учетом воздействия высоких температур.

Литература

1. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 «Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2: Загальні правила – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT)».
2. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести / Арутюнян Н.Х. – М. : Гостехтеориздат, 1952 – 323 с.
3. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия (с учетом ползучести) / С.В. Александровский. – М.: Стройиздат, 1966. – 443 с.
4. Барабаш М.С., Пикуль А.В., Башинская О.Ю. Решение задачи термползучести бетона методом конечных элементов. Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Днепр: ПГАСА, 2017. – Вып.90. – С.22-30.
5. Бруяка В.А. Инженерный анализ в ANSYS Workbench: Учеб. Пособ. / В.А. Бруяка, В.Г. Фокин, Е.А. Солдусова, Н.А. Глазунова, И.Е. Адеянов. – Самара: Самар. гос. техн. ун-т, 2010. – 271 с.
6. Bazant Z.P. Mathematical model for creep and thermal shrinkage of concrete at high temperature / Z.P. Bazant // Nuclear engineering and Design. – 1982. – P. 183 – 191.

7. Eurocode 2: prEN 1992-1-1 «Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings» - Annex B(Informative) Commition of European Communities, Des 1991. P 226.

ПОВЕДЕНИЕ ПОЛОГИХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК ПРИ НЕОДНОРОДНОМ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОМ СОСТОЯНИИ

Бессмертный Я.О.

ГВУЗ «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры», Днепр, Украина

Программные комплексы (далее ПК) играют важную роль в современном мире проектирования и расчёта инженерных задач различных направлений – от линейного расчёта на устойчивость вплоть до динамического и нелинейного поведения конструкций и механизмов. Наиболее известные универсальные комплексы представлены ANSYS и ABAQUS на всемирном уровне и СКАД/ЛИРА на отечественном пространстве. Каждый из них имеет свой ряд преимуществ и недостатков, влияющих на конечный результат, полученный с использованием данных программных комплексов.

В среде ПК ANSYS 14.5 выполнено моделирование поведения серии пологих тонкостенных оболочек при неоднородном напряженно-деформированном состоянии (НДС), обусловленном наличием периодически дискретного закрепления края [6] или несимметричной нагрузки.

Отметим, что уточнение расчётов несущей способности рассматриваемых оболочек при внешнем давлении в случае неоднородного НДС являются важной и актуальной задачей [4,5]. Особенно важно это для пологих оболочек, которые широко применяются на практике.

Цель настоящей работы заключалась в исследовании в среде ПК ANSYS влияния на НДС и устойчивость при равномерном внешнем давлении пологих конической и сферической оболочек (ранее исследовались в ходе численного и физического эксперимента цилиндрические оболочки [1-3]) периодической дискретности закрепления их оснований, а также поведение оболочек при несимметричной внешней нагрузке.

В ходе численного анализа выполнялось три типа расчетов: 1) линейный бифуркационный расчет с определением значений критического давления (q^{cr}) и соответствующих форм потери устойчивости; 2) динамический расчет по определению первых форм собственных поперечных колебаний оболочки при отсутствии нагрузки; 3) геометрически нелинейный расчет с определением НДС оболочки, а также значений предельного давления (q^{lim}) и соответствующих форм потери устойчивости.

Результаты данной работы позволили лучше исследовать поведение пологих тонкостенных оболочек при неоднородном напряженно-деформированном состоянии, которое обусловлено наличием как периодически дискретного закрепления края, так и несимметричной нагрузки оболочки.

Список литературы

1. Krasovsky V.L. Nonlinear effects in the behavior of cylindrical shells under nonuniform axial compression. Experimental results //Proceedings of the 25th Israel Conference on Mechanical Engineering. –Technion City, Haifa, Israel. –1994. –P.623-625.
2. Krasovsky V.L., Varianichko M.A., Nagorny D.V. „Static resonance” phenomena of thin-walled cylindrical shells //Stability of structures. Zakopane. – 2003. –P.227-234.
3. Karasev A.G. Initial imperfection influence on the buckling load of closed elastic isotropic shallow conical shells //Mathematics and Mathematics of Solids –Vol.21 (4) –2016, p.444-453, doi:10.1177/1081286514526082.
4. Kun Xie, Meixia Chen, Naiqi Deng, Wenchao Jia “Free and forced vibration of submerged ring-stiffened conical shells with arbitrary boundary conditions” // Thin-Walled Structures. – Vol. 96. – November 2015. – P.240–255.
5. Sofiyev A.H. “The effect of elastic foundations on the nonlinear buckling behavior of axially compressed heterogeneous orthotropic truncated conical shells” // Thin-Walled Structures. – Vol.80. – July 2014. – P.178–191.
6. Krasovsky V.L., Lykhachova O.V. & Bessmertnyi Ya.O. Deformation and stability of thin-walled shallow shells in the case of periodically non-uniform stress-strain state. Proceedings of the 11th international conference “Shell structures: theory and applications” (SSTA 2017), pp.251-254. October 11-13, 2017, Gdansk, Poland.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЕЙ В ЛВЛ БРУСЕ С ОДНОНАПРАВЛЕННЫМ ШПОНОМ

Бидаков А.Н., Распопов Е.А., Страшко Б.А.

Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова, Харьков, Украина

Соединения деревянных элементов каркасов зданий на клеенных стержнях часто выполняются с металлическими вставками различных конфигураций несколько имитирующих фланцевое соединение, встречающееся в металлических конструкциях. Тип соединения т.н. «металлическая вставка» очень популярен в различных видах конструкций и может использоваться как в решениях карнизных узлов трехшарнирных рам, так и в каркасах офисных или производственных зданий (см. рис. 1).



Рис. 1 Соединения на клеенных стержнях с металлической вставкой

Проведенные испытания узлового соединения на клеенных стержнях с металлической вставкой, установленного в середине балки из ЛВЛ бруса с однонаправленным шпоном (рис. 2, слева) позволили разработать методику для расчета прочности соединений на клеенных стержнях с указанием расстояний между стержнями и от стержней к краям элемента.

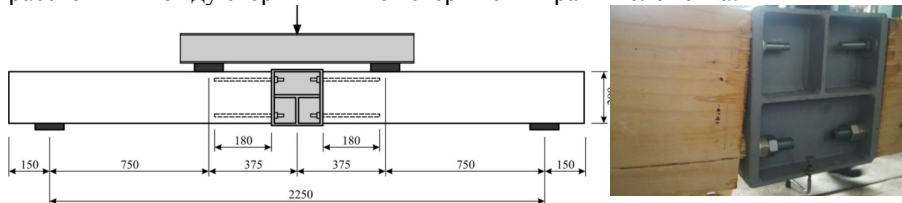


Рис. 2 Схема нагружения балок с металлической вставкой

Схема разрушения образцов имела типичный хрупкий характер в виде выдергивания стержней покрытых слоем древесины или клиновидное скалывание древесины вокруг стержней. При выполнении сверления отверстий было принято межосевое расстояние и расстояние к краям меньше, чем рекомендуют стандарты различных европейских стран и европейских технических заключений. Учитывая результаты проведенных

ране испытаний одиночных клееных стержней при осевом нагружении в образцах ЛВЛ бруса с однонаправленным шпоном отмечено, что схема разрушения имеет характерное раскалывание и небольшую область выкальваемой древесины. Сниженные межсоевые расстояния клееных стержней и расстояния к граням не нарушили предполагаемую схему разрушения, поскольку область выкальваемой древесины не выходила на грани или наружные кромки, как показано на рис.3. Анализ характера разрушения стержней позволяет отметить, что происходит овализация области скальываемой древесины вокруг клееного стержня. Наибольшая часть древесины скальывается вдоль слоев шпона не превышающая 4 слоев шпона общей шириной 13-15мм. Такая овальная форма разрушения древесины ЛВЛ бруса вокруг клеенного стержня (см. рис. 3) объясняется не только шпоновой структурой материала, но как следствие этого, различной прочностью на скальывание вдоль волокон по пласти и по грани.



Рис. 3 Схема разрушения клееных стержней

Учитывая различные методики расчета для определения прочности клеенных стержней на выдергивание, предложена новая инженерная методика расчета, учитывающая не только структуру ЛВЛ бруса, но и различные прочностные величины при скальывании вдоль и поперек волокон. Предложенная методика разработана с учетом результатов полученных при расчете балки со вставкой в программном комплексе ANSYS.

ПРОГРАМНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ КОНСТРУКТОРСЬКОГО ПРОЕКТУВАННЯ (СПЕЦКУРС ДЛЯ МАГІСТРІВ СПЕЦІАЛЬНОСТІ ПЦБ)

Вабіщевич М.О., Мицюк С.В.

Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ,
Україна

Мета спецкурсу: полягає в оволодінні магістрантами навиків роботи з використанням сучасних програмних комплексів (Autocad, ЛІРА, SCAD, Tekla Structures). Студенти повинні ознайомитись з розповсюдженими в світі програмами і промисловими програмними комплексами, необхідними для виконання проєктувальних робіт на сучасних комп'ютерах. На практичних заняттях, під контролем викладача, на прикладі учбових проєктів студент повинен оволодіти основними командами, принципами роботи та особливостями комплексного застосування запропонованих програмних продуктів, щоб у майбутньому виконувати аналогічні роботи самостійно.

Актуальність теми. Сучасний стан ринку праці у сфері проєктування будівель і споруд вимагає від інженера-проєктувальника вміння роботи в програмних комплексах, які здатні виконувати моделювання та розрахунок конструкцій в просторовій (3D) постановці. Для швидкої співпраці з архітекторами та інженерами суміжних розділів проєкту (див. рис.1) конструктор повинен володіти прийомами імпорту/експорту графічної моделі об'єкту між різними програмними комплексами. У разі проєктування об'єкту з використанням одного програмного комплексу для всіх основних розділів проєкту, інженер повинен знати особливості роботи в сумісній графічній моделі будівлі чи споруди. Разом з тим, основною вимогою до інженера-проєктувальника залишається знання діючих будівельних норм та сучасних методів розрахунку.

Основним завданням дисципліни є навчання магістрантів комплексному використанню сучасних графічних та розрахункових програмних продуктів для автоматизованого проєктування об'єктів будівництва.

Для вирішення поставленої задачі на практичних заняттях студенти виконують:

- Побудову скінченоелементних моделей будівель і споруд різного призначення у програмних комплексах ЛІРА та/або SCAD;
- Визначення напружено-деформованого стану в елементах конструкцій з використанням вказаних ПК та автоматизований підбір необхідних перерізів згідно вимог будівельних норм;
- Графічне оформлення прийнятих проєктних рішень у вигляді креслень за допомогою програмних комплексів Autocad та Tekla Structures.

- Розробка пояснювальної записки розрахункової частини проекту.

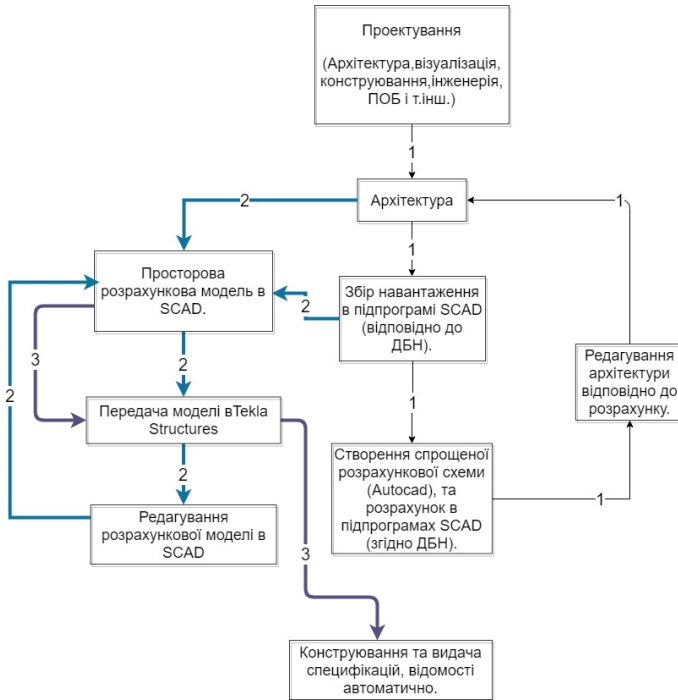


Рис. 1. Блок-схема розробки конструкторського розділу проекту з використанням САПР

У результаті вивчення навчальної дисципліни студент повинен **знати:**

- основні прийоми роботи в з програмними комплексами Autocad, Tekla Structures, ЛІРА та SCAD;
- системи команд і меню вказаних ПК.

вміти:

- будувати і редагувати скінченоелементні моделі стержневих та пластинчасто-оболонкових систем за допомогою програмних комплексів ЛІРА та SCAD.
- використовувати ПК ЛІРА та SCAD для визначення та аналізу напружено-деформованого стану математичних моделей конструкцій.
- експортувати графічні моделі каркасів з підібраними перерізами скінчених елементів з ПК SCAD та ЛІРА в ПК Autocad та Tekla Structures.
- виконувати конструкторські креслення з використанням ПК Autocad та Tekla Structures.

Для контролю рівня засвоєння студентом навчальної програми передбачене **індивідуальне завдання**:

Розробка на ПК математичної та графічної моделей просторового каркасу промислової будівлі з наступним визначенням напружено-деформованого стану конструкцій за допомогою програмних комплексів ЛІРА та/або SCAD, оформленням конструкторських креслень з використанням ПК Autocad та Tekla Structures.

Список використаної літератури

1. Баженов В.А., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології і моделювання: Підручник / За заг. ред. д.т.н., проф. В.А. Баженова.–К.:ПАТ ВІПОЛ, 2013.–896 с
2. Баженов В.А., Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Інформатика. Інформаційні технології в будівництві. Системи автоматизованого проектування. – К.: Каравела, 2011. – 488 с.
- 3, Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А. и др SCAD OFFICE. Вычислительный комплекс SCAD. – М.: изд. СКАД СОФТ 2007. – 590 с
4. Tekla User Assistance. <http://www.tekla.com>

НОВЫЕ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНЫЕ КОНЕЧНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ ЛИРА 10.8

Гераймович Ю.Д., Евзеров И.Д., Марченко Д.В.

Группа компаний ЛИРА, Киев, Украина

В предыдущих версиях программного комплекса ЛИРА (ПК ЛИРА) были реализованы физически нелинейные конечные элементы изгибаемых стержней и пластин, основанные на нелинейной теории упругости. Эти элементы успешно применяются для статических расчетов, но не применимы для задач динамики. Затем были разработаны двумерные и трехмерные физически нелинейные конечные элементы, основанные на теории упруго-пластичности. Эти элементы применяются и для статических, и для динамических расчетов, но не решают задач изгиба. В ПК ЛИРА 10.8 предлагаются новые физически нелинейные конечные элементы изгибаемых стержней и пластин, основанные на теории упруго-пластичности. Эти новые элементы имеют все возможности, что и физически нелинейные изгибаемые элементы – тот же набор нагрузок, учет сдвига, наличие упругого основания, которое может быть и односторонним, использование шарниров для стержневых конечных элементов. Новые элементы могут применяться как для статических, так и для динамических расчетов, в том числе и для решения задач сейсмики. В статической задаче применяется итерационный метод:

$$a_0(U_{n+1}, V) - d(U_n, V) = q(V),$$

где $U_0 = 0$, $n = 1$, $d(U, V) = a_0(U, V) - a(U, V)$,

в динамической – метод конечных разностей:

$$b(\gamma_n U, V) + a_0(\alpha_n U, V) - d(U_n, V) = q(V),$$

где θ – шаг по времени, $t_n = n\theta$, $U_n = U(t_n)$,

$\gamma_n U = (U_{n+1} - 2U_n + U_{n-1})/\theta^2$, $\alpha_n U = (U_{n+1} + U_{n-1})/2$.

Доказательства сходимости приведены в [1].

В тесте на статическую нагрузку сравниваются физически нелинейные и упруго-пластичные стержневые и пластинчатые конечные элементы. Нагрузка подобрана так, чтобы на 10 процентов не доходить до предельного момента. На первом этапе консольная балка нагружается этой нагрузкой, а на втором – разгружается. На этапе нагружения конструкции результаты практически одинаковые. При разгрузке в упруго-пластичных элементах имеются остаточные деформации.

В тесте на динамическую нагрузку сравниваются новые упруго-пластичные стержневые конечные элементы с аналогичными конечными

элементами из пакета конечно-элементного анализа ANSYS. Рассматривалась также консольная балка при сейсмическом воздействии, заданном в виде акселерограммы землетрясения. Полученные результаты довольно хорошо согласуются между собой.

Разработчики ПК ЛИРА 10.8 (<http://www.lira10.com>), предоставили возможность практического использования прямого динамического расчета инженерами-проектировщиками.

Литература

1. Горбовец А.В., Евзеров И.Д. Приближенные схемы для стационарных и нестационарных задач с односторонними ограничениями // Вычислительные технологии. – 2000. Т.5. №6. – С. 33-35.

РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ ФИЛЬТРАЦИИ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ ЛИРА 10.8

Гераймович Ю.Д., Евзеров И.Д., Марченко Д.В.

Группа компаний ЛИРА, Киев, Украина

Рассматривается стационарная задача

$$-\operatorname{div}(K \cdot \operatorname{grad}(h)) = 0, \quad (1)$$

$$h = \frac{p}{\rho - g} + z, \quad (2)$$

где p – давление, h – напор, ρ – плотность воды, g – ускорение свободного падения, K – коэффициент фильтрации, $v = -K \cdot \operatorname{grad}(h)$ – скорость фильтрации.

Для применения МКЭ требуется интегральное тождество, аналогичное принципу возможных перемещений. Его получаем из (1) и формулы Грина интегрирования по частям:

$$-\int_{\Omega} \operatorname{div}(K \cdot \operatorname{grad}(h)) \cdot q \cdot d\Omega = \int_{\Omega} K \cdot \operatorname{grad}(h) \cdot \operatorname{grad}(q) \cdot d\Omega - \int_{\Gamma} K \cdot \frac{\partial h}{\partial n} \cdot q \cdot d\Gamma = 0 \quad (3)$$

здесь q – вариация p .

Из равенства нулю интеграла по поверхности Γ получаем граничные условия:

на водоупоре $K \cdot \frac{\partial h}{\partial n} = 0$ – это условие в МКЭ задавать не нужно, оно "само" выполнится,

и на свободной поверхности

$$p = 0. \quad (4)$$

Граничные условия удобнее задавать для давления, а не для напора. Неоднородное условие (4) тоже легко реализуется.

Подставив (2) в (3), получим равенство МКЭ

$$\int_{\Omega} \frac{K}{\rho - g} \cdot \operatorname{grad}(p) \cdot \operatorname{grad}(q) \cdot d\Omega + \int_{\Omega} K \cdot \frac{\partial q}{\partial z} \cdot d\Omega = 0. \quad (5)$$

Второе слагаемое в (5) – "нагрузка". Из (5) и (4) находим давление.

Полученное давление передается для дальнейшего расчета, используется зависимость для напряжений

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^0 + p \cdot \delta_{ij}.$$

Т.е. давление даст дополнительную нагрузку, которая вычисляется аналогично температурной. При расчете анализируем напряжения

$$\sigma_{ij}^0 = \sigma_{ij} - p \cdot \delta_{ij}.$$

РЕАЛИЗАЦИЯ «СВОБОДНЫХ» НАГРУЗОК В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ ЛИРА 10.8

Гераймович Ю.Д., Евзеров И.Д., Марченко Д.В.

Группа компаний ЛИРА, Киев, Украина

В программном комплексе ЛИРА версии 10.8 были реализованы «свободные» нагрузки – это очень удобный инструмент задания произвольных нагрузок на поверхности расчетной схемы. С помощью этого инструмента произвольную нагрузку на поверхность можно приложить к указанным пользователем объектам: узлам, стержням или пластинам. Это значительно упрощает задание нагрузок на балочные клетки, стропильные кровли и т.д. Имеется возможность указывать объекты, которые не должны воспринимать данный тип нагрузки.

После расчета можно визуализировать грузовые площади, с которых нагрузка собиралась на указанные объекты. Редактирование этого типа нагрузки позволяет изменять все параметры, которые задавались при создании этой нагрузки, в том числе, и объекты, к которым прикладывалась нагрузка.

ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ (СПЕЦКУРС ДЛЯ МАГИСТРОВ АРХИТЕКТУРНОГО ФАКУЛЬТЕТА)

Дехтярь А.С.

Национальная академия изобразительных искусств и архитектуры,
Киев, Украина

Подготовка магистров – архитекторов предусмотрена учебным планом на 9-10 семестрах (5 курс). Ей предшествует бакалаврская подготовка, в которой на 3 и 4 семестрах (2 курс) студенты изучают теоретическую механику (только статику), сопротивление материалов и основы статики сооружений (трехшарнирные арки и балочные фермы).

Поскольку диаграммы деформирования основных материалов уже известны, обучение магистров начинается с описания пластического поведения конструкций (диаграммы Прандтля и Мизеса), вводятся понятия пластического шарнира в стержневых системах и линейного пластического шарнира в пластинках. Вступительная часть курса содержит формулировки статической и кинематической задач теории предельного равновесия, она завершается описанием двойственной пары задач оптимального проектирования.

Особенность кинематического метода теории предельного равновесия с использованием представления о сосредоточенных пластических деформациях состоит в том, что для многих задач о верхней границе предельной нагрузки результат удается получить в замкнутой форме, поэтому можно сравнительно просто сформулировать несложные задачи оптимального проектирования о наилучшей конструкции заданной несущей способности (возможна также двойственная постановка задачи о наиболее прочной конструкции заданной стоимости).

В течение двух семестров студенты выполняют 12 курсовых работ, ниже приводится описание некоторых задач.

1. Наилучшее размещение опор однопролетной балки – довольно редкий на практике случай, когда опоры необязательно располагаются на концах балки. Достоинство этой задачи – в ее простоте, лаконичности решения и весьма впечатляющем результате.
2. Комбинированные системы – двухкомпонентная конструкция содержит балку и стержень. В общем случае изгибаемый и растянутый элементы – балка и стержень - изготовлены из материалов разной прочности и разной стоимости. Здесь представлены проекты, в которых в работу вовлечены оба компонента, то есть часть несущей способности обеспечивается балкой, а другая часть – стержнем.
3. Опертая по контуру прямоугольная пластина подкреплена регулярной системой ребер -контурных и промежуточных. Здесь независимыми переменными являются шаг ребер, размеры их

поперечных сечений и толщина пластины. Получены оптимальные проекты конструкций заданной несущей способности.

4. Еще одна оптимизационная задача – опирание пластин на три или четыре точечных опоры.
5. К предыдущей задаче примыкает задача о безбалочных перекрытиях, где в число независимых переменных кроме толщины плиты включены шаг колонн и размеры капители. Представлены примеры оптимальных проектов.
6. Задача о пространственном покрытии из системы треугольных складок. Переменными в оптимизационной задаче здесь приняты толщина складки, ее ширина и высота, а также количество складок в пределах заданной ширины покрытия.
7. Задача об оптимальных пологих цилиндрических оболочках, опирающихся на торцевые диафрагмы – для достижения заданной несущей способности варьируются толщина скорлупы и стрела подъема оболочки параболического очертания.
8. Представлены оптимальные проекты пространственных рам с ортогонально расположенными элементами при действии горизонтальных сосредоточенных сил, приложенных к ригелю или к стойке.
9. Рассмотрены плоские фермы наименьшего теоретического веса. Получены проекты ферм с параллельными поясами и нисходящими раскосами, а также проекты стропильных ферм треугольного очертания. Оптимальные проекты сравниваются с оценками А.Р. Ржаницына, полученными в 1949 году.

РЕШЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНЫХ ЗАДАЧ ПОСЛЕ ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ ЛИРА 10.8

Евзеров И.Д.

Группа компаний ЛИРА, Киев, Украина

При решении данного класса задач применяется шаговый метод с автоматическим выбором шага приложения нагрузки. Если после некоторого шага установлено, что произошла потеря устойчивости, для исследования дальнейшего поведения конструкции решается соответствующая динамическая задача при равной нулю правой части. Применяется безусловно устойчивая разностная схема. Начальные условия задаются в соответствии с найденной первой формой потери устойчивости. Таким методом находим устойчивое состояние при той же нагрузке, при которой конструкция потеряла устойчивость. Далее снова применяется шаговый метод.

Приведено решение тестовых задач. Все расчеты выполнены в ПК ЛИРА 10.8, в котором реализован предложенный алгоритм.

СМЕЖНЫЕ ВОПРОСЫ НОРМИРОВАНИЯ РАСЧЕТА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ

Кабанцев О.В.

Московский государственный строительный университет,
Москва, Россия

В работе рассматривается вопрос единого подхода к обеспечению сейсмостойкости несущих систем на основе соответствия ключевых положений норм различного вида: нормы по нагрузкам и воздействиям, нормы по расчету различных конструкций и нормы сейсмостойкого строительства.

Приведены примеры откорректированных положений норм по нагрузкам и воздействиям (СП 20.13330), в рамках которых устанавливаются значимые отличия от ранее действовавших положений норм и методических документов по расчету конструкций сейсмостойких зданий.

Приведен анализ положений норм (СП 20.13330) по формированию расчетных сочетаний нагрузок, в рамках которого возможен «пропуск» наиболее опасных расчетных ситуаций. Предложены и обоснованы дополнения и корректировки отдельных разделов норм по нагрузкам и воздействиям.

Выполнен анализ положений норм по расчету железобетонных конструкций (СП 63.13330) применительно к расчету таких конструкций на сейсмические нагрузки. Показаны спорные аспекты прямого применения норм СП 63.13330 по расчету нормальных сечений. Приведен анализ положений норм СП 63.13330 по расчету внецентренно сжатых железобетонных элементов на действие поперечных сил – показаны и обоснованы спорные аспекты нормативной методики.

Предложены варианты согласования положений смежных разделов норм в рамках общей концепции обеспечения сейсмостойкости несущих систем в целом.

ОСОБЕННОСТИ ХАРАКТЕРИСТИК ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НЕСУЩИХ СИСТЕМ ДЛЯ РЕЖИМА ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

Кабанцев О.В., Митрович Б.

Московский государственный строительный университет,
Москва, Россия

В работе рассматривается вопрос особенностей критериев предельных состояний монолитных железобетонных несущих систем для режима прогрессирующего обрушения.

Для обоснования принципов формирования критериев особых предельных состояний необходимо определить особенности работы конструкций несущей системы здания при отказе одного из опорных элементов. На первых этапах развития исследований устойчивости несущих систем против прогрессирующего обрушения предложен и долгое время применялся подход, основанный на критериях прочности:

$$F \leq S \quad (1)$$

где F и S – соответственно усилие в элементе, найденное из упругого расчета, и его расчетная несущая способность, найденная с учетом особенностей расчетной ситуации, т.е. с учетом возможности работы элементов конструкции за пределами текучести материала.

