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 SCAD Soft

Міжнародна науково-практична конференція

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

Тези доповідей

(Київ, 25-26 жовтня 2017)

Київ 2017

ЗМІСТ

Баєв С.В., Волчок Д.Л. (Дніпро)
Вплив невизначеності параметрів попередньо напруженої залізобетонної балки на її прогин і амплітуду коливань …… 5

Баженов В.А., Пискунов С.О., Шкриль О.О. (Київ)
Обчислення критеріальних параметрів механіки руйнування в дискретних моделях метода скінчених елементів..……..…. 9

Баженов В.А., Шишов О.В. (Київ)
Застосування інформаційних технологій при викладанні будівельної механіки……..…….…….…… 14

Барабаш М.С. (Київ)
Численное моделирование НДС конструкций с учетом стадий жизненного цикла зданий и сооружений……...……..... 16

Бараненко В.О., Волчок Д.Л. (Дніпро)
Методи м'яких обчислень для оптимального проектування ортотропних циліндричних оболонок в умовах випадкової і нечіткої невизначеності……..… 19

Башинская О.Ю. (Київ)
Построение и анализ расчетных моделей с учетом ползучести……..…… 23

Білик А.С., Пікуль А.В., Писаревський Б.Ю. (Київ)
Моделювання роботи фланцевих з'єднань під дією динамічних навантажень…… 27

Болотов Г.П., Болотов М.Г., Деркач О.Л., Нагорна І.В. (Чернігів)
Моделювання напружено-деформованого стану зварних з'єднань арматури залізобетону……..…….…. 30

Ватуля Г.Л., Резуненко М.Е., Петренко Д.Г. (Харьков)
Оценка несущей способности сталебетонных колонн прямоугольного поперечного сечения…… 33

Volkova V.E., Pakrastinsh L., Gaile L. (Dnipo, Riga)
Qualitative identification on the non-linearity of dynamic behavior of lattice towers…….……. 35

Гавриленко И.С., Гиренко С.В., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Юрченко В.В. (Киев)
Область несущей способности как интерактивный инструмент анализа в SCAD Office……..…….. 39

Ганєєв Т.Р., Прибитько І.О., Олексієнко С.В., Руденко М.М., Ющенко С.М. (Чернігів**)**
Проектування секцій телескопічних стріл автомобільних кранів……..... 43

Гензерський Ю.В. (Киев)
Реалізація норм проектування у програмних комплексах розрахунку міцності……..…….. 48

Гераймович Ю. Д., Евзеров И. Д., Марченко Д.В. . (Киев)
Решение стационарной задачи теплопроводности методом конечных элементов……. 51

Гордеев В.Н. (Киев)
Задачи формообразования и расчета вантовых сетей……. 52

Gulyayev V.I., Gaidaichuk V.V., Mozgoviy V.V., Zaets Yu.O., Shevchuk L.V. (Kyiv)
Some regularities of seasonal transformations of stress fields in structures of layered pavements under action of transport loads…….…….…… 59

Дем'яненко А.Г. (Дніпро)
Деякі задачі будівельної механіки пружних об'єктів з рухомим інерційним навантаженням та їх дослідження. До 170 річчя виникнення проблеми дії рухомого навантаження……..…... 63

Дехтяр А.С. (Киев)
К оценке прогрессирующего разрушения монолитных зданий…… 67

Кабанцев О.В. (Москва)
Основные режимы работы несущих систем и соответствующие им расчетные модели…….. 71

Кабанцев О.В. (Москва)
Опыт обучения применению численных методов при расчетах несущих конструкций……. 73

Klovanich S. (Olsztyn)
Modeling creep of concrete with various regimes of loading and heating…... 75

Кожемякина И.Ф. (Днепр)
Исследование колебаний и динамической устойчивости пластин при действии подвижных нагрузок……. 81

Криксунов Э.З. (Киев)
Интерактивные средства анализа параметров расчетных моделей …..…. 84

Лазнюк М.В. (Киев)
Особенности НДС двутавров с гофрированной стенкой переменного сечения……. 87

Пелешко І.Д. (Львів)
Програма для формулювання і розв'язування задач структурно-параметричної оптимізації стрижневих металевих конструкцій……. 90

Перельмутер А.В. (Киев)
Расчетные сочетания нагрузок или расчетные сочетания усилий: вероятность реализации ……..……..…….. 94

Пічугін С.Ф. (Полтава)
Питання розрахунку надійності будівельних конструкцій…….…..... 96

Popov V., Urbanavičius T., Šlivinskas T. (Vilnius)
Numerical Analysis of a TV Tower Structure Subjected to Multiple Load Factors……. 100

Попов В., Григороьева Е., Грималайте М. (Вильнюс)
BIM стандарты – какой путь выбирает Литва?..... 102

Попок К.В., Хохлін Д.О. (Киев)
Вплив деформацій та тріщин у віконних поясах на сейсмостійкість цегляних будівель…….. 104

Ромашкина М.А. (Киев)
Методика изучения систем автоматизированного проектирования и управления строительством…….. 108

Скорук Л.Н. (Киев)
Расчет железобетонных плит на продавливание по разным нормам проектирования…….. 111

Тур В.В., Тур А.В. (Брест)
Формат безопасности при выполнении нелинейных расчетов конструктивних систем из железобетона……. 113

Fialko S. Yu. (Krakov)
The finite elements for nonlinear analysis of the thin-walled reinforced concrete structures in SCAD software……..……... 117

Черних О., Соколенко В. (Лісічаньск)
Досвід застосування сучасних інформаційних технологій у навчальному процесі в ДонДТУ…….. 121

Shkurupiy A.A., Paschenko A.M. (Poltava)
Computer program of the algorithm determining the parameters of vibration isolators as a way of university training of engineers…….. 124

Фурсов В.В, Бидаков А.Н., Распопов Е.А. (Харьков)
Оценка прочности ПКД панелей при растяжении поперек волокон…….. 126

Фурсов В.В., Бидаков А.Н., Распопов Е.А.
Прочность ЛВЛ бруса Ultralam тип R при скалывании по грани…….. 130

ВПЛИВ НЕВИЗНАЧЕНОСТІ ПАРАМЕТРІВ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ НА ЇЇ ПРОГИН І АМПЛІТУДУ КОЛИВАНЬ

Баєв С.В., Волчок Д.Л.
ДВНЗ "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури", м. Дніпро, Україна

Автор проекту будь-якої споруди оперує параметрами матеріалів, якими є модуль пружності бетону та сталі. Вони не є чіткими, не є чіткими і розміри елементів ще не побудованої конструкції. Наприклад, товщина стінки і довжина балки після її виготовлення мають відхилення від проектних розмірів у межах допуску. Уявимо, що міст складається із попередньо напружених балок т-образного перерізу і треба так скласти балки мосту, щоб вони утворювали своїми плитами єдину площину. Але це принципово неможливо зробити, бо кожна балка після її виготовлення має різний прогин від власної ваги. Різниця може складати декілька сантиметрів, що пояснюється різницею в значеннях параметрів. Це явище обертається на дуже складну проблему для будівельників. Тому на стадії проектування треба враховувати нечіткість параметрів і передбачати наслідки цієї невизначеності. В роботі показано, як впливає невизначеність параметрів на обчислення прогину попередньо напруженої залізобетонної балки. Такі конструкції працюють на мостах України більше 50 років. Відомо, що бетон добре працює на стиск, але погано на розтягування. Щоб звести розтягування до нормативного мінімуму, створюють попереднє напруження її арматури дуже високої міцності ще до початку бетонування. Силу натягу розраховують так, щоб уникнути значного розтягування верхнього та нижнього шарів бетону балки за дією нормативного навантаження. Розглянемо балку, що спирається на дві опори. Визначимо силу попереднього натягу P так, щоб прогин від власної ваги дорівнював прогину в зворотньому напрямку від сили попереднього напруження. Для спрощення не будемо враховувати рухоме навантаження. Тепер прогин балки визначається за формулою

$$f = \frac{5}{384}\frac{q \cdot l^4}{EI} - \frac{P \cdot (yo - ya) \cdot l^2}{8EI} \qquad (1).$$

Тут перший доданок є прогин від власної ваги, а другий - від стискуючої сили. і він дорівнює нулю, якщо всі параметри балки мають середні значення, y_a та y_0 - відстань від нижньої грані

перерізу до арматури і нейтральної вісі відповідно, l - довжина балки, E - модуль пружності бетону, I - момент інерції перетину, q - погонове навантаження від власної ваги. Ордината yo нейтральної вісі за чистим згином визначається формулою

$$yo = \frac{Sy}{S},$$

де Sy і S –статичний момент відносно нижнього шару і площа перерізу.

Нехай сила попереднього натягу P обчислена за середніми значеннями всіх параметрів балки для різних можливих випадків їх реалізації. Параметри балки є нечіткими, тому прогин для різних випадків реалізації параметрів буде відрізнятися від нуля, і може бути додатним або від'ємним. Розглянемо його як нечітке число, спираючись на теорію нечітких чисел. Нехай кожний параметр формули прогину є нечітке трикутне число [1] з носієм $Supp(A) = [a_1, a_3]$ з єдиним модальним значенням, для якого $\mu A(x) = 1$ і функцією належності:

$$\mu A(x) = \begin{cases} \dfrac{x - a_1}{a_2 - a_1}, & a_1 \le x \le a_2; \\ \dfrac{a_3 - x}{a_3 - a_2}, & a_2 \le x \le a_3; \\ 0, & x < a_1, x > a_3. \end{cases}$$

Нечітке число є унімодулярним, якщо умова $\mu_A(x) = 1$ справджується тільки для одного значення x, це єдине число є модою. Очевидно, що модальне число трикутного числа є a_2. Нехай всі параметри задачі є унімодулярні нечіткі числа. Будемо проводити дії над нечіткими параметрами на основі інтервального методу. Нечітке трикутне число А повністю визначається трьома точними числами, тому його позначають $A = (a_1, a_2, a_3)$, а інтервал його α-рівня $A_\alpha = \{x | \mu_A(x) \ge \alpha\}$ має запис $A_\alpha = \left[a_1^{(\alpha)}, a_3^{(\alpha)}\right]$. Очевидно $a_1 = a_1^{(0)}$, $a_3 = a_3^{(0)}, a_2 = a_1^{(1)} = a_3^{(1)}$. Кінці інтервалу для кожного параметра визначаються за результатами лабораторних досліджень або регламентованими допусками., а мода a_2 є середнє значення параметра.

Виконуючи операції над нечіткими числами на основі інтервального методу, отримаємо α-рівень $f_\alpha = \left[f_1^{(\alpha)}, f_3^{(\alpha)} \right]$ нечіткого прогину (1). Застосування теорії нечіткого числа дає можливість визначити на заданому $\alpha-$рівні функції належності інтервал очікуваних значень прогину, що дозволяє передбачити ускладнення при спряженні таких балок після їх виготовлення. За очікуваний результат приймають середнє значення інтервалу

$$f = \int_0^1 \frac{f_1^{(\alpha)} + f_3^{(\alpha)}}{2} d\alpha$$

або середнє значення інтервалу на рівні $\alpha = 0.5$, а кінці інтервалу на цьому рівні - значення найменшого та найбільшого прогину.

В роботі проведено дослідження невизначеності параметрів для визначення амплітуди коливань попередньо напруженої балки т-образного перерізу за дією гармонійного збурювання. Розглянуто вимушені поперечні коливання $y(z,t)$ балки з постійним моментом інерції перетину *I*, модулем пружності *E*, площею перетину S, з довжиною l, погонною масою m. Балка спирається на нерухомі опори, тому при поперечному переміщенні виникає горизонтальна реакція H, що визначається за формулою

$$H = \frac{ES}{l} \cdot \int_0^l y_z^2 dz .$$

Складено рівняння коливань, яке за допомогою процедури Бубнова-Гальоркіна для шуканого розв'язку у вигляді $y(z,t) = x \cdot \sin\frac{\pi z}{l}$ зведено до нелінійного рівняння Дуфінга

$$\ddot{x} + k \cdot \dot{x} + a \cdot x + \beta \cdot x^3 = F \sin \omega t ,$$

де $x = x(t)$, $a = \frac{\pi^4 EI}{ml^4}$, $\beta = a \cdot \frac{S}{4I}$, $F = \frac{2f}{l \cdot m}$, f - амплітуда збурюючої сили, t – час, ω - частота гармонійного збурювання. Збурююча сила прикладена в середині балки.

Отримано формулу для амплітуди коливань за означеними параметрами балки та функцію належності амплітуди. Наведено приклади обчислення α-рівня нечітких параметрів I, S, E, l, m, F, ω за заданими нечіткими параметрами задачі. Побудовано функцію належності нечіткої амплітуди та її графік. Функція належності для амплітуди коливань є опуклою, але вже не трикутною. Визначено моду нечіткої амплітуди та інтервал її значень на рівні $\alpha = 0.5$.

Дослідження показує, що невизначеність параметрів дуже впливає на інтервал α-рівня амплітуди в околі резонансу.

Висновок. Застосування теорії нечіткого числа дає можливість визначити на заданому $\alpha-$рівні функції належності інтервал очікуваних значень прогину за відомими нечіткими значеннями параметрів, що дозволяє передбачити ускладнення при спряженні таких балок після їх виготовлення, а також визначити інтервал змінювання амплітуди коливань за гармонійним збурюванням на $\alpha-$рівні функції належності.

Література

1. Борисов В.В., Федулов А.С., Зернов М.М. Основы нечеткой арифметики. Книга 2. —Москва. Горячая линия – Телеком. 2014. — 98 стр.

ОБЧИСЛЕННЯ КРИТЕРІАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ В ДИСКРЕТНИХ МОДЕЛЯХ МЕТОДА СКІНЧЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Баженов В.А., Пискунов С.О., Шкриль О.О.
Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ, Україна

Розв‘язання задач механіки руйнування про визначення напружено-деформованого стану і несучої здатності тіл з тріщинами присвячна значна кількість наукових публікацій як фундаментального характеру, наприклад [1, 2], так і публікацій, присвячених вирішенню окремих часткових питань. Враховуючи необхідність моделювання поведінки тіл складної форми з тріщинами, істотну неоднорідність розподілення напружень і переміщень в околі вершини тріщини та можливість виникнення нелінійних деформацій пластичності найбільш ефективним є розв‘язання зазначених задач із використанням методу скінчених елементів (МСЕ). Використання МСЕ потребує розробки спеціальних методик обчислення критеріальних параметрів механіки руйнування – коефіцієнта інтенсивності напружень (КІН), J-інтеграла Черепанова-Райса, а також енергії утворення нових поверхонь тріщини (критерій Грифітца).

Коефіцієнт інтенсивності напружень, на основі якого формулюється силовий критерій руйнування, може бути обчислений на основі прямого методу за результатами розв‘язання задачі про напружено-деформований стан тіла з тріщиною. Обчислення КІН проводиться в околі вершини тріщини в межах зони згущення СЕ сітки за величинами переміщень $K_I(U)$ і напружень $K_I(\sigma)$ за формулами :

$$K_I(U) = \sqrt{\frac{2\pi}{r}} \frac{U_{1''}\, G}{\sin\frac{\theta}{2}\left(2 - 2G - \cos^2\frac{\theta}{2}\right)}, \qquad K_I(\sigma) = \frac{\sigma^{1''1''}\sqrt{2\pi r}}{\cos\frac{\theta}{2}\left(1 + \sin\frac{\theta}{2}\sin\frac{3\theta}{2}\right)}$$

з подальшим усередненням отриманих величин, що дозволяє запобігти впливу асимптотичного розподілення напружень в околі вершини тріщини на точність отримуваних результатів.