Таким образом, допускалась возможность работы конструкций в условиях развития пластических деформаций, но степень пластических деформаций определяется неявно – через коэффициенты надежности к прочностным характеристикам материалов. Следует подчеркнуть - при неявно допускаемой пластической фазе работы конструкций допустимая степень реализации пластических деформаций никак не регламентируется нормами, что приводит к неопределенности в методах расчетного анализа поведения несущей системы в условиях отказа несущего элемента.

Авторами предложен подход к обоснованию характеристик предельных состояний монолитных железобетонных несущих систем для условий отказа конструктивного элемента, основанный на деформационных критериях (разработаны Б.С. Расторгуевым и Н.Н. Поповым):

$$\mu = \varepsilon_{tot} / \varepsilon_{el} \quad (2)$$

где ε_{tot} и ε_{el} полные и упругие относительные деформации конструкции, соответственно.

При этом для величины полных относительных деформаций должны быть установлены разумные ограничения. Например, для ряда анизотропных материалов, находящихся в условиях двухосного напряженного состояния, принято:

$$\varepsilon_{max} = 0.85 \varepsilon_{tot} \quad (3)$$

Такой подход представляется вполне обоснованным для монолитных железобетонных несущих систем, для которых предложены специальные конструктивные решения, обеспечивающие блокирование процесса развития разрушений при возникновении локального отказа. К таким конструкциям специального назначения относятся этажи повышенной жесткости (аутригерные этажи).

Однако в настоящее время отсутствуют однозначно сформулированные характеристики особого предельного состояния для режима отказа несущего элемента с учетом допустимого уровня пластических деформаций конструкций, что не позволяет в полной и обоснованной мере учитывать пластическую фазу работы конструкций аутригерных этажей, которая представляется вполне допустимой.

Для определения предельно допустимых деформаций конструкций аутригерных этажей выполнен анализ процессов разрушения основных элементов несущей системы (монолитных железобетонных перекрытий), а также механизмов, приводящих к образованию таких разрушений. Такой анализ выполнен численными методами (BK SCAD) на основе конечноэлементных моделей типовых этажей с различными размерами пролетов и шагов конструкций – от 3,0 до 7,2 м (общий вид модели представлен на рис. 1.).

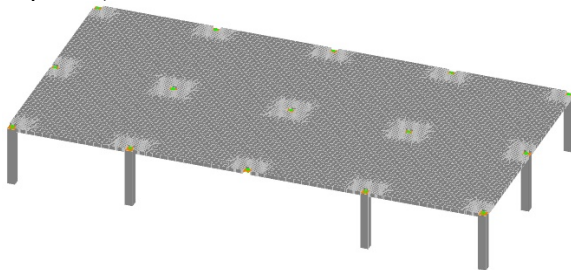


Рис. 1. Общий вид модели типового этажа с пролетами 6,0 м. В центре крайнего ряда колонна удалена («отказ» конструкции).

В качестве воздействия принято перемещение опорной зоны перекрытия над «отказавшей» колонной. Величина перемещения варьировалась от 0 до «предельной» величины (с шагом 0,5 мм), соответствующей моменту образования зоны разрушения. Получены значения предельных смещений (в относительных величинах - к размеру пролета) – см. рис. 2.

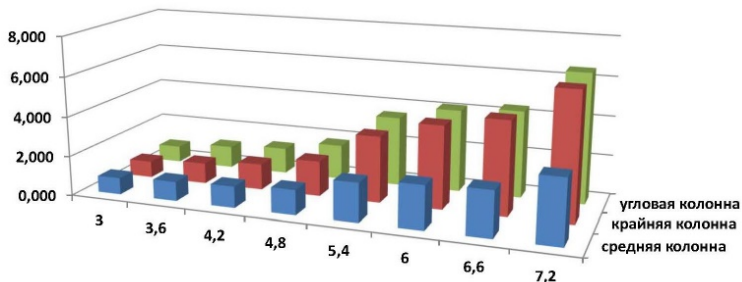


Рис. 2. Величины «предельных» смещений в относительных величинах (10^{-3}).

В дополнение к деформационному воздействию были определены значения эквивалентных силовых нагрузок на перекрытие в зоне «отказавшей» колонны, вызывающих величину смещения опорной зоны, равную «предельной» величине. Расчет силового фактора выполнен с целью выявления корреляции между деформационным и силовым видами воздействия.

По результатам исследований и анализа различных видов критерия разрушений установлено, что для оценки величины «предельного» смещения может быть принят фактор разрушения приопорной зоны от действия поперечных сил.

Результаты определения силовых нагрузок, эквивалентных величинам «предельных» смещений в сопоставлении с деформационными воздействиями показывают, что корреляция между силовыми и деформационными воздействиями отсутствует (см. рис. 3).

Наличие обоснованных значений предельной пластичности монолитных железобетонных конструкций перекрытий является основой для определения значений характеристики уровня допускаемых повреждений для режима прогрессирующего обрушения при отказе вертикальной несущей конструкции (аналог коэффициента допускаемых повреждений K_l сейсмостойких конструкций).

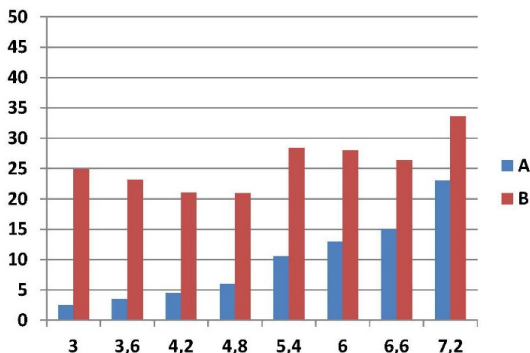


Рис. 3. Сопоставление нагрузочных факторов – деформационного и силового для условий формирования «разрушения» приопорной зоны перекрытия (отказ средней колонны). По вертикальной оси – абсолютные величины перемещений (мм) и величины предельного силового фактора (тонны); А – деформационный фактор; В – силовой фактор.

Это позволит выполнять корректную оценку эффективности аутригерных этажей, работающих в упругой и пластической фазах деформирования в качестве «...специального мероприятия, исключающего прогрессирующее обрушение сооружения или его части», т.е. выполнить требования действующих законодательных и нормативных документов.

Выводы

Выполненные исследования обосновывают возможность использования деформационных критериев для оценки напряженно-деформированного состояния монолитных железобетонных конструкций, включая пластическую фазу деформирования, в режиме отказа вертикального элемента несущей системы. Установленные характеристики предельной пластичности и соответствующие им характеристики уровня допускаемых повреждений представляют собой, по существу, характеристики предельных состояний монолитных железобетонных конструкций для режима прогрессирующего обрушения.

На основании результатов исследований установлено что силовые факторы, моделирующие воздействие в режиме отказа несущей конструкции, не имеют приемлемой корреляционной зависимости с явлениями исчерпания несущей способности приопорных зон перекрытий, что не позволяет их использовать для исследования процессов, происходящих в монолитных железобетонных несущих системах в условиях прогрессирующего обрушения.

ВОПРОСЫ АНАЛИЗА СОПРОТИВЛЕНИЯ НЕСУЩИХ СИСТЕМ В РЕЖИМАХ ОТКАЗА КОНСТРУКТИВНОГО ЭЛЕМЕНТА

Кабанцев О.В.,¹ Перельмутер А.В.²

¹ Московский государственный строительный университет,
Москва, Россия

² НП ООО «СКАД Софт», Киев, Украина

Анализ сопротивления несущих систем зданий при отказе отдельных конструктивных элементов является одной из важнейших задач при оценке надежности конструктивной системы здания в целом. В ряде случаев такая задача формулируется как оценка живучести сооружения и такой подход может рассматриваться как один из возможных, но не единственных. В действующих нормативных и правовых документах случай отказа отдельных конструкций отнесен к аварийной расчетной ситуации, которую следует рассматривать в рамках особого предельного состояния. Особое предельное состояние введено в нормы относительно недавно, однако критерии такого предельного состояния для случая отказа отдельного конструктивного элемента не сформулированы с необходимой степенью строгости. Более того, в нормативном документе добровольного применения (СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия.) допускается достаточно большие объемы разрушений несущих конструкций здания при отказе отдельной конструкции – на площади от 40 до 100 м² (в зависимости от высоты здания). При таком уровне нормирования весьма острой является проблема методики расчетного анализа сопротивления несущей системы при отказе локального конструктивного элемента, обеспечивающей получение корректного результата, а именно: возможность оценить процесс развития разрушений (либо купирования развития разрушений) и объема разрушенных элементов.

В современной практике проектирования несущих систем зданий сформировался подход, в рамках которого считается не вполне обоснованным допускать образование столь значимых «допускаемых» объемов разрушений конструкций (см. СП 296). С целью блокирования процесса развития разрушений, обусловленных начальным локальным событием, предложены различные виды специальных конструктивных решений, блокирующих процесс развития разрушений в несущей системе. К наиболее эффективным решениям можно отнести устройство этажей повышенной жесткости (аутригерных этажей). Такие этажи обладают необходимой жесткостью, что позволяет изменить схему работы вертикальных несущих конструкций при отказе нижерасположенного элемента – эти конструкции «подвешиваются» к аутригерному этажу. Эффективность применения специальных конструктивных решений (например, аутригерных этажей) должна быть обоснована расчетом.

Расчетная ситуация, связанная с отказом локальной конструкции, представляет собой многоэтапный процесс, на начальном этапе которого

формируется НДС в исходной несущей системе с полным набором конструкций, на следующем этапе исходная расчетная схема изменяется (происходит отказ конструкции), что приводит к формированию нового НДС при постоянных внешних нагрузках. Важнейшим условием методики расчетного анализа при отказе несущей конструкции является возможность корректного учета механизма «удаления» напряженного элемента из состава расчетной модели, что приводит к образованию определенного динамического эффекта.

Для минимизации проблем прямого динамического расчета предлагается использовать технологию квазистатического расчета с применением коэффициента динамичности - k_d . В силу своей простоты, расчет, основанный на использовании коэффициента динамичности, пользуется популярностью. Не последнюю роль здесь играет тот факт, что для системы с одной степенью свободы, на которую действует кратковременная нагрузка, известны значения динамического коэффициента и его верхняя оценка ($k_d = 2$). Для многоэлементных систем относительно неплохие результаты можно получить в тех случаях, когда форма движения системы близка к форме ее статического равновесия без удаленного элемента. Лишь тогда можно говорить о соотношении перемещений, общем для всех узлов системы. Однако методика расчета с использованием коэффициента динамичности не является универсальной, более того – такая методика в ряде случаев приводит к принципиально неверным результатам.

Авторами выполнен анализ применения методики расчета с использованием коэффициента динамичности на примере простейшей конструкции фермы (см. рис. 1). Результаты такого расчета сопоставляются с точным решением на основе прямого интегрирования движения.

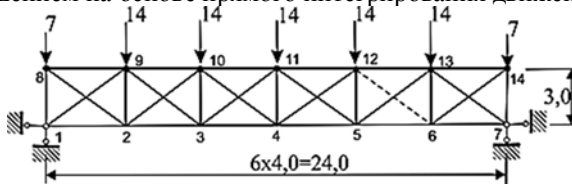


Рис. 1. Расчетная схема к примеру.

Анализ сопоставления результатов показывает, что методика на основе коэффициента динамичности приводит в существенным ошибкам (отклонения результатов достигают 272%!). Такое принципиальное расхождение результатов объясняется несовпадением формы статического равновесия модели без «отказавшего» элемента и первой формы собственных колебаний (см. рис. 2). Таким образом, само понятие коэффициента динамичности как множителя к статической картине деформирования лишается смысла.

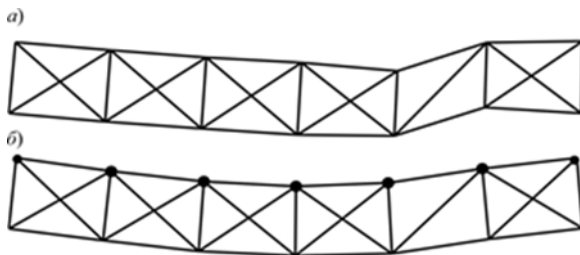


Рис.2. Сопоставление форм деформирования: а) – форма статического равновесия модели без «отказавшего» элемента; в) – первая форма собственных колебаний модели

Следует отметить, что идея квазистатического расчета с использованием коэффициента динамичности, основанная на энергетическом подходе, широко применяется различными авторами применительно к конструкциям из материалов, у которых зависимость «напряжения – деформации» не является линейной. При этом исследователи НДС несущей системы в режиме отказа отдельных элементов отмечают, что при наличии в материале конструкции (и соответствующем учете при анализе) неупругих деформаций коэффициент динамичности существенным образом снижается и приближается к единице.

Использование квазистатических методов для анализа систем, в которые включены специальные конструктивные решения - например, аутригерные этажи (обобщенная схема представлена на рис. 3), принципиально не позволяет получить корректный результат, что объясняется указанными выше причинами.

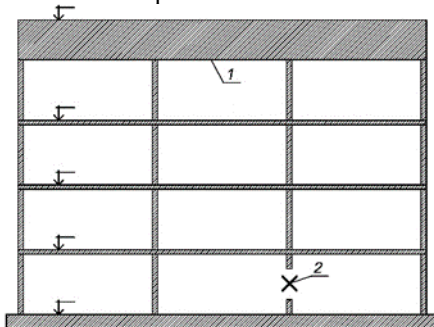


Рис.3. Обобщенная схема несущей системы с аутригерным этажом: 1 – аутригерный этаж; 2 – локальный отказ элемента конструкции.

Выводы

Методы расчетного анализа поведения несущих систем при отказе отдельного элемента должны обеспечивать корректный учет процессов, происходящих в реальной конструкции. Отказ локального элемента приводит к перестройке не только расчетной схемы и связанной с этим перераспределением усилий, но и с достаточно сложными динамическими

явлениями. Применение упрощенных методов расчетного анализа, например – квазистатического подхода с использованием коэффициента динамичности, не обеспечивает условия корректности моделирования и, соответственно, достоверности результатов расчетного анализа.

THE COMPUTER MODELLING SYSTEM IMPERFECTIONS AND WIND TURBULENCE SIMULATIONS IN THE WIND TUNNELS

Kazakewitch M.I.
Dusseldorf, Germany

The estimation of two quite expensive and scaled types of the investigations of the flexible structure interaction with the wind flow in the atmosphere boundary layer is given in this paper.

The first one is connected with the computer modelling (computational experiment). The second is caused by the absence of the reliable information as for the turbulence longitudinal – cross pulsations at the full-scale physical modelling of the flexible structure aerodynamic behaviour.

The grounds for the most rational and physically conditioned application of these two important types of modelling are given here. These types of modelling deal with the low-frequency reactions of the flexible structures, sensitive to the wind effects.

In some cases it helps to provide the reliability of the obtained results.

МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ КОЛИВАНЬ ПОРОПРУЖНИХ ОБ'ЄКТІВ ЗА МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ ІНТЕГРАЛЬНИХ РІВНЯНЬ

Кара І.Д., Ворона Ю.В.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ,
Україна

Пористі матеріали є досить розповсюдженими в природі, а тому широко використовуються в техніці і в будівництві. Проектування підземних споруд, розробка родовищ динамічними методами вимагають знань явищ і процесів, які відбуваються при поширенні коливань в насичених пористих середовищах. В той же час закони теорії пружності та в'язкопружності часто є недостатньо точними при дослідженні хвильових процесів в насичених матеріалах. Зокрема, присутність заповнювача призводить до того, що окрім поздовжніх і поперечних хвиль в таких середовищах виникають деякі більш складні типи хвиль. Ця обставина значною мірою ускладнює розрахункові співвідношення [1], [2], [3].

Математичною моделлю усталених гармонічних коливань тривимірного поропружного тіла згідно із моделлю Біо [4] є система диференціальних рівнянь в частинних похідних, яка пов'язує між собою компоненти комплексної амплітуди вектора переміщень пружного каркасу і скалярну величину - напруження в рідкому заповнювачі пор, яке пропорційне тиску в рідині. Така система рівнянь з точністю до позначень співпадає із системою, яка описує зв'язані термопружні коливання і яка детально досліджена в роботах Купрадзе із співробітниками [5] та Новацького [6]. При цьому температурі в задачі термопружності відповідає напруження в заповнювачі.

Перехід до системи інтегральних рівнянь здійснюється з використанням теореми про взаємність робіт, причому в якості характеристик допоміжного стану використовуються, по-перше, переміщення і напруження в двофазовому середовищі від дії одиначної зосередженої сили, прикладеної до каркасу, а по-друге, переміщення і напруження від дії системи масових сил, певним чином розподілених як по об'єму. В цьому другому випадку одна частина розподіленого навантаження сприймається каркасом, а інша – заповнювачем [7]. Вказані переміщення в каркасі і напруження в заповнювачі в допоміжному стані загалом співпадають з точністю до позначень з фундаментальними розв'язками задачі про гармонічні термопружні коливання, наведені в книзі [5]. Вирази для напружень на площинках каркасу і переміщень в рідині в допоміжному стані отримуюмо за допомогою фізичних співвідношень, після чого апарат методу граничних інтегральних рівнянь (МГІР) виявляється повністю сформованим, оскільки процедура розбиття границі розрахункової області на елементи та введення гіпотези щодо характеру зміни невідомих в межах кожного елементу є абсолютно стандартною.

За допомогою розробленої методики була розв'язана тестова задача про гармонічні коливання поропружного шару під дією рівномірно розподіленого по одній з поверхонь навантаження. Напруження в рідині в точках цієї поверхні дорівнюють нулю. Також дорівнюють нулю переміщення на протилежній поверхні. За таких умов у шарі виникають тільки переміщення в напрямку товщини, які до того ж є функціями лише однієї координати. Для цієї задачі неважко знайти аналітичний розв'язок. Проведене порівняння отриманого розв'язку з даними чисельного розрахунку за МГР, а також з результатами, що відповідають коливанням однофазного пружного шару. Також була розв'язана задача про коливання шару, коли на одній поверхні задані ненульові переміщення в каркасі та рідині, а на іншій відсутні напруження.

З порівняння результатів розрахунків видно, що графіки перемішень та напружень в пружній області та пружному скелеті поропружної області мають однаковий характер, але відрізняються значеннями в залежності від величини частоти коливань ω . Це свідчить про те, що тіло, в якому містяться пори, не можна моделювати як суцільне однорідне пружне середовище, а необхідно застосовувати двофазну модель та рівняння поропружності. Оскільки похибки, що супроводжують застосування інтегральних рівнянь, є незначними, то можна стверджувати, що всі проміжні та остаточні результати, отримані за методом ГР, є коректними, і цей метод можна використовувати в подальшому при розробці програмних засобів, призначених для чисельного аналізу коливань елементів тривимірних поропружних тіл складної форми.

Література

1. Ковтун А.А. Об уравнениях модели Био и их модификациях / А.А. Ковтун // Вопросы геофизики. – 2011. – Вып. 44. – С. 3-26.
2. Игумнов Л.А. Численно-аналитическое моделирование динамики трехмерных составных пороупругих тел: [электронное учебно-методическое пособие] / Игумнов Л.А., Литвинчук С.Ю., Аменицкий А.В., Белов А.А. – Нижний Новгород: Нижегородский госуниверситет, 2012. – 52 с.
3. Li P. Boundary element method for wave propagation in partially saturated poroelastic continua / P.Li. - Verlag der Technischen Universität Graz, 2012. – 143 p.
4. Biot M.A. Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. I. Low-Frequency Range / M.A.Biot // J. Acoust. Soc. Amer. – 1956. – V. 28, №2. – P.168-178.
5. Трехмерные задачи математической теории упругости и термоупругости: [монография] / [Купрадзе В.Д., Гегелиа Т.Г., Башелейшвили М.О., Бурчуладзе Г.В.] под общей редакцией В.Д.Купрадзе.; – М.: Наука, 1976. – 664 с.
6. Новацкий В. Динамические задачи термоупругости / Под ред. Г.С.Шапиро.. – М.: Мир, 1970. – 256 с.

7. Dominguez J. Boundary elements in dynamics / J.Dominguez. – Computational Mechanics Publications. Southampton Boston, 1993. – 689 p.

НОВЫЙ СОВМЕСТНЫЙ ЧЕТЫРЕХУГОЛЬНЫЙ КОНЕЧНЫЙ ЭЛЕМЕНТ БАЛКИ-СТЕНКИ С ВРАЩАТЕЛЬНЫМИ СТЕПЕНЯМИ СВОБОДЫ

Карпиловский В.С.

НП ООО «СКАД Софт», Киев, Украина

Выполнена независимая аппроксимация функций перемещений и вращательных степеней свободы кусочными полиномами второй степени. Вводится параметр регуляризации, позволяющий исключить геометрическую изменяемость расчетной схемы при равенстве нулю перемещений все ее узлов.

Рассмотрим выпуклый четырехугольный конечный элемент для решения плоской задачи теории упругости, который изображен в местной системе координат на рис. 1а:

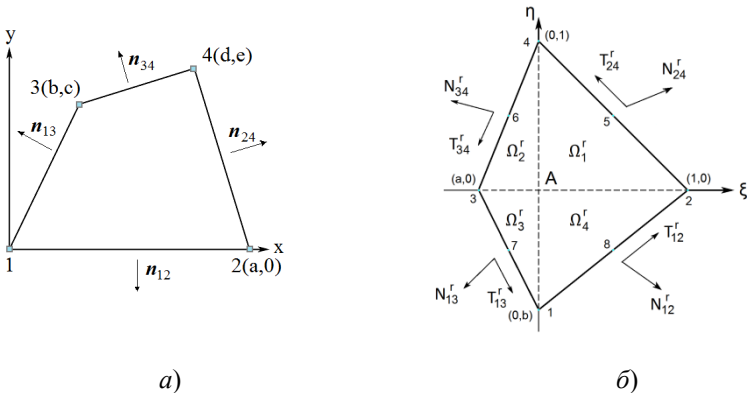


Рис. 1

Четырехугольник на рис. 1б получим преобразованием (1) системы координат $ХОУ$ в специальную систему координат $\xi\Omega\eta$:

$$\begin{cases} x = x_A + (x_2 - x_A)\xi + (x_3 - x_A)\eta \\ y = y_A + (y_2 - y_A)\xi + (y_3 - y_A)\eta \end{cases} \quad (1)$$

где (x_A, y_A) – точка пересечения диагоналей.

В каждом узле $i=1,2,3,4$ элемента определим по три степени свободы:

- u_i, v_i – значения перемещений;
- θ_i – вращательную степень свободы. Она не имеет физического смысла, но является как бы аналогом усредненного угла поворота

$$\theta_i^r = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \Big|_{(\xi_i, \eta_i)}$$

Система аппроксимирующих функций элемента имеет вид:

$$\{\varphi_{ij}^c(x, y), i=1,2,3,4, j=1,2,3\} \quad (2)$$

Будем аппроксимировать независимо функции линейных перемещений и вращательных степеней свободы. При этом на стороне ij потребуем чтобы касательное и нормальное перемещения u_n и u_τ изменялись следующим образом:

$$\begin{aligned} u_n &= (1-\lambda)u_{ni} + \lambda u_{nj} + \frac{l_{ij}}{2} \left(\theta_j - \theta_i + \omega(\theta_j + \theta_i)(1-2\lambda) \right) \lambda(1-\lambda) \\ u_\tau &= (1-\lambda)u_{\tau i} + \lambda u_{\tau j} \\ \mathbf{x} &= \mathbf{x}_i + \lambda \boldsymbol{\rho}_{ij}, \quad \boldsymbol{\rho}_{ij} = \mathbf{x}_j - \mathbf{x}_i, \quad \boldsymbol{\tau}_{ij} = \boldsymbol{\rho}_{ij} / l_{ij}, \quad l_{ij} = |\boldsymbol{\rho}_{ij}|; \end{aligned} \quad (3)$$

ω – произвольная константа.

При $\omega=0$ (3) являются условиями, предложенными Allman в [1] при построении треугольного конечного элемента с вращательными степенями свободы. Аналогичный прием был затем применен при построении изопараметрического четырехугольного элемента в работе Cook [2]. При этом функции формы обеспечивают совместность аппроксимаций. Они зависят от разностей $\theta_i - \theta_j$ и, поэтому, возможна геометрическая изменяемость расчетной схемы, когда все значения θ_i во всех узлах расчетной схемы равны между собой при равенстве нулю перемещений.

При $\omega \neq 0$ условия [3] обеспечивают также совместность аппроксимаций и гарантируют *геометрическую неизменяемость расчетной схемы* при корректных краевых условиях.

Аппроксимирующие функции элемента будем искать в виде полиномов второй степени на каждой из подобластей Ω_i , обеспечивая их непрерывность вместе с первыми производными на диагоналях. Полиномы позволяют точно вычислить элементы матрицы жесткости в отличие от изопараметрического элемента с его дробно-рациональными функциями. Рассмотрим вспомогательные функции:

$$\psi_i(\xi, \eta) = \sum_{k=1}^8 \alpha_{ik} P_k(\xi, \eta), \quad \chi_{ij}(\xi, \eta) = \sum_{k=1}^8 \beta_{ik} P_k(\xi, \eta), \quad (4)$$

где:

$$\begin{aligned} P_1(\xi, \eta) &\equiv 1, \quad P_2(\xi, \eta) \equiv \xi, \quad P_3(\xi, \eta) \equiv \eta, \quad P_4(\xi, \eta) \equiv \xi\eta, \\ P_5(\xi, \eta) &= \begin{cases} \xi^2, & (\xi, \eta) \in \Omega_1 \cup \Omega_4 \\ 0, & (\xi, \eta) \in \Omega_2 \cup \Omega_3 \end{cases}, \quad P_6(\xi, \eta) = \begin{cases} 0, & (\xi, \eta) \in \Omega_1 \cup \Omega_4 \\ \xi^2, & (\xi, \eta) \in \Omega_2 \cup \Omega_3 \end{cases} \\ P_7(\xi, \eta) &= \begin{cases} \eta^2, & (\xi, \eta) \in \Omega_1 \cup \Omega_2 \\ 0, & (\xi, \eta) \in \Omega_3 \cup \Omega_4 \end{cases}, \quad P_8(\xi, \eta) = \begin{cases} 0, & (\xi, \eta) \in \Omega_1 \cup \Omega_2 \\ \eta^2, & (\xi, \eta) \in \Omega_3 \cup \Omega_4 \end{cases} \end{aligned} \quad (5)$$

Функции (5) являются на каждой из подобластей Ω_i полиномами 2-й степени, которые на диагоналях непрерывны вместе со своими первыми производными.