КІН широко використовується при визначенні несучої здатності в передбачувані лінійного деформування або незначних пластичних деформацій в околі вершини тріщини, в тому числі при

термопружному деформуванні, що потребує уточнення виразу $K_I(U)$.

У випадку визначення несучої здатності при наявності розвинених деформацій пластичності використовується *J*-інтеграл Черепанова-Райса:

$$J_k = \int_S \left(W n_k - \sigma^{ij} \frac{\partial u_i}{\partial x_k} n_j \right) dS,$$

обчислення якого дозволяє реалізувати енергетичні підходи до визначення параметрів механіки руйнування.

Одним із методів обчислення *J*-інтеграла є безпосереднє інтегрування по області, яка охоплює фронт тріщини із використанням величин напружень і переміщень (метод напружень). Результати низки проведених авторами числових експериментів показали, що цей підхід не забезпечує виконання фундаментальної властивості *J*-інтеграла – незалежності (інваріантності) від контура інтегрування. Зважаючи на це в [3] був запропонований підхід, який грунтується на поданні *J*-інтеграла через величини вузлових реакцій і переміщень (метод реакцій), висока ефективність якого була доведена розв‘язанням низки задач. Важливо, що інваріантність отриманого в [3] виразу для випадку пружного деформування (дорівнювання нулю по замкненому контуру) була доведена теоретично. Це дозволило модифікувати традиційну методику обчислення *J*-інтеграла, яка передбачає процедуру інтегрування по певному контуру, що охоплює вершину тріщини, подавши вираз для обчислення *J*-інтеграла із використанням величин вузлових реакцій у вершині тріщини та переміщень найближчого до вершини тріщини вузла скінченолеметної моделі. Достовірність і ефективність цього підходу була показана для задач пружнопластичного деформування та для задач змішаного руйнування просторових призматичних тіл [4].

Необхідно відзначити, що використання в якості критеріальних величин *J*-інтеграла обмежує коло розглядуваних задач механіки руйнування задачами, які не враховують вплив на процес деформування об‘ємних навантажень. Зважаючи на це в даній роботі проводиться узагальнення методу реакцій для визначення критерія Гріффітца *G*, який дозволяє оцінювати тріщиностійкість в неоднорідних просторових тілах при дії об‘ємних навантажень [5]:

$$G = \frac{dW}{dS} = \frac{d}{dS}\left(F - U\right),$$

де U – пружна енергія тіла; F – робота зовнішніх сил; W – енергія, що потрібна для утворення нової поверхні тріщини dS.

Дискретний аналог виразу критерія Гріффітца G в скінченоелементній моделі тіла має вигляд :

$$G = \frac{\Delta W}{\Delta S} = \frac{\Delta F - \Delta U}{\Delta S}$$

Для реалізації цього виразу в дискретних моделях розглянуто просторове тіло з тріщиною в двох рівноважних станах, вздовж фронта якої виділений деякий замкнутий об‘єм V. Передбачається, що поверхня тріщини S проходить по граням СЕ, а лінія фронту – по границям СЕ з тріщиною. Перший стан відповідає початковому розташуванню точок фронта тріщини, другий – новому розташуванню, отриманому при зростанні тріщини на один крок скінченоелементної сітки із виникненням нової поверхні тріщини ΔS. Об‘єм V при цьому містить фронт тріщини в обох її станах В дискретних моделях МСЕ визначення роботи зовнішніх сил виконується за відповідними величинами вузлових навантажень та переміщень. Відповідно вираз для обчислення параметра Гриффітца отриманий із використанням векторів вузлових реакцій і переміщень для обидвох згаданих станів тіла з тріщиною.

При наявності об’ємних сил в якості критерія також використовується J^*, який визначається за формулою [1, 2]:

$$J^* = J + \int_V \alpha \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} \frac{\partial T}{\partial x} dV \cdot$$

Перший складник – J-інтеграл Черепанова-Райса, який визначається шляхом інтегрування по контуру S області V. Другий складник визначається шляхом інтегрування по внутрішньому об’єму області V.

В даній роботі за основу при визначенні J^* прийнято метод реакцій в узагальненому варіанті, який базується на обчисленні об‘ємних інваріантних інтегралів. На відміну від процедури обчислення G, яка передбачає зміну довжини тріщини l, при обчисленні параметра J довжина тріщини є фіксованою, натомість змінюється положення підобласті V на один скінчений елемент по відношенню до вершини тріщини

Достовірність розроблених підходів обчислення параметрів G і J^* перевірена на низці тестових прикладів. При цьому показаний збіг результатів з еталонними розв‘язками, та отриманих критеріальних величин між собою.

Розглянуті питання особливості реалізації методик визначення перелічених критеріальних параметрів механіки руйнування в межах напіваналітичного методу скінчених елементів (НМСЕ) [6].

Література

1. Морозов Е.М., Никишков Г.П. Метод конечных элементов в механике разрушения. – М.: Либроком. – 2010.– 256 с.
2. Anderson T.L. Fracture mechanics. Fundamentals and aplications. – CRC Book - 2017 – 620 p.
3. Баженов В.А., Гуляр А.И., Пискунов С.О., Сахаров А.С., Шкрыль А.А., Максимюк Ю.В. Решение линейных и нелинейных пространственных задач механики разрушения на основе полуаналитического метода конечных элементов: Сообщение 1. Теоретические основы и исследование эффективности конечно-элементной методики решения пространственных задач механики разрушения // Проблемы прочности, 2011.– №1.–С.27–39; Сообщение 2. Методика определения инвариантного J-интеграла в дискретных моделях МКЭ // Проблемы прочности, 2011. – №2.– С.17–32.
4. Баженов В.А., Сахаров А. С., Максимюк Ю.В., Шкриль А. А. Модифицированный метод определения инвариантного J-интеграла в конечно элементных моделях призматических тел // Прикладная механика, 2016. – № 2. – С.46-54.
5. Броек Д. Основі механики разрушения – М., Высш. школа., 1980. – 368 с.
6. Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С. Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах континуального руйнування просторових тіл. – Київ, Каравела, 2014. – 230 с.

ЗАСТОСУВАННЯ ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ПРИ ВИКЛАДАННІ БУДІВЕЛЬНОЇ МЕХАНІКИ

Баженов В.А., Шишов О.В.
Київський національний університет будівництва і архітектури, м.Київ, Україна

Доповідь присвячена огляду оригінальних програмних засобів, які розроблено на кафедрі будівельної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА) і протягом багатьох років використовується 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.

Вивчення будівельної механіки пов'язане не лише із засвоєнням значного обсягу навчального матеріалу, а, насамперед, з великим обсягом обчислювальної роботи при виконанні навчальних завдань та розрахункових робіт. Тому при викладанні типових розрахунків та виконанні індивідуальних студентських робіт здебільшого розглядаються порівняно прості розрахункові схеми. Застосування програмних засобів дозволяє зменшувати обсяги обчислювальних процедур, аналізувати більш складні схеми та відстежувати правильність результатів. Крім того, використання комп'ютерних технологій дозволяє індивідуалізувати пред'явлення навчального матеріалу та контролювати процес його засвоєння кожним студентом.

Програмне забезпечення навчального процесу по кафедрі будівельної механіки складається з оригінальних прикладних програм, створених викладачами кафедри.

Сюди слід віднести електронний підручник з будівельної механіки, низку прикладних програм, що призначаються для виконання розрахункових робіт по курсу будівельної механіки, а також програмний комплекс КОНТРОЛЬ, який здійснює тестування знань студентів.

Електронний підручник представлено у форматі PDF (рис.1).

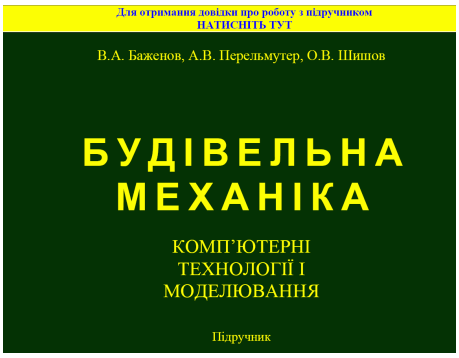


Рис. 1

Рис. 2

Зв'язок між главами здійснюється за допомогою гіперпосилань. Переміщення по тексту кожної глави здійснюється шляхом гортання сторінок або через гіперпосилання.

Підручник складається з 46 глав, які згруповано у 16 розділах. До особливостей підручника можна віднести можливість звернення до комп'ютерних програм, що здійснюють розрахунки тих чи інших розрахункових схем, та реалізується безпосередній вихід до мережі Internet.

Крім підручника, створено електронний україномовний навчальний посібник з будівельної механіки. Посібник складається з 18 глав, де наводяться приклади розрахунків типових розрахункових схем (ферми, балки, арки, рами) на статичні та динамічні дії різними методами.

Програмне забезпечення призначене для виконання розрахункових робіт, виконання курсових та дипломних проектів об'єднано в програмному навчальному комплексі АСИСТЕНТ (рис.2).

Тут зібрано комп'ютерні програми, які реалізують розрахунки різного виду стержневих систем на статику, динаміку та стійкість. Комплекс призначено для роботи в ОС Windows і може бути встановлений в кореневих каталогах будь-яких логічних дисків як в комп'ютерних класах, так і на домашніх комп'ютерах студентів.

Для поточного і модульного контролю знань студентів використовується розроблений на кафедрі програмний комплекс КОНТРОЛЬ (рис.3).

Рис.3

Комплекс призначений для роботи в мереженому режимі. Всі програми і файли комплексу розташовані на кафедральному сервері, а всі комп'ютери локальної мережі відіграють роль робочих станцій.

Крім згаданих програмних засобів, розроблено та впроваджено комп´ютерну програму для проведення олімпіади з будівельної механіки.

У результаті використання комп'ютерних технологій, по-перше, ускладнюються розрахункові схеми без значного збільшення трудомісткості, по-друге, підвищується достовірність результатів розрахунків, та, по-третє, автоматизується і 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. http://www.knuba.edu.ua/ua/facultes/10/38. 2014.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НДС КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ СТАДИЙ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

М.С. Барабаш
Национальный авиационный университет,
г. Киев, Украина

Доклад посвящен рассмотрению методов моделирования конструкций зданий и сооружений с учетом их реальной работы на всех стадиях жизненного цикла, применению методов нелинейного деформирования для оценки несущей способности конструкций.

Совершенствование методов расчета и проектирования конструкций зданий и сооружений с учетом их действительной работы на различных стадиях жизненного цикла является актуальной задачей.

Информация об объекте и напряженно-деформированное состояние (НДС) несущей системы на каждой из стадий жизненного цикла претерпевает значительные изменения, причины которых могут быть различны. Эти изменения часто начинаются уже на стадии проектирования, когда моделирование процесса возведения, выполняемое на стадии проектирования, вносит значительные поправки в результаты расчета, выполненного по традиционной схеме для одномоментного возведенного сооружения.

НДС, полученное на основе моделирования возведения конструкции, нередко является определяющим в сравнении с НДС, полученным традиционным расчетом [1]. На этой стадии внутренние усилия изменяются, в зависимости от технологических особенностей строительного производства, изменяется конструктивная схема здания, к зданию поэтапно прикладываются постоянные и временные нагрузки.

В процессе эксплуатации зданий и сооружений происходит старение конструкционных материалов, накопление повреждений вызванных различного рода аварийными и нештатными ситуациями, техногенными воздействиями и др. Изменения свойств материала несущих конструкций зависят от многих факторов, при этом материалы и конструктивные элементы проявляют нелинейный характер работы. Учет особенностей деформирования материалов

конструкций позволяет приблизить теоретические прогнозы к реальному их поведению. Для оценки безопасности здания необходимо знать историю его нагружения, схемы приложения внешних нагрузок, историю формирования окончательных внутренних усилий в конструктивных элементах, иметь возможность определить его напряженно-деформированное состояние в любой момент времени. Определение действительного напряженно-деформированного состояния элементов несущих систем становится возможным при проведении ряда численных экспериментов, моделирующих те или иные ситуации. В табл.1 приведено описание процессов жизненного цикла [2,3] с точки зрения НДС конструкций.

Таблица 1. Описание процессов жизненного цикла

Процессы жизненного цикла	Описание	Тип нелинейности
Процесс нагружения	Отслеживаются начальные стадии линейно-упругой работы конструкции, стадии последовательного развития трещин в бетоне и растянутой арматуре, стадии, предшествующие разрушению	Физическая, геометрическая, конструктивная
Процесс возведения	НДС определяется для всех последовательно сменяющихся конструктивных схем, соответствующих этапам возведения и окончательная модель конструкции «хранит память» об истории возведения	Генетическая, физическая, конструктивная
Процессы эксплуатационной стадии	Моделирование реологических процессов изменения НДС конструкции при длительной нагрузке, связанных с ползучестью и изменением свойств материалов во времени	Физическая, геометрическая
Процессы запроектных воздействий	Моделирование процессов «приспособляемости» конструкции при аварийных ситуациях, когда при внезапном выходе из строя одного или нескольких элементов конструкция пытается приспособиться к новой ситуации, изменив свою первоначальную конструктивную схему, не допустив обрушения всего сооружения	Физическая, геометрическая
Процессы динамических воздействий	Моделирование во времени динамического воздействия позволяет проследить включение и выключение односторонних связей, раскрытия и закрытия трещин, и многие другие эффекты	Нелинейная динамика

Численное моделирование различных видов нелинейности требует разработки и реализации различных методов решения системы нелинейных уравнений высоких порядков. Так для решения геометрически нелинейных задач наиболее приемлем шаговый метод, для решения задач с односторонними связями итерационный метод и т.п. В современных программных комплексах моделирования истории нагружения включает возможность автоматической смены методов решения нелинейных задач.

Для современных сложных сооружений (мосты, большепролетные покрытия, высотные здания и др.), как правило, конструктивная схема обуславливается не только традиционным расчетом, но и моделированием процесса изменения напряженно-деформированного состояния во времени. В процессе жизненного цикла конструктивная схема сооружения многократно изменяется, усилия и перемещения перераспределяются [4], значительно повышая вероятность трещинообразования и возникновения аварийной ситуации.

Реализация математических моделей в программных комплексах дает возможность многократно и в широком диапазоне изменять входные параметры и условия функционирования сложных систем, заменяя, таким образом, экспериментальные исследования численным экспериментом. Численное моделирование процессов жизненного цикла дает обширную информацию для осмысления инженером работы конструкции и принятия решений, позволяющих снизить материалоемкость при повышении уровня безопасности.

Список литературы

1. Барабаш М.С. Методы компьютерного моделирования процессов возведения высотных зданий / М. С. Барабаш // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – М. : Изд-во «АСВ», 2012. – Vol. 8, Issue 3. – С. 58-68.
2. Барабаш М.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: Монография / М.С. Барабаш – К.: Изд-во «Сталь», 2014. – 301 с.
3. Барабаш М.С. Численное моделирование НДС конструкций с учетом стадий жизненного цикла зданий и сооружений / М. С. Барабаш // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – М.: Изд-во «АСВ», 2015. – Vol. 11, Issue 1 – С. 80 - 90.
4. 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.

МЕТОДИ М'ЯКИХ ОБЧИСЛЕНЬ ДЛЯ ОПТИМАЛЬНОГО ПРОЕКТУВАННЯ ОРТОТРОПНИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ ОБОЛОНОК В УМОВАХ ВИПАДКОВОЇ І НЕЧІТКОЇ НЕВИЗНАЧЕНОСТІ

Бараненко В.О., Волчок Д.Л.
ДВНЗ "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури", м. Дніпро, Україна

В області методології оптимального проектування конструкцій та їх елементів зроблено чимало. У той же час, при формуванні проектних рішень ще рідко враховуються невизначеності в завданні характеристик матеріалів конструкцій, факторів середовища, параметрів силових впливів і геометрії, структури та ін.

На початкових етапах проектування практично не розглядаються питання неточності проектної інформації. Введення цих питань в традиційні суворі методи реалізації оптимізаційних задач теж не розглядуються. Сама задача пошуку ефективного проекту стає некоректною і можна говорити лише про прийнятне рішення.

Таким чином, в теорії проектування конструкцій, в тому числі й оптимального, де переважає детерміністичний підхід, викликає певний інтерес розгляд більш загальних задач, в яких би враховувалась та чи інша невизначеність: випадковість реалізації, нечіткість опису, неточність завдання вихідної інформації про перелічені вище характеристики. Для формулювання оптимізаційних задач та їх розв'язання необхідний такий математичний апарат, який мав би можливість апріорі враховувати ці невизначеності.

Таким апаратом для урахування чинників випадкової природи стала теорія ймовірностей, на базі якої була розвинена теорія надійності, що широко використана в інженерії.

Апріорне врахування факторів, які описані нечітким і неточним чином, стало можливим відповідно в рамках теорії нечітких і неточних множин.

Методи реалізації задач проектування, що розроблені в рамках зазначених теорій, а також методи дослідження такі, як генетичні алгоритми, нейронні мережі та ін. демонструють значні успіхи при розв'язанні багатьох задач оптимізації. Об'єднання і комбінування перелічених підходів дослідження утворюють новий напрям в обчислювальній математиці, який називається "м'які обчислення".

Цей термін був уведений в 1994 р. фундатором теорії нечітких множин американським математиком Лотфі Заде. Сутність такого напрямку відповідно до вислову цього вченого полягає в тому, "що на відміну від традиційних жорстких обчислень методи м'яких обчислень націлені на пристосування до неточності опису реального світу - терпимості до неточності, невизначеності та часткової істинності ... для кращого узгодження з реальністю".

У даній роботі розглянуті теоретичні основи створення імітаційних і нечітких моделей стосовно до задачі вагової оптимізації ортотропної циліндричної, стиснутої осьовою силою F^*, оболонки з урахуванням трьох граничних станів (місцевої та загальної втрати стійкості, міцності) в умовах невизначеної (стохастичної і нечіткої) інформації про деякі параметри пружної системи, а також до задачі визначення максимального значення осьової сили, що стискає оболонку, з урахуванням зазначених граничних станів.

Оболонка виконана із склопластику, армованого в двох взаємно перпендикулярних напрямках, які співпадають з осьовим і окружним напрямками в оболонці.

1. Задача вагової оптимізації

А. У пропонованих задачах вагової оптимізації оболонки виділимо два типи. У першому передбачається, що ціль проектування - визначення мінімального обсягу матеріалу - має чітку природу. Обмеження, що містять випадкову або нечітку компоненту, відповідно є невизначеними. У другому - ціль та обмеження є нечіткими. У зв'язку з цим пропонуються такі два види формулювання задачі першого типу:

$$x^{opt} = \arg\left\{ \min_x W(x) \left| \begin{array}{l} p_j = \Pr\mathrm{ob}(g_j(x,\xi) \le 0) \ge \beta_j; \\ j = 1,2,3; p = \prod_{j=1}^{3} p_j \ge \beta \end{array} \right. \right\}; \qquad (1)$$

$$x^{opt} = \arg\left\{ \min_x W(x) \left| \mathrm{Pos}(g_j(x,\xi) \le 0) \ge \beta_j; j = 1,2,3 \right. \right\}, \qquad (2)$$

де $x = \{x_i\}$ - вектор шуканих змінних: $x_1 = h$; $x_2 = R$; $x_3 = \theta$; $\xi = \{\xi_i\}$; $i = 1,2,...,n$; - вектор невизначених факторів; W, h, R, θ - відповідно обсяг, товщина, радіус серединної поверхні і відносний вміст армованих волокон оболонки; β_j, β - зумовлені рівні надійності; $Prob$, Pos - відповідно міри випадкової невизначеності - ймовірність і нечіткої невизначеності - можливість.

Функції $g_j(x,\xi)$; $(j=1,2,3)$ - дійснозначні, що описують місцеву і загальну втрати стійкості $(j=1,2)$ і міцність $(j=3)$.

Основними операціями в цих задачах є обчислення ймовірності і можливості події

$$A: g_j(x,\xi) \le 0; \;\; j=1,2,3. \tag{3}$$

Реалізація цих операцій виконана на основі імітаційного та нечіткого моделювання. В роботі пропонуються відповідні алгоритми моделювання, що базуються на застосуванні методу Монте-Карло. Цей метод був також застосований для пошуку оптимальних розв'язків задач (1) - (2).

Б. У формулюванні задачі другого типу вводиться нечітка ціль виду "бажано, щоб конструкція мала обсяг, близький до числа W_0". Передбачається, що навантаження та інші параметри в цій задачі описані нечітко за допомогою квантифікаторів "приблизно", "близько" та ін., в результаті чого задані обмеження $g_j(x,\xi) \le 0$; $(j=1,2,3)$ утворюють нечітке середовище.

Введемо таку функцію

$$h(x,\zeta) = W(x) - \zeta \cong 0\,, \tag{4}$$

де $\zeta = W_0$ - нечітка величина.

Відповідно до принципу невизначеності [1], якщо подія $h(x,\zeta) \cong 0$ погоджена з невизначеним середовищем $g_j(x,\xi) \le 0$; $(j=1,2,3)$, то шанс виконання цієї події є можливість (або необхідність, правдоподібність). І тоді задача оптимізації зводиться до

$$x^* = \arg\max_x f(x), \tag{5}$$

де

$$f(x) = Pos\begin{cases} h(x,\zeta) \cong 0 \\ g_j(x,\xi) \le 0; \; j=1,2,3. \end{cases} \tag{6}$$

Зауважимо, що в реалізації задач (2), (5)-(6) на етапі фазифікації змінних F^*, W_0 в нечіткому моделюванні були взяті функції належності - трикутного і гаусового виду.

2. Задача визначення максимального значення стискаючої сили

Задача визначення максимального значення стискаючої сили $F^{\max}$ зводиться до такої оптимізаційної моделі

$$F^{\max} = \arg\left\{ \max F \middle| Ch(g_j(x,\xi) \le 0) \ge \beta; j = 1,2,3 \right\}. \qquad (7)$$

У виразі (7) уведено такі позначення: ξ - вектор невизначених параметрів, наприклад $\xi_1 = E$ - модуль пружності, $\xi_2 = \sigma_0$ - границя міцності; $x = \{h, R, \theta, L\}$ - задані характеристики оболонки;

$$Ch(A) = \begin{Bmatrix} Prob(A)\,для\,випадкових\,величин \\ Pos(A)\ для\,нечітких\,величин \\ Tr(A)\,для\,неточних\,величин \end{Bmatrix}$$ - міра невизначеності.

Реалізація задачі (8) виконана на основі імітаційного, нечіткого і неточного моделювання з використанням методу Монте-Карло.

Наведено чисельні приклади, що ілюструють пропоновані моделі оптимізації армованої оболонки. Проведено аналіз впливу характеристик невизначеності на результати проектування.

Література

1. Liu B. Uncertain Programming, Wiley, New York, - 1999

ПОСТРОЕНИЕ И АНАЛИЗ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ

Башинская О.Ю.
Национальный авиационный университет, г. Киев, Украина

В общем виде полные деформации любого материала можно представить в виде суммы упругих деформаций и деформаций ползучести, которые в одномерном случае можно представить в виде:

$$\varepsilon_x(t) = \varepsilon_{упр}(t) + \varepsilon_{полз}(t). \quad (1)$$

Где $\varepsilon_{упр}(t)$ – упруго-мгновенная деформация, что подчиняется закону Гука:

$$\varepsilon_{упр}(t) = \frac{\sigma_x(t)}{\mathrm{E}(t)}; \quad (2)$$

$\varepsilon_{полз}(t)$ – деформация ползучести:

$$\varepsilon_{полз}(t) = \int_{t_0}^{t} \sigma_x(t') \frac{\partial}{\partial t'} J(t,t') dt'; \quad (3)$$

t_0 – момент приложения нагрузки; t – момент времени, для которого определяется деформация; t' – момент приложения элементарного приращения напряжения; $J(t,t')$ – функция пластических деформаций (функция ползучести), что отображает деформации в момент времени t, обусловленные действием осевой силы единичной интенсивности, приложенной в момент времени t'.

При этом $\frac{1}{E(t')}$ – это модуль мгновенной деформации, что отображает упругие деформации в момент времени t'; $C(t,t')$ – мера ползучести.

Таким образом

$$\varepsilon_x(t) = \frac{\sigma_x(t)}{E(t)} - \int_{t_0}^{t} \sigma_x(t') \frac{\partial}{\partial t'} \left[\frac{1}{E(t')} + C(t,t') \right] dt', \quad (5)$$

При расчете деформаций ползучести по Eurocode 2 [4] функция ползучести определяется по формуле:

$$J(t,t') = \frac{1}{E(t')} + C(t,t') = \frac{1+\phi(t,t')}{E(t')}, \quad (6)$$

Тогда коэффициент ползучести будет выражаться в виде:

$$\phi(t,t_0) = (\phi_0) \cdot \beta_c(t - t_0)\,, \qquad (7)$$

где ϕ_0 – теоретический коэффициент ползучести, что определяется только в пределах обратимой (линейной) ползучести согласно формуле:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)\,. \qquad (8)$$

Оставшиеся коэффициенты учитывают влияние относительной влажность окружающей среды, размеров сечения элемента конструкции и прочностных характеристик бетона.

Но при расчете коэффициента ползучести по Eurocode 2 невозможно учесть такие свойства бетона, как старение и наследственность. Для учёта влияния этих свойств, при определении деформаций упругого последействия, можно использовать торию упруго-ползучего тела (разработанную Арутюняном Н.Х.). В таком случае, меру ползучести следует выражать в виде произведения двух функций [1]:

$$C(t,t') = \varphi(t')f(t - t')\,. \qquad (9)$$

При этом функцию $f(t - t')$ необходимо аппроксимировать суммой экспоненциальных функций вида:

$$f(t - t') = \sum_{k=0}^{m} B_k e^{-\gamma_k (t - t')}\,. \qquad (10)$$

Где B_k и γ_k – постоянные, подобранные надлежащим образом для данного материала, причем $B_0 = 1$, $\gamma_0 = 0$ и $\gamma_k > 0$.

$$\varphi(t') = C_0 + \sum_{k=1}^{m} \frac{A_k}{(t')^k}\,, \qquad (11)$$

где C_0 – предельное значение меры ползучести; A_k – некоторые параметры, которые зависят от свойств и условий старения для данного материала.

Но значительное влияние на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкций оказывают не только старение, наследственность бетона или влажность окружающей среды, но и температура [2]. В результате внешних температурных воздействий, отсутствия термометрического равновесия с окружающей средой – в бетоне возникают температурные поля. Появление температурных деформаций при ограничении перемещений конструкций влечет за собой развитие температурных напряжений, что часто сопутствуется появлением трещин. Последние влекут за собой значительные

повреждения в бетонных и железобетонных конструкциях.

Учесть влияние температуры при вычислении функции ползучести позволяет двойной степенной закон (разработан Базантом Жд.) [3]:

$$\phi(t,t') = \phi_T f_W \left((t'_e)^{-m} + \alpha \right) \cdot (t - t')^n \ . \qquad (12)$$

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: α = 0.3, m = 1/3, n = 1/8; t' – момент приложения загружения; t – момент определения деформаций конструкции.

Рассмотрим пример автоматизированного моделирования различных законов изменения деформаций ползучести во времени. Результаты расчета конструкции при формировании различных законов изменения функции ползучести во времени показаны на рисунке 1.

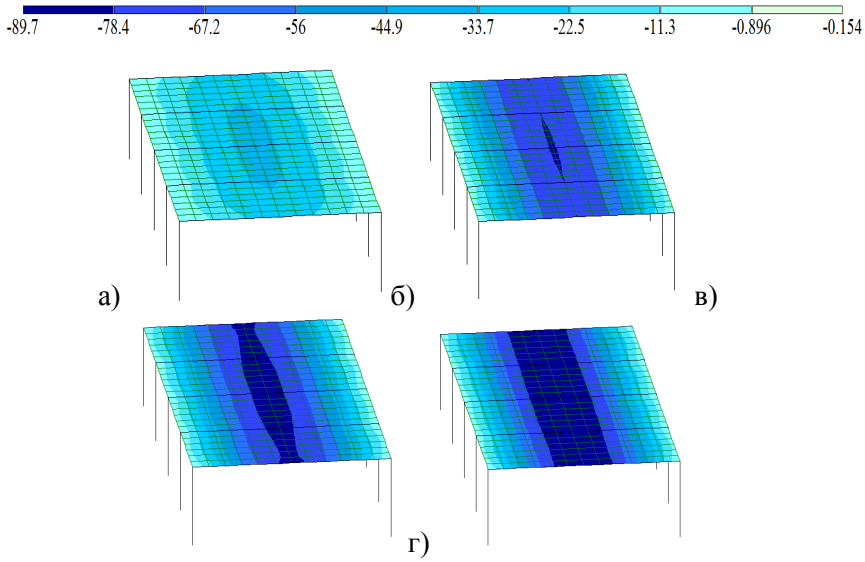


Рис.1. Изополя перемещений вдоль оси Z (при t = 3 года): а) статический расчет конструкции в линейной постановке; б) расчет ползучести по нормам Eurocode; в) теория упруго-ползучего тела; г) применение двойного степенного закона (учет термоползучести).

По данным рисунка 1 видно, что деформации ползучести оказывают значительное влияние на НДС конструкции. Полученные перемещения с учётом влияния температуры значительно превышают те, что были получены при расчете ползучести согласно европейским

нормам или по теории Н.Х. Арутюняна. Вычисление коэффициента ползучести согласно европейским нормам является наименее затратным по времени, но не позволяет учитывать старение бетона и наследственность бетона, в отличии от теории упруго-ползучего тела. Учесть влияние температуры на НДС зданий и сооружений позволяет двойной степенной закон.