Функции (4) для произвольного выпуклого четырехугольника однозначно определяются из условий:

$$\begin{aligned} \psi_i(\xi_j, \eta_j) &= \delta_i^j, & \psi_i(\mathbf{y}_{jk}) &= \begin{cases} 0.5, & i=j \text{ или } i=k \\ 0, & j, k \neq i \end{cases}, \\ \chi_{ij}(\xi_k, \eta_k) &= 0, & \chi_{jk}(\mathbf{y}_{nm}) &= \delta_{jk}^{nm} \end{aligned}, \quad (6)$$

где $\mathbf{y}_{jk} = \frac{1}{2}(\xi_j + \xi_k, \eta_j + \eta_k)$ – середины сторон.

Удовлетворяющую (3) систему аппроксимирующих функций элемента (2) представляем в следующем виде через функции (4):

$$\left\{ \begin{aligned} u(x, y) &= \psi_1 u_1 + \psi_2 u_2 + \psi_3 u_3 + \psi_4 u_4 - \frac{c}{8} \chi_{13} (\theta_1 - \theta_3 + \\ &\quad \omega \left(\frac{\xi}{a} - \frac{\eta}{b} \right) (\theta_1 + \theta_3)) + \frac{e}{8} \chi_{24} (\theta_4 - \theta_2 + \omega (\xi - \eta) (\theta_2 + \theta_4)) + \\ &\quad \frac{c-e}{8} \chi_{34} (\theta_3 - \theta_4 + \omega \left(\eta - \frac{\xi}{a} \right) (\theta_3 + \theta_4)) \\ v(x, y) &= \psi_1 v_1 + \psi_2 v_2 + \psi_3 v_3 + \psi_4 v_4 + \frac{b}{8} \chi_{13} (\theta_1 - \theta_3 + \\ &\quad \omega \left(\frac{\xi}{a} - \frac{\eta}{b} \right) (\theta_1 + \theta_3)) - \frac{a}{8} \chi_{12} (\theta_2 - \theta_1 + \omega \left(\frac{\eta}{b} - \xi \right) (\theta_1 + \theta_2)) + \\ &\quad \frac{a-d}{8} \chi_{24} (\theta_4 - \theta_2 + \omega (\xi - \eta) (\theta_2 + \theta_4)) + \\ &\quad \frac{d-b}{8} \chi_{34} (\theta_3 - \theta_4 + \omega \left(\eta - \frac{\xi}{a} \right) (\theta_3 + \theta_4)) \end{aligned} \right. \quad (7)$$

Решено большое число тестовых задач. При этом результаты по перемещениям и напряжениям для построенного элемента показали:

- значительное увеличение точности при сравнении с классическими элементами, имеющими по две степени свободы в узле;
- незначительное отличие от соответствующих результатов изопараметрического четырехугольного элемента [2];
- При $\omega=0.001$ результаты отличаются от варианта $\omega=0$ на доли процента, но нет геометрической изменяемости при равенстве нулю перемещений.

Литература:

1. Allman D. J. A compatible triangular element including vertex rotations for plane elasticity analysis // Computers and structures. 1984. V.19. P.1-8.
2. Cook R.D. On the Allman triangle and a related quadrilateral element // Computers and structures. 1986. V.22-Nb6. P.1065-1067.

НЕКОТОРЫЕ ПРОБЛЕМЫ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ

Э.З. Криксунов

НП ООО «СКАД Софт», Киев, Украина

Споры о возможности или невозможности бесшовного перехода от архитектурной (технологической) модели к расчетной схеме продолжают много лет и аргументы, приводимые сторонами спора, до сих пор не убедили противоположную сторону. В докладе рассматриваются некоторые проблемы, возникающие в процессе геометрического моделирования несущих конструкций зданий и сооружений.

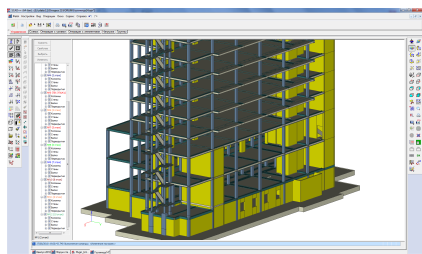
Широкое внедрение программных средств для трехмерного цифрового моделирования зданий и сооружений (в тексте статьи в качестве сокращения будет использоваться общепринятая сейчас аббревиатура BIM — Building Information Modeling) создало предпосылки для использования таких моделей, в качестве основы для построения расчетных схем [1]. Можно выделить следующие, наиболее распространенные, технологии формирования расчетных схем на основе BIM:

1. Использование API (Application Programming Interface — интерфейс прикладного программирования), т.е. набора подпрограмм, которые входят в состав практически всех моделирующих и проектирующих систем, и позволяют получить доступ к форматам данных конкретной системы, т.е. к внутреннему представлению модели проектируемого объекта. На основе API разработаны конверторы для преобразования моделей в форматы входных данных конкретных программ прочностного расчета.
2. Преобразование модели объекта, представленной в формате международного стандарта IFC (Industry Foundation Classes), во входные данные расчетных комплексов.
3. Использование для формирования расчетной модели в качестве исходного, формат конкретной моделирующей системы. К таким, например, можно отнести SDNF (Steel Detailing Neutral Format — нейтральный формат описания 3D моделей металлоконструкций) программы ТЕКЛА или CIS/2 (стандарт CIMSteel), принятый Американским институтом стального строительства (AISC) в качестве формата для обмена данными между программным обеспечением САПР, связанным с проектированием стальных конструкций и др.

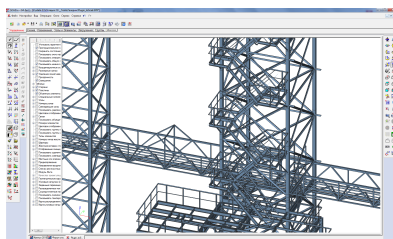
Как правило, полученная таким образом схема состоит из набора конструктивных элементов (КЭ), каждый из которых соответствует определенному элементу несущей конструкции исходной модели. Это могут быть колонны, перекрытия, балки, стены и др.

Двумерные КЭ, такие как стены или плиты, могут иметь произвольные очертания и содержать проемы. Их характеристики включают данные о материале и толщине, а привязка в составе модели может включать информацию о смещении срединной плоскости относительно точек

привязки. Линейные элементы характеризуются материалом, формой и размером сечения. Аналогично двумерным элементам для них предусмотрена возможность смещения оси относительно точек привязки.



Фрагмент конструктивной модели в препроцессоре **ФОРУМ** комплекса **SCAD++**



Фрагмент модели экспортированной из программы **ТЕКЛА** в препроцессор комплекса **SCAD++**

«Твердотельная» конструктивная модель (КМ) является промежуточной, между BIM и расчетной схемой, построенной по правилам, соответствующим используемому методу расчета [3]. Большинство современных расчетных комплексов, доступных для массового применения, используют при выполнении расчетов метод конечных элементов (МКЭ). Это означает, что необходимо конвертировать КМ, представленную набором конструктивных элементов, в расчетную схему МКЭ. Ниже рассматриваются некоторые проблемы, возникающие в процессе такой конвертации.

С точки зрения проектирования главная идея, лежащая в основе BIM, это интеграция параметрических моделей объекта проектирования в единую систему с возможностью взаимодействия между ними и взаимного влияния. Это означает, что внесение по каким-либо причинам изменений в одну из моделей, автоматически отражается на всей системе моделей в целом. Уже здесь мы сталкиваемся с объективными трудностями. Расчетная схема, поступающая на вход конкретной программы прочностного расчета, должна:

- соответствовать правилам представления модели, принятым в используемой программе;
- отражать видение ее создателя на работу конструкции под действием различных нагрузок и воздействий;
- учитывать различные условия взаимодействия сооружения с окружающей средой;
- учитывать неопределенность многих исходных параметров реальной работы конструкции и т.п.

Приведенный перечень свидетельствует о том, что при выполнении серьезных проектов вряд ли удастся ограничиться одной расчетной схемой. Например, для анализа напряженно-деформированного состояния нового безопасного конфаймента над четвертым энергоблоком Чернобыльской АЭС

использовалось почти два десятка расчетных моделей. Приблизительно такое же количество моделей использовано при анализе достаточно массовой конструкции 25-ти этажного монолитного дома. Трудно представить, что эти варианты могут быть получены автоматически из BIM. А отражение всех этих моделей в форматах расчетной программы исключает автоматическое внесение изменений в архитектурную и связанную с ней модели.

Одним из удачных примеров автоматического построения расчетной модели на основе «твердотельной» является реализованный в МКЭ программе MicroFE изогеометрический подход [2], позволяющий учесть реальные размеры элементов конструкции и правила их взаимодействия в расчетной схеме. Предложенный метод может быть использован при расчете зданий из монолитного железобетона, но не эффективен при моделировании металлических конструкций из прокатных, гнутых и сварных профилей, а также комбинированных систем.

Достаточно развитые средства преобразования исходной модели в КМ реализованы в программе ТЕКЛА, но и они не решают проблемы обратной связи с исходной моделью, т.к. не позволяют автоматически заменять вспомогательные (не несущие) элементы, при изменении сечений элементов несущей конструкции по результатам прочностного расчета.

Геометрия расчетных схем может быть сформирована и на основе данных в форматах DWG/DXF, полученных в результате работы в одном из графических редакторов, например, AutoCAD. Чаще всего в основе лежат чертежи, которые кроме отображения объекта проектирования включают размерные линии, спецификации, комментарии и другие элементы оформления чертежей. Если проектировщик позаботился о разделении информации на слои, то выделение собственно геометрии объекта представляется «делом техники». Полученный графический образ, состоящий из множества точек и соединяющих их прямых, может служить не более чем подосновой для формирования схемы.

Вместо послесловия:

«Если мост спроектирован с использованием технологии BIM, то в любой момент вы можете подключить к его модели расчетную программу и опять же оперативно моделировать гипотетическую (или реально возникшую) ситуацию, для которой будете быстро получать все необходимые прочностные характеристики и возможные варианты поведения конструкций». [4]

Приведенная цитата, скорее всего, только повод для дискуссии, а не реальный взгляд на сегодняшнее состояние проблемы.

Литература

1. Бауск А. Модель-ориентированный подход на примере BIM-моделирования строительных конструкций «CADmaster» «Архитектура и строительство». — М.: №6(67) 2012. Стр. 98-102.
2. Семенов В.А., Семенов П.Ю. О расчетах зданий и сооружений методом конечных элементов с использованием изогеометрического подхода // Пространственные конструкции зданий и сооружений (исследование, расчет, проектирование, применение), вып.10, М., 2006.
3. В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, С.Ю. Фиалко, М.А. Перельмутер SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++. —М.:СКАД Софт, 2018. — 948 с.
4. Талапов В.В. Основы BIM: введение в информационное моделирование зданий. – М.: ДМК Пресс, 2011. – 392 с.

ЧИСЕЛЬНІ І ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ГНУТИХ ПРОФІЛІВ ІЗ РИФЛЕНОЇ СТАЛІ

Лазнюк М.В.¹, Мартинюк Д.Я.², Нілов О.О.³, Лавріненко Л.І.³

¹ТОВ «ПЕМ Україна», ZEMAN Group, м.Київ, Україна

²ТОВ «Європрофіль ЮА», м.Київ, Україна

³Київський національний університет будівництва і архітектури, м.Київ, Україна

В даній роботі головною ідеєю при розробці двох варіантів рифленого металевого листа для будівельних профілів є деформування листа таким чином, щоб без збільшення витрат матеріалу, створити жорсткість більшу у порівнянні з плоским листом, оскільки утворені форми не містять жодного напрямку, де б лист залишався плоским (рис.1). Даний матеріал наразі знайшов застосування в елементах будівельної конструкції у вигляді швелера, С-подібного та Z-подібного відкритих профілів в якості несучої системи гіпсокартонних конструкцій. Профілі, виготовлені з рифленого листа мають збільшену, порівняно з аналогічними профілями з плоского листа, місцеву стійкість стінки та полиць. Обидва варіанти корисної моделі захищено авторськими свідоцтвами [1, 2].

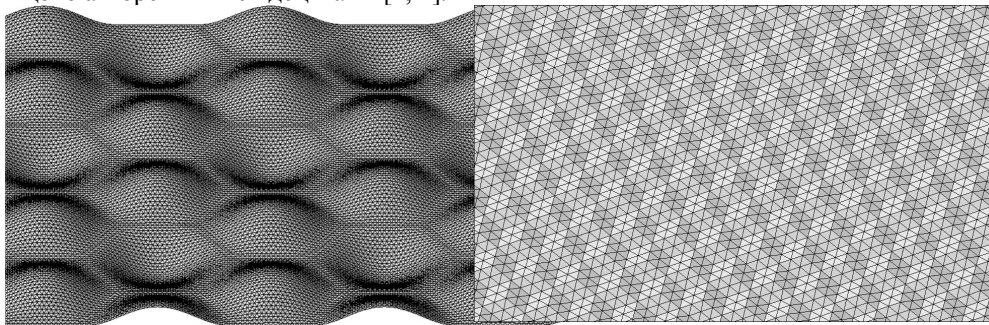


Рис.1. Фрагменти скінченно-елементних моделей рифлених листів (варіанти 1 і 2)

З'ясування ефективності рифування плоского листа за двома варіантами проводилось порівнянням НДС та жорсткості вихідного матеріалу (плоского листа) з рифленими листами за допомогою метода скінченних елементів, реалізованого в ПК ЛИРА [3]. Для підтвердження достовірностей отриманих результатів, розрахунки плоских пластин співставлялися із теоретичними даними [4-7]. Порівнювались деформативність плоскої і рифленої пластин під дією рівномірно-розподіленого або близького до нього навантаження за різних граничних умов; визначався вплив рифування на критичні нормальні і тангенціальні напруження і форми втрати стійкості (рис.2).

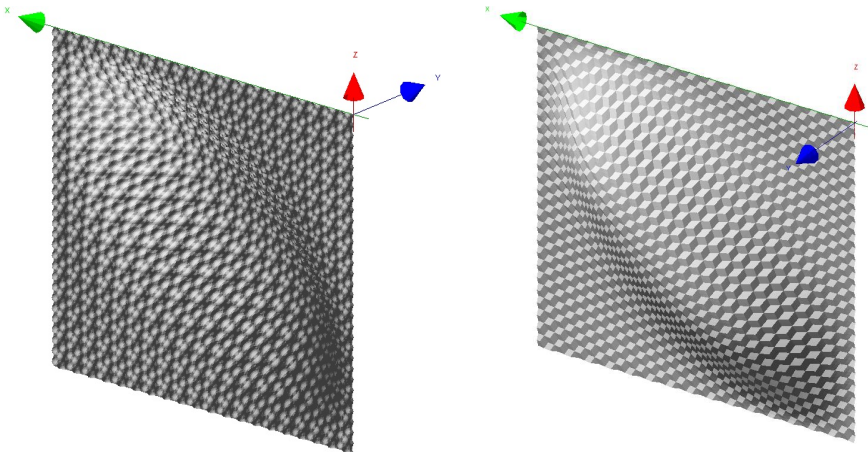


Рис.2 Форми втрати стійкості зацмленої пластинки із рифленої сталі при дії тангенціальних (дотичних) напружень (варіант 1 і 2)

Із результатів чисельних досліджень встановлено, що жорсткість та стійкість рифлених пластин в 1,2...1,4 рази більші у порівнянні з плоским листом в залежності від варіантів рифування, граничних умов та характеру завантаження. При цьому в скінченно-елементних моделях враховувалось деяке потоншення листа при деформуванні шляхом введення зменшення товщини листа (приведеної товщини) в 1,1003 рази для варіанту 1 та в 1,0625 рази для варіанту 2.

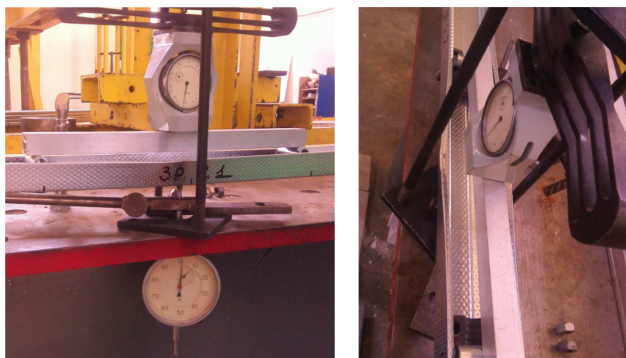


Рис.3. Загальний вигляд дослідного зразка та характер втрати несучої здатності

Отримані дані порівнювались із результатами натурних випробувань як окремих пластин, так і профілів із плоскої та рифленої сталі при дії згину (рис.3). Співставлення чисельних та натурних експериментів показало хороше співпадіння результатів і підтвердило правильність виконання математичного моделювання.

Робота продовжується у форматі чисельних досліджень ефективності застосування рифлення сталі у гнутих профілях при комбінації плоских та рифлених ділянок перерізу, а також ведуться пошуки розширення області впровадження даних матеріалів в інші будівельні вироби і конструкції.

Литература

1. Патент на корисну модель UA №102119. Рифлений лист для будівельних профілів / Мартинюк Д.А. – 2015.

2. Патент на корисну модель UA №101778. Рифлений лист для будівельних профілів / Мартинюк Д.А. – 2015.

3. Евзеров И.Д., Лазнюк М.В. Применение ПК ЛИРА для задач устойчивости пластин и стержней // Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». – Одесса: ООО «Внешрекламсервис», 2010. – №14. – Ч.2. – С. 44–49.

4. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Т.2. Под ред. А.А. Уманского. Изд. 2-е, перераб. И доп. М.: Стройиздат, 1973. – 416 с.

5. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. – М.: Государственное издательство физико-математической литературы. 1963. – 635 с.

6. Вольмир А.С. Устойчивость упругих систем. – М.: «Наука», 1967. – 984 с.

7. S. Timoshenko, Résistance des matériaux, t.1, Paris, Librairie Polytechnique Ch. Béranger, 1949.

ВИКОРИСТАННЯ ОБЧИСЛЮВАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ SCAD++ В НАВЧАЛЬНОМУ ПРОЦЕСІ

Лізунов П.П., Коханович М.В., Недін В.О.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ,
Україна

З метою демонстрації можливостей сучасних обчислювальних комплексів, що застосовуються для розрахунків складних просторових конструкцій, в навчальній дисципліні «Інформаційні технології» для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» за допомогою комплексу SCAD++ виконуються розрахунки просторових конструкцій, визначення зусиль в їх елементах та вузлах з'єднань, обчислення переміщень та деформацій від різних навантажень та їх комбінацій.

Як приклади розглянуті конструкції різних будівель та споруд: одноповерхова споруда з металевим каркасом (рис. 1); одноповерхова споруда зі змішаним каркасом, колони якої із залізобетону, а конструкція покрівлі з металу (рис. 2); багатоповерхова будівля з залізобетонним каркасом (рис. 3).

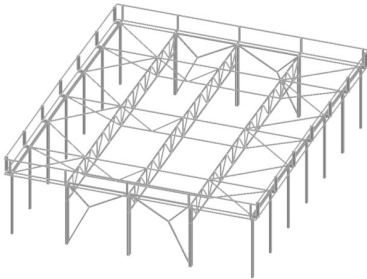


Рис. 1. Одноповерхова споруда з металевим каркасом

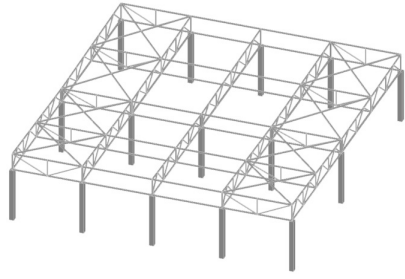


Рис. 2. Одноповерхова споруда зі змішаним каркасом

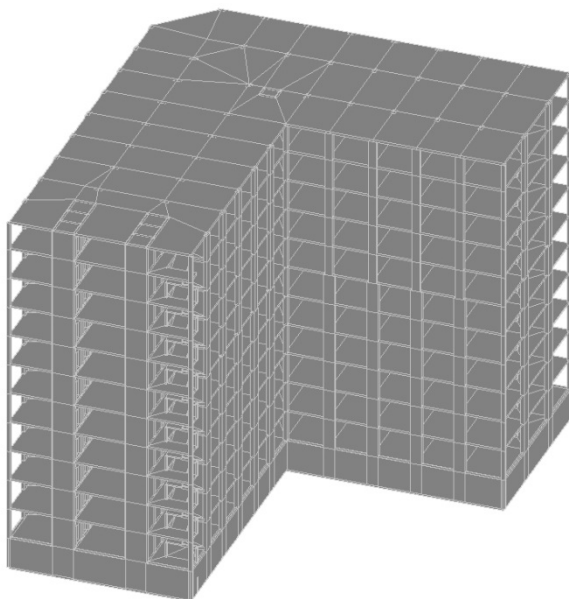


Рис. 3. Багатоповерхова будівля з залізобетонним каркасом

Було приділено увагу моделюванню складних просторових конструкцій в режимі зборки, за допомогою якого кінцеву розрахункову систему можна скласти з певних систем плоских конструкцій чи попередньо підготовлених фрагментів.

Графічний інтерфейс SCAD++ побудований на основі MDI (Multi Documented Interface), що дозволяє одночасно працювати з декількома задачами, кожна з яких в режимі підготовки вихідних даних використовує окреме вікно. Оскільки просторову систему можна розглядати як таку, що складається з набору плоских систем або з фрагментів, її моделювання в SCAD++ в режимі зборки вдало будується на використанні технології MDI.

При створенні розрахункової моделі будівлі чи споруди, розподіленні навантажень, важливим є розуміння того, що точність результатів розрахунків залежить саме від достовірності розрахункової схеми, від того, наскільки точно і як будуть змодельовані зв'язки та з'єднання елементів конструкцій у вузлах, як змодельовані та задані навантаження. Тому, для формування чіткого уявлення даного процесу студентами (майбутніми фахівцями), повинна приділятися особлива увага складанню розрахункових схем, особливостям додавання елементів та роботі з ними, призначенню жорсткості, встановленню зв'язків у вузлах. Саме у зв'язку з цим пропонується розглянути роботу з SCAD++ на прикладі трьох різних конструкцій з набором кінцевих елементів різних типів та різними типами жорсткості.

Після здійснення розрахунків, першим кроком аналізу отриманих результатів є графічний аналіз переміщень, при якому відображається деформація конструкції від різних навантажень та їх комбінацій. Такий аналіз дає уявлення про те, як буде поводити себе конструкція, а головне тут можна переконатися в коректності створеної схеми та призначених зв'язків, достатній жорсткості елементів. Якщо результати графічного аналізу переміщень задовольняють, наступним кроком стає аналіз зусиль в елементах при різних навантаженнях та їх комбінаціях.

На етапі графічного аналізу епюр зусиль приділяється увага різновидам представлення інформації про результати розрахунків як всієї системи, так і для певного елемента окремо (за допомогою вікна інформації про елемент). Також розглянуті різновиди представлення результатів обчислень в табличному вигляді та експорт отриманих даних у файли різних форматів.

Література

1. Баженов В.А., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології і моделювання. – К.: ВІПОЛ, 2013. – 896 с.
2. Карпиловский В.С., Криксунов З.З., Маляренко А.А., Фиалко С.Ю., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++. – М: АСВ, СКАД СОФТ, 2015. – 848 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ СЕЙСМІЧНОЇ РЕАКЦІЇ ВИСОТНОЇ СПОРУДИ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ ТЕОРІЇ РУХОМОЇ ХВИЛІ ТА ВЕЙВЛЕТ-АНАЛІЗУ

Лук'янченко О.О., Костіна О.В., Геращенко О.В.

Київський національний університет будівництва і архітектури,
Київ, Україна

Доповідь присвячена актуальній проблемі забезпечення сейсмостійкості висотних споруд та запобіганню їх руйнуванню. Виконано чисельне моделювання сейсмічного впливу та досліджено сейсмічну реакцію висотної споруди із застосуванням теорії рухомої хвилі, вейвлет-аналізу та процедур сучасних обчислювальних комплексів.

Оскільки сейсмічний рух ґрунту є випадковим процесом, методи розрахунку споруд засновані на імовірнісних підходах [1-10]. В теорії сейсмостійкості найбільш поширеним є спектральний метод розрахунку споруд та метод прямого чисельного інтегрування диференціальних рівнянь руху, які реалізовано в сучасних вітчизняних та зарубіжних обчислювальних комплексах SCAD, LIRA, ANSYS, NASTRAN [3, 6, 11]. В нормативних вітчизняних документах [4, 8] за основний приймається спектральний метод. На думку деяких дослідників [2, 5-7, 9] цей метод містить суперечливі допущення і емпіричні коефіцієнти, які не відповідають дійсності. Вважається, що резонансна доктрина не в повному обсязі враховує небезпеку великих сейсмічних переміщень основи, особливо в найбільш сейсмічно небезпечних слабких ґрунтах III категорії за сейсмічними властивостями. Тому, як міру інтенсивності землетрусу, в основу розрахунків споруд на сейсмостійкість разом з нормуванням амплітуд прискорень ґрунту слід нормувати амплітуди його пружного переміщення або швидкості. В роботі за допомогою теорії рухомої хвилі врахована хвильова реакція споруди на сейсмічне горизонтальне преміщення ґрунту у вигляді недосконалості її форми. Потреба більш точного прогнозування динамічної стохастичної поведінки висотних споруд зумовила більш широке використання вейвлет-аналізу до дослідження сейсмічної реакції таких споруд в частотно-часовому просторі [10]. Французький інженер-геофізик Жан Морле у 1982 році вперше запропонував вейвлет-перетворення як новий математичний метод аналізу сейсмічних сигналів. Цей метод має переваги порівняно з традиційним апаратом наближення функцій на основі рядів Фур'є, основними з яких є наявність різноманітних базових функцій та добра локалізація вейвлетних базисів як по частоті так і в часі. В роботі застосовані методи вейвлет-аналізу до моделювання сейсмічного впливу та дослідження динамічних характеристик висотної споруди, які є нестационарними стохастичними процесами.

В роботі розв'язана тестова задача дослідження сейсмічної реакції споруди висотою 10 м, яка в першому наближенні представлена у вигляді вертикального пружного стержня з жорстко закріпленим нижнім кінцем у ґрунт і вільним верхнім кінцем. Поперечний переріз стержня прийнято 0,4 м

х 0,4 м, згинальна жорсткість та погона маса задані однорідними вздовж його висоти. Матеріал стержня (бетон марки В25) має такі механічні характеристики: $E=30 \times 10^9 \text{ Па}$, $G=12,75 \times 10^9 \text{ Па}$, $\mu=0,167$ та $\gamma=2,4 \times 10^3 \text{ кг/м}^3$. Розрахункова модель споруди побудована з використанням сучасного обчислювального комплексу скінченно-елементного аналізу [11]. Рухома хвиля в споруді є її згинальною хвильовою реакцією на сейсмічний вплив і подана у вигляді синусоїди з максимальною амплітудою сейсмічного горизонтального переміщення ґрунту $A(t)$ та частотою рухомої хвилі $\tilde{\omega}$, яка залежить від значення максимального прискорення ґрунту $a(t)$ і запізнення хвилі τ в споруді

$$x(t) = A(t) \sin \tilde{\omega}(t - \tau), \quad (1)$$

де $A(t)$ – амплітуда горизонтального переміщення ґрунту, $\tilde{\omega} = 2\pi / \tilde{T}$ – частота рухомої хвилі, $\tilde{T} = 2\pi \sqrt{a(t) / A(t)}$ – період поперечних згинальних коливань, $\tau = \frac{z}{\tilde{v}(t)}$ – запізнення рухомої хвилі, $\tilde{v}(t)$ – швидкість хвилі, z –

вертикальна координата споруди.