Литература

1. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести / Арутюнян Н.Х. – М. : Гостехтеориздат, 1952 – 323 с.
2. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия (с учетом ползучести) / С.В. Александровский. – М.: Стройиздат, 1966. – 443 с.
3. 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.
4. 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.

МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ФЛАНЦЕВИХ З'ЄДНАНЬ ПІД ДІЄЮ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Білик А.С., Пікуль А.В., Писаревський Б.Ю.
Київський національний університет будівництва та архітектури, Київ, Україна

Під дією динамічних впливів (землетрус, вибухова хвиля) на конструкцію, в її елементах можуть виникати зусилля, відмінні від проектних, а жорсткість її вузлів може змінюватись в значних межах, і відповідно до цього змінюється розрахункова модель конструкції.

Відповідно до стандарту ДСТУ-Н EN 1993-1-8 рекомендується враховувати вплив характеру роботи вузлів на розподіл внутрішніх зусиль, моментів та деформацій у металевих конструкціях[1]. При незначному впливі ним можна знехтувати. Щоб встановити, чи потрібно враховувати вплив роботи вузла на виконання статичного розрахунку, вузли, які працюють в пружній стадії, класифікують відповідно до нормативу за поворотною жорсткістю:

- номінально шарнірний (припускається, що вузол не передає згинальний момент);
- жорсткий (повністю передає згинальний момент, але бажано перевірити межі, в яких він працює);
- напівжорсткий (до певної межі передає) — вузол скінченної жорсткості — необхідно враховувати характер роботи вузла.

В доповіді пропонуються результати дослідження поведінки вузлів фланцевих з'єднань при зростанні навантаження, а також розглянуто випадки роботи цих з'єднань при зміні знаку зусиль на протилежний, що може бути не передбачено проектом.

Вузли фланцевих "жорстких" та "напівжорстких" з'єднань змодельовано за допомогою просторових скінченних елементів, апроксимованих в криволінійній системі координат[2]. Стики між деталями змодельовані за допомогою односторонніх елементів із наперед встановленим контрольованим зазором[3]. Вичерпання зазору та натяг болтів моделюється опосередковано температурним навантаженням на скінченні елементи болта.

Задаємось, що в місцях обриву колони або ригеля виконується гіпотеза плоских перерізів, тому вузли скінченноелементної моделі в перерізі обриву об'єднуються за допомогою абсолютно жорсткого тіла. І відповідні зусилля прикладаються як навантаження до відповідного абсолютно жорсткого тіла.

Задача розв'язується у фізично та конструктивно нелінійній постановці.

Для вузлів побудовано нелінійні діаграми залежності “Момент — кут повороту”. Нелінійна стадія роботи вузлів досягається в процесі розкриття фланця. При цьому визначаються межі пружної роботи вузла і момент утворення шарніру пластичності.

Діаграми роботи вузлів, побудовані в процесі дослідження, в подальшому дозволяють застосовувати шарніри скінченної жорсткості при моделюванні напівжорстких рам у статичних розрахунках на проектні та позапроектні навантаження і дають можливість врахувати межі застосування лінійної схеми при динамічних в часі розрахунках.

Моделювання роботи вузлів при зусиллях протилежного знаку дає можливість передбачити руйнування вузла чи конструкції вцілому при значних позапроектних сейсмічних і вибухових діях тощо.

Література

[1]. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-8. Проектування з`єднань (EN 1993-1-8:2005, IDT).

[2]. 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.

[3]. Городецкий А. С., Городецкий Д. А., Пикуль А. В. Конструктивная нелинейность. Односторонние связи. Проблемы реализации // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Volume 12, Issue 3, 2016.

МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗВАРНИХ З'ЄДНАНЬ АРМАТУРИ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Болотов Г.П., Болотов М.Г., Деркач О.Л., Нагорна І.В.
Чернігівський національний технологічний університет, Чернігів, Україна

Основним етапом технологічного процесу при зведенні будівель та споруд із збірних або збірно-монолітних залізобетонних конструкцій (ЗБК) є улаштування арматурної сітки, суттєвий обсяг виконуваних робіт при виробництві якої припадає саме на зварювальні операції. Це, перш за все, обумовлено високою якістю зварних з'єднань в порівнянні з так званими беззварювальними способами із застосуванням поєднувальних муфт типу "*Lenton*", або внапустку з перев'язуванням [1]. При зведені будівель і споруд за монолітно-каркасною технологією найбільш широкого застосування набула арматура класів *А-III* та *А-IV* в гарячекатаному або термозміцненому стані діаметром *8…16* мм, виготовлених із сталей *35ГС, 25Г2С, Ст3Гпс та Ст5сп (пс),* зварювання яких між собою забезпечується шляхом застосування ручного дугового, механізованого та ванно-дугового зварювання [2].

В роботі проведено комплекс експериментальних досліджень по визначенню характеристик міцності напусткових та стикових з'єднань з накладками арматурних стержнів виконаних електродуговим зварюванням, а також змодельований напружено-деформований стан зварних з'єднань при механічному випробуванні їх на розтяг.

Зварювання напусткових з'єднань типу C_{23}-*Ре* виконували фланговими протяжними швами з одностороннім та двостороннім проплавленням (рис. 1а). Стикові з'єднання з парними круглими накладками типу C_{21}-*Рн* виконували аналогічно до попередніх з одностороннім, шаховим та двостороннім проплавленням (рис. 1б). Зварювання проводили у відповідності до *ГОСТ 14098-91*.

Механічні випробування зразків зварних з'єднань на розрив проводили у відповідності до *ГОСТ 10922-90*. За результатами механічних випробувань встановлено, що шви напусткових та стикових з'єднань, виконані із одностороннім проплавленням не забезпечують високої міцності з'єднань. Межа витривалості таких зразків не перевищує *192…321 МПа* відповідно. Руйнування зразків увесь час відбувалося по зварному шву. Низька міцність односторонніх напусткових швів при випробуванні на розтяг

обумовлена, вочевидь, складним напруженим станом, що виникає внаслідок не співвісності прикладання навантаження, і як наслідок, появи згинального моменту.

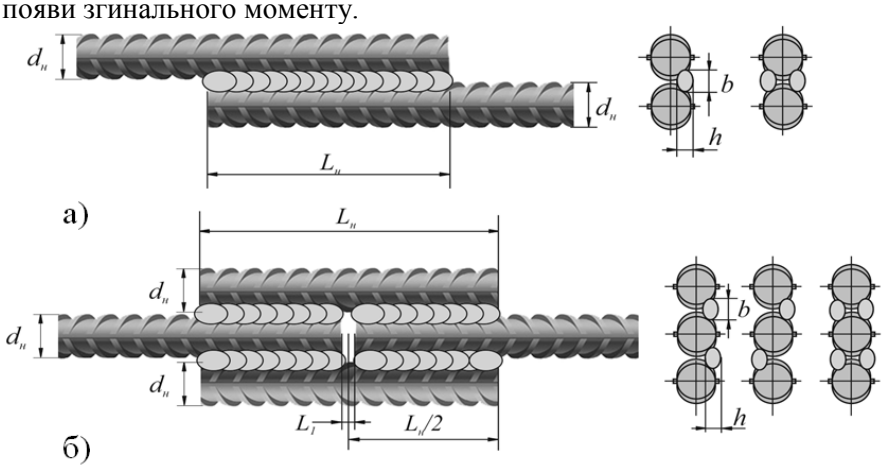


Рисунок 1. Зварні з'єднання арматури виконані РДЗ: а) напусткові типу C_{23}-Ре; б) стикові з накладками типу C_{21}-Рн.

Зварювання арматури шаховими та двосторонніми швами дещо підвищило тимчасовий опір зварних з'єднань, але не дозволило досягти їх рівноміцності. Так, показники міцності напусткових та стикових з'єднань арматурних стержнів в наших дослідах коливалися в межах *411…578 МПа*, що дещо поступається міцності основного металу *(600 МПа)*. Руйнування зразків відбувалося увесь час по ЗТВ і носить крихкий характер (рис. 2.).

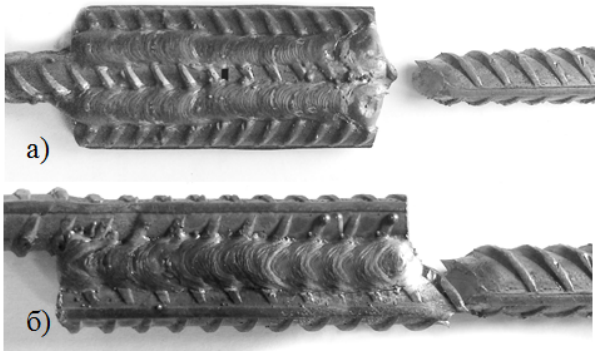
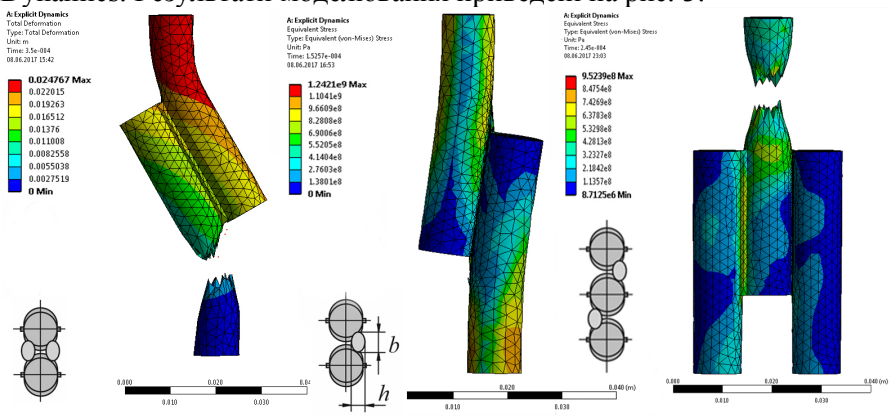


Рисунок 2. Зразки зварних з'єднань арматури після натурних випробувань на розрив: а) стикових з парними накладками; б) напусткових.

Сучасні засоби математичного моделювання дозволяють прогнозувати механічну поведінку елементів конструкцій, у тому числі нелінійну поведінку матеріалів. Дослідимо несучу здатність зварних з'єднань арматурних стержнів залізобетону. Для цього було побудовано скінченно-елементну моделі арматурних стержнів залізобетону. Моделювання здійснювали у системі ANSYS Explicit Dynamics. Результати моделювання приведені на рис. 3.



а) *б)*

в)

Рисунок 3. Моделювання напружено-деформованого стану зварних арматурних зразків: а) напусткових з двосторонніми швами; б) односторонніх напусткових; в) стикових з парними накладками виконаних шаховими швами.

Аналіз отриманих результатів моделювання напружено-деформованого стану зразків зварних з'єднань арматури залізобетону показав кореляцію результатів розрахунку із результатами отриманими в ході натурних досліджень.

Література

1. Врублевская В. В., Васильев А. А., Гурский Д. М. (2013) Исследование прочности крестообразных соединений из стальной арматуры малых диаметров, выполненных дуговой сваркой полуавтоматом в среде активного газа. /В.В. Врублевская// Вестник Полоцкого государственного университета. № 3.- С. 80-85

2. Болотов Г.П., Болотов М.Г., Олексієнко С.В. (2015) Ручне дугове зварювання будівельних сталей малоамперною дугою модульованим струмом /Г.П. Болотов// ЧНТУ, Технічні науки та технології, № 1.- с. 48-53.

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

д.т.н., доцент Ватуля Г.Л., к.т.н., доцент Резуненко М.Е., инж. Петренко Д.Г.
Украинский государственный университет железнодорожного транспорта, г. Харьков

Комплексные сталебетонные элементы в виде стальных труб различного профиля, заполненные бетоном, нашли широкое применение в мировой практике строительства, как эффективные высокопрочные и технологичные конструкции. Опыт использования трубобетонных конструкций свидетельствует об экономической целесообразности их применения при возведении несущих элементов зданий гражданского и промышленного назначения в сопоставлении с традиционными железобетонными или металлическими конструкциями.

Работа посвящена разработке математической модели для определения максимальной несущей способности композитных колонн прямоугольного поперечного сечения при внецентренном сжатии со случайным эксцентриситетом.

Большое количество экспериментальных исследований таких колонн, проведенных в последние сорок лет учеными многих стран, дает возможность построения аналитической зависимости несущей способности колонн от их геометрических характеристик: размеров поперечного сечения, толщины обоймы и длины, а также физико-механических характеристик материалов: прочности и модуля упругости бетона ядра, предела текучести и модуля упругости стали обоймы. Для решения поставленной задачи авторами был применен регрессионно-кореляционный анализ для выборки объемом 131 элемент. В рассмотрении участвовали образцы, у которых: толщина обоймы $t \geq 2.0$ мм; соотношение размеров поперечного сечения $1.0 \leq h/b \leq 1.5$ при $90 \leq b \leq 240$ мм; соотношение $L/b \geq 4$, при $500 \leq L \leq 2500$ мм; предел текучести стали $200 \leq \sigma_y \leq 490$ МПа; модуль упругости стали $1.68\times10^5 \leq E_s \leq 2.17\times10^5$ МПа, призменная прочность бетона $16 \leq f_{c,prizm} \leq 50$ МПа, модуль упругости бетона $2.0\times10^4 \leq E_c \leq 4.4\times10^4$ МПа. Соответствие полученной модели экспериментальным данным, а также значимость параметров регрессии, подтверждаются критериями Фишера и Стьюдента соответственно.

Для верификации, были проведены экспериментальные исследования трех серий сталебетонных колонн длиной 0.5, 1.0, 1.5 и 2.0 м по пять образцов близнецов в каждой серии. Обоймы колонн

имели толщину t =2 мм, соотношение размеров поперечного сечения $1.0 \leq h/b \leq 1.5$ при b =100 мм и были заполнены бетоном класса С16/20. Внешний вид образцов до и после испытания приведен на рис.1. Шарнирное опирание сталебетонных колонн обеспечивалось при помощи ножевых шарниров.

Рис.1. Экспериментальные образцы сталебетонных колонн

Сравнительный анализ полученных аналитических данных с результатами других исследователей, не задействованных авторами при получении регрессионной модели, с собственными экспериментальными данными, а также с результатами, вычисленными по методике, приведенной в EN 1994-1-1:2001 и ДБН В.2.6-160:2010, позволяет сделать вывод о достаточном уровне точности полученной математической модели для расчета несущей способности композитных колонн.

QUALITATIVE IDENTIFICATION OF THE NON-LINEARITY OF DYNAMIC BEHAVIOUR OF LATTICE TOWERS

***Volkova V.E.*[1], *Pakrastinsh L.*[2], *Gaile L.*[2]**
SHEI "National Mining University", Dnipo, Ukraine
Riga Technical University, Riga, Latvia

The structures of lattice towers and observation decks are sensitive to the dynamic loads different by nature. The largest forces imparted on tower structures include wind, ice, earthquakes, impacts, explosions and humans walking; moreover, mechanical destruction of individual load-bearing elements can also affect the structural health of the tower. The vibrations induced by the actions of the above mentioned factors cover a wide spectrum of frequencies. Such vibrations may evoke sensation of discomfort in people or occasionally result in fatigue failures and collapse of the structures. With the aim of mitigating the adverse effects of vibrations, self-supporting towers and masts are sometimes equipped with various damping devices. The understanding of vibration damping mechanisms and management of damping are of great significance to the effective control of vibrations. For these reasons, the assessment of the damping capacity of lattice towers necessitates the identification and evaluation of the dominant sources of damping.

Unfortunately, the available database on full-scale dynamic testing of lattice towers is very limited [1-3]. According to the research conducted by Kitipornchai et al. [1], it has been found that the behaviour of lattice towers is non-linear. This fact can be attributed to the presence of gaps and makes slipping in the connections quite probable. The behaviour of the bolted connections is linear when loading does not exceed the value of the frictional force in a joint. However, under higher values of loading, slipping does occur and it triggers the manifestation of the local nonlinearity in the system. The load that may cause slipping in a bolt connection is contingent on the bolt pre-tension force [2], but it is a parameter that is not always properly controlled practically during the erection works. Slipping in bolt connections leads to a loss of structural stiffness and shortens the duration of the vibration damping.

This article presents the results of the full-scale testing and numerical simulation of the dynamic behaviour of a lattice observation tower. It should be emphasized that the effective control of vibrations in structures calls for thorough investigations into the mechanisms of

energy dissipation in in-service facilities. In order to identify the sources of non-linearity in an operating tower, the phase trajectories in the extended phase space have been applied.

The object of the present study is the observation tower 36.48 m tall located in Dzintari woodland park, the town of Jurmala, Latvia. The erection of the tower was completed in 2010. The facility consists of a strengthened central structural inner core which has the plan dimensions of 1500x1500 mm and an outer structure measuring 4240x4240 mm.

The lattice observation tower in Dzintari was subjected to dynamic testing for the purpose of qualitative investigation of the dissipative characteristics and elastic response of the structure. External excitation was generated by two persons' simultaneous walking up or down the tower stairs at different natural frequencies of the tower. The external excitation stopped when the resonance modes of oscillations were attained, and hereupon, the free vibrations of the tower were monitored until their full decay. The tests for induced vibrations were performed in calm environmental conditions in order to avoid any aerodynamic effects.

In the course of experiments, the vibrational accelerations of points on the top platform of the tower were measured and recorded. The recordings of accelerations were performed with five digital 3-axis USB accelerometers, model X6-1A. Each accelerometer simultaneously collected data on the vibrational accelerations in three axes, i.e. X, Y, and Z.

It is noteworthy that the frequency value of the first shape of vibrations obtained in the experiment is less than the corresponding frequency value estimated numerically [4]. This fact can be accounted for the inertial motion of the wooden elements of the exterior cladding, the effect that was neglected in the numerical simulation. Later on, to eliminate noise that interfered the functioning of the measuring instruments, a band-pass filter was added.

It was believed that such a technique of data processing would not affect the results of the estimation of the logarithmic decrement. Typical recordings of the time histories and the spectral characteristics are depicted in Fig. 4. As it is clear from Fig. 1, each record contains several frequencies, in particular, the response of the structure at its initial natural frequency, which is about 0.736 Hz; the response of the structure at a frequency of 3.27 Hz; as well as the high-frequency components of 9 Hz and greater, which can be attributed either to noise or to the input of

higher modes. The damping coefficient was determined based on the value of the logarithmic decrement. Two approaches have been used. In the first approach, the logarithmic decrement was evaluated as a function of the maximum values of the accelerations for the entire record. In the second approach, the value of the logarithmic decrement was determined for individual cycles.

The methods used for detection of non-linearity in mechanical systems are based on application phase trajectories in extended phase space [5].The analysis of the presented phase trajectories $(y, \dot{y})$ shows that the tower tends to attain the only equilibrium position, which corresponds to its initial static deflection (Fig1).

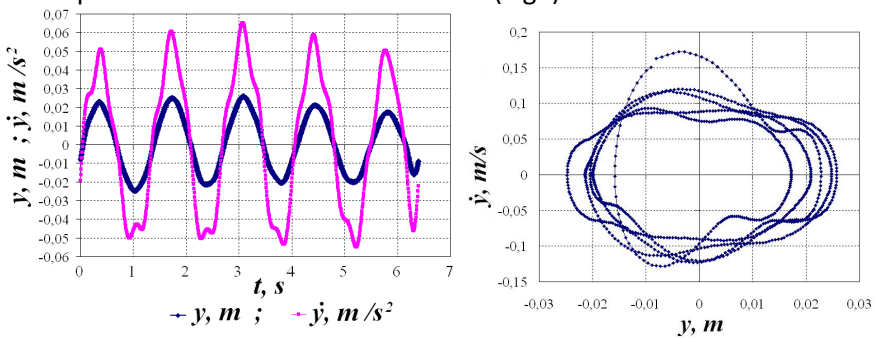


Figure 1. The experimental recordings of the time processes and the Poincare phase trajectories of free damped vibrations in the lattice tower.

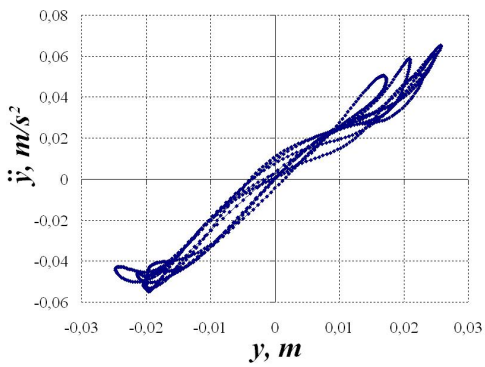


Figure 2. Phase trajectories on extended phase spaceof free damped vibrations in the lattice tower.

As can be seen in Fig. 2, the behaviour of the tower is linear in the cases when the values of displacements are insignificant; however, as the displacements increase, the elastic forces manifest their nonlinearity. It is evident that the stiffness of the tower is a variable parameter that depends on the level of displacements. When the level of loading increases, the tower static stiffness decreases. Additional loops emerge at the end sections of the phase

trajectories on the $(y, \dot{y})$ plane. This phenomenon is caused by the action of subharmonics of the order of $\omega/5$. The existence of beat modes at the high frequencies also testifies to the nonlinearity of the elastic characteristics.

References

[1] Kitipornchai S, Al-Bermani F, Peyrot AH. Effect of bolt slippage on ultimate behaviour of lattice structures. J Struct Eng 1994;120:2281–7 New York, N.Y.

[2] Ungkurapinan N, Chandrakeerthy SRD, Rajapakse RKND, Yue SB. Joint slip in steel electric transmission towers. Eng Struct 2003;25. – p.779–88.

[3] Taillon J-Y , Légeron F, Prud S. Variation of damping and stiffness of lattice towers with load level // Journal of Constructional Steel Research. – 71. -2012. p.111–118

[4] Gaile L, Radinsh I Dynamic Response of Tower Structures // Proceedings of the 8th International Scientific and Practical Conference. Volume 11 p85-91

[5]Volkova V. E., Schneider K. 2005 Qualitative theory and identification of dynamic system with one degree of freedom, International Applied Mechanics. 41 (6), p.134-139.

ОБЛАСТЬ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КАК ИНТЕРАКТИВНЫЙ ИНСТРУМЕНТ АНАЛИЗА В SCAD OFFICE

Гавриленко И.С., Гиренко С.В., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Юрченко В.В.
НПО «СКАД Софт», Киев, УКРАИНА

Область несущей способности, ее свойства и автоматизированное построение. Нормативные требования (условия прочности, общей и местной устойчивости, гибкости и т.п.), предъявляемые к некоторому расчетному сечению конструкции, можно записать в виде некоторого набора неравенств, каждое из которых функционально зависит от значений внутренних усилий, которые могут возникать в рассматриваемом сечении от действия расчетных комбинаций нагружений. Значение левой части неравенства будем называть *коэффициентом использования ограничения*. *Областью несущей способности сечения* $\mathbf{\Omega_S}$ будем называть некоторую область в пространстве внутренних усилий, все точки которой соответствуют такому сочетанию этих внутренних усилий, под действием которого сечение будет удовлетворять всем требованиям рассматриваемых норм. В отличие от классических кривых взаимодействия границей области несущей способности сечений являются не только условия прочности сечения, но и весь набор ограничений, регламентируемых требованиями норм.

Свойство выпуклости области несущей способности сечения дает нам право ограничиться проверками такого сечения на действие только «экстремальных сочетаний» внутренних усилий, поскольку положительный результат таких проверок автоматически означает, что и все другие мыслимые комбинации нагрузок окажутся допустимыми. Отсутствие свойства выпуклости области несущей способности для рассматриваемого сечения может привести ко многим неприятным последствиям, связанным с тем обстоятельством, что по традиции оценивая невыгодные сочетания внутренних усилий, инженеры либо вообще не рассматривают некоторые воздействия (в том случае, когда они оказывают разгружающее действие), либо учитывают их полностью. Это правило целиком справедливо для выпуклой области несущей способности, в то время как для невыпуклой области невыгодным может оказаться сочетание с промежуточными (не экстремальными) значениями усилий.

В программном комплексе **SCAD Office** автоматизированное построение областей несущей способности сечения предусмотрено программами **АРБАТ, КРИСТАЛЛ** и **ДЕКОР** для сечений несущих стержневых элементов железобетонных, стальных и деревянных конструкций соответственно. При этом строится ортогональная проекция области на некоторую (выбранную пользователем) плоскость (пару) внутренних усилий, что обеспечивает наиболее наглядное ее отображение. В статье приводится алгоритм автоматизированного построения таких проекций. Кроме того, построенная область является интерактивным инструментом общения с пользователем. С помощью курсора маши можно обследовать двухмерную проекцию области.

Область несущей способности сечений как инструмент анализа норм проектирования. При автоматизированном построении области несущей способности сечения выполняется несколько тысяч расчетов, что является, по-видимому, наиболее массовой проверкой рассматриваемого сечения. Кроме того, форма области несущей способности сечения, а также характер ее границ позволяет во многих случаях более детально проанализировать требования норм проектирования, нежели это удается сделать другими способами. Анализ границ области позволяет выполнить проверку непротиворечивости, согласованности и полноты нормативных требований. При этом легко выявляются противоречивость отдельных положений нормативного документа, а также их нестыковки, в частности негладкость сопряжения используемых аппроксимаций.

В статье приводятся примеры невыпуклых областей несущей способности железобетонных, стальных и деревянных сечений, построенные в соответствие с различными нормами, свидетельствующие о вполне реальной ситуации, когда область несущей способности оказывается невыпуклой. Как показывает анализ, во многих случаях здесь сказываются некоторые нестыковки расчета по нормам проектирования в части формулирования требований к элементам несущих конструкций, обусловленные, скорее всего, недостаточной отладкой формулировок. Происхождение таких нестыковок связано с тем, что традиционный подход к нормированию, ориентированный на ручной счет, породил всякого рода «упрощения», при которых некоторые проверки допускалось опускать по качественному признаку или при некотором граничном значении параметра. Кроме того, использование «логических переключателей», которые меняют правила по признаку,

не имеющему точной физической подосновы, приводит к скачкообразному изменению алгоритма, в то время как за таким изменением нет никакого изменения природы проверяемого фактора.

Область несущей способности узлов как инструмент анализа традиционных подходов к их расчету. Расчетные модели узлов стальных конструкций во многом определяются существующими традициями проектирования. При нормативном расчете узлов используются соображения и гипотезы, которые сложились во времена ручного счета и служили средством упрощения ручных расчетов инженеров. Часто «традиционные» модели являются очень грубыми, поскольку они были выработаны в период «ручного» проектирования, требовавшего максимального упрощения задачи. Эти упрощения, как правило, направленные «в запас надежности» стали традиционными, однако их использование в компьютерном анализе зачастую указывает на несогласованность отдельных гипотез.

Под *областью несущей способности узла* $\mathbf{\Omega_J}$ будем рассматривать некоторую область в пространстве внутренних усилий элементов, примыкающих к узлу, все точки которой соответствуют такому сочетанию этих внутренних усилий, под действием которых узел будет удовлетворять *всем нормативным требованиям*. Границей области несущей способности узла является весь набор ограничений, регламентируемых требованиями норм, в т.ч. условия прочности сечений элементов, примыкающих к узлу, конструктивных элементов узла, сварных и болтовых соединений в узле и т.п.

Автоматизированное построение областей несущей способности узлов стальных конструкций реализовано в программе **КОМЕТА** комплекса программ **SCAD Office**. Форма области несущей способности узлов, а также характер ее границ позволил во многих случаях более детально проанализировать традиционные подходы к расчету узлов стальных конструкций. Анализ границ области показал, что упрощения формулировок нормативных положений по типу «допускается не учитывать» (как, например, указание на возможность пренебречь наличием ребер, ужесточающих фланец) или «допускается принимать» (как, например, определение усилий в анкерных болтах в размере равном их несущей способности или усредненного по участкам равномерного распределения реактивного отпора бетона фундамента под опорной плитой) в большинстве случаев приводят к различного рода невыпуклостям на области несущей способности узлов.

В связи со сказанным, программная реализация расчета несущей способности узлов стальных конструкций потребовала от разработчиков отказаться от каких-либо упрощений нормативных положений. А в некоторых случаях отказ от упрощений формулировок положений норм был неизбежен. Так, например, представленные в нормах проектирования традиционные методики расчета узлов стальных конструкций, не всегда ориентированы на решение трехмерных задач. В частности, это относится к жестким базам колонн, для которых при действии изгиба в обеих главных плоскостях возникает проблема определения области контакта опорной плиты с бетоном фундамента. Распределение напряжений в бетоне фундамента вычисляется в программе **КОМЕТА** методом конечных элементов с использованием эквивалентного железобетонного сечения.

Область несущей способности сечений как инструмент анализа условий нагружения. Опасности, связанные с невыпуклостью области несущей способности сечения, обуславливают необходимость анализа близости реальной совокупности внутренних усилий к тому участку границы области, где проявляется свойство невыпуклости.

Практически такой анализ может быть реализован с использованием дополнительного инструментария, представляемого компонентами SCAD Office, который дает возможность отобразить все множество проверяемых вариантов нагружения в виде набора точек, каждая из которых соответствует одному из вариантов нагружения (рис. 1). В том случае, когда выпуклая оболочка нагружений не выходит из области несущей способности сечения, можно гарантировать, что и разнообразные нагружения, скомбинированные из заданных, не являются опасными.

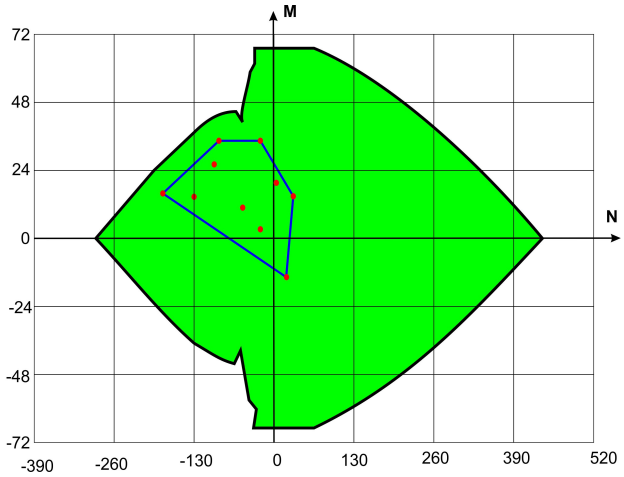


Рис. 1. Заданные нагружения и их выпуклая оболочка, совмещенная с областью несущей способности сечения.