Хвильова реакція споруди (1) на горизонтальне переміщення ґрунту після початку землетрусу при $t = \tilde{T}$, подана у вигляді недосконалості форми споруди. Максимальні прискорення ґрунту і максимальні переміщення прийняті відповідно до магнітуди сейсмічного впливу згідно рекомендацій [5] М7: $a = 0,1g = 0,981 \text{ м/с}^2$, $A = 0,04 \text{ м}$; М8: $a = 0,2g = 1,962 \text{ м/с}^2$, $A = 0,08 \text{ м}$; М9: $a = 0,4g = 3,924 \text{ м/с}^2$, $A = 0,16 \text{ м}$. При $t > \tilde{T}$ застосовано імовірнісне моделювання сейсмічного впливу на основі статистичного підходу Руїза, Пензієна [2]. Відповідно до цього підходу сейсмічні хвилі, поширюючись з земній корі, наштовхуються на абсолютно тверду поверхню „скелю”, потім фільтруються м’яким шаром і далі досягають фундаменту споруди. Вибіркова функція прискорення „скелі” визначається як результат множення квазіобвідної функції на вибірккову функцію, яка генерується як послідовність незалежних гаусовських ординат з тими самими середніми значеннями і дисперсіями. За допомогою обчислення стандартного відхилення випадкової величини прискорення ґрунту на рівні фундаменту $\bar{a}_{gf}(t)$, яке залежить від його спектральної щільності та комплексних передаточних функцій, задається максимальне значення прискорення ґрунту відповідно до магнітуди сейсмічного впливу. Параметри ґрунту моделі приймаються згідно рекомендацій [2].

Математична модель нестационарних стохастичних коливань споруди на сейсмічний вплив зформована на основі принципу Даламбера-Лагранжа у вигляді диференціальних рівнянь другого порядку в узагальнених

координатах. Для споруди з однією степенню вільності диференціальне рівняння руху при сейсмічному впливі має вид

$$\ddot{y}(t) + 2\xi\omega_0\dot{y}(t) + \omega_0^2 y(t) = \bar{a}_{gf}(t), \quad (2)$$

де $y(t)$ – узагальнена координата, ω_0 – власна частота коливань, $\xi = 0,02$ – коефіцієнт демпфірування, $\bar{a}_{gf}(t)$ – прискорення ґрунту на рівні фундаменту.

Важливим в роботі є дослідження сейсмічної реакції споруди з урахуванням її напружено-деформованого стану від дії осьової стискаючої сили. Рівняння (2) в цьому випадку набуло вигляду

$$\ddot{y}(t) + 2\xi\tilde{\omega}_0\dot{y}(t) + \tilde{\omega}_0^2 y(t) = \bar{a}_{gf}(t), \quad (3)$$

де $\tilde{\omega}_0$ – частота власних коливань навантаженої системи.

Дослідження сейсмічної реакції споруди виконано із використанням процедур сучасних обчислювальних комплексів NASTRAN, Mathcad і Developer Studio. Для розв’язання нелінійної задачі статички споруди з урахуванням рухомої хвилі і осьової стискаючої сили застосовано модифікований метод Ньютона-Рафсона. Оцінено вплив урахування рухомої хвилі у вигляді недосконалої форми споруди на критичне значення осьової сили і максимальний згинальний момент.

Частоти і форми власних коливань споруди визначено методом Ланцоша. Вплив хвильової реакції і осьової стискаючої сили на частоти і форми власних коливань стержня незначний. Значення перших п’яти частот власних коливань ненавантаженого стержня зі збільшенням магнітуди сейсмічного впливу зменшуються відповідно на 0,03%, 0,038%, 0,033%, 0,033%, 0,009%; навантаженого осьовою силою – на 0,049%, 0,040%, 0,034%, 0,033%, 0,034%.

Розв’язки диференціальних рівнянь руху (2) та (3), які є реакціями споруди на сейсмічний вплив, отримані за допомогою прямого методу чисельного інтегрування Рунге-Кутти четвертого порядку і подані у вигляді узагальнених переміщень, узагальнених швидкостей та узагальнених прискорень вузлів моделі. Вахування поперечної згинальної хвильової реакції мало впливає на максимальні значення прискорення (0,5%) і значно більше впливає на швидкість (30%) споруди лише при врахуванні її деформації від дії осьового сили. Значний вплив осьової стискаючої сили на споруду з урахуванням рухомої хвилі спостерігається на максимальні значення динамічної складової горизонтальних переміщень споруди (60%).

Якісний аналіз сейсмічного впливу і динамічних реакцій споруди, які є одновимірними нестационарними стохастичними сигналами, досліджено в частотно-часовому просторі за допомогою діадного дискретного прямого вейвлет-перетворення (DWT), яке реалізовано в системі Mathcad. Застосовано базисний вейвлет Добеши4 четвертого порядку. Значення параметрів часового масштабу a та зсуву в часі b задані у вигляді степеневих функцій

$$a = 2^m, \quad b = k \cdot 2^m, \quad \psi_{mk} = \frac{I}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) = \frac{I}{\sqrt{2^m}} \psi\left(2^{-m}t - k\right), \quad (4)$$

де m і k – цілі числа. Вейвлет-коефіцієнти прямого перетворення визначені за формулою

$$C_{mk} = \int_{-\infty}^{+\infty} S(t) \psi_{mk}(t) dt, \quad (5)$$

де $S(t)$ – реалізація сейсмічного впливу або реакції споруди.

Представлені імовірнісна модель сейсмічного впливу різної магнітуди та його вейвлет-спектрограма в площині ab з локалізацією екстремумів вейвлет-коефіцієнтів і поверхні в трьохвимірному просторі. Виконано вейвлет-перетворення реалізацій максимального узагальненого переміщення, узагальненої швидкості і узагальненого прискорення споруди при сейсмічному впливі різної магнітуди без і з урахуванням осевої сили.

На вейвлет-спектрограмі сейсмічної реакції ненавантаженої споруди спостерігаються два піки максимальних значень, які локалізовані в часі послідовно, спочатку на першій власній частоті коливань споруди, а потім на частоті сейсмічного впливу. На вейвлет-спектрограмі сейсмічної реакції навантаженої споруди спостерігається квазістаціонарний стохастичний процес з одним піком максимальних значень реакцій споруди на частоті сейсмічного впливу.

Висновок. Врахування поперечної згинальної хвильової реакції споруди на горизонтальне переміщення ґрунту може бути рекомендовано в розрахунках висотних споруд, недосконалість форми яких значно впливає на їх втрату стійкості з урахуванням експлуатаційного навантаження.

Література

1. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений.– М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
2. Августи Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.
3. Баженов В.А., Дехтярюк Є.С. Імовірнісні методи розрахунку конструкцій. Випадкові коливання пружних систем. – К.: КНУБА, 2005. – 420 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.
5. Курзанов А.М. Предложения по нормативному расчету сооружений на волновую сейсмическую нагрузку // Промышленное и гражданское строительство, 2010. –№ 9. – С. 54-55.
6. Пашинський В.А. Імовірнісні моделі для розрахунків надійності та нормування кліматичних навантажень і впливів на будівельні конструкції // Строительная механика и строительные конструкции:

- Сборник статей посвященный восьмидесятилетию А.В. Перельмутера. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2013. – С. 323-332.
7. Немчинов Ю.І., Хавкін О.К., Мар'єнков М.Г. та ін. Практичні питання динаміки будівель // Будівництво України, 2013. – №6. – С. 6-21.
 8. ДБН В.1.1–12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіон України, 2014. – IV. – 110 с.
 9. Кендзера О. В. Сейсмічна небезпека і сейсмічний захист в Україні // Укр. географ. журн., 2015. – № 3. – С. 9-15.
 10. Мкртычев О.В., Решетов А.А. Применение вейвлет-преобразований при анализе акселерограмм // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Vol. 7, Issue 3, 2011, pp. 118-126.
 11. Шимкович Д.Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. – М.: ДМК Пресс, 2001. – 448 с.

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТКРЫТОГО, ЗАМКНУТОГО И ДВУХВЕТВЕВОГО СЕЧЕНИЙ С УЧЕТОМ КРУЧЕНИЯ В ПК ЛИРА 10.8

Мовшович Ю.Д.

Группа компаний ЛИРА, Киев, Украина

В действующих нормах проектирования стальных конструкций, разработанных на базе норм СНиП (украинские ДБН, российский СП, казахские СНиП-РК) кручение элементов не рассматривается, за исключением стеснённого кручения при проверке прочности по нормальным напряжениям в нормах СП. В то же время в реальном проектировании, и, особенно, обследовании существующих конструкций такой вид напряжённого состояния может встречаться. ПК ЛИРА 10.8 старается учитывать такой вид напряжённого состояния:

- для замкнутых сечений учитываются дополнительные касательные напряжения от кручения в соответствующих проверках;
- для открытых сечений учитываются дополнительные нормальные напряжения от стеснённого кручения.

Особое внимание в данном докладе уделяется работе двухветвевых сечений с соединительными элементами в виде решётки или планок. В ПК ЛИРА 10.8 реализована возможность задания как двухплоскостной решётки, так и одноплоскостной. При оценке несущей способности элементов двухветвевых сечений с учётом кручения, для определения крутильных и секториальных характеристик используются приведенные сечения. Элементы с двухплоскостной решёткой приводятся к эквивалентному замкнутому сечению, элементы с одноплоскостной решёткой приводятся к эквивалентному открытому тонкостенному сечению. Далее показан переход от усилий свободного или стеснённого кручения в едином стержне двухветвевое сечения к усилиям в элементах решётки, или к напряжениям в ветвях.

КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСУ КОЛИВАЛЬНОГО РУХУ ПРУЖНИХ СТЕРЖНІВ, ЩО ОБЕРТАЮТЬСЯ

Недін В.О.

Київський національний університет будівництва і архітектури,
Київ, Україна

Розглядається методика моделювання динаміки коливального руху пружних стержнів, що обертаються, після виходу їх зі стану рівноваги та реалізація цієї методики в об'єктно-орієнтованому програмному середовищі. Моделювання процесу коливального руху з візуальним представленням результату в реальному часі здійснюється на основі багатократного (циклічного) розв'язку системи рівнянь коливального руху для кожної точки системи в кожному наступний момент часу $t + \Delta t$. Тут розв'язання рівнянь з метою пошуку нової форми вигину для наступного моменту часу будується на використанні поліноміальних функцій (сплайнів), які описують поточну форму вигину, та методу інтегрування за часом Хубболта. Сплайн-функції в свою чергу отримуються шляхом апроксимації поточної форми вигину, де кожна зі знайдених функцій відповідає за певну точку пружної лінії стержню (рис. 1).

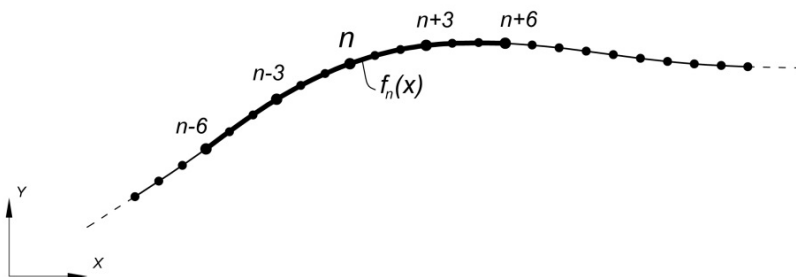


Рис. 1. Апроксимація лінії вигину для точки n функцією $f_n(x)$.

Оскільки для розв'язання рівнянь коливального руху необхідно мати перші чотири похідні, для кожної точки необхідно та достатньо мати поліноміальну функцію 4-го порядку. Для її визначення необхідно та достатньо мати значення в 5-ти точках (рис 1). Пошук функцій $f_n(x)$ в загальному випадку можна здійснювати по значенням координат сусідніх точок $n-2$, $n-1$, $n+1$, $n+2$ від поточної n , але необхідно, щоб функції всіх похідних сплайну були неперервними гладкими лініями. Тому ці точки вважаються проміжними і використовуються для контролю неперервності та

гладкості, а апроксимація здійснюється по значеннях координат в точках $n-6, n-3, n+3, n+6$ та поточній n , які вважаються характерними.

Отже, в результаті апроксимації пружної лінії поточного вигину її можна представити у вигляді масиву з n функцій $f_n(x) = a_{n0} + a_{n1}x + a_{n2}x^2 + a_{n3}x^3 + a_{n4}x^4$, кожна з яких відповідає певній точці лінії. Для визначення коефіцієнтів $a_{n0}, a_{n1}, a_{n2}, a_{n3}, a_{n4}$ функції $f_n(x)$ необхідно розв'язати систему з 5-ти лінійних рівнянь.

Якщо задача розглядається у просторі, поточна форма вигину та всі співвідношення проєктуються на дві площини, в кожній з яких здійснюється обчислення значень y_n, z_n кожної точки n проєкції форми вигину, відповідно.

Реалізація методики, що розглядається, здійснена у програмі, вікно якої відображено на рисунку 2.

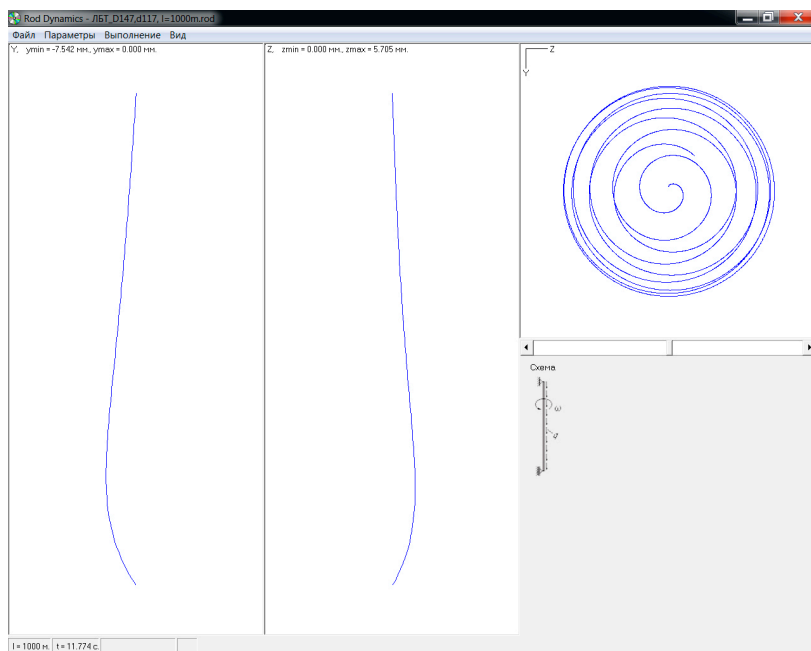


Рис. 2. Вікно програми.

Ця програма призначена для дослідження динаміки коливального руху пружних стержнів різної довжини, що обертаються навколо власної осі, з урахуванням геометричної нелінійності, гіроскопічних навантажень, періодичних поздовжніх навантажень, сил власної ваги, а також крутильних моментів.

Література

1. Алберг Дж., Нильсон Э., Уолш Дж. Теория сплайнов и ее применение. – М.: Мир, 1972. – 318 с.
2. Бахвалов Н.С., Жидков Н.П., Кобельков Г.М. Численные методы. – М.: БИНОМ, Лаборатория знаний, 2015. – 639 с.
3. Maurice Petyt. Introduction to Finite Element Vibration Analysis. Cambridge University Press, 1990. – 558 p.

НОВЫЕ ВОЗМОЖНОСТИ РЕЖИМА ПРЯМОГО ИНТЕГРИРОВАНИЯ УРАВНЕНИЙ ДВИЖЕНИЯ ВО ВРЕМЕНИ И ПРАВИЛА ПОСТРОЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ ПРИ РАСЧЕТЕ ФУНДАМЕНТОВ СОВМЕСТНО С ОСНОВАНИЕМ В SCAD 21.1.7.1

Нуждин Л.В.^{1,2}, Михайлов В.С.^{1,3}, Янковская И.Д.^{4,5}

¹Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет,
Россия, Новосибирск

²Пермский национальный исследовательский политехнический университет,
Россия, Пермь

³Новосибирский центр научно-технической поддержки SCAD Office, Россия,
Новосибирск

⁴Томский государственный архитектурно-строительный университет, Россия,
Томск

⁵ООО «Сибирский институт проектирования и исследований», Россия,
Иркутск

В предыдущих работах авторы продемонстрировали, что выполнение проверок японских авторов и американских норм указывает на необходимость учета взаимодействия многоэтажных гражданских зданий с основанием в 75% случаев из рассмотренных в исследованиях. Под учетом взаимодействия сооружения с основанием подразумевается уточнение сейсмического воздействия под нагруженным и модифицированным основанием сооружения относительно исходного воздействия в чистом поле на отметке дневной поверхности, а также переход к прямым динамическим моделям (Рис. 1.) для проведения детального анализа поведения сооружения с учетом асинхронности возбуждения различных точек фундамента и неоднородности демпфирования в грунтах и материалах конструкций.

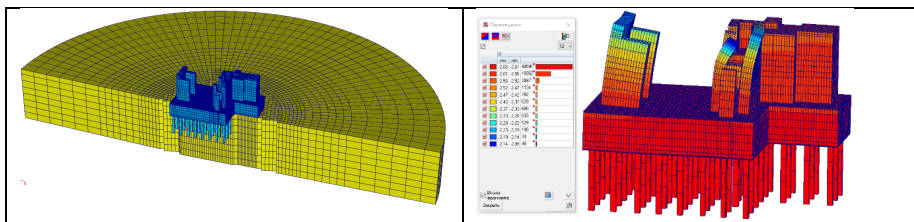


Рис. 1. Пример построения прямой динамической модели свайного фундамента

Постановка задачи колебаний системы в абсолютных координатах позволяет естественным образом сформулировать уравнения движения как при синхронном, так и при асинхронном возбуждении опор, причем как при поступательном, так и вращательном движении. В новой версии SCAD 21.1.7.1. в режиме расчета прямым интегрированием уравнений движения во

времени используется принципиально новый подход, не требующий выполнения гипотезы Рэлея:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (1)$$

В новой постановке задачи С.Ю. Фиалко предложил матрицу диссипации C представить в виде демпфирования материалов:

$$C = \sum_e \gamma_e P_e^T K_e P_e \quad (2)$$

где K_e – матрица жесткости конечного элемента e , P_e – матрица перестановок, γ_e – коэффициент неупругого сопротивления материала. В результате демпфирование может быть задано уникальным для каждого материала, назначенного конечным элементам схемы, что открыло возможность создания прямых физических моделей оснований с различными свойствами грунтов и конструкций при моделировании основания объемными конечными элементами с удаленными или поглощающими границами. Дополнительно в новой версии SCAD реализована кубическая интерполяция заданных перемещений для исключения высокочастотных паразитарных компонент и добавлена возможность анимированного отображения деформированного состояния системы в рассматриваемых точках интегрирования по времени, с целью упрощения анализа результатов в больших расчетных схемах.

Следует отметить, что помимо использования новых функциональных возможностей расчетного комплекса SCAD при решении задач динамики в системе «Сооружение-Фундамент-Основание» необходимо принимать во внимание накопленный опыт при решении подобных задач, выраженный в правилах построения прямых динамических моделей. Отдельные рекомендации по созданию моделей ранее уже были отражены в американских нормативных документах и в работах отечественных авторов А.Г. Тяпина и А.Н. Бирбраера. В настоящей работе методы построения прямых физических расчетных схем были систематизированы, дополнены с учетом функциональных возможностей, реализованных в SCAD Office, а также введена классификация типов моделей по методам приложения динамических нагрузок и уровню детализации модели грунтового основания (Рис. 2.). Рассмотрены вопросы выбора расстояния до горизонтальных и вертикальных фиксированных и поглощающих границ моделируемой области основания, представлены приемы для определения минимальных габаритов конечных элементов. Отдельно выделен вопрос модификации сейсмического воздействия на заданную глубину, соответствующую нижней границе моделируемой области основания и методы устранения фиктивных высокочастотных помех в результирующих ускорениях узлов схемы.

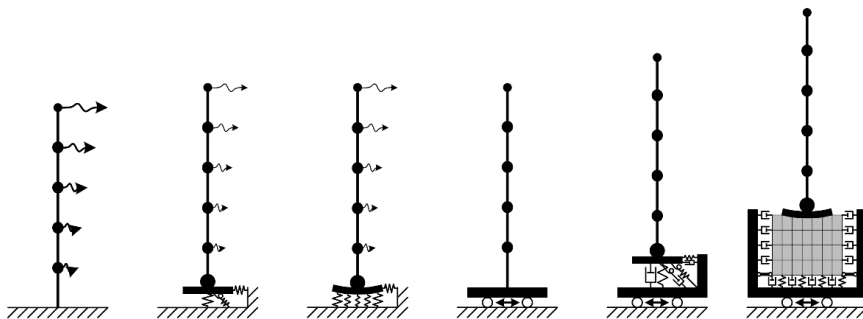


Рис. 2. Варианты задания прямых динамических моделей

В завершение исследования авторы провели сравнительный анализ упрощенных аналитических проверок в американском стандарте для объектов атомной энергетики ASCE 4-98, в работах О.А. Савинова и в СП 26.13330.2012 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» с целью демонстрации близости результатов различных методик и универсальности предложенных методов построения прямых динамических моделей.

Литература:

1. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. 4-е изд. - М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.
2. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Издательство АСВ, 2016. – 1040 с.
3. Ставницер Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов / Монография – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 448 с.
4. Тяпин А.Г. Расчет сооружений на сейсмические воздействия с учетом взаимодействия с грунтовым основанием. Научное издание. - М.: Издательство АСВ, 2013. - 392 стр.
5. Тяпин А.Г. Учет взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия. Научное издание.- М.: Издательство АСВ, 2014.-136 стр.
6. Ильичев В.А., Монголов Ю.В., Шаевич В.М. Свайные фундаменты в сейсмических районах. – М.: Стройиздат 1983. – 144 с.
7. Вознесенский Е.А. Динамическая неустойчивость грунтов. Изд. 2-е. / Монография – М.: ЛЕНАНД, 2014. – 264 с.
8. Уздин А.М., Сандович Т.А., Аль-Насер-Мозомад Самих Амин. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. – С. –Петербург: Изд-во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1993.-с. 176.
9. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. – СПб.: Наука, 1998. – 255с., ил. 70

10. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary.
ASCE 4-98. Reston, Virginia, USA. 1999

ПОБУДОВА РЕДУКОВАНОЇ МОДЕЛІ СТІЙКОСТІ ПАРАМЕТРИЧНИХ КОЛИВАНЬ ТОНКОСТІННОЇ ОБОЛОНКИ ВИДУ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА ШУХОВА

Палій О.М., Лук'янченко О.О.

Київський національний університет будівництва і архітектури,
Київ, Україна

Гіперболічний параболоїд відноситься до пологих оболонок від'ємної гаусової кривизни (1-5). В багатьох випадках широко використовується гіперболіод Шухова, який має стінку у вигляді набору особливим способом скріплених стержнів. Кількість робіт, яка присвячена дослідженню статичної і динамічної поведінки гіперболічного параболоїда Шухова з суцільною тонкостінною стінкою, порівняно мало. Створення редукованих моделей стійкості параметричних коливань пологих оболонок від'ємної гаусової кривизни залишається важливим серед динамічних завдань теорії пластин і оболонок [1-8]. Широке застосування для побудови дискретних моделей оболонок знайшов метод скінчених елементів, який реалізовано в сучасних обчислювальних комплексах SCAD, ANSYS, NASTRAN і інших [6-9]. Відомо, що рівняння динамічної стійкості пружної системи може бути записано у вигляді рівняння її статичної рівноваги з додаванням Даламберових сил інерції, дисипативних сил і деяких складових незбудженого напружено-деформованого стану системи залежних від часу. Якщо задати параметричні сили з точністю до двох множників, один з яких α характеризує постійну складову параметричного навантаження, а другий β – складову, що змінюється в часі згідно із законом $f(t)$, то динамічна стійкість параметричних коливань дискретної пружної системи зі скінченим числом степенів вільності запишеться у вигляді звичайних диференціальних рівнянь

$$M\ddot{\vec{u}}(t) + C\dot{\vec{u}}(t) + K\vec{u}(t) + \alpha K_{G_1}\vec{u}(t) + \beta f(t)K_{G_2}\vec{u}(t) = 0, \quad (1)$$

де $\vec{u}(t) = (u_1(t), u_2(t), \dots, u_n(t))^T$ – вектор вузлових переміщень; $\dot{\vec{u}}$, K , K_{G_1} и K_{G_2} – позитивно визначені матриці мас, жорсткості і геометричній жорсткості відповідно, \tilde{N} – матриця демпфірування; $f(t)$ може бути детерміністичною періодичною функцією або випадковим процесом. Для редукування моделі (1) застосовується метод узагальнених координат. Нетривіальний розв'язок системи апроксимується виразом

$$\vec{u}(t) = V\vec{y}(t), \quad (2)$$

де V – матриця розмірністю $n \times m$, яка визначається системою базисних векторів $\{\vec{v}_i\}_{i=1}^m$:

$$V = (\vec{v}_1, \vec{v}_2, \dots, \vec{v}_m), \quad (3)$$

$\vec{y}(t) = (y_1(t), y_2(t), \dots, y_1(t), \dots, y_m(t))^T$ – вектор узагальнених координат.

Тоді система (1) набуває вигляду

$$M^* \ddot{\bar{y}}(t) + C^* \dot{\bar{y}}(t) + K^* \bar{y}(t) + \alpha K_{G_1}^* \bar{y}(t) + \beta f(t) K_{G_2}^* \bar{y}(t) = 0, \quad (4)$$

де редуковані матриці мас M^* , демпфування C^* , жорсткості K^* , геометричній жорсткості $K_{G_1}^*$ та $K_{G_2}^*$ мають розмірність $m \times m$.

В роботі побудована редукована модель стійкості параметричних коливань тонкостінної оболонки виду гіперболічного параболоїда Шухова з товщиною стінки $h = 0,002$ м, радіусах $R = 0,20$ м та $r = 0,15$ м, висотою $L = 0,48$ м. Фізичні параметри оболонки: коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, модуль пружності $E = 2,06 \cdot 10^{11}$ Н/м². Граничні умови: на одному кінці оболонка жорстко закріплена, а на іншому кінці задано ковзне кріплення вздовж твірної. Скінченно-елементна модель гіперболідої побудована у вигляді сукупності плоских чотирикутних оболонкових елементів. Модель містить 6480 вузлів та 6400 елементів. Для визначення редукованих матриць системи (4) застосовуються процедури програмного комплексу NASTRAN згідно [7, 8]. Розв'язана нелінійна задача статички оболонки (Linear Static, Nonlinear Static) методом Ньютона-Рафсона; лінійна задача стійкості (Bucling) при дії постійної складової параметричного навантаження та модальний аналіз гіперболічного параболоїда в лінійній постановці (Normal Modes) виконано методом Ланцоша. У нелінійній постановці визначені власні частоти коливань оболонки при дії постійної складової параметричного навантаження (Nonlinear Static, Modes_Param). При побудові редукованої моделі (4) оболонки за базисні функції прийнято форми її власних коливань. Виявлено особливості статичної і динамічної поведінки тонкостінної оболонки виду гіперболічного параболоїда Шухова при дії осьового параметричного навантаження.

Література

1. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем.- М.: Физматгиз, 1967.-784 с.
2. Абовский Н.П., Самольянов И. И. К расчету пологой оболочки типа гиперболического параболоида// Строит, механика и расчет сооружений. -1969, №6, с. 7-12.
3. Рассказов А.О. Расчет оболочек типа гиперболических параболоидов. – Киев, 1972. 175 с.
4. Баженов В.А., Гуляев В.И., Гоцуляк Е.О. Устойчивость нелинейных механических систем. Львов, Вища школа, 1982. – 255 с.
5. Самольянов И.И. Прочность, устойчивость и колебания гиперболического параболоида. Луцк.: Луцкий индустриальный институт, 1993. – 316 с.
6. Киричук А.А., Палий О.Н. Численно-аналитический метод исследования установившихся колебаний оболочечных конструкций. Математические модели в образовании, науке и промышленности: Сборник научных трудов.-Санкт-Петербургское отделение МАН ВШ, 2003, С.55-58.

7. Баженов В.А., Лук'янченко О.О., Ворона Ю.В., Костіна О.В. Динамічна стійкість параметричних коливань пружних систем // Опір матеріалів і теорія споруд. К.: КНУБА, 2015. – Вип. 95. – с.145-185.
8. Баженов В.А., Лук'янченко О.О., Ворона Ю.В., Костіна О.В. Особенность построения редуцированной модели устойчивости параметрических колебаний гиперболического параболоида. Прикладная механика: Междунар. научн. журнал. – 2018. – Т.54. - №3. – С. 36-49.
9. Рычков С.П. MSC.visualNASTRAN для Windows. М.: НТ Пресс, 2004. – 552 с.

О ПРЕПОДАВАНИИ ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ

А.В. Перельмутер

НП ООО «СКАД Софт», Киев, Украина

Доклад посвящен критике современного состояния университетской подготовки инженеров-строителей. Он основан на анализе тех вопросов, которые задают авторам программной системы СКАД рядовые пользователи. Этот анализ демонстрирует низкий уровень общетеоретической подготовки и слабую связь отдельных дисциплин, составляющих систему инженерного образования.

Отмечается фрагментарность и разобщенность цикла курсов прочностного расчета и конструирования несущих конструкций, их нацеленность не на преподавание фундаментальных основ соответствующих научных дисциплин, а на рассматривание в узком смысле «практическое применение» отдельных (хотя и важных) приемов расчета и конструирования.

Указывается на то, что существует необходимость существования некой объединяющей дисциплины (возможно надстройки), где говорилось бы, например, об общих проблемах любых несущих конструкций, в том числе:

- как обеспечивается надежность,
- что такое живучесть конструкции и чем она обусловлена,
- как формируются требования прочности и устойчивости для различных расчетных ситуаций,
- чем определяются свойства нагрузок и воздействий и многое другое.

Практика требует специалистов с различным уровнем подготовки по строительной механике. Это своеобразная пирамида — чем выше уровень подготовки, тем меньшее число таких специалистов необходимо. Очевидно, что и содержание обучения специалистов разного уровня должно быть различным. Можно указать на три уровня подготовки и соответствующего им набора знаний и навыков.

1. Наибольшая потребность существует в специалистах-инженерах, которые могут оценивать прочность отдельных элементов сооружения, используя готовые результаты расчетов. Инженеры этого уровня опираются на справочники, нормативные материалы или вычислительные средства по расчету сооружений и могут не владеть в совершенстве методами нахождения внутренних усилий, но знать где и как их получить и как их интерпретировать.

2. Практика требует также инженеров более высокого уровня, которые умеют не только применять готовые результаты, но и владеют методами их получения и привязки к специфике эксплуатации сооружений. Такие инженеры должны уметь образовывать расчетные схемы конструкций, выявлять их особенности, влияющие на расчет и его результаты, и владеть способами целенаправленного изменения усилий.

3. В меньшем объеме, но не менее остра потребность в специалистах, умеющих ставить и решать сложные инженерные задачи, больше относящиеся к научным вопросам. Это такие задачи, как регулирование и оптимизация, разработка методов расчета нестандартных конструктивных схем сооружений, оценка динамического поведения и т.п.

Большое внимание уделяется проблеме компьютеризации образования. Изложение следует известной парадигме, что вопрос «Как использовать компьютер для обучения студентов?» глубоко ошибочен, а правильная формулировка должна быть такой «Как учить студентов в век компьютеров?» Анализируются некоторые методические приемы использования промышленных программных продуктов в процессе обучения специалиста. В частности рассматриваются такие способы, как:

- Студент, уже после изучения и усвоения соответствующего курса (например, строительной механики), использует программу при выполнении курсовых или дипломного проектов, экономя время на рутинных частях работы.
- Преподаватель демонстрирует и анализирует особенности напряженного состояния объектов, когда такой анализ направлен на понимание общей работы сооружения.
- Студент использует компьютерную программу в качестве тренажера, помогающего приобрести навык принятия решений.

Последнее представляется одним из важнейших элементов компьютеризации высшего образования — именно практика использования тренажеров позволяет решить проблему, которая звучит так: «Никто не учится на чужих ошибках, опыт приобретается только после того, как обучаемый сделал сам и проанализировал свои ошибки». И тренажер позволяет сделать этот процесс безопасным.

На примерах показывается, каким способом можно демонстрировать общие особенности работы сложных конструкций, какие параметры поведения являются наиболее информативными и отражающими характер работы конструкции

РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

А.В. Перельмутер

НП ООО «СКАД Софт», Киев, Украина

В докладе приводятся сведения об особенностях разработки модулей расчета на огнестойкость, включаемых в состав комплекса SCAD Office.

В первую очередь отмечается, что, в отличие от всех других расчетных ситуаций, задача имеет двухступенчатую структуру:

- теплотехнический расчет, основной целью которого является прогнозирование температуры окружающей среды (выбор типа пожара) и закономерностей нагрева конструкции;
- прочностной расчет, где учитывается изменение физических свойств материала под влиянием высокой температуры нагрева.

Теплотехнический расчет стальной конструкции сильно упрощается за счет того, что высокая теплопроводность стали и относительно небольшая толщина несущих конструкций позволяют принять гипотезу о равномерном прогреве всей площади поперечного сечения, что дает возможность использовать аналитические зависимости изменения температуры металла с ростом температуры окружающей среды T и с учетом изменения теплопроводности $\lambda(T)$, удельной теплоемкости $c(T)$ стали в процессе нагрева.

Для железобетонных конструкций теплотехнический расчет намного сложнее. Здесь для определения поля температур в поперечном сечении элемента приходится решать нелинейную нестационарную задачу теплопроводности, которая описывается уравнениями

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial z} \right) = c(T) \rho(T) \frac{\partial T}{\partial t}$$

при зависящих от температуры T значениях теплопроводности $\lambda(T)$, удельной теплоемкости $c(T)$ и плотности бетона $\rho(T)$. Решение этих уравнений отыскивается методом конечных разностей.

Прочностной расчет стальной конструкции сводится к определению критической температуры нагрева, при которой исчерпываются запасы прочности конструкции. Последние определяются разницей между расчетными комбинациями нагрузок, которые использовались при проектировании конструкции, и расчетной комбинацией нагрузок, которые могут действовать при пожаре (только постоянные и длительно действующие да еще с нормативными, а не с расчетными значениями).

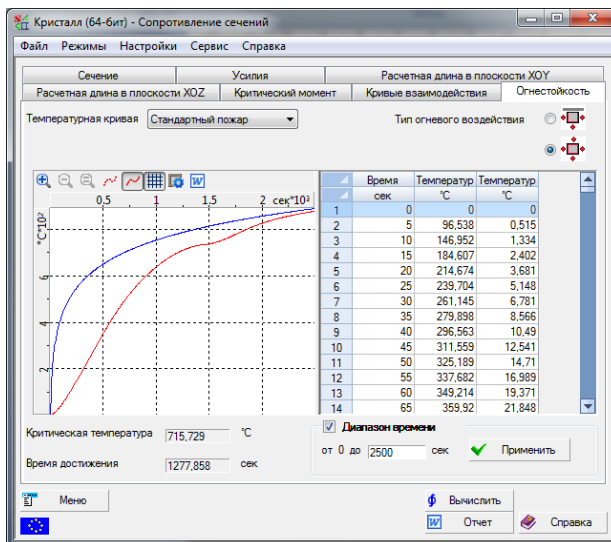


Рис. 1.

Расчет на огнестойкость стальных конструкций реализован в комплексе программ SCAD Office в соответствии с рекомендациями Еврокода и Национального стандарта Украины и включен в коммерческую версию комплекса. При этом рассматривается огнестойкость элементов конструкции без учета вторичных эффектов. Результатом расчета являются критическая температура и время ее достижения (рис. 1).

В докладе приводятся данные для примера расчета несущего каркаса, когда учитываются вторичные эффекты пожара. Оказывается, что при этом резко падает огнестойкость конструкций, что обусловлено появлением больших продольных усилий, вызванных стеснением температурного расширения. Обсуждаются возникающие при этом новые проблемы.

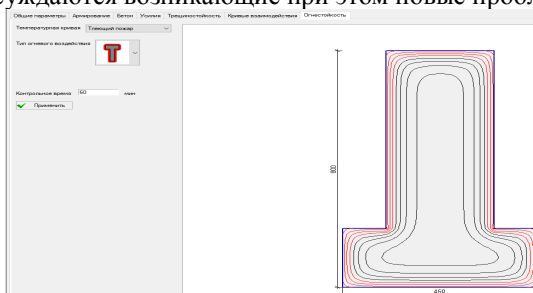


Рис. 2

Приводятся первые данные пробных расчетов железобетонных конструкций, для которых определяется температурное поле в поперечном сечении элемента на заданный момент пожара (рис. 2). С учетом этого определяются изменившиеся физико-механические свойства отдельных участков поперечного сечения и любого из арматурных стержней.

После детального тестирования соответствующие режимы расчета будут доступны пользователям.

Литература:

1. Калафат К.В., Билик А.С., Біляев М.А., Ковалевська Е.А. Розрахунок сталевих конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 3. Практичний посібник до ДСТУ-Н EN 1993-1-2: 2010 — К.: УЦСС, 2016.
2. Поклонський В.Г., Фесенко О.А., Тарасюк В.Г. та ін. Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2 — К.: Інтертехнологія, 2016 — 83 с.
3. Федоров В.С., Левитский В.Е., Молчадский И.С., Александров А.В. Огнестойкость и пожарная опасность строительных конструкций — М. Изд-во АСВ, 2009.

ТЕСТУВАННЯ ПРОСТОРОВОГО КРИВОЛІНІЙНОГО СКІНЧЕННОГО ЕЛЕМЕНТА НА ЗАДАЧАХ ТЕОРІЇ ПРУЖНОСТІ

Пікуль А.В.

Київський національний університет будівництва та архітектури,
Київ, Україна

Опорні та навантажуючі елементи, що часто розміщені по області пластин, створюють складний напружено-деформований стан з великими перепадами функції напруження по товщині пластини. Побудова співвідношень на основі гіпотез Кірхгофа-Лява не дає можливості врахувати всі напруження, що призводить до великої похибки при розрахунку таких конструкцій.

Чисельна реалізація алгоритму з використанням просторового криволінійного скінченного елемента для розрахунку нетонких пластин і оболонок дозволяє більш правильно оцінити напружено-деформований стан конструкцій, що проектуються.

При великій кількості постановок і спроб дослідження напружено-деформованого стану товстостінних оболонкових систем з використанням методу скінчених елементів проблема застосування криволінійних скінчених елементів залишається недостатньо вивченою. На даний момент в програмних комплексах товстостінні оболонки розраховуються здебільшого за допомогою тонких оболонок або, рідше, за допомогою просторових ізопараметричних скінчених елементів чи оболонок, побудованих на основі теорії Міндліна-Рейснера. Тому проблема виведення матриці жорсткості просторового криволінійного скінченного елемента і можливість її практичного застосування до розрахунку задач теорії пружності залишаються актуальними на сьогодні.

Збіжність методу скінчених елементів це важлива характеристика, оскільки визначає придатність скінченного елемента до моделювання конструкцій. Оскільки апроксимація, як правило, дає наближений опис дійсного розподілу деформацій в елементі, тому результати розрахунку конструкції в загальному випадку також є наближеними. І тому залишається актуальним питання щодо точності, стійкості і збіжності розв'язків, отриманих методом скінчених елементів.

В даній роботі розглядається тестування методу скінчених елементів на просторових задачах теорії пружності, змодельованих за допомогою криволінійного скінченного елемента, реалізованого в межах дисертаційного дослідження [3], та порівняння результатів розрахунку з теоретичними розв'язками, які містяться в працях А.І.Лур'є [1], Б.М. Лісіцина [2] та ін. В якості тестових розглядаються: задача Ламе про товстий циліндр під зовнішнім та внутрішнім тиском з різними крайовими умовами, товста сфера під зовнішнім та внутрішнім тиском, розтяг товстостінного циліндра, згин товстих пластин з різними умовами опирання.

Також слід зазначити, що у багатьох випадках, особливо в задачах теорії оболонок, МСЕ притаманна погана збіжність числових розв'язків при

наявності деформацій, пов'язаних з жорсткими зміщеннями елементів оболонки.

Особливість реалізованої у даній роботі схеми МСЕ полягає у тому, що функція переміщень представлена у вигляді вектор-функції, побудованої таким чином, щоб мати в собі жорстке зміщення скінченного елемента довільної форми. Завдяки цьому виконується необхідна умова скінченноелементної дискретизації, тобто, матриця жорсткості має три нульові власні значення. Вектор-функцію переміщень апроксимуємо рядом Маклорена, що складається зі значень компонент вектор-функції переміщень та її коваріантних похідних, визначених в центрі скінченного елемента. Перехід до вузлів скінченного елемента здійснюється за правилами векторного переносу. Компоненти деформації визначаються шляхом використання операції коваріантного диференціювання, при якій на функції жорстких зміщень виходить точно нульове значення похідної, що приводить до відсутності енергії деформування скінченного елемента у випадку одних тільки жорстких зміщень скінченного елемента.

Література

1. Лурье А.И. Пространственные задачи теории упругости - М.:Гос. издательство технико-теоретической литературы – 1955.
2. Лисицын Б.М. Проекционные и проекционно-сеточные методы. – К.: Вища школа, 1991.
3. Пікуль А. В., Гоцуляк Є. О. Реалізація просторового скінченного елемента в криволінійній системі координат // Опір матеріалів і теорія споруд: Науково-технічний збірник. - Вип.88. - Київ : КНУБА, 2011, с. 91–102.

ВИЗНАЧЕННЯ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАХИСНОЇ ОБОЛОНКИ ЯДЕРНОГО РЕАКТОРУ ПРИ ТЕРМОСИЛОВОМУ НАВАНТАЖЕННІ

Пискунов С.О., Шкриль О.О.

Київський національний університет будівництва і архітектури

В доповіді розглядається ядерний реактор «ВВЕР-1000», що застосовується на Запорізькій та Рівненській АЕС. Тривала експлуатація ядерних реакторів може призводити до появи тріщин в їх захисних оболонках. Згідно з вимогами МАГАТЕ [4] визначення тріщиностійкості в корпусах ядерних реакторів необхідно проводити ще на стадії проектування. Рекомендовано розглядати тріщини глибиною не більш ніж чверть товщини корпуса, напівеліптичного вигляду із співвідношенням осей еліпсу в діапазоні від 0,3-0,7. Для оцінки несучої здатності пропонується використовувати величини коефіцієнтів інтенсивності напружень (КІН).

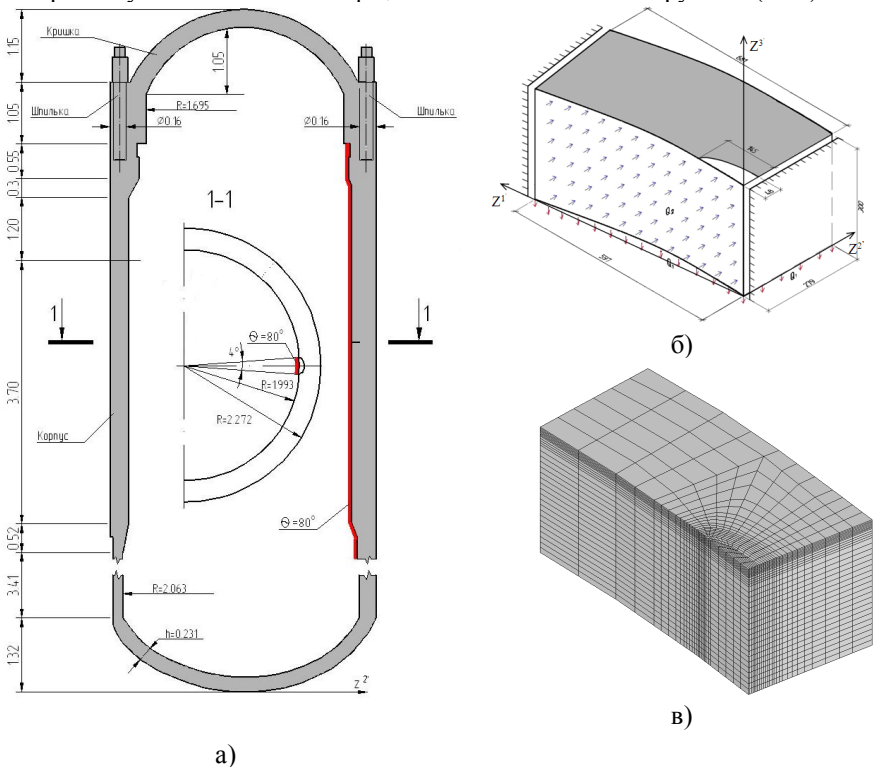


Рис. 1. Схема корпусу реактора з тріщиною (а), розрахункова (б) та дискретна (в) моделі фрагмента з тріщиною (в)

В даній доповіді розглядаються напівеліптичні тріщини глибиною 48 мм із співвідношенням осей еліпса 0.33 та 0.67, що розташовані в

середній частині стінки корпусу реактора (рис.1,а). Тріщиностійкість захисної оболонки визначається від дії внутрішнього тиску інтенсивністю $q=17,5$ МПа, та температурного навантаження обумовленого аварійним охолодженням. Розрахункова (рис.1,б) та дискретна (рис.1,в) схеми наведені для фрагменту корпусу реактора з тріщиною із співвідношенням осей еліпсу 0.67. Площина фрагмента що позначена на рис.1,б сірим кольором закріплена вздовж осі Z^3 .

Розміри фрагмента прийняті таким чином, щоб відстань від фронту тріщини до його краю була не меншою ніж потрібний розмір тріщини в цьому напрямку. Для обґрунтування достовірності отриманого розподілу напружено-деформованого стану (НДС), розрахунок проводився із застосуванням напіваналітичного методу скінченних елементів (НМСЕ) та тривимірного методу скінченних елементів (МСЕ), реалізованого в програмному комплексі SCAD.

Для обґрунтування достовірності визначення КІН, його обчислення виконується прямим та енергетичним методами.

Визначення КІН прямим методом виконується по привершинній зоні [2,3] за значеннями переміщень в околі вершини тріщини:

$$K_I = \frac{u_1 - \alpha \cdot (1 + \nu) \cdot T \cdot x^1}{\sin \frac{\theta}{2} (2 - 4\nu + \cos \theta)} \sqrt{\frac{2\pi}{r}} \cdot 2G$$

Визначення КІН енергетичним методом виконується на основі величин J -інтеграла, обчисленого методом реакцій [1-3]

$$K_I = \sqrt{\frac{JE}{k}}$$

Отримані результати КІН як прямим так і енергетичним методом добре узгоджуються між собою. При чому це досягається як при автоматизованому визначенні КІН на основі НМСЕ, так і при використанні значень НДС, отриманих в SCAD і підставлених у відповідні формули за описаними в [1-3] методиками. Результати розподілу КІН показують, що аварійне охолодження призводить до значного зростання значень КІН і нерівномірності їх розподілення вздовж фронту (рис. 2).

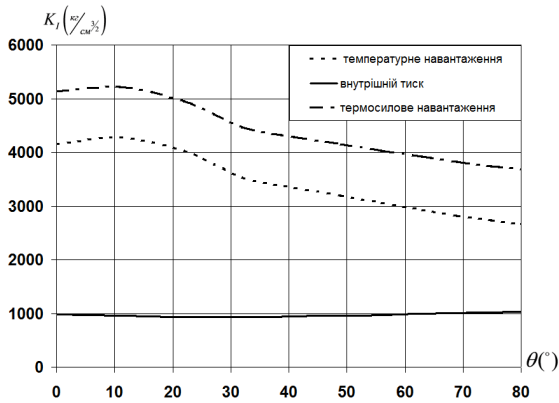


Рис. 2 Розподіл КІН вздовж фронту тріщини

Таким чином наявність температурних складових навантаження має бути врахована при визначенні несучої здатності корпусу реактора.

Список використаної літератури

1. Метод определения инвариантного J-интеграла в конечно-элементных моделях призматических тел / А. И. Гуляр, С. О. Пискунов, А. С. Сахаров, А. А. Шкрыль // Прикл. механика. - 2008. - № 12. - С. 70-82.
2. Напіваналітичний метод скінчених елементів у задачах руйнування тіл з тріщинами / [Баженов В. А., Пискунов С. О., Шкрыль О. О.] – Київ: Вид-во “Каравела”, 2017. – 208 с.
3. Шкрыль О.О. Визначення коефіцієнтів інтенсивності напружень при температурному навантаженні/ О.О. Шкрыль // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2013. – Вип. 93. – С. 128-136
4. Guidelines on pressurized thermal shock analysis for WWER nuclear power plants IAEA, Vienna, 2006, IAEA-EBP-WWER-08/Rev. 1, ISSN 1025-2762, -73 p.

ВИЗНАЧЕННЯ ЕКОНОМІЧНИХ ТА НЕЕКОНОМІЧНИХ НАСЛІДКІВ АВАРІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ОБ'ЄКТУ

Пічугін С.Ф., Дмитренко Л.А.

Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка, м.Полтава, Україна

Мета роботи: Проведення розрахунку економічних та неекономічних наслідків методом моделювання аварійної ситуації на реальному будівельному об'єкті за допомогою програмних комплексів. Створення проекту будівлі та розробка сценарію найбільш небезпечної аварії, із метою визначення найбільш небезпечних місць будівлі та подальшого їх підсилення.

Актуальність теми полягає в тому, що подібний підхід визначення надійності будівельних об'єктів на наш час є досить новим і не поширеним в практиці. При цьому слід зауважити його безперечну необхідність для подальшого розвитку будівельної справи в цілому.

Науковий прогрес у розрахунках будівельних конструкцій викликав підвищений інтерес науковців до поняття економічних та неекономічних наслідків у будівництві, які потребують на наш час детального дослідження.

Для підрахунку можливих матеріальних збитків і (або) соціальних втрат від відмови об'єкту, пов'язаних з припиненням експлуатації або із втратою його цілісності, визначаються найбільш імовірні прогнози *можливої аварії* (наприклад, пошкодження, вихід із ладу, руйнування будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкту інженерно-транспортної інфраструктури або їх частин), що сталася з техногенних або природних причин. Можливі збитки оцінюють, виходячи з прогнозованого сценарію аварії, з урахуванням передбачених проектом заходів щодо локалізації можливої аварії (наприклад, поділенням об'єкту будівництва на окремі частини).

Сценарій аварії – це модель послідовності подій, що можуть статися внаслідок виникнення ініціюючого впливу (перевантаження, помилки персоналу, аварійної відмови захисних пристроїв тощо) на конструкції будинку, будівлі чи споруди [1].

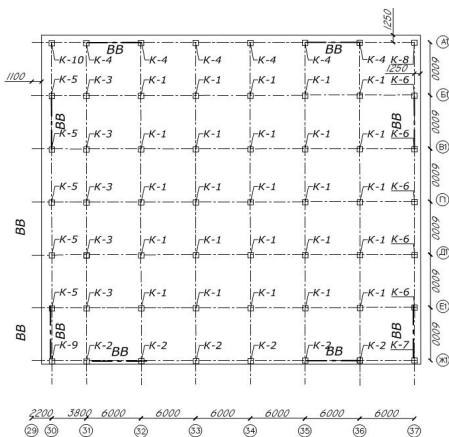
Питанням будівельних аварій присвячені численні публікації, серед яких можна назвати монографії В.І. Беляєва, М.Н. Лашенко, М.М. Сахновського, А.Н. Шкінева та багатьох інших. Досить вичерпний матеріал щодо статистики аварій представлений А.В. Перельмутером у вигляді таблиці причин аварій сталевих конструкцій [2].

Рекомендується розглянути можливість, наприклад, таких подій: вихід із ладу і руйнування окремої несучої конструкції за рахунок її перевантаження надпроектними сполученнями навантажень і впливів; виникнення великих просадок ґрунтових основ при їх аварійному замочуванні; вплив можливого карстового провалу, зсувів ґрунту тощо; вплив ударів від наїзду транспортних засобів; можливість відмови конструкцій при виникненні пожежі; пошкодження будівельних конструкцій

аварійними вибухами (наприклад, побутового газу); можливість порушення технологічного регламенту чи пошкодження устаткування (розриви трубопроводів, падіння вантажів, інші поза проектні впливи) [1].

Для багатоповерхових будинків і будівель у якості ініціюючих подій слід враховувати гіпотетичні обвалення, що перераховані у пункті Е.1.2 ДБН В.2.2-24:2009 [3].