Метод построения областей несущей способности, реализованный в SCAD Office, является удобным и гибким интерактивным инструментом анализа проектных решений и условий их нагружения в задачах проектирования строительных конструкций, а также способом критического анализа положений норм, используемых для проверки сечений. Этот же инструмент использовался в процессе разработки как инструмент анализа традиционных подходов к расчету узлов конструкций.

ПРОЕКТУВАННЯ СЕКЦІЙ ТЕЛЕСКОПІЧНИХ СТРІЛ АВТОМОБІЛЬНИХ КРАНІВ

Ганєєв Т.Р., Прибитько І.О., Олексієнко С.В., Руденко М.М., Ющенко С.М.

Чернігівський національний технологічний університет, м. Чернігів, Україна

Постійний розвиток будівництва вимагає оновлення вітчизняного парку будівельних кранів, в тому числі автомобільних кранів з телескопічними стрілами. Але вітчизняні підприємства випускають автомобільні крани, в яких застосовуються тенденції ще минулих десятиріч, що примушує будівельні організації закуповувати більш сучасні закордонні зразки.

Проаналізувавши сучасні тенденції в проектуванні та виготовленні секцій телескопічних стріл, як найбільш навантажених та відповідальних елементів конструкції крану, відокремили два найбільш перспективні напрямки:

1. Зменшення власної ваги секцій за рахунок використання високоміцних металів.
2. Раціональне проектування несучого профілю стріли.

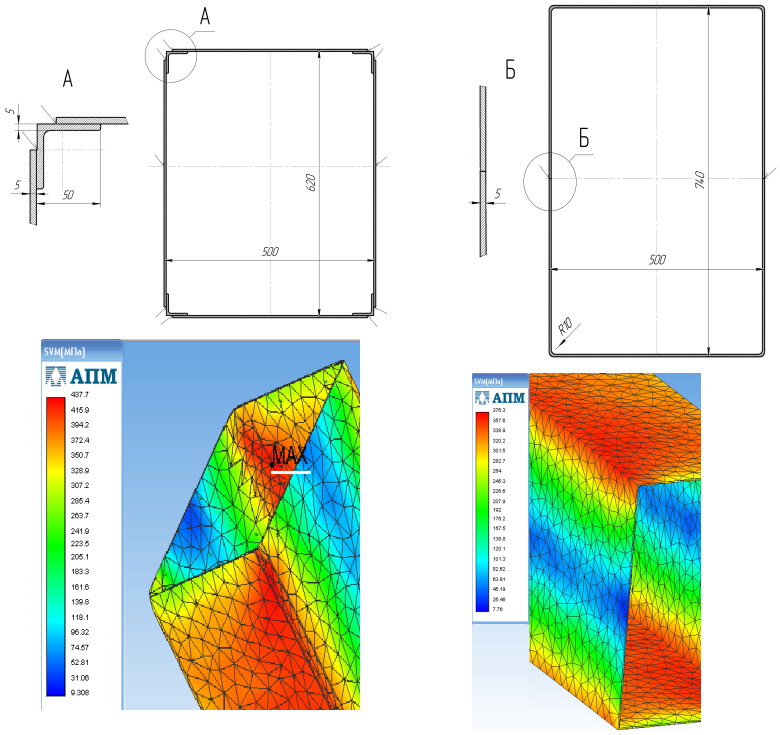
За даними закордонних джерел [1] використання низьковуглецевих сталей (марок Ст3, Сталь 20) при всіх технологічних перевагах та низькій вартості має ряд недоліків: недостатня міцність, ударна в’язкість, зносостійкість. Сучасні сталі за рахунок оптимального хімічного складу та термічної обробки мають покращені механічні властивості. Наприклад високоміцна сталь Optima 700 QL виробництва компанії Ruukki, що використовується в аналогічних конструкціях російського виробництва, має границю міцності 770-940 МПа, границю текучості 690 МПа та ударну в’язкість 30 Дж/см^2 (при -40^{0}С) при легуванні: С до 0,2%, Si до 0,8%, Mn до 1,7%, Cr до 1,5% та Mo до 0,7%.

При проектуванні несучої стріли конструктори завжди в пошуку компромісу між її найкращими вантажними характеристиками і мінімальними витратами на її виготовлення. Тому на сьогоднішній день на ринку існує така різноманітність профілів стріли: круглий, прямокутний, багатогранний, овоїдний.

Використання круглого перерізу є не найкращим варіантом при наявності згинаючого моменту. З точки зору опору матеріалів прямокутний профіль має більшу жорсткість в порівнянні з круглим, але суттєвим його недоліком є його значна маса та значні

концентрації напружень по кутах профілю, що обмежує довжину вильоту стріли (рис. 1,а). Також значною проблемою є те, що за схемою профілю (рис.1,а) всі зварні шви знаходяться в найбільш напружених місцях (рис. 1,б), що вимагає високих вимог до якості зварних швів.

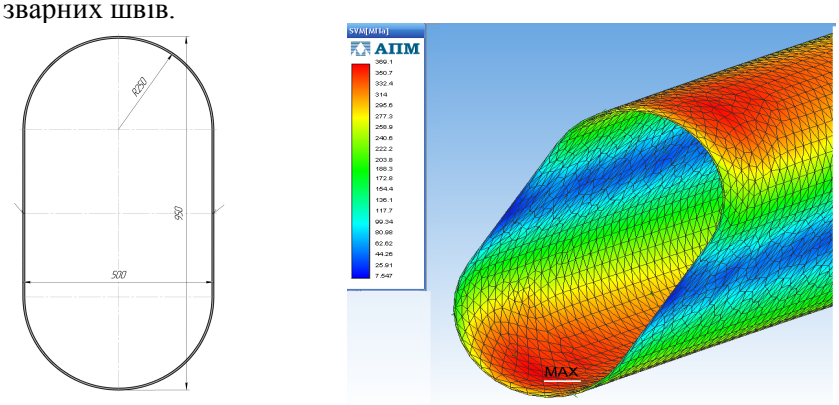
За схемою збирання (рис. 1,в) зварні шви знаходяться у нейтральній зоні, що значно краще в порівнянні з попереднім варіантом, але незначне скруглення кутів, як видно, практично не змінює характер розподілення напружень (рис. 1,г), що не вирішує задачу з довжиною вильоту стріли. Лише при переході до значних округлень можна досягти більш рівномірної картини розподілення напружень в найбільш напружених місцях, що і приводить до еліпсоподібних та овоїдних профілів.



а) б) в) г)

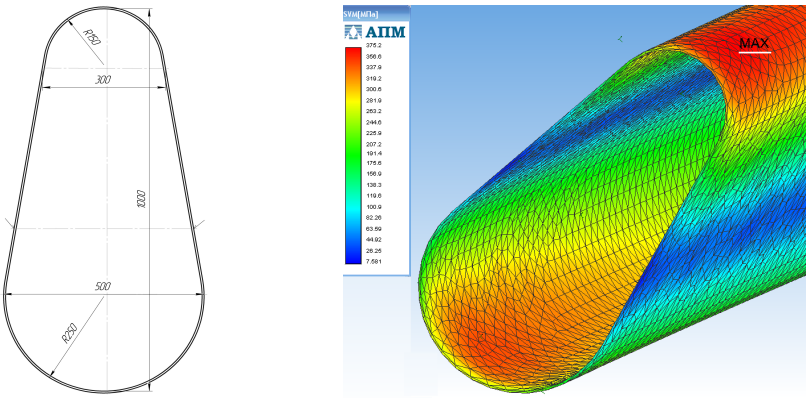
Рисунок 1 – Прямокутний профіль стріли (а – переріз з кутників та пластин, б – розподіл напружень у перерізі з кутників та пластин, в – переріз з двох напівкоробів, г – розподіл напружень у перерізі з двох напівкоробів)

Еліпсоподібний профіль (рис. 2,а) значно легше прямокутного і дає значні переваги по вантажопідйомності та довжині вильоту стріли. Крім того, такий профіль ефективно працює не тільки на вертикальне навантаження від підйому вантажу, але й на додаткове бокове навантаження від вітру та переміщення вантажу в горизонтальній площині в порівнянні з прямокутним перерізом. Зварні шви при цьому розташовуються в нейтральній зоні напружень (рис 2,б), що вирішує проблему стосовно високих вимог до якості зварних швів.



а) б)

Рис. 2 – Еліпсоподібний профіль стріли (а – переріз, б – розподіл напружень в перерізі)



а) б)

Рис. 3 – Овоїдний профіль стріли (а – переріз, б – розподіл напружень в перерізі)

Як відомо, при розрахунку на згин пояси зі стискаючими зусиллями більш небезпечні в порівнянні з поясами, що працюють на розтяг, в зв'язку з можливістю втрати стійкості. Для зменшення металоємності при збереженні тих же механічних характеристик перерізу, як і в еліпсоподібному профілі, використовують овоїдні профілі (рис 3,а та 3,б).

Таким чином, при одній і тій металоємності напруження по перерізу в овоїдній стрілі розподіляються більш рівномірно та вона володіє більшою жорсткістю в порівнянні з прямокутним перерізом при всіх інших рівних умовах (навантаження, довжина вильоту,кут нахилу).

Література

1. Емельянов М.И. Современные высокопрочные стали / М.И. Емельянов // Все Краны, 2006. – №3. – С. 4-5.

2. Гудков Ю.И. Методические указания по расчёту устойчивости стреловых самоходных кранов с телескопической стрелой РД 36.22.17-08 / Ю.И. Гудков // Все Краны, 2009. – №4. – С. 16-20.

РЕАЛІЗАЦІЯ НОРМ ПРОЕКТУВАННЯ У ПРОГРАМНИХ КОМПЛЕКСАХ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ

Гензерський Ю.В.
ТОВ «ЛІРА САПР», м.Київ, , Україна

Реалізація нормативів розглядається на прикладі багатофункціонального програмного комплексу ЛИРА-САПР, що реалізуйте технологію інформаційного моделювання будівель та споруд і орієнтований на проектування та розрахунку будівельних, машинобудівельних конструкцій різного призначення. Для виконання цієї складної задачі в програмному комплексі реалізуються всі сучасні програмні технології та нормативні документи проектування багатьох країн. В най сучаснішій версії програмного комплексу «ЛІРА-САПР 2017» реалізовано всі ДБН актуальні в Україні: ДБН В.2.6-98:2009; ДБН В.2.6-198:2014; ДБН В.1.1-12:2014.

ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» і ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» також EN 1992-1-1:2004 «Eurocode 2: Проектування залізобетонних конструкцій». Підбір арматури в пластинчатих елементах:

- Для підбору арматури в пластинчатих елементах (балки-стінки, плити, оболонки) реалізована методика Карпенко для нормативів (крім EuroCode 2 і ДБН), а для EuroCode 2 і ДБН реалізована методика Вуда.
- Для підбору арматури в стержневих елементах реалізовані універсальні ітераційні оптимізуючі методи, що дозволяють за однотипною методикою розраховувати перерізи довільної форми (прямокутні, хрестові, таврові, двотаврові, коробчасті, кутові , круглі, кільцеві) з довільним розташуванням арматури на довільні види напруженого стану (плоский згин, косий згин, згин с крученням, плоский нецентровий стиск – розтяг, одночасну дію всіх шести видів зусиль – Mx, My, N, Qx, Qy, Mкр.

ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції». Всі елементи металевих конструкцій для розрахунку поділяються на типи: колони, балки, ферми і канати. Колони враховують у розрахунку осьове зусилля, згинальні моменти і поперечні сили: N, My, Qz, Mz, Qy; балки - згинальні моменти і поперечні сили: My, Qz, Mz, Qy; ферми - тільки осьове зусилля N; канати - тільки розтяжне осьове зусилля N +. Це дозволяє виконувати наступні розрахунки:

- розрахунок несучої здатності балок як елементів, що згинаються.

- розрахунок несучої здатності ригелів як стиснуто-зігнутих і розтягнуто-зігнутих елементів.
- розрахунок несучої здатності і колон як позацентрово-стиснутих і позацентрово-розтягнутих елементів, а також як центрально-стиснутих і центрально-розтягнутих елементів.
- розрахунок несучої здатності ферм як центрально-стиснутих і центрально-розтягнутих елементів.
- розрахунок несучої здатності елементів металевих конструкцій має на увазі отримання наступних результатів.
- розрахунок несучої спроможності перетину по 1-му граничного стану.
- розрахунок на міцність, в тому числі на розрив, зріз, за нормальними, дотичним, напруженням.
- розрахунок на стійкість, що згинаються, центрально- і позацентрово-стиснутих елементів, в тому числі при дії моменту в двох площинах.
- розрахунок несучої спроможності перетину по 2-му граничного стану.
- розрахунок по прогину елементів, що згинаються.
- розрахунок по граничної гнучкості стиснутих і розтягнутих елементів.
- розрахунок несучої спроможності перетину по місцевої стійкості.
- розрахунок на місцеву стійкість полиць і стінок.

ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України».

Pushover - це статично нелінійний розрахунок, в якому вертикально навантажена розрахункова модель споруди піддається монотонному нарощуванню горизонтального сейсмічного навантаження з контролем горизонтального переміщення. Для сейсмічного навантаження в нелінійному розрахунку як правило вибираються інерційні сили, обчислені в лінійному розрахунку і відповідні формі власних коливань з найбільшою модальної масою. Нарощування горизонтального навантаження проводиться до тих пір, поки не буде досягнута якась гранична величина, обрана в якості параметра руйнування конструкції. В якості граничної величини може бути прийнятий будь-який з перерахованих нижче параметрів:

- переміщення заздалегідь призначеного рівня конструкції;
- перекосів між двома різними рівнями;
- коефіцієнт до сейсмічного навантаження і т.п.

У поточній версії в якості критерію руйнування можуть бути прийняті граничні значення перекосів між призначеними рівнями конструкції, або гранична величина сейсмічного навантаження, регульована заданим коефіцієнтом.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 01-07-2011]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 75 с. (Державні будівельні норми України).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний від 01-06-2011]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. (Державні стандарти України).
3. Eurocode 2: Проектування залізобетонних конструкцій: EN 1992-1-1:2004– [Чинний від 01-07-2013]. – К.: Мінрегіон України, 2012. – 110 с. (Державні будівельні норми України).
4. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. – [Чинний від 01-01-2015]. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. (Державні будівельні норми України).
5. Будівництво у сейсмічних районах України. Норми проектування: ДБН В.1.1-12:2014. – [Чинний від 01-10-2014]. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 129 с. (Державні будівельні норми України).

РЕШЕНИЕ СТАЦИОНАРНОЙ ЗАДАЧИ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

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

ЛИРА-СОФТ, Киев, Украина

Рассматривается стационарная задача

$$-div(KgradT) = q\,, \tag{1}$$

T - температура, q - плотность источников тепла, K - коэффициент теплопроводности, $Q = -KgradT$ - тепловой поток.