а)



б)

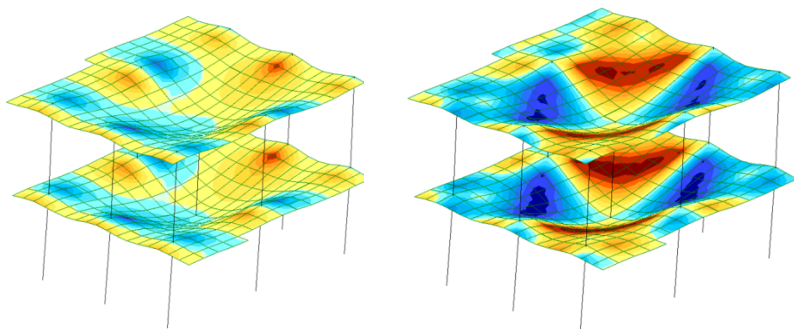


Рис. 1. Об'єкт моделювання сценарію аварії:

а) проектний план першого поверху промислової будівлі; б) результати розрахунку конструкції при моделюванні аварійної ситуації (мінус колона) – видалення колони К-1 (в осях Д1-33) (ізополю напружень по Q_u та M_x)

Проведене дослідження сценарію аварії на прикладі промислової будівлі кондитерської фабрики. Будівля трьохповерхова (рис. 1,а), вона включає 4 пускових комплекси, кожен з яких складається з пальових фундаментів, монолітного 2-х-поверхового залізобетонного каркасу, 3-й поверх – сталевий каркас з легкою покрівлею.

Обираючи конструкцію, яка у даному випадку зазнає руйнування, ми виходимо із варіанту найбільшого руйнування, яке призведе до найбільш значних втрат, як економічних, так і неекономічних. Для визначення найнебезпечнішої ділянки споруди в просторовій моделі будівлі чисельно-експериментальним шляхом змінювалася кількість та місцезоположення

несучих конструкцій (колон) та виявлялася відповідна картина зусиль і напружень в елементах будівлі (рис. 1, б).

Внаслідок аварії може відбутися пошкодження технологічного обладнання і зупинка роботи цеху на термін $T_{зуп}=30$ діб. Після виконання необхідних ремонтних робіт функціонування цеху відновлюється в повному обсязі.

Загальні збитки від відмови споруди визначаються за ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 [4].

Враховуючи розміри економічних збитків, будівля кондитерського цеху відноситься до класу наслідків СС2 IV категорії складності [4].

Розглядаючи відмову несучої конструкції одного із цехів фабрики, а саме – колони $K1$ першого поверху (рис. 1,а) з урахуванням різноманітних неекономічних і соціальні факторів, отримуються значення імовірності неекономічних (соціальних) втрат від відмови конструкції [5, 6].

Результатом проведених розрахунків є визначення економічних та неекономічних наслідків можливого сценарію аварії по причині відмови колони $K1$ кондитерського цеху промислової будівлі. У подальшому рекомендується провести роботу із визначення норм середньоїмовірнісного показника неекономічних втрат, із метою підсилення конструкцій, при відмові яких даний показник буде становити найбільше значення.

Розглянувши низку можливий аварійних ситуацій та після проведення розрахунків економічних та неекономічних втрат під час моделювання даної аварійної ситуації, можна привести наступні пропозиції щодо підсилення надійності конструкції, що розглядається: виключити можливість знаходження вибухонебезпечних матеріалів (непередбачених технологічним процесом в даному цехові); проводити регулярні обстеження конструкції протягом усього терміну експлуатації; проводити своєчасне підсилення конструкції, при виникненні такої необхідності; неодмінна експертиза спеціалістів при необхідності встановлення на інших поверхах цеху важкого устаткування, непередбаченого проектом будівлі, із метою влаштування підсилення вже існуючого каркасу будівлі. Крім того, акцентуючи увагу на останньому пункті, слід відзначити необхідність введення до державних норм подібних зобов'язань власника, та при необхідності, прийняття закону про штрафні санкції щодо недодержання цих норм.

Список використаної літератури

1. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд, 2009. – 30 с
2. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций /А.В. Перельмутер. – 2-е изд., перераб. і доп. – К: Изд-во УкрНИИПроектстальконструкция, 2000. – 216 с.
3. ДБН В.2.2-24:2009 Проектування висотних житлових і громадських будинків.–К.,МінрегіонУкраїни,2009.–161с.

4. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. – К., Мінрегіон України, 2013. – 40 с.
5. Лычёв А.С. Надёжность строительных конструкций. Учебное пособие. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. 184 с.
6. Аугусти Г. Вероятностные методы в строительном проектировании / Г. Аугусти, Ф. Баратта, Ф. Кашиати / Пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.

ДО ОЦІНКИ ВЕРТИКАЛЬНОГО КРАНОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Пічугін С.Ф., Патенко Ю.Е.

Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка

Для оцінки характеру змін, внесених до ДБН В.1.2-2:2006 [1] щодо визначення кранових навантажень, проведено порівняння навантажень із європейськими нормами проектування Eurocode-1 Actions on structures. Part 3 [22]. Детальний аналіз природи кранових навантажень, а також нормативних документів, які регламентують їх визначення проведено у роботі [4], де виділені чотириколісні крани, які схильні до перекосів. Порівняння вагових та геометричних характеристик мостових кранів різних виробників проведено в [4]. У даній роботі представлені результати розрахунків кранових навантажень на колесо крана (табл.1), параметри якого взяті за нормами ГОСТ 25711-83. До розгляду приймалися чотириколісні мостові крани вантажопідйомністю 32/16,5 тс середнього режиму роботи із центральним приводом механізму руху мосту кранів.

Наведені в європейських нормах [2] численні компоненти кранового навантаження і відповідні динамічні коефіцієнти детальніше підрозділяють кранове навантаження, аніж норми СНиП та ДБН [1]. Розрахунки показують, що вертикальні навантаження за Єврокод мають дещо вищі значення порівняно з ДБН за рахунок динамічних коефіцієнтів. Також відповідно до Єврокод слід визначати навантаження від кранів із вантажем та без вантажу. Серед горизонтальних навантажень розрізняють навантаження від перекосу моста, від прискорення візка та навантаження від гальмування (прискорення мосту крана). Останні за своїми значеннями близькі до характеристичних значень бічних сил, визначення яких встановлює ДБН [1].

Динамічні коефіцієнти враховують ряд факторів, наведених в табл. 2.1 [2]. Можна відмітити, що значення динамічних коефіцієнтів (φ_2 та φ_3) вищі, аніж рекомендований вітчизняними нормами коефіцієнт динамічності, максимальне значення якого становить 1,2 [1]. Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження в ДБН [1] γ_{fm} 1,0...1,2. Коефіцієнти надійності для розрахунку підкранових балок за Єврокодом [2] становлять γ -factors=1,35 для постійних навантажень та 1,5 для змінних навантажень. Коефіцієнт сполучення для кранових впливів за Єврокод $\psi=0,9$, тоді як у ДБН рекомендовано приймати $\psi=0,7...0,95$ залежно від кількості мостових кранів.

Таблиця 1 – Групи навантажень за Єврокод [2] від впливу мостових кранів Q=32/16,5 тс

Групи навантажень для першого граничного стану(ULS)	1	2	3	4	5	6

Динамічні коефіцієнти, які враховуються у групах навантажень		$\varphi_1=1,1$ $\varphi_3=1,2$ $\varphi_5=1,5$	$\varphi_1=1,1$ $\varphi_3=1,0$ $\varphi_5=1,5$	$\varphi_1=1,1$ $\varphi_5=1,5$	$\varphi_4=1,0$ $\varphi_5=1,5$	$\varphi_4=1,0$	$\varphi_4=1,0$	
Вертикальне навантаження	$Q_{r,(min)}$	57 кН	57 кН	52 кН	52 кН	52 кН	52 кН	
	$Q_{r,min}$	97 кН	97 кН	92 кН	92 кН	92 кН	92 кН	
	$Q_{r,(max)}$	73 кН	73 кН	-	67 кН	67 кН	67 кН	
	$Q_{r,max}$	257 кН	257 кН	-	233 кН	233 кН	233 кН	
Горизонтальне Навантаження	Прискорення крана	$H_{L,1}$	21 кН	21 кН	21 кН	21 кН	-	-
		$H_{L,2}$	21 кН	21 кН	21 кН	21 кН	-	-
		$H_{T,1}$	29 кН	29 кН	29 кН	29 кН	-	-
		$H_{T,2}$	8 кН	8 кН	8 кН	8 кН	-	-
	Перекіс крана	$H_{S,1,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{S,2,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{S,1,T}$	-	-	-	-	68 кН	-
		$H_{S,2,T}$	-	-	-	-	68 кН	-
	Прискорення візка	$H_{T,3}$	-	-	-	-	-	10 кН
	<p>Примітки:</p> <ol style="list-style-type: none"> $Q_{r,(min)}$ – мінімальне навантаження на стороні крана, до якої наблизений візок без вантажу; $Q_{r,min}$ – мінімальне навантаження на іншій стороні крана без вантажу; $Q_{r,max}$ – максимальне навантаження на стороні крана, до якої наблизений візок із вантажем; $Q_{r,(max)}$ – максимальне навантаження на протилежній стороні крана з вантажем. 							

Останні числові дослідження проф. А.В. Перельмутера [5] показали, що й ці коефіцієнти сполучення є завищеними. За рахунок низької вірогідності реалізації найбільш не вигідного положення усіх мостових кранів із максимальними вантажами відкривається можливість зменшення коефіцієнтів сполучення зусиль. Розроблена проф. А.В. Перельмутером програма була використана для розрахунку навантажень мостових кранів вантажопідйомністю 32/16,5 тс. Також були розраховані значення навантажень при різному розташуванні крана з різною вагою вантажу (рис.1, позиції 1–6): 1 - візок без вантажу поруч з правим рядом колон; 2 - візок із вантажем, наблизеним до правого ряду; 3 - візок без вантажу, біля лівого ряду; 4 - візок з вантажем, розташований посередині прольоту; 5 - візок з вантажем біля лівого ряду колон, вага дорівнює середній вантажопідйомності Q_{av} (середнє значення вантажопідйомності); 6 - візок з

вантажем біля лівого ряду колон, вага дорівнює $Q_{av} + 2,5Q_{st}$ (Q_{st} - стандартне значення вантажопідйомності); 7 - візок з вагою біля лівого ряду колон, вага дорівнює $Q_{av} + 3,5Q_{st}$.



Рис. 1 – Полігон вертикальних навантажень на колесо

Полігон вертикальних навантажень на колесо мостового крана, нормалізований величиною $Q + G_{crane} + G_{crab}$ показав, що більшість значень полігона зосереджена між розрахунковими значеннями позицій 1 і 3 (рис.1). Характеристичне значення вертикального навантаження, розраховане відповідно до вимог норм ДБН [1] (позиція 5), знаходиться в нульовій зоні, тобто реалізується рідко

Література

1. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи : [Чинний від 2007-01-01]. – Мінбуд України. – К. : Вид-во «Сталь», 2006. – 60 С.
2. EN 1991-1-3. Eurocode 1 – Actions on Structures. Part 3 : Actions Induced by Cranes and Machinery – CEN, 2003. – 43 p.
3. Пичугин С. Ф. Крановые нагрузки на строительные конструкции: монография / С. Ф. Пичугин. – Полтава: ООО «АСМИ», 2014.
4. Pichugin S.F. Comparative analysis of loads from the travelling cranes of different producers / Pichugin S.F., Patenko Iu.E., Maslova S.A. // International Journal of Engineering and Technology, 7 (3.2), 2018. P. 36-39.
5. Перельмутер А.В. Статистическое моделирование крановых нагрузок и расчетные сочетания усилий// International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2017. Vol. 13, No 2. – С. 136-144.

ВИЗНАЧЕННЯ ЗНАЧУЩОСТІ ОКРЕМИХ ЕЛЕМЕНТІВ В НАДІЙНОСТІ СТАЛЕВИХ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНИХ РАМ ТА ЇЇ ВРАХУВАННЯ ПРИ ОТРИМАННІ ЕКОНОМІЧНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Пічугін С.Ф., Чичулін В.П.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Полтава, Україна

Завдання аналізу конструкцій [1] слід вирішувати, отримуючи оцінку надійності роботи системи і її елементів при вибраних в процесі проектування технічних рішеннях. Отримані оцінки надійності можна використовувати для порівняння різних варіантів проектів і вибору варіанту, що найбільш задовольняє заданим вимогам, що пред'являються до конструкції. На початкових стадіях проектування завдання синтезу і аналізу надійності вирішують у рамках єдиного ітеративного процесу вибору найкращого рішення. Для статично невизначених систем при проектуванні із заданою надійністю важливим етапом є отримання економічних характеристик перерізів. Пошуку оптимальних і мінімальних по масі статично невизначених систем присвячено багато досліджень, які в принципі дають можливість отримання оптимальних рам за несучою здатністю.

Але для отримання економічних статично невизначених сталевих рам із заданою надійністю з урахуванням пластичної роботи матеріалу та випадкових характеристик матеріалу і навантаження необхідно знати, яка значущість кожного елемента в системі у відношенні до надійності рам [2]. Отримавши значення значущості елементів, можна регулювати існуючі резерви рами за рахунок зміни перерізів елементів із збереженням загального рівня надійності конструкції. Для існуючих споруд визначення значущості дає можливість виявляти "слабкі ланки", що при реконструкції дозволяє раціонально впливати на несучу здатність складної системи.

Значущість елемента x_i в системі $y(x_1, \dots, x_n)$ є частинна похідна від імовірності безвідмовної роботи системи R_s за імовірністю безвідмовної роботи елемента R_i

$$\xi_i = \frac{dR_s}{dR_i} = \frac{R_{s1} - R_s}{R_i} = \frac{Q_s - Q_{s1}}{R_i}, \quad (1)$$

де R_{s1}, Q_{s1} - імовірність безвідмовної роботи системи та відповідно імовірність відмови при абсолютній надійності i -го елемента конструкції; R_s, Q_s - імовірність безвідмовної роботи системи та відповідно імовірність відмови системи; R_i - імовірність безвідмовної роботи i -го елемента конструкції.

Критерій «значущість елемента ξ_i характеризує не тільки

розташування даного елемента x_i в структурі системи $y(x_1, \dots, x_n)$, але й залежність від імовірностей безвідмовної роботи усіх інших елементів системи.

Розглянемо таку характеристику, як «внесок елемента x_i » в надійність системи $y(x_1, \dots, x_n)$, який дорівнює добутку імовірності безвідмовної роботи R_i на його значущість:

$$B_i = R_i \cdot \xi_i = R_i \cdot \frac{dR_s}{dR_i} = Q_s - Q_{s1}, \quad (2)$$

Критерій внеску B_i характеризує приріст надійності системи після відновлення елемента x_i з фактичною імовірністю його безвідмовної роботи, що дорівнює R_i . Внесок визначає місцезнаходження i -го елемента в структурі системи, умови його функціонування і зв'язок з імовірністю безвідмовної роботи усіх n елементів даної системи. Питомий внесок i -го елемента в надійність системи можливо виразити як

$$b_i = B_i / \sum_{i=1}^n B_i. \quad (3)$$

При розрахунках імовірності відмови статично невизначених систем обчислення ведуться в області малої імовірності, і можна з упевненістю припустити, що вірогідність безвідмовної роботи системи лінійно залежить від імовірності безвідмовної роботи R_i елемента. Тоді в загальному випадку приріст надійності системи можна визначити:

$$\Delta R_s = \frac{dR_s}{dR_i} \cdot \Delta R_s = \frac{Q_s - Q_{s1}}{R_i} \cdot \Delta R_s. \quad (4)$$

Використовуючи формулу (4), можна ефективно впливати на систему, змінюючи перерізи елементів методом ітерацій згідно значущості для отримання економії матеріалу без зниження загального рівня надійності. Для розгляду значущості елементів, що впливають на надійність системи, необхідно розбити конструкцію на групи перерізів, щоб змінюючи перерізи елементів, отримати конструкцію з рівною надійністю елементів. Зокрема, розглядаючи роботу ригеля, враховуються характеристики балочного механізму руйнування. Основу цього механізму складає один елемент, переріз якого, найчастіше, постійний по усій довжині. Тому зміну перерізу, якщо необхідно, треба робити для усього ригеля цілком. Якщо розглядається поверховий механізм руйнування, до складу якого входять декілька елементів (колон), то можна допустити, що крок зміни перерізів цих елементів однаковий для усього основного механізму в цілому.

У розрахунках вирівнюються внески елементарних механізмів в надійність системи в цілому. Для цього змінюють співвідношення

жорсткості в елементах конструкції відповідно питомого внеску кожного механізму в надійність системи. Близько до оптимального співвідношення жорсткості дуже важливо для звичайних статичних розрахунків рам. Обчислення проводились у бік зменшення граничного моменту, що необхідно при рішенні задачі проектування. При реконструкції існуючих будівель потрібно визначити спроможність конструкції нести задане навантаження. В цій ситуації виникає потреба в підсиленні найбільш відповідальних елементів для отримання системи з рівною надійністю.

Насправді в найбільш імовірні механізми руйнування можуть входити тільки частина небезпечних перерізів відносно основного механізму. Природно, що ці перерізи виявляються значимішими для надійності системи в цілому, ніж перерізи, що не увійшли до цих механізмів. Значущість окремих перерізів може враховуватися в методі станів [3], де робота перерізу розглядається окремо, а не в роботі механізмів в цілому. Внесок перерізів у розрахунок в надійність системи у цілому ефективно досліджується імовірнісним методом граничної рівноваги [3].

Пропонується метод вирівнювання параметрів надійності системи у цілому з нормативною заданою імовірністю безвідмовної роботи, шляхом зміни величини граничного моменту. Відношення начального і отриманого граничного моменту рекомендується називати коефіцієнтом схемної надійності сталевих статично невизначених рам γ_s . Його мінімальне значення дорівнює 1,1. При розрахунках з врахуванням внесків окремих елементів можливо отримати значно більші значення цього коефіцієнту (1,1-1,4), що дає суттєву економію матеріалів.

Література

1. Надежность и эффективность в технике: Справочник в 10 т. / Под. ред. В.С. Авдуевского. – М.: Машиностроение, 1988.
2. Рябинин Черкесов Г.Н, Логико-вероятностные методы исследования структурно сложных систем. - М.Радио связь, 1981. - 264 с.
3. Chichulina K., Chichulin V. Steel statically uncertain transverse frames probabilistic calculation / International Journal of Engineering & Technology (IJET), Vol 7, No 3.2. Special Issue 2, 2018. – p. 79-85.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПК ЛИРА-САПР ПРИ СОСТАВЛЕНИИ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

Ромашкина М. А.

ООО «ЛИРА САПР», г. Киев, Украина

Рассматривается методика моделирования с учетом изменяющейся конструктивной схемы в процессе реконструкции. Предлагается алгоритм расчета конструкций с учетом процесса возведения в программном комплексе ЛИРА-САПР.

Реконструкция существенно отличается от нового строительства и имеет свои особенности в проектировании. Переустройство, перепланировка и модернизация зданий и сооружений приводят к необходимости усиления несущих элементов для сохранения способности конструкций и зданий в целом нести дополнительные нагрузки. В процессе проведения реконструкции, необходимо точно исследовать и спрогнозировать напряженно-деформированное состояние конструкции [1-3]. Численное моделирование позволит оценить последствия, которые могут влиять на несущую способность здания в целом.

Методики расчетов зданий и сооружений при реконструкции все время совершенствуются. Вопросами моделирования работы строительных конструкций и формирования корректных расчетных моделей занимались такие ученые, как В.А. Банах [4], М.С. Барабаш [1], А.С. Городецкий [2], Е.В. Горохов, А.А. Дыховичный, Н.Л. Зоценко, С.Ф. Клованич, В. Комков, В.В. Кулябко, А.В. Перельмутер [5], В.И. Сливкер, R.L. Taylor, O.C. Zienkiewicz и др. Тем не менее, на сегодняшний день пока недостаточно решена проблема корректного моделирования поведения эксплуатируемых зданий и сооружений, подвергающихся реконструкции. Для реконструируемых объектов существует много особенностей, которые следует учитывать в единой расчетной схеме: повреждения конструктивных элементов здания до реконструкции (трещины, уменьшение сечения элементов); деформации основания, имеющиеся на момент реконструкции; изменение условий эксплуатации здания, изменение инженерно-геологических условий; изменения исходной конструктивной схемы здания в процессе реконструкции и др.

Особенности моделирования подобных процессов и возможности современных программных средств, используемые при этом, проиллюстрируем на примерах решения реальных задач из проектной практики, выполненных на основе применения программного комплекса ЛИРА-САПР.

В программном комплексе ЛИРА-САПР 2018 реализована возможность задания расстановки арматурных включений в стержневые и пластинчатые элементы на всей расчетной схеме, для возможности расчета проверки несущей способности сечений стержневых и пластинчатых

элементов с учетом реальной расстановки арматуры согласно действующих нормативных документов (рис. 1).

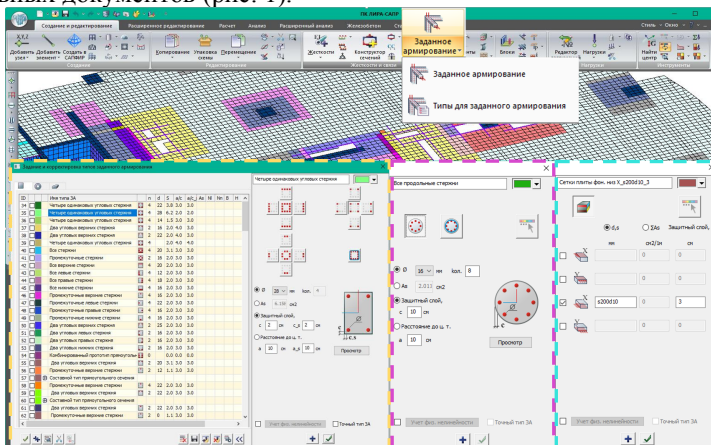


Рис. 1. Формирование параметрических типов заданного армирования для элементов схемы в ПК ЛИРА-САПР

При составлении расчетной схемы здания, в котором нагрузки от надстраиваемых этажей будут передаваться на существующее здание, в существующих элементах здания задается реальное расположение арматурных включений. В результате проверки несущей способности сечений с заданным армированием, согласно нормативов, определяется коэффициент запаса несущей способности в каждом элементе пластин и в каждом сечении стержней. А для надстраиваемой части осуществляется подбор требуемой площади арматуры.

Такая методика расчета использовалась для оценки возможности реконструкции 3-х этажного административного здания. По результатам обследования здания сделан вывод о возможности его реконструкции с надстройкой четвертого этажа. Расчет выполнялся с учетом процесса возведения в ПК ЛИРА-САПР.

Вывод. Можно предложить следующую методику расчета эксплуатируемых зданий при проектировании их реконструкции:

1. Производится обследование зданий с целью получения полной информации, необходимой для выполнения оценки напряженно-деформированного состояния с учетом фактического состояния конструкций.
2. Составляется расчетная схема здания согласно результатов обследования технического состояния здания, имеющейся документации либо/и технического осмотра, с учетом выявленных повреждений и износа несущих конструкций. Определяется несущая способность конструкций.
3. Составляется расчетная схема здания с учетом планируемого переустройства, перепланировки, модернизации, возведенных надстроек, пристроек. Выполняется анализ НДС после проведения серии численных

экспериментов с учетом восстановления, усиления и замены строительных конструкций. Выявляются опасные элементы конструкций или их участки. Выдаются рекомендации о возможности проведения реконструкции. Разрабатывается мероприятия по усилению несущих конструкций.

Предлагаемый алгоритм позволяет как получить достаточно точное НДС элементов несущих конструкций объекта с учетом всех изменений, так и прогнозировать его поведение в будущем. Анализ НДС расчетной модели, позволяет делать выводы об эффективности того или иного варианта усиления конструкций при их реконструкции.

Литература

1. Барабаш М.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: Монография/ Мария Сергеевна Барабаш. – К.: Изд-вл «Сталь», 2014. – 301 с
2. Городецкий А.С. Компьютерное моделирование в задачах строительной механики Учебное пособие. / А. С. Городецкий, М. С. Барабаш, В. Н. Сидоров – М.: Издательство АСВ, 2016. – 338 с.
3. Городецкий А. С. Компьютерное моделирование процесса возведения строительных конструкций. Сборник научных трудов Луганского национального университета, серия «Технические науки». –Л.: Изд-во «ЛНАУ», 2007, С. 3–9.
4. Ткаченко В. Б. Ретроградное моделирование аварийных и деформированных объектов городской застройки / Ткаченко В. Б., Банах А. В., Банах М. С. // Web of Scholar – 2018. - №3(21), Vol.1. – С. 29-34
5. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К.: Сталь, 2002. – 600 с.

6. ПРОГРАММНАЯ РЕАЛИЗАЦИЯ ПОИСКА ПОТОКОВ КАСАТЕЛЬНЫХ УСИЛИЙ В СЕЧЕНИИ ТОНКОСТЕННОГО СТЕРЖНЯ ПРОИЗВОЛЬНОЙ КОНФИГУРАЦИИ

Рудь Д.Н., Юрченко В.В.
НП ООО «СКАД Софт», Киев, Украина

Доклад посвящен задаче о касательных напряжениях на внешних продольных гранях произвольного сечения тонкостенного стержня, который может состоять из нескольких замкнутых (связанных и/или несвязанных) контуров, а также из открытых участков. Эта задача рассмотрена в работе известного ученого В.И. Сливкера [1, 2, 8] для общего случая нагружения тонкостенного стержня.

Дальнейшее развитие исследований в этом направлении требует разработки детального алгоритма, ориентированного на программную реализацию в системах автоматизированного проектирования тонкостенных стержневых систем. Такой алгоритм рационально строить с использованием математического аппарата теории графов [3, 11].

В большинстве работ [4, 7, 10, 12] теория графов использовалась для вычисления геометрических характеристик сечения тонкостенных стержней. Использование теории графов для анализа тонкостенных стержней с многоконтурным сечением описано в работах Г. Алфано [6] и А. Прокича [10].

Задачу поиска потоков касательных усилий для произвольного сечения тонкостенного стержня (в том числе открыто-замкнутого многоконтурного сечения) можно свести к задаче минимизации функционала Кастильяно при обеспечении ограничений равновесий потоков в точках ветвления сечения, а также при обеспечении уравнения равновесия всего сечения относительно продольной оси стержня [2]. Сформулированная задача представлена в виде задачи математического программирования, а именно в виде задачи поиска значений неизвестных потоков касательных усилий в начальных точках неразветвляемых участков сечения, обеспечивающих наименьшее значение критерия оптимальности – функционала Кастильяно, при удовлетворении ограничений равновесия потоков в точках ветвления сечения, а также при удовлетворении уравнения равновесия всего сечения тонкостенного стержня относительно продольной оси стержня. При этом функционал Кастильяно был отождествлен с выражением для энергии деформации, сформулированным в терминах напряжений.

Для решения упомянутой задачи математического программирования использовался метод множителей Лагранжа. Условия стационарности модифицированного функционала позволили свести задачу к системе линейных алгебраических уравнений, решение которой и определяет интересующий вектор-столбец потоков касательных усилий в начальных точках неразветвляемых участков сечения.