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

$$\begin{aligned}\int_{\Omega} q*t*d\Omega &= \int_{\Omega} -div(KgradT)*t*d\Omega = \\ &= \int_{\Omega} KgradT*gradt*d\Omega - \int_{\Gamma} K\partial T/\partial n*t*d\Gamma\end{aligned}. \tag{2}$$

Здесь t - вариация T.

Возможны три варианта граничных условий:

1) На части границы Γ_1.задана температура $T = T_0$;

2) На части границы Γ_2.задан тепловой поток $Q = Q_0$;

3) На части границы Γ_3.происходит теплообмен с окружающей средой по закону $Q + k(T - T_1) = 0$, k - коэффициент теплообмена, T_1 -температура окружающей среды;

Граничное условие 1) реализуется аналогично заданным перемещениям,

Граничное условие 2) реализуется аналогично нагрузке по поверхности или линии.

Граничное условие 3) реализуется аналогично упругой опоре с жесткостью k, кроме того, добавляется нагрузка $k*T_1$.

ЗАДАЧИ РАСЧЕТА И ФОРМООБРАЗОВАНИЯ ВАНТОВЫХ СЕТЕЙ

Гордеев. В. Н.
Украинский институт стальных конструкций имени В.Н.Шимановского. Киев. УКРАИНА

В докладе с позиций строительной механики рассматриваются вантовые сети. Предметом изучения являются первоначальная форма сети, перемещения точек сети и усилия в вантах при статической нагрузке.

Достаточно подробно рассмотрены так называемые плоские вантовые сети. Практическая потребность в расчетах таких сетей возникла в шестидесятых годах прошлого столетия в связи с необходимостью строительства в СССР радиостанций для вещания на страны ближнего и среднего востока. Плоская вантовая сеть, расположенная вертикально, служила поддерживающей конструкцией для коротковолновой антенны (рис. 1).

Натяжения элементов такой сети обеспечивались системой противовесов и были известны. Требовалось определить перемещения точек сети под воздействием ветровой нагрузки. Перемещения, превышающие 10% длины радиоволны, были недопустимы, поскольку они заметно уменьшали коэффициент усиления и нарушали характеристики направленности антенны.

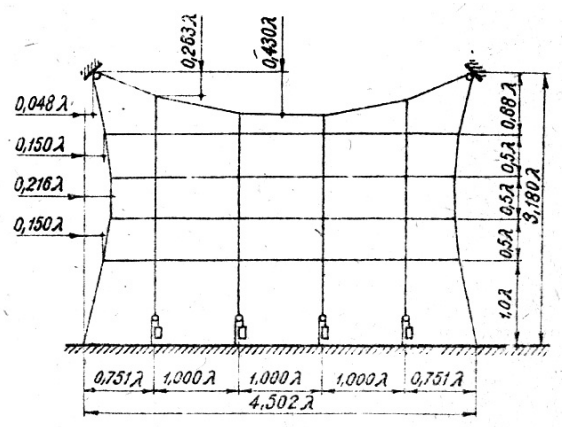


Рис. 1 Схема антенной сети для радиоволн длиной λ

Эта новая для строительной механики задача повлекла за собой цикл исследований и послужила поводом для написания кандидатской диссертации. В качестве расчетной схемы исследуемой конструкции была принята плоская сеть из гибких нитей. Базовым понятием этой расчетной схемы является плоскость сети. Предполагается, что нагрузка на сеть перпендикулярна этой плоскости, проекции перемещений точек соединения вант на плоскость сети малы по сравнению с размерами сети, а проекции нитей на эту плоскость являются прямыми линиями. Перемещения из плоскости сети могут быть большими, но нити должны оставаться пологими по отношению к плоскости сети.

Для сетей, отвечающих этим предположениям, построена своеобразная строительная механика. В этой механике роль жесткостей выполняют относительные натяжения нитей – проекции усилия в нити на плоскость сети, отнесенные к длине участка нити. Если натяжения нитей известны и не меняются в процессе деформирования сети, эта строительная механика является линейной по отношению к перемещениям точек сети из ее плоскости и по отношению к углам наклона вант к плоскости сети. Эти величины линейно зависят от нагрузки. Линейно зависят от нагрузки и поперечные усилия в вантах. Под поперечным усилием в ванте при этом надо понимать проекцию растягивающего усилия в ванте на нормаль к плоскости сети. Эпюры поперечных усилий наглядно представляют статическую работу вантовой сети. Для построения этих эпюр уравнений равновесия элементов сети из ее плоскости, как правило, недостаточно. В результате возникают статически неопределимые задачи, которые можно решать и методом сил, и методом перемещений.

Эти методы применительно к плоским нитяным сетям выглядят совершенно элементарно, поскольку в задаче о расчете плоской нитяной сети присутствует только один вид внутренних усилий – поперечные, только один вид перемещений – из плоскости сети, только один вид нагрузок – нормальные к плоскости сети и только один вид жесткостей – относительные натяжения нитей.

Благодаря этой элементарности задача о расчете плоской нитяной сети с постоянными натяжениями нитей аналогична задаче о распределении напряжений и токов в электрических цепях. При этом электрические напряжения аналогичны перемещениям, электрические токи – усилиям, омические сопротивления участков цепи – относительным натяжениям нитей. Первый закон Кирхгофа

выполняет роль условий равновесия, а второй закон Кирхгофа – роль условий совместности деформаций. В связи с этим хорошо разработанные методы расчета электрических цепей могут быть перенесены на вантовые сети. В частности, метод контурных токов дал идею построения контурных эпюр в методе сил. Оказалось также, что степень статической неопределимости сети, как и в электротехнике, можно определить, сосчитав число замкнутых контуров и уменьшив его на единицу. Электрическая аналогия позволила выполнять расчеты плоских вантовых сетей при помощи машины ЭМСС-7, предназначенной для электрического моделирования стержневых систем.

Выше шла речь о статической неопределимости поперечных усилий в вантах. Более сложной является задача о раскрытии статической неопределимости продольных усилий. Для этого необходимо выписать зависимости для продольных деформаций вант и составить уравнения совместности перемещений в плоскости сети. Эти уравнения, в отличие от ранее рассмотренных, являются нелинейными. Сложность заключается в необходимости решить нелинейную систему алгебраических уравнений, что при современном развитии вычислительной техники вполне реально.

Самостоятельную и непростую задачу составляет проблема формообразования пространственных вантовых сетей. В такой сети длины вант надо подобрать так, чтобы сеть даже при отсутствии нагрузки была натянутой и имела бы функционально обусловленную и красивую форму. В пятидесятых годах прошлого столетия эту проблему описал в своей монографии [1] немецкий архитектор и инженер Фрей Отто. До семидесятых годов формы пространственных сетей определялись эмпирическим путем. Формы вантовых сетей Олимпийского стадиона в Мюнхене, автором которых был Фрей Отто, определялись при помощи фотограмметрии физических моделей.

Только в 1971 году появилась работа Линквица и Шека [3], предлагающая один из подходов к нахождению начальной формы вантовой сети вычислительным путем. Этот подход в 1974 году был усовершенствован одним из его авторов [4] и получил название "force density method". В русском переводе он известен как "метод погонных натяжений". Идея этого метода заключается в том, что вместо реальной вантовой сети рассматривается система сил, которые соответствуют натяжениям вант (рассматривают только силы, абстрагируясь от вант). Составляется система уравнений равновесия узлов сети при условии, что погонные натяжения (отношения

натяжений участков вант между соседними узлами к длине этих участков) заданы. Неизвестными являются координаты узлов сети. Система уравнений получается линейной и легко (в настоящее время) решается. В результате становятся известными координаты узлов, которые принимаются в качестве начальных. Метод погонных натяжений и сейчас широко используется, являясь основным для поиска начальной формы вантовых сетей. Применению и развитию этого метода посвящены сотни работ.

Любопытным является тот факт, что каждое третье уравнение метода погонных натяжений для пространственной вантовой сети в точности соответствует одному из уравнений равновесия плоской вантовой сети с заданными натяжениями. Более того, если пространственную вантовую сеть, представленную в системе прямоугольных декартовых координат x, y, z, рассматривать с позиций плоской, выбирая в качестве плоскости сети последовательно xOy, yOz, zOx и оставляя погонные натяжения вант неизменными, получим полную систему уравнений метода погонных натяжений.

Занимаясь плоскими вантовыми сетями в начале шестидесятых годов [2], я получил такую систему уравнений в качестве побочного продукта. Для меня странным было то, что решением системы уравнений были координаты узлов сети, об элементах которой я не задавал никакой информации. Считая эту систему уравнений лишенной содержательного смысла, я перестал ею заниматься и вспомнил о ней, спустя десятилетия, когда заинтересовался формообразованием пространственных вантовых сетей и познакомился с литературой по этой проблеме.

Большинство вантовых сетей конструируются так, что ванты в узлах не прерываются, а в период монтажа лишь соприкасаются в местах скрещивания и скользят одна по другой. Сеть приобретает свою форму именно в это время. Геометрия незаконченной сети на первый взгляд кажется столь неопределенной, что ее даже трудно описать. Однако в этом деле можно навести порядок, пользуясь неким мысленным приемом. Вообразим себе узловую вставку (рис. 2), приписанную к точке скрещивания двух вант. Вставка состоит из двух соосных цилиндров, которые могут взаимно поворачиваться вокруг оси, показанной на рисунке штрих-пунктиром. Каждый

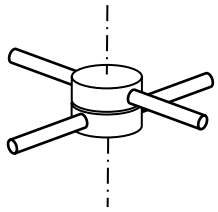


Рис. 2. Узловая вставка

цилиндр имеет диаметральную проушину, вдоль которой без трения может перемещаться одна из вант. Если угол между вантами меняется, происходит взаимный поворот цилиндров. Конструкция воображаемой вставки по замыслу не должна мешать взаимному перемещению вант. Единственное перемещение, которое она не допускает, – потеря контакта между вантами. Если ванты на самом деле не контактируют – вставка не нужна. Для того чтобы не учитывать незначительное влияние диаметров вант, будем условно считать, что оси вант пересекаются в центре вставки. Каждая вставка имеет пять степеней свободы и характеризуется тремя пространственными и двумя вантовыми координатами. Пространственная координата – это декартова координата центральной точки вставки в общей системе координат, вантовая координата – это расстояние от начала ванты до оси вставки. Каждая координата может быть зафиксирована или оставлена свободной. Это определяет конструкцию узла. Задавая должным образом узловые связи, можно сконструировать вантовую сеть требуемого вида. Возможности такого конструирования достаточно велики. Они позволяют создавать и рассчитывать вантовые сети, в которых ванты скользят одна относительно другой, что невозможно в большинстве других методов расчета.

На рис. 3 показана форма радиально-вантовой сети с гибким внутренним контуром, к которому радиальные ванты прикреплены так, что их концы могут свободно скользить вдоль контура. Форма внутреннего контура и координаты крепления к нему радиальных вант определяются безупречно.

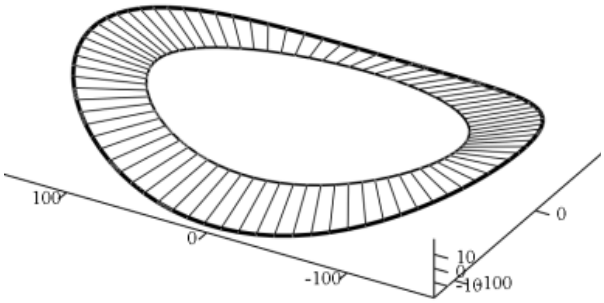


Рис. 3. Радиально-вантовая сеть
с гибким внутренним контуром

На рис. 4 показана вантовая сеть, закрепленная к контурным тросам-подборам. Вантовые координаты узлов, находящихся на тросах-подборах, заданы. Начальные усилия в вантах сети приняты

равными между собой. Ванты сети в точках соприкосновения скользят одна по другой. К результатам расчета, представленным на рисунке, придраться невозможно.

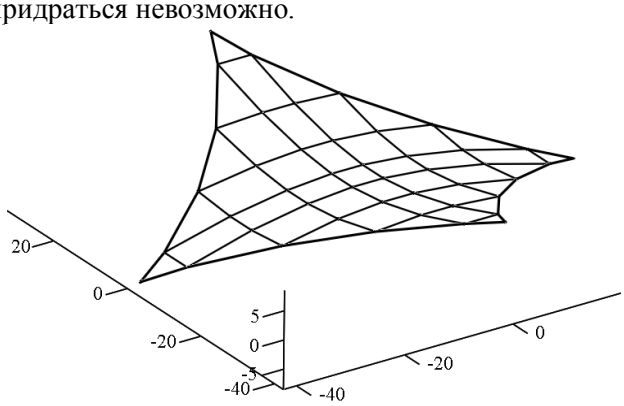


Рис. 4. Вантовая сеть, закрепленная на тросах-подборах

Предложенный метод поиска исходной формы сети имеет больше возможностей и более гибок по сравнению с методом погонных натяжений. Его недостатком является то, что он требует решения системы нелинейных алгебраических уравнений, в то время как в методе погонных натяжений система решаемых уравнений – линейна. Метод пригоден и для расчета пространственных систем на статические нагрузки и температуру. При его реализации используется идея метода конечных элементов, в котором соединения моделируются узловыми вставками с проушинами по рис. 2. Такие узловые соединения не характерны для обычного метода конечных элементов. Особенность их в том, что в качестве конечных элементов принимаются участки вант, находящиеся между узловыми вставками, сквозь проушины которых материал может перетекать от одного конечного элемента к другому. Для степеней свободы, соответствующих проскальзыванию, получаются необычные формулы.

Опыт показал, что наиболее удобно использовать смешанный метод, в котором в качестве основных неизвестных принимаются пространственные координаты узловых вставок и усилия в вантах. Систему нелинейных уравнений целесообразно решать шаговым методом. В большинстве случаев этот метод демонстрирует хорошую сходимость. Для достижения точности в четыре значащих цифры достаточно проделать 3 – 4 шага нагружения и один шаг уточнения.

Литература

1. Отто Ф. Висячие покрытия их формы и конструкции. – М.: Госстройиздат, 1960. – 179 с.
2. Гордєєв В. М. До розрахунку сіток. Прикладна механіка, том 9, №5, 1963.– сс. 570–572.
3. Linkwitz K., Scheck H.-J., Einige Bemerkungen zur Berechnung von vorgespannten Seilnetzkonstruktionen, Ing. Arch. v. 40, 1971. – pp. 145–158.
4. Scheck H.-J. The force density method for form-finding and computation of general networks. Comput Methods Appl Mech Eng, v. 3 1974. – pp. 115–134.
5. Gordeiev V., Shymanovska M. Analysis of spatial nets allowing for slippery ropes // Proceedings of the International Symposium on Shell and Spatial Structures, Bucharest. – 2005. – v. 1. – pp. 161–168.
6. Гордеев В. Н., Шимановская М. А. Статика нелинейно-деформируемых вантовых систем с проскальзывающими гибкими нитями. Прикладная механика, том 42, №5, 2006. – сс. 79–87.
7. Гордеев В. Н., Шимановская М. А. Использование концепции проскальзывания вант для определения начальной формы вантовой сети. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.Н.Шимановського, вип. 12, Київ, "Сталь", 2013. – сс. 43 – 57.