Разработан детальный алгоритм численного решения

сформулированной задачи с использованием математического аппарата теории графов, ориентированный на программную реализацию в системах автоматизированного проектирования тонкостенных стержневых систем [5, 9]. Выполнена программная реализация предложенного алгоритма в среде вычислительного комплекса SCAD Office.

С целью верификации разработанного алгоритма и проверки точности вычислений секториальных геометрических характеристик и касательных напряжений, рассмотрены примеры расчета тонкостенных стержней открытого и открыто-замкнутого многоконтурного сечений [10]. На рассмотренных примерах доказана достоверность результатов, получаемых с использованием разработанного программного обеспечения.

Список литературы:

1. Перельмутер, А. В., Сливкер, В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / Изд. 3-е, переработанное и дополненное. – М.: Изд-во ДМК, 2007. – 595 с.
2. Сливкер, В. И. Строительная механика. Вариационные основы. – М.: Изд-во АСВ, 2005. – 736 с.
3. Юрченко, В. В. Розподіл потоків дотичних зусиль вздовж замкнених контурів перерізу тонкостінного стержня: розробка числового алгоритму з використанням теорії графів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Випуск 30. – Рівне, 2015. – С. 306 – 316.
4. Юрченко, В. В. Узагальнені секторіальні координати для довільного перерізу тонкостінного стержня: розробка числового алгоритму з використанням теорії графів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Випуск 31. – Рівне, 2015. – С. 538 – 549.
5. Юрченко В. В. Численное решение задачи о распределении касательных напряжений в сечении тонкостенного стержня произвольной конфигурации // Строительная механика и строительные конструкции: Сборник статей. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2013. – С. 487 – 505.
6. Alfano, G., Marotti de Sciarra, F., Rosati, L. Automatic analysis of multicell thin-walled sections // Computer and Structures. – №59. – 1996. – pp. 641 – 55.
7. Paz, M., Strehl, C. P., Schrader, P. Computer determination of the shear center of open and closed sections // Computer and Structures. – №6. – 1976. – pp. 117 – 25.
8. Perelmuter, A. V., Slivker, V. I. Numerical structural analysis: models, methods and pitfalls. – Berlin-Heidelberg-New York-Hong Kong-London-Milan-Paris-Tokyo: Springer Verlag, 2003. – 600 p.
9. Perelmuter A., Yurchenko V. Shear stresses in hybrid thin-walled section: development of detail numerical algorithm based on the graph theory // Proceedings of 3rd Polish Congress of Mechanics and 21st International

- Conference on Computer Methods in Mechanics. Short Papers. – Vol. 2. – Gdańsk, 2015. – pp. 943 – 944.
10. Prokić, A. Computer program for determination of geometrical properties of thin-walled beams with open-closed section / A. Prokić // *Computers and Structures*. – №74. – 2000. – pp. 705–715.
 11. Tarjan, R. Depth-first search and linear graph algorithms / R. Tarjan // *SIAM Journal Computing*. – №1. – 1972. – pp. 146–60.
 12. Waldron, P. Sectorial properties of straight thin-walled beams / P. Waldron // *Computers & Structures*, Vol. 24, Issue 1. – 1986. – pp. 147–156.

RESEARCH INTO THE FACTORS AFFECTING THE STRENGTH OF THE BED-JOINED SEAMS OF COMPRESSED MASONRY

Tomas Šlivinskas^{a,b}, Vladimir Popov^{a,b}, Bronius Jonaitis^a

^aVilnius Gediminas Technical university, Saulėtekio ave. 11, Vilnius LT-10223, Lithuania

^bUAB "IN RE", Lukiskiu str. 3, 6 floor, Vilnius LT-01108, Lithuania.

A property of mortar to release water is one of the main factors affecting the deformation characteristics of the bed-joined seam of masonry. The bricklaying process shows that a masonry product absorbs water from mortar in the contact area. Thus, incomplete cement hydration occurs, and the contact point forms a layer the strength and elastic modulus of which differ significantly from the properties of mortar in the internal layers, which is defined by the methods developed in the standards (Huster 2000; Zavalis, Jonaitis 2011; Derluyn et al. 2008).

The absorbed water accumulates at a certain depth of the pores of masonry products. A reduction in the amount of water in mortar (i.e. decrease in the water to cement ratio) may result in an increase in the strength of mortar in the middle layers. The conducted research into the properties of cement mortar indicates that a reduction in the water to cement ratio causes a rise in the strength of mortar (Nagaraj et al. 1996).

Water adsorption takes place unevenly, i.e. putting mortar points out that most of free water is absorbed by the lower brick; respectively, the section of the upper soaked masonry product is smaller. In addition, the water absorbed in the contact surface of masonry products provides favourable conditions for mortar hardening in the seam.

On the other hand, water from the mortar seam is absorbed in a very short time, approximately in 20 seconds (Ince et al. 2009), and thus mortar becomes stiffer in the seam and different density zones are formed, which determines the distribution of uneven compressive stresses in the seam. The carried out research (Brockner et al.1998) shows that due to such a rapid action of water, a good contact between the mortar of the bed-joined seam and masonry products makes approximately from 20% to 30% of the surface area of the contact.

The formation of unevenness and the resulting stress concentration determine the increased longitudinal deformations of the contact areas forming a significant part of all deformations of the bed-joined seam of mortar. Therefore, under the same stresses, the deformations of bed-joined seams differ significantly from those defined by testing standard mortar samples.

Other important factors include the ratio, composition and height of the seam of mortar in water and a binding material, i.e. mortar. Subject to the ratio of the composition of mortar to water and cement, moisture (water) decreases by up to 40-60% in the bed-joined seam (Ince et al. 2009).

The thickness of the mortar layer the dry masonry product from which absorbs water reaches up to 5 mm (Ince et al 2009). Hence, it can be proposed that when seam thickness makes from 10 to 12 mm, masonry products along both

surfaces of the seam absorb water throughout the complete thickness of the seam. According to studies (Derluyn et al. 2011), the ratio of the water of cement mortar to cement decreases from 0,5 to 0,35, i.e. up to 1,4 times.

Research Methodology

In order to assess the dependence of the mechanical properties of the bed-joined seam on the water absorbed by the masonry product, to define changes in the compression strength of the mortar found by testing standard samples in accordance with LSTEN 1015-11 methodology and to identify the strength obtained testing mortar plates employing a die, experimental research was performed.

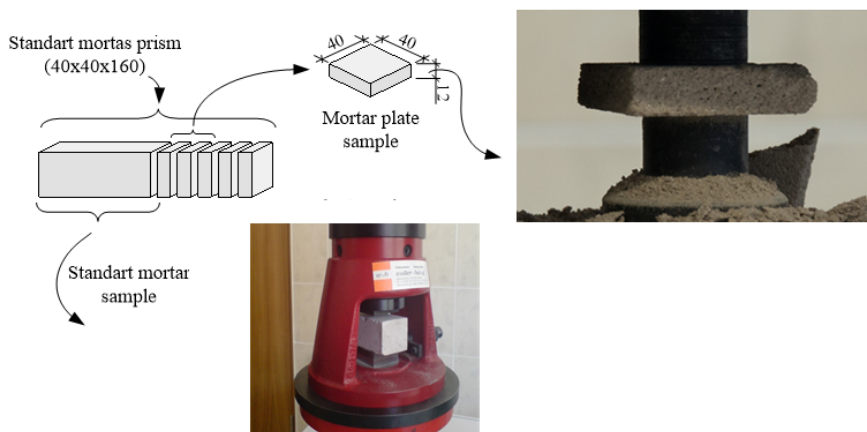


Fig. 1. Scheme for the samples of masonry mortar and testing

Setting the compressive strength of masonry mortar by testing plates employing the die is not regulated by European standards. The mortar tested by dies is discussed in standard DIN18555-9. Therefore, testing was carried out with reference to the examination methodology described in the abovementioned standard (Figure 1).

The research involved solid silicate bricks of 125 x 88 x 250 mm. The bricks formed the fragments of masonry. The samples were made of three silicate bricks with no head-joined seam using different materials of a dividing layer. The thickness of the bed-joined seam was 12 mm.

Four series of samples were formed. The contact surface between the masonry product and the bed-joined seam was processed in order to affect the characteristics of water adsorption of the masonry product. To form the samples of B1 series, the used masonry products were additionally moisturized plunging them into a bowl at a depth of 5 millimetres. For producing the samples of B2 series, an additional dividing layer between the masonry product and the bed-joined seam of mortar was applied. A food film was employed for the interlayer, which prevented

from the flow of free water between mortar and the masonry product. To shape the samples of B3 series, stationary paper was used for dividing the layer between mortar and the masonry product. Also, B4 series pilot samples having a rough contact layer were formed. Setting samples involved forming the standard samples of mortar prisms of 40x40x160 mm. The samples were used for determining the mechanical properties of mortar and tested together with masonry plates obtained from the disassembled mortar samples (Figure 2).

Following 28 days of hardening, the samples were disassembled by separating masonry products from the bed-joined seam of mortar. Thus, the resulting mortar plates were produced employing a saw blade. Each plate was divided into 8 equal pieces applying the dry method thus forming the plates of 50x50 mm. The plates were carefully numbered to identify the position of each plate in the masonry seam. Subsequently, the shaped plates were tested using a die of $\text{Ø } 25,6$ in diameter mm accordingly to the recommendations set in standard N 18555-9.

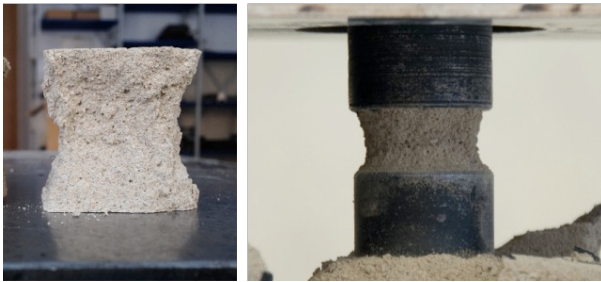


Fig. 2. The nature of the fracture in mortar plates: additionally moisturized; (b) – no additional moisture.

Key findings of the Research

The plates of masonry mortar were disassembled, cut up and tested. After testing the mortar plates removed from the bed-joined seams of masonry samples using the die, compression strength of mortar can be determined. For this purpose, the identified dependencies of the strength reduction coefficient can be applied.

The strength of the mortar plate, under additionally moisturized masonry products, was equal to 7,79 MPa while that of the plate with no additional moisture was almost twice lower and made 4,28 MPa. However, it differed significantly from the strength of the standard samples of mortar. The samples in which moisture migration between mortar and the masonry product was stopped resulted in the exceptionally high strength of mortar making 15,03 Mpa and was 3,5 times higher compared to the samples with no moisture and 1,44 times higher than the strength of standard mortar. Thus, it can be stated that moisture migration between the bed-joined seam of mortar and the masonry product is one of the most

important factors determining the mechanical properties of mortar in the seam of masonry.

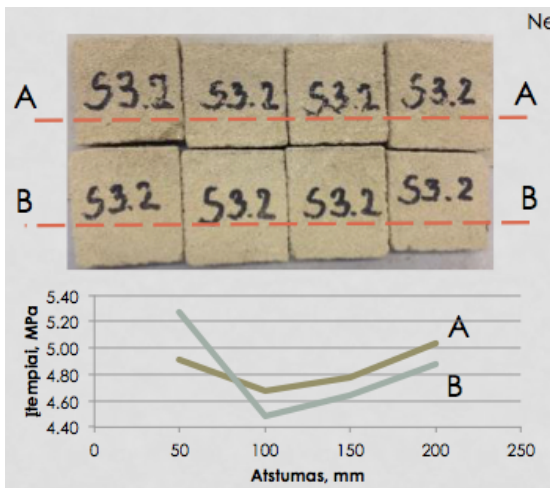


Fig. 3. The distribution of the strength of mortar in the seam of masonry

The carried out research shows that the distribution of the strength of mortar in the seam of masonry is uneven. The distribution of two seams of the strength of mortar is presented in Figure 3 the chart in which illustrates that the strength of mortar in the bed-joined seam of masonry varies in the longitudinal direction of the sample. This is due to inequalities and defects forming masonry fragments. In each case, the distribution of the strength of mortar in the sample may vary depending on the conditions of formation.

Conclusions

1. The property of a masonry product to adsorb water from a bed-joined seam has a significant effect on the strength properties of the mortar of the bed-joined seam of masonry.
2. The performed analysis of the effect of water adsorption on the strength of the bed-joined seam in masonry has shown that the strength of the moisturized mortar plates is 1,82 times higher than that of the plates with no moisture.
3. The thickness of the mortar plates containing the film interlayer is 3,5 times higher compared with those having no moisture. The strength of

the mortar plates having the paper interlayer is 1,62 times higher than that of the plates with no moisture.

4. In the case of the moisturized samples, mortar is evenly distributed along the whole surface of the product thus resulting in equal working conditions and avoiding the presence of potential concentrators in the seam of mortar.

РЕЗЕРВЫ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ

Скорук Л.Н.

Киевский национальный университет строительства и архитектуры,
НП ООО «СКАД Софт»,
Киев, Украина

Согласно действующих строительных норм при проектировании зданий и сооружений возникают ситуации, когда нужно производить расчет на прогрессирующее обрушение (внезапное выключение из работы некоторого несущего элемента или части конструкции – рис. 1.). В большей части это требование касается высотных зданий [1, 6], но в некоторых случаях такой расчет необходим и для относительно невысоких зданий, а иногда и вовсе для одноэтажных [8].

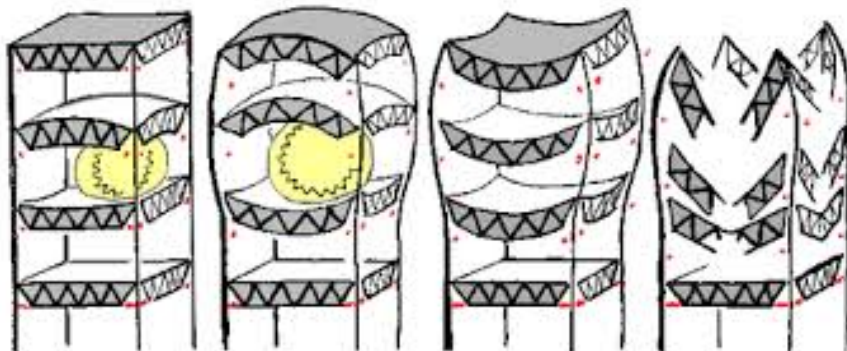


Рис. 1. Общий вид картины обвала конструкций здания при прогрессирующем обрушении.

При этом конструктивная система должна обеспечить прочность и устойчивость несущих конструкций и элементов здания или сооружения под действием расчетных нагрузок и воздействий, а также сопротивление прогрессирующему обрушению при возникновении чрезвычайных ситуаций.

Надежность эксплуатации здания или сооружения (в части предотвращения прогрессирующего обрушения) должно быть обеспечена комплексом объемно-планировочных и конструктивных мер в сочетании с учетом возможных нагрузок и воздействий и при усиленном контроле качества строительных работ. Для предотвращения прогрессирующему обрушению необходимо принимать такие технические решения, которые создают необходимую неразрезность конструктивной схемы здания для перераспределения усилий в результате развития в элементах конструкций и их соединениях значительных пластических деформаций, которые в результате должны обеспечить при локальных разрушениях общую

устойчивость здания. При этом необходимо выполнять требования нормативных документов по защите зданий при чрезвычайных ситуациях.

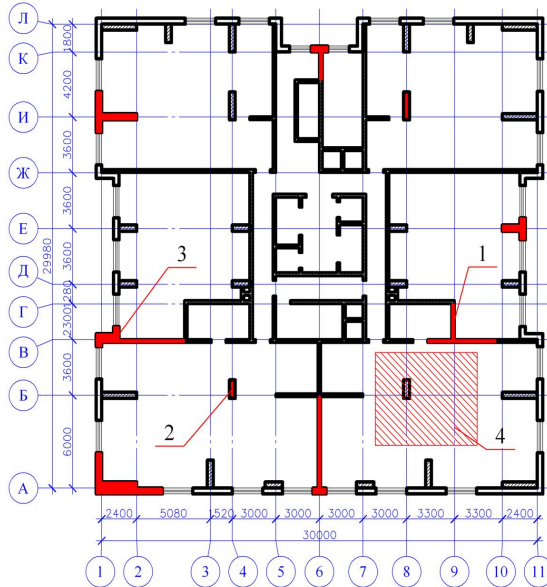


Рис. 2. Возможные варианты внезапного выключения из работы несущих элементов здания: 1 – части несущей стены, 2 – колонны, 3 – фрагмента наружной стены, 4 – части перекрытия.

Защита сооружения от прогрессирующего обрушения будет обеспечена [8], если для любых элементов и их соединений соблюдается условие

$$F \leq S,$$

где F – усилия в конструктивных элементах или их соединениях, найденные из выполненного расчета, S – несущая способность конструктивных элементов и их соединений, найденная с учетом указаний соответствующих документов (расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов принимаются равными их нормативным значениям, определяемые в соответствии с действующими нормативными документами).

Поскольку прогрессирующее обрушение является аварийной ситуацией (с возможностью ее возникновения в любом месте сооружения), то обеспечить заранее и гарантировано прочность некоторых конструкций при всевозможных непредвиденных ситуациях не является возможным. При этом, при изначальном проектировании отдельных конструкций закладывание их избыточной прочности в запас сильно удорожает затраты на возведение здания или сооружения в целом.

Поэтому приходится изыскивать ресурсы для уменьшения негативного влияния на сооружение при выходе из строя некоторых его

конструкций – как в конструктивных мероприятиях, так и в запасах прочности характеристик материалов и в "избытке" расчетных по нагрузок.

Для оценки устойчивости высотного здания прогрессирующему обрушению допускается рассматривать только наиболее опасные схемы локального разрушения. При этом расчеты производятся на аварийные сочетания нагрузок.

При проверке устойчивости высотного здания прогрессирующем обрушения расчетное сопротивление материалов (стали, бетона и арматуры) принимается равным их характеристическим значением. Величина деформаций и ширина раскрытия трещин в конструкциях в данном случае не регламентируется.

Литература:

1. ДБН В.2.2-24:2009. Проектування висотних житлових і громадських будинків.
2. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. М., 1999.
3. Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. М., 2002.
4. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. М., 2002.
5. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. М., 2005.
6. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. М., 2006.
7. МДС 20-2.2008. Временные рекомендации по обеспечению безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного обрушения. / ФГУП «НИЦ «Строительство». — М.: ОАО «ЦПП», 2008. — 16 с.
8. Проект свода правил (изменения к своду правил): «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования»

ВОЗМОЖНОСТИ ЭКСПОРТА МОДЕЛЕЙ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ ARCHICAD И RENGA В SCAD

Теплых А.В.

ООО НПФ «СКАД СОФТ», Москва, Россия.

Для экспорта модели из Archicad в программу SCAD разработано специальное расширение (плагин). Расширения к Archicad и к другим программам размещается в папке установки программы, как правило это «C:\SCAD Soft\SCAD Office». Если выполняется обновление программы, то для установки самых последних версий плагинов при установке нужно выбрать «Изменить» и далее отметить последние версии плагинов (рис. 1).

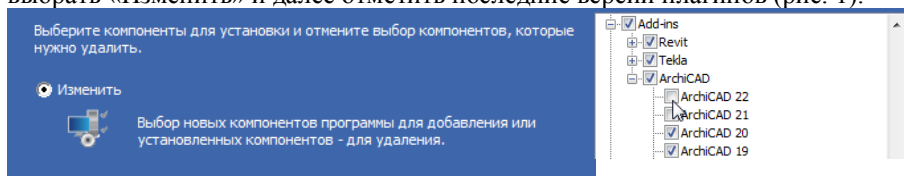


Рис. 1. Установка последних версий плагинов к Archicad версий 21 и 22.

Для подключения расширения в Archicad версии 22 в меню «Параметры» нужно выбрать менеджер расширений в открывшемся окне, нажать кнопку «РЕДАКТИРОВАНИЕ СПИСКА ИМЕЮЩИХСЯ РАШИРЕНИЙ», далее нажать кнопку «Добавить» и в папке установки SCAD Office выбрать нужное расширение (рис. 2).

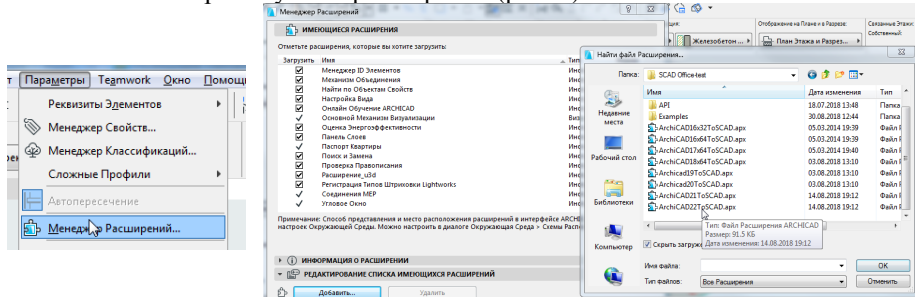
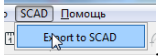


Рис. 2. Установка расширения SCAD в Archicad версии 22.

После установки расширения на панели главного меню появляется меню «SCAD». Если модель открыта в окне «3D-окно», то для экспорта модели в SCAD нужно перейти в окно «План этажа» и в меню «SCAD»

выбрать , после чего модель сохраняется в формате «.r2s», который может быть затем импортирован в SCAD.

При импорте в SCAD нужно выбрать один из режимов, - «Стандарт» или «Форум». Режим «Форум» позволяет выполнять автоматическую разбивку на конечные элементы, а в режиме «Стандарт» разбивку на

конечные элементы необходимо выполнять «вручную». При необходимости формирования сетки конечных элементов вручную, можно рекомендовать импортировать модель в «Форум», выполнить ее первичную доработку, а затем изменить расширение файла с «.OPR» на «.SPR» и далее вести работу по формированию расчетной модели в режиме «Стандарт». После импорта модели Archicad в «Форум» корректно передаются параметры балок и колонн и толщины плит, но могут возникнуть следующие проблемы (рис. 3):

- колонны имеют разрывы на высоту балок или толщину перекрытия;
- балки и перекрытия находятся в разных плоскостях;
- узлы перекрытий не совпадают с осями колонн.

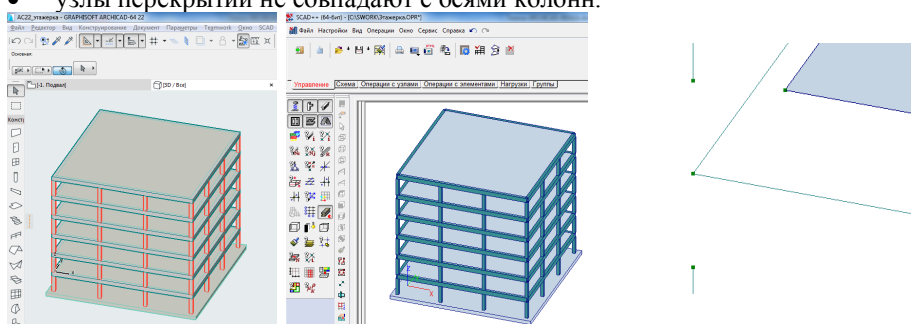


Рис. 3. Слева направо, - модель в Archicad, модель в SCAD (режим Форум), возникающие проблемы.

В Archicad также имеется возможность экспорта другие форматы (например IFC), которые могут быть импортированы в SCAD.

В Renga Structure (версия от 23.06.2018 г.) имеется возможность экспорта физической модели в формат IFC 2x3 Coordination View, при этом в некоторых случаях объекты модели, например балки могут быть представлены в формате IFC, как состоящие из тетраэдров. При импорте в SCAD производится обработка подобных объектов и их сечение преобразуется в многоугольные сечения произвольного типа (средствами программы Консул), также возникают проблемы, аналогичные описанным выше при импорте из Archicad (рис. 4).

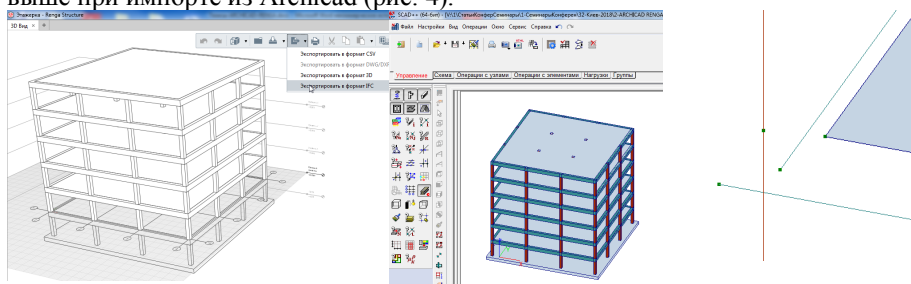
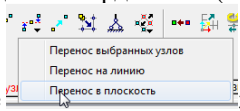


Рис. 4. Слева направо, - модель в Renga Structure, модель в SCAD (режим Форум), возникающие проблемы.

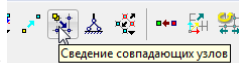
В SCAD (режим Форум) имеются удобные средства, позволяющие быстро доработать заготовку модели:

- перенос узлов в плоскость позволят переносить выбранные узлы в плоскость, заданную тремя узлами, а перенос выбранных узлов позволяет приводить координаты (например Z) выбранных узлов к



одной координате

- сведение совпадающих узлов позволяет быстро присоединить



перекрытия к угловым колоннам

После необходимых доработок в режиме Форум можно выполнить генерацию сетки конечных элементов с автоматическим созданием твердых тел в местах стыков перекрытий с колоннами. После генерации модель сохраняется в стандартный режим (файл с расширением «.SPR»). В стандартном режиме SCAD заготовка модели окончательно дорабатывается до расчетной модели (серии расчетных моделей), задаются жесткие вставки, нагрузки, уточняются жесткости, условия опирания и т.д. (рис. 5).

В заключении следует отметить, что современные проектные системы снабжены инструментами по обмену данными, что должно ускорять процесс подготовки расчетных моделей, а программа SCAD снабжена всеми необходимыми инструментами для достаточной быстрой доработки импортированных заготовок и построения на их основе расчетных моделей. Приведенный подход представляется вполне технологичным для монолитных зданий, а для зданий из металлических конструкций возникают проблемы с настройкой соответствия металлопроката и в итоге в большинстве случаев пока в качестве универсальной технологии оказывается удобнее использовать плоские заготовки в формате dxf.

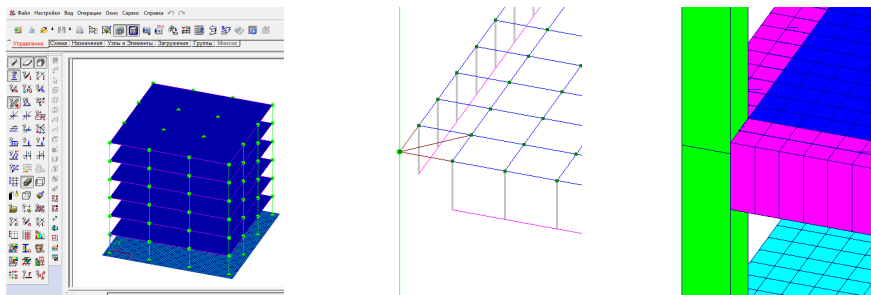


Рис. 5. Слева направо, - модель в SCAD (стандартный режим), стык перекрытия и балок в расчетной модели.

РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В SCAD OFFICE. ПРИЕМЫ ПРОФЕССИОНАЛЬНОЙ РАБОТЫ И РАЦИОНАЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ. НОВЫЕ ВОЗМОЖНОСТИ.

Теплых А.В.

ООО НПФ «СКАД СОФТ», Москва, Россия.

Несмотря на развитие и реализацию средств интеграции с BIM системами в SCAD, формат dxf остается пока самым надежным, универсальным и технологичным средством построения расчетных моделей и особенно моделей одноэтажных производственных зданий.

После импорта заготовки плоской рамы в формате dxf, проработки и подбора сечений модели плоской рамы, - построить пространственную расчетную модель наиболее эффективно можно используя возможность копирования схемы с отмеченными узлами из которых будут вытягиваться распорки и другие продольные элементы (рис. 1).

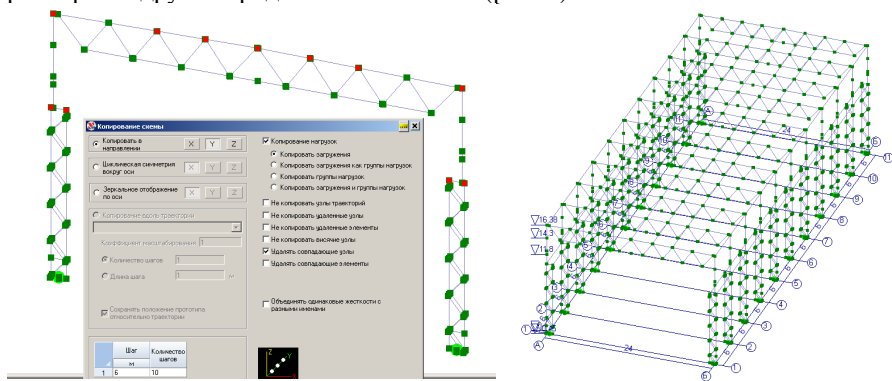


Рис. 1. Построение пространственных моделей.

При моделировании двухветвевых колонн каждую ветвь лучше задать отдельно, а элементы соединительной решетки соединять с ветвями с использованием объединения перемещений или твердых тел, такой подход позволяет выполнить почти все необходимые проверки элементов за исключением расчета на устойчивость колонны как единого стержня.

Для сквозных (двухветвевых) колонн с целью получения нагрузок на фундаменты от всей колонны, а не от отдельных ветвей, в нижней части необходимо задавать участок в виде вертикального стержня длиной 100 мм, с жесткостью, близкой к жесткости колонны (рис. 2), а для горизонтального участка лучше всего использовать специальный элемент твердого тела. Для получения нагрузок на фундаменты с использованием РСУ, в местах примыкания связей к колоннам, для учета усилий от связи ниже узла в котором связь присоединяется к колонне, необходимо вводить элемент длиной 100 мм с жесткостью, равной жесткости колонны (элемент № 471 на представленном ниже фрагменте модели на рис. 2).

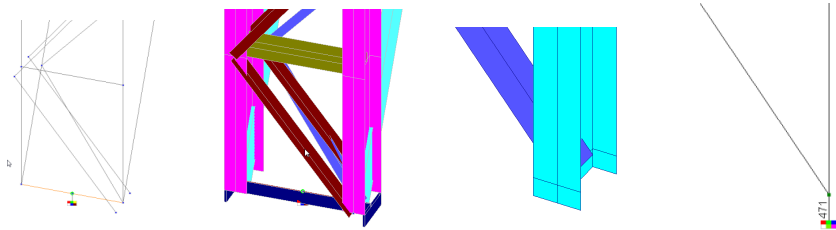


Рис. 2. Моделирование опорных узлов.

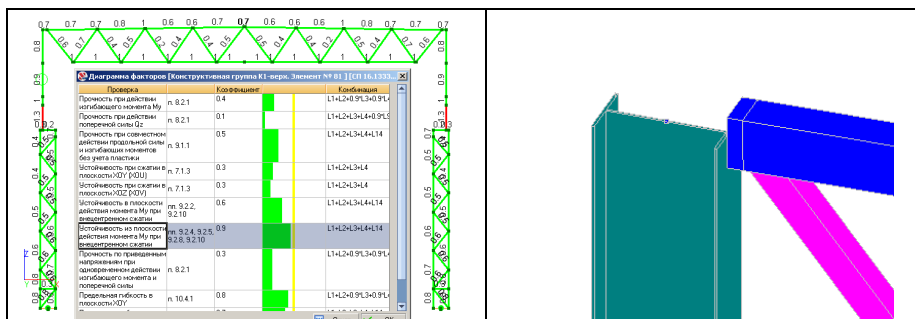


Рис. 3. Особенности проверок устойчивости из плоскости действия момента и моделирование узлов опирания ферм из ГСП на колонны.

На рис. 3 в нижнем элементе надкрановой части колонны коэффициент использования 1,3 по критерию устойчивости из плоскости действия момента M_x при внецентренном сжатии, но максимальный коэффициент использования в средней трети 0,9, максимальный момент в средней трети не более половины максимального, поэтому несущая способность надкрановой части колонны обеспечена на основании п. 9.2.6 СП 16.13330.2017.

Жесткая вставка в узле опирания фермы из ГСП на колонну (рис. 3) позволяет уменьшить консоль и корректно (с эксцентриситетом передать нагрузку на колонну).

Применение подхода, основанного на разделении пространственных схем на условные плоские схемы с учетом п. 8.1.1. СП 294.1325800.2017 позволяет определять расчетные длины через расчет на устойчивость в SCAD для любых случаев, при этом в запас рекомендуется исключать элементы, повышающие линейную жесткость узлов элементов, для которых определяются расчетные длины. Тестовые расчеты показывают, что такой подход дает результаты близкие к расчету по нормам с точностью от минус 3% до плюс 10%. Перспективным, но требующим исследования представляется способ догрузки пассивных элементов, предложенный в работе [3] и определение расчетных длин в равноустойчивом состоянии, указанный в статье [4].

Согласно п. 10.3.9 СП 16.13330.2017 расчетные длины колонн допускается определять на основе расчетной схемы, учитывающей фактические условия закрепления концов колонн. В серии 1.424.3-7 вып. 1 для двухветвевых колонн и в серии 1.424.3-7 вып. 2 для сплошных колонн расчетные длины колонн из плоскости приняты равными расстоянию от низа колонн до уровня верха подкрановых балок, закрепляющих колонны из плоскости с коэффициентом 0,8, учитывающим защемление колонн в уровне баз. В работе [5] приведены таблицы с коэффициентами расчетных длин в диапазонах от 0,717 до 0,853 для упруго сжатых стержней, свободно опирающихся нижним концом на упругое основание и шарнирно-закрепленными верхним, а также в предположении, что опорная база является абсолютно жестким элементом. Упрощенная расчетная модель в программе SCAD с учетом только жесткости опорной плиты из оболочечных элементов и закреплением только по анкерным болтам (без учета жесткости бетона фундамента) дает результаты по расчетным длинам с точностью до 2% относительно результатов, приведенных в работе [5].

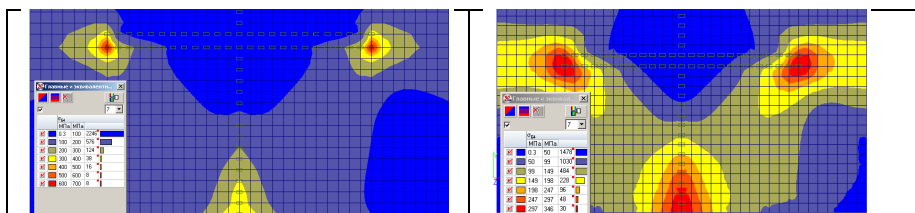


Рис. 4. Поля напряжений

Реализованная в SCAD физическая нелинейность позволяет более обоснованно выполнять расчеты узловых решений. На рис. 4. слева приведены эквивалентные напряжения в опорной плите колонны без учета физической нелинейности, а справа с учетом физической нелинейности (концентрация напряжений в 700 МПа при линейном расчете исчезает при расчете с учетом физической нелинейности).

Список литературы

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции.
2. СП 294.1325800.2017 Конструкции стальные. Правила проектирования.
3. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Устойчивость равновесия и родственные проблемы. Том III. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2011 – 400 стр.
4. Бельский Г.Е. Ривкин А.И. К определению расчетных длин в элементах стержневых конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 1974, № 6 – С. 21 - 28.
5. Серия 1.424.3-7. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий, оборудованных мостовыми опорными кранами. Выпуск 1.
6. Серия 1.424.3-7. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий, оборудованных мостовыми опорными кранами. Выпуск 2.

7. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство). – М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2005. – 656 с.: ил.

О РАСЧЕТЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПЛАСТИЧЕСКОЙ СТАДИИ (РЕАЛИЗАЦИЯ В SCAD)

Фиалко С.Ю.^{1,2}, Перельмутер А.В.²

¹Краковский технологический университет им. Тадеуша Костюшко, Краков, Польша

² НП ООО «СКАД Софт», Киев, Украина

Доклад освещает особенности программной реализации и включения в вычислительный комплекс SCAD [1] модулей нелинейного анализа тонкостенных железобетонных конструкций, основанных на специально разработанной методике [2].

Важно отметить, что речь идет о настоящем учете пластической стадии работы, когда нагрузка и разгрузка происходят по различным законам и учитываются появляющиеся остаточные деформации. Это есть принципиальное отличие от некоторых разработок, где использовалась так называемая «физической нелинейности», которая, по сути, отражает не пластическую работу, а нелинейную упругость.

Расчет железобетонных конструкций, учитывающий неупругую работу материала, реализуется в комплексе СКАД за счет использования специальных конечных элементов: стержневого элемента, треугольного и четырехугольного оболочечных элементов (рис. 1).

Важное замечание состоит в том, что все расчеты выполняются для конструкции с заданным армированием, то есть речь идет о поверочном расчете (экспертизе конструктивного решения).

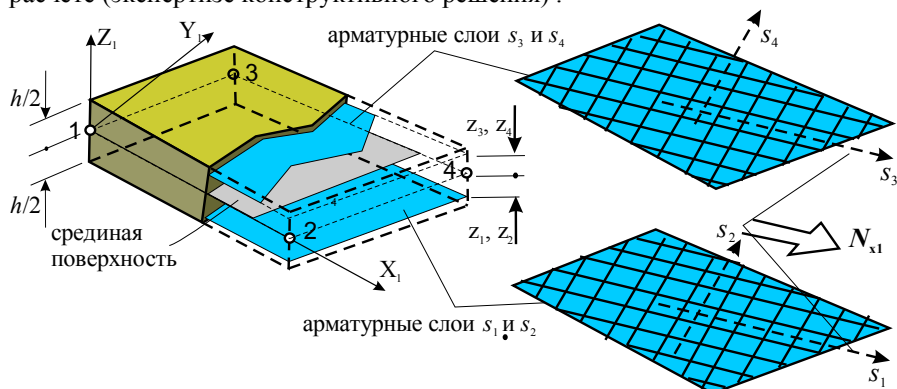


Рис. 1. Четырехузловой конечный элемент для расчета железобетонной конструкции

Программа предусматривает два варианта пластического поведения материала:

- в соответствии с деформационной теорией пластичности;
- в соответствии с теорией пластического течения.

В первом случае для описания поведения системы используется только диаграмма «напряжение-деформация», при этом выполняются

условия упругого изменения объема и упругой разгрузки, а также пропорциональности девиатора напряжений и девиатора деформаций, отвечающих за сдвиги и изменение формы соответственно.

Во втором случае поведение системы определяет также поверхность текучести, которая в программе может быть представлена либо условием пластичности Друкера-Прагера или условием пластичности Гениева.

Для описания работы бетона может использоваться зависимость «напряжение – деформация с ниспадающей ветвью в зоне растяжения». Таким способом моделируется деградацию бетона в результате раскрытия трещин. Указывается на то, что таким способом могут быть обойдены некоторые вычислительные проблемы, возникающие при моделировании отказа растянутого бетона по типу хрупкого разрушения.

Приводится пример расчета фрагмент многоэтажного здания, расчетная схема которого набрана из треугольных и четырехугольных оболочечных элементов.

Анализируются некоторые общие проблемы, возникающие при нелинейном анализе работы конструкций. В частности, отмечается недостаточная готовность к грамотному выполнению нелинейных расчетов у большинства пользователей программы, чей профессиональный опыт построен на использовании линейного анализа. Указывается на противоречие между результатами уточненного упругопластического расчета и правилом применения метода расчетных предельных состояний, где коэффициенты надежности обоснованы сегодня линейным вероятностным анализом.

Ведь и распределение внутренних усилий и параметры прочности определяются одной и той же диаграммой работы материала, поэтому возникает вопрос о возможности их раздельного рассмотрения.

Полный переход к нелинейному анализу при проектировании вряд ли возможен из-за возникающих здесь принципиальных сложностей [3]. А имеющийся многолетний опыт использования линейных расчетов по-видимому говорит в пользу того, что их рано сдавать в багаж. Нелинейный анализ должен выступать в роли вспомогательного инструмента, дополняющего и уточняющего результаты линейного расчета.

Литература

1. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD.— М.: Издательство СКАД СОФТ, Изд-во АСВ, 2009.]
2. Перельмутер А.В., Тур В.В. Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании? // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2017. Vol. 13, No 3 — С. 86-102.
3. Фиалко С.Ю. Применение метода конечных элементов к анализу прочности и несущей способности тонкостенных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности — М.: Изд-во СКАД СОФТ, изд-во АСВ, 2018.

4. ИНТЕГРАЛЬНЫЙ МЕТОД ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ.

Якушев Д.И.

Одесская государственная академия строительства и архитектуры.
Одесса, Украина

Использование методов динамического обследования (мониторинга) зданий, сооружений, строительных конструкций и их отдельных элементов находит все большее распространение в инженерной практике. По сложившейся и приведенной в [1] классификации методы различаются по способу возбуждения колебаний на:

- метод свободных затухающих колебаний;
- метод сейсмозрывных волн;
- вибрационный;
- регистрации малых колебаний (микросейсм).

Основными динамическими характеристиками, определяемыми при общем мониторинге в соответствии с [2] являются периоды основных тонов собственных колебаний по трем ортогональным направлениям и вычисленные для них логарифмические декременты.

Аппаратура для выполнения динамических измерений, в общем, может быть представлена комплексом включающим: сейсмоприемники; контроллер сбора и преобразования данных; регистратор; средства визуализации и интерпретации. В зависимости от принятого метода способа возбуждения колебаний подбираются типы сейсмоприемников, способ их расстановки, коммутации, количество одновременно используемых каналов, разрядность АЦП и пр. В качестве регистратора и для дальнейшей обработки измерений, как правило, используется персональный компьютер и специализированное ПО. По сравнению с трудоемкостью динамических испытаний, выполнявшихся в эпоху аналоговых регистраторов (осциллографов), и трудоемкостью обработки полученных записей процесс обработки результатов измерений значительно упростился и сократился во времени. Следует отметить достаточно высокую стоимость такого оборудования, обусловленную как узкой спецификой его применения, так и высокими требованиями, предъявляемыми к сейсмоприемникам и АЦП, необходимостью калибровки и поверки.

Использование метода регистрации микросейсмических колебаний, с точки зрения применения для большинства строительных объектов, является «нетравматичным» и легко реализуемым при проведении динамического мониторинга для объектов массового строительства.

Стандартным подходом при определении собственных частот колебаний является анализ спектров Фурье. Удобным инструментом анализа данных измерений является программа «Редактор акселерограмм» из пакета

ПО «SCAD Office». На рис.1 представлены записанные акселерограмма и построенный для нее амплитудный спектр и спектр мощности.

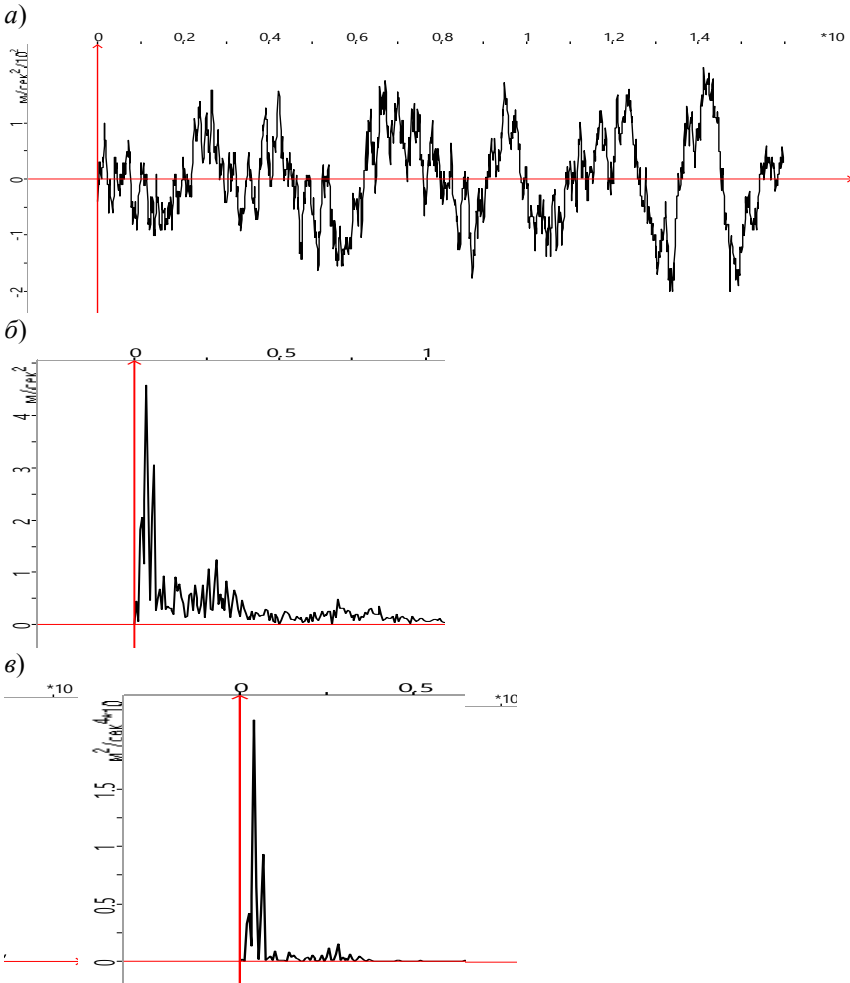


Рис.1. а) акселерограмма; б) амплитудный спектр; в) спектр мощности.

По характерным пикам на графиках зависимости амплитуд и мощности от частоты определяются низшие частоты колебаний. Причем, не играет роли в каких единицах выполнена запись исходной акселерограммы. На точность определения частот колебаний не влияет тарировочная характеристика системы сейсмоприемник – АЦП, что существенно упрощает задачу по получению исходных данных.

На кафедре ГС ОГАСА разработаны и применяются мобильный измерительный комплекс и методика оценки результатов измерений, позволяющие производить запись акселерограмм по двум каналам с

одновременной обработкой получаемых сигналов с получением спектрального распределения мощности, с применением стандартных аналоговых короткопериодных сейсмоприемников СМ-3КВ (или аналогичных) [3]. (Выбор этого типа сейсмоприемников обусловлен рабочим диапазоном частот, чувствительностью, практически линейной АЧХ в рабочем диапазоне, надежностью и простотой конструкции.)

Использование разработанного комплекса при выполнении работ по техническому обследованию строительных конструкций, ведению авторского надзора за строительством, научном сопровождении проектирования и строительства и мониторинге технического состояния эксплуатируемых объектов позволило определить основные направления применения получаемой информации:

- интегральная оценка изменения технического состояния строительных конструкций группы «А» [4] в комплексе с визуальным осмотром;
- определение общего технического состояния отдельных видов строительных конструкций;
- верификация расчетных моделей при выполнении комплексного технического обследования.

Так, при проведении работ по обследованию конструкций пешеходного моста над Военным спуском в г. Одессе данные натурных измерений в комплексе с детальным обследованием пролетных конструкций и опор позволили подобрать жесткости отдельных элементов расчетной схемы. Сравнение данных динамических измерений, выполненных после ввода в эксплуатацию (1968 г.), анализ результатов расчета конструкции моста, существенно ускорили и сократили объем выполняемых работ по детальному обследованию элементов его конструкции. На рис. 2 представлены общий вид сооружения, фрагмент расчетной схемы. В таблице 1. представлены результаты испытаний выполненных в 1969,2015г.г., а также вычисленные значения частот (периодов) для 2 и3-й форм собственных колебаний.

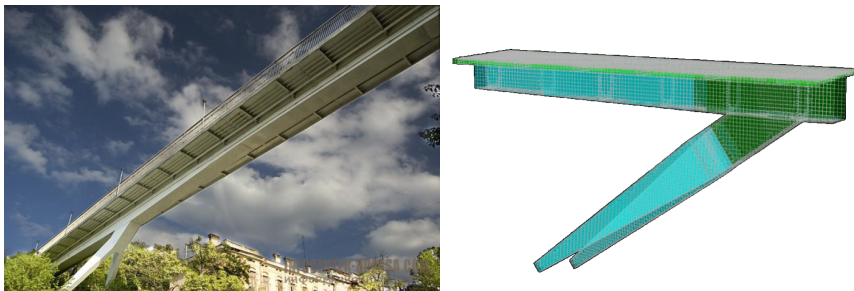


Рис. 2. Пешеходный мост над Военным спуском в г. Одессе.
Общий вид. Расчетная схема, фрагмент.

Таблица 1. Собственные частоты колебаний конструкции пешеходного моста.

Форма колебаний	Частота, Гц (период, с)			
	Испытания 1969 г.	Расчетные значения		Испытания 2015 г.
		Первоначальные	Корректировка	
2 (по У)	1,82 (0,55)	1,65 (0,60)	1,61 (0,62)	1,59 (0,63)
3 (по Z)	2,08 (0,48)	2,15 (0,68)	1,92 (0,52)	1,92 (0,52)

В рамках выполнения работ по определению влияния динамических воздействий от погружения призматических железобетонных свай дизельным молотом на смежном участке строительства грузового терминала на строительные конструкции склада напольного хранения зерна в Одесском морском торговом порту был выполнен комплекс длительных наблюдений (более 3-х месяцев) с фиксацией во времени изменения частот собственных колебаний строительных конструкций при различных режимах (изменение интенсивности нагрузки в складских помещениях, изменение энергии погружения свай, работа различного складского оборудования). Выполненный статистический анализ данных, полученных динамическими измерениями, в комплексе с численным моделированием строительных конструкций, с учетом «подгонки» расчетной схемы под результаты натурных измерений, позволил выявить скрытые дефекты строительных конструкций эксплуатируемого склада, определить причины их возникновения, а также устранить нарушения, допущенные при устройстве внутрискладского транспорта. На рис. 3. представлена гистограмма измеренных частот колебаний в одной точке по одному направлению для первых 3-х форм.

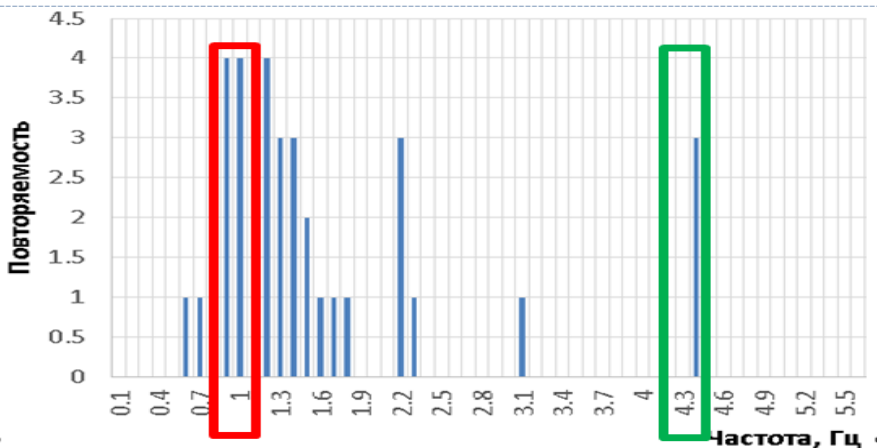


Рис.3. График повторяемости частот первых 3-х форм собственных поступательных колебаний по совпадающим направлениям в одной точке

Данные, полученные при определении собственных частот конструкции методом регистрации микросейсмических колебаний, при постоянном или регулярных эпизодических динамических обследованиях, могут быть использованы как индикативный параметр оценки общей деградации строительных конструкций элементов группы «А», дополняющие набор инструментальных средств, применяемых при техническом обследовании.

Разработана методика, позволяющая существенно сократить объем обследовательских работ при проведении детального технического обследования причальных сооружений эстакадного типа на призматических железобетонных сваях. В основе метода лежит сравнение изменений частот по первым формам колебаний, полученных по результатам натуральных измерений и расчетов, выполняемых с применением ПО реализующих МКЭ, для различных состояний, характеризуемых различной интенсивностью полезной нагрузки. Соотношение приращений измеряемых и получаемых по результатам численного моделирования величин периодов собственных частот первых 3-х форм колебаний позволяет непосредственно определять параметр коэффициента сохранности сооружения, являющийся итоговой характеристикой выполнения детального технического обследования.[5]

Литература:

1. Вибрационный метод испытания зданий/ Под ред. Г.А.Шапиро. М.: Стройиздат, 1972. 159 с.
2. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Москва :Стандартинформ, 2014. 55с.

3. ГОСТ 28134-89 Сейсмоприемники электродинамические. Типы, основные параметры и технические требования. Москва :Стандартинформ, 2007. 5с.
4. ДБН В.1.2-14-2009 Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений строительных конструкций и оснований. Киев : Минрегионстрой Украины,2009.
5. НД 31.3.002-2003 Инструкция по инженерному обследованию и паспортизации портовых гидротехнических сооружений. Одесса,2009.

Наукове видання

**Сучасні методи і проблемно-орієнтовані комплекси
розрахунку конструкцій і їх застосування у проектуванні і
навчальному процесі**

Тези доповідей

**II Міжнародна науково-практична конференція
м. Київ, 26-27 вересня 2018 р.**

Матеріал подано в авторській редакції

Формат 60x84/16. Ум. Друк. Арк.....

Наклад 120 пр. Зам. №.....

Видавець та виготовитель.....

Для заміток