SOME REGULARITIES OF SEASONAL TRANSFORMATIONS OF STRESS FIELDS IN STRUCTURES OF LAYERED PAVEMENTS UNDER ACTION OF TRANSPORT LOADS

***Gulyayev V.I.*[1], *Gaidaichuk V.V.*[2], *Mozgoviy V.V.*[1], *Zaets Yu.O.*[1], *Shevchuk L.V.*[1]**

[1] National Transport University, Kyiv, Ukraine

[2] Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv, Ukraine

Currently, the intensity of the vehicular traffic enlarged essentially and the share of heavy-duty transport facilities with increased numbers of axles and boosted pressure in pneumatics rose noticeably. Therefore, the questions of investigation of the parameter and character of loads produced by modern transport facilities, acting on the pavement coating, assume great significance. In this connection, the necessity to elaborate, leaning upon the designing rules and results of full-size inspections, the classification of computational schemes of the road pavement structures functioning arose. For this reason, the mathematic models and computational methods, taking into account the modern characteristics of transport loads and thermo-mechanical properties of the road materials, should be elaborated with the aim to bring about the practical measures for upgrading of the pavement coating strength.

In the general case, the following mechanisms of origination and growth of the cracks in the asphalt-concrete can be separated [1]

- initiation of the cracks in the lower zones of the asphalt coating at the stage of their packing during laying, caused by nonobservance of technology regulations;
- high thermo-elastic stresses due to large gradients of the temperature fields and presence of additional structural restrictions (constraints), inhibiting free thermal deformation of the pavement fragments;
- freezing of the water particles in the micro-cracks in the winter time, causing their wedging, widening and growing;
- initiation of the tensile stresses caused by the action of transport loads in the upper layers of the coating which is associated with the property of asphalt-concrete to resist poorly to these stresses;
- origination of shear stresses in the upper layers of the pavement coating, also associated with their poor resistance to this kind of stresses.

However, in the scientific-technical literature, the attention to one further mechanical aspect, enabling to give more comprehensive

explanation of the intensive destruction of a pavement under action of transport loads during the winter season can be found. For understanding this phenomenon, we call the attention to the at first glance paradoxical effect. In 1933, I.M. Rabinovich [2] formulated an assertion that if to enlarge the elasticity module of one of a statically indeterminate firm rod, then, under condition of invariability of all other parameters of the system, the axial force (and stresses) will enlarge in this rod. Hence, from this it follows that in this case all other (more compliant) rods yield to the external action, relieve themselves of the loads and redistribute them to the more stiff rod. Subsequently, A.V. Perelmuter [3], applying the sensitivity theory, extended this assertion for the statically indeterminate elastic systems of the more general kind.

The directly relevant relation to the considered effect is connected with the solution of the problem on stressed states of an infinitely long beam on elastic foundation under action of a concentrated vertical force P. This system is also statically indeterminate and its solution is obtained through the additional taking into account the condition of displacement compatibility of the beam and foundation. Assume that E is the beam material elasticity module, I is the inertia moment of its cross section, and k is the elasticity coefficient of the foundation. Then, the bending moment in the beam cross-section, containing the P force, equals $M = P\sqrt[4]{4EI/k}\,/4$.

It follows from this formula, that the M moment and the stresses in the beam under the P force grow with the E growth under other invariable properties of the system.

The model of the layered pavement deformation under action of transport loads has some similarity with the considered model of the beam on elastic foundation. Indeed, the pavement coating represents a four-layer beam, lying on soil massif. If to take into consideration, that the asphalt-concrete elasticity modules are two orders of values than the soil modules, then, the structure coating can be represented as a layered plate, lying on elastic foundation.

To substantiate this statement consider the 3D model of the road coating, 7.5 m in width [4], consisting of four layers. Two upper layers are constructed of fine grained and coarse-grained asphalt-concretes $h_1 = 0.05$ m and $h_2 = 0.1$ m in thickness and possessing elasticity modules $E_1 = 5 \cdot 10^9$ Pa and $E_2 = 1.4 \cdot 10^9$ Pa under temperature $T = 20°\text{C}$ in the summer time. In the lower layers, performed from breakstone and sand

with widths 0.2 m, these parameters values are $E_3 = 0.4 \cdot 10^9$ Pa and $E_4 = 0.1 \cdot 10^9$ Pa. The elasticity module of soil is also $E_5 = 0.1 \cdot 10^9$ Pa.

Under action of transport loads, the stress-strain fields are formed in the road massif. They were determined with the use of the finite element method. The calculation results demonstrate that two upper asphalt-concrete layers work as a plate on elastic foundation and in the second layer, the zone of positive (tensile) stresses σ_x with maximal values $\sigma_x^{\max} = 813$ kPa was generated.

Thereupon, it was assumed that in the two upper layers, the thermo-rheologic changes proceeded due to the seasonal changes of temperature T in the winter time and their elasticity modules attained the values $E_1 = 25 \cdot 10^9$ Pa, $E_1 = 8 \cdot 10^9$ Pa under condition $T = -20°\text{C}$, while they remained unchanged in the breakstone, sand and soil. The calculations performed with value conservation of all other parameters demonstrated that the tensile stresses preserved in the same zones but obtained the maximal value $\sigma_x^{\max} = 3027$ kPa. The carried out analysis assists to justify one further mechanism of more intensive destruction of the asphalt-concrete coatings in the winter season.

The possibility of these stresses lowering in the asphalt-concrete by way of enlargement of bending stiffness of the breakstone and sand layers through increase of their thicknesses to the values $h_3 = h_4 = 0.25$ m was also considered. This measure gave essential lowering of the tensile stresses in the asphalt-concrete layers.

Conclusions

1. It is established by the finite element method that the seasonal thermo-rheologic enlargement of the asphalt-concrete elasticity module in the winter time can culminate to essential redistribution of the stress fields in these layers under action of transport loads and is accompanied by substantial growth of tensile stresses in the low asphalt-concrete layer. This factor can be one of the main additional mechanisms of the more intensive destruction of the road coating in the winter season.
2. It is shown that reduction of the level of the additional tensile farces in the asphalt-concrete coating layers can be achieved either through the transport load decrease in the winter time by controlled lessening of the transport vehicle payload capacity or by means of enlargement of the thicknesses of the breakstone and sand sublayers.

Literature

1. Litton R.L., Tsai F.L., Lee S.I., Luo R., Hu S., Zhou F. «Models for Predicting Reflection Cracking of Hot-Mix Asphalt Overlays» Research Report 669, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, Texas, 2010. P.61.
2. Рабинович И.М. К теории статически неопределимых ферм. – М.: Трансжелдориздат, 1933 – 120 с.
3. Перельмутер А.В. О влиянии изменения жестокостей на перераспределение усилий в статически неопределимой системе // Строительная механика и расчет сооружений, 1974, № 5. – С. 64-67.
4. Гуляєв В.І., Гайдайчук В.В., Мозговий В.В., Заєць Ю.О., Шевчук Л.В. Дослідження термонапруженого стану конструкцій дорожнього одягу // Промислове будівництво та інженерні споруди, 2017, №1. – С. 6-12.

ДЕЯКІ ЗАДАЧІ БУДІВЕЛЬНОЇ МЕХАНІКИ ПРУЖНИХ ОБ'ЄКТІВ З РУХОМИМ ІНЕРЦІЙНИМ НАВАНТАЖЕННЯМ ТА ЇХ ДОСЛІДЖЕННЯ. ДО 170 РІЧЧЯ ВИНИКНЕННЯ ПРОБЛЕМИ ДІЇ РУХОМОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Дем'яненко А.Г.

Дніпропетровський державний аграрно–економічний університет, м.Дніпро,Україна

У травні 2017 року виповнилося 170 років зі дня виникнення проблеми динамічної дії рухомого навантаження на пружні конструкції і споруди пов'язане з руйнуванням Честерського мосту в Англії у 1847 році [11]. У динамічному XX-XXI сторіччі суттєве збільшення мас і швидкостей руху ставить перед інженерами нові задачі, викликає появу нових підходів у механічному та математичному моделюванні, нових і удосконалення старих методів їх дослідження, які дозволяють більш повно виявити усі кількісні та якісні особливості кінематичних та динамічних характеристик процесу руху таких систем.

Спочатку перед інженерної наукою постало питання, наскільки результати дії рухомого навантаження на пружні конструкції відрізняються від дії такого ж за інтенсивністю статичного. Згодом інтерес до цієї проблеми з чисто прикладної перемістився в область фізико-математичну - вибору і побудови адекватних механічних і відповідних їм математичних моделей, які б найбільш повно враховували і відображали усі реальні фактори, що впливають на динаміку механічної системи - конструкція - рухоме навантаження.

Відомо [3,5,11], що найбільш складною є механічна та відповідна математична модель, де враховані сили інерції як самої конструкції так і рухомого навантаження. Виникаючі при цьому математичні моделі та їх дослідження в свою чергу призводять до розробки нових, уточнення і модернізації існуючих математичних методів, їх обгрунтування, коректності та меж застосування [1-4,8,9].

До математичних моделей задач динаміки пружних систем з рухомим інерційним навантаженням, приходимо також в задачах динаміки об'єктів змінної довжини, пружних тіл, що рухаються у поздовжньому напрямку, в механічних системах з неголономними в'язями та інших [1-3,5].

Основними особливостями математичних моделей, які описують динаміку пружних об'єктів за дії рухомих інерційних навантажень, є: по-перше, наявність в математичній моделі у тому чи іншому вигляді інерційного оператора

$$L(w) = -\frac{q_0 + q_1}{g}\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - 2\frac{q_1 v}{g}\frac{\partial^2 w}{\partial t \partial x} - \frac{q_1 v^2}{g}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2},$$

який визначає силовий вплив рухомого інерційного навантаження на пружний об'єкт.

Другою особливістю є той факт, що цей вплив залежить, як від інтенсивності q_1 (x) і швидкості руху v потоку навантаження, так і від деформації пружного об'єкта w (x, y, t), причому, чітко простежується залежність силового впливу від прискорення деформації w_{tt} (x, y, t), швидкості кутової деформації w_{tx} (x, y, t) і зміни кривини поверхні об'єкта w_{xx} (x, y, t), тобто рухоме інерційне навантаження носить слідкуючий характер.

Третьою особливістю є наявність у математичній моделі непарної за часом змішаної похідної, яка обумовлена прискоренням Коріоліса рухомого навантаження і створює певні труднощі при побудові розв’язку, не дозволяючи відокремити змінні x і t по класичній схемі Фур'є в дійсній області шуканих функцій. Відомо, що для дослідження задач динаміки будівельної механіки пружних систем з рухомою інерційним навантаженням найбільш часто застосовують наступні математичні методи: 1. Метод Шаленкампа. 2. Метод Інгліса-Болотіна. 3. Метод А. П. Філіппова і С.С. Кохманюка. 4. Метод двохвильового подання коливань. 5. Метод інтегральних перетворень Лапласа і Фур'є. 6. Метод кінцевих елементів.

В роботі наведено короткий огляд та аналіз праць присвячених дослідженню математичних моделей задач будівельної механіки пружних об’єктів з рухомим інерційним навантаженням і задач, які зводяться до таких моделей та досліджуються на основі некласичного методу відокремлення змінних [1-3,5]. Наведено історію виникнення і розвитку некласичного методу відокремлення змінних, зроблено акцент на деяких аналогіях математичних моделей задач динаміки пружних систем з рухомим інерційним навантаженням та пружних об’єктів змінної довжини, що в свою чергу обумовлює аналогії в їх поведінці.

Однією з перших відомих публікацій по застосуванню модифікованого методу відокремлення змінних до цієї проблеми була праця H. Steuding [12], в якій розглянуто згинні коливання балки під дією рухомих інерційних навантажень. Другою була робота G. W.

Housner [13], де загальний розв'язок диференціального рівняння з частинними похідними являє лінійну комбінацію часткових розв'язків, які містять симетричні та антисиметричні, зсунуті по фазі на 90^0, форми коливань.

Власне цими роботами було започатковано некласичний метод відокремлення змінних в задачах динаміки пружних систем за дії рухомого інерційного навантаження, фізична інтерпретація якого вперше наведена професором Горошко О.О. [1].

Загальний розв'язок диференціального рівняння руху подається у вигляді суми двох рядів, один з яких являє собою класичну частину розв'язку, а другий ту частину, яка обумовлена наявністю змішаної непарної за часом похідної, обумовленої інерційністю рухомого навантаження або зміною довжини чи інших параметрів системи і не виявляється при традиційному застосуванні прямих методів математичної фізики. Форми першої групи [1-3].названі власними формами, а форми другої групи – супровідними формами коливань пружної системи. Супровідні коливання обумовлені і нетривіальні лише при наявності рухомого інерційного навантаження, змінної довжини і таке інше.

Двохвильове подання коливань, запропоноване і розвинене в працях [1-7,10,12,13], стимулювало розвиток досліджень якісної теорії диференціальних рівнянь в плані узагальнення методу Фур'є в роботах Каленюка П.І. та його учнів [8,9].Сьогодні більш повному та детальному дослідженню задач динаміки наведених систем некласичним методом відокремлення змінних методом двохвильового подання коливань, сприяють сучасні інформаційні технології, чого бракувало у часи H. Steuding, G.W. Housner, Я.Г. Пановко, И.И. Гольденблата А.П.Філіпова, Е.Г.Голоскокова. В роботі наведено дослідження коливань пружнх об'єктів за дії рухомого інерційного навантаження та деякі аналогії в задачах динаміки та статики таких систем. Дослідження відповідних математичних моделей виконано на основі методу двохвильового подання коливань. Виявлені деякі нові якісні особливості руху пружних об'єктів у полі сил інерції рухомого навантаження та інших об'єктів в рамках певних аналогій, які бажано прийняти до уваги в практичних умовах експлуатації.

Література

[1] Горошко О. А. Собственные и сопровождающие колебания в системе с подвижными инерционными нагрузками / О. А. Горошко // Труды V

Международной конференции по нелинейным колебаниям: 1970 г. – Киев : - с. 215-219.
[2] Горошко О.А. Введение в механику деформируемых одномерных тел переменной длины / О.А. Горошко, Г.Н. Савин. - К: Наукова думка, 1973. - 224 с.
[3] Горошко О. О., Дем'яненко А. Г., Киба С. П. Двохвильові процеси в механичних системах. – К.: Либідь, 1991, - 188с
[4] Гольденблат И.И. Современные проблемы колебаний и устойчивости инженерных сооружений. М., 1947,. 136 с.
[5] Демьяненко А.Г., Клюшник Д.В. К проблеме динамики упругих систем в поле сил инерции подвижных нагрузок и систем, приводящихся к этой моделе. Theoretical Foundation of Civil Engineering. Warsaw. V.5, 1997, с. 53-56.
[6] Демьяненко А.Г., Евстратенко Д.А. Метод двухволнового представления колебаний и его развитие в задачах строительной механики упругих конструкций с подвижной инерционной нагрузкой // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПГАСА,2010.- № 6.С.43-50.
[7] Дем'яненко А.Г. Деякі особливості математичних моделей задач динаміки пружних об'єктів з рухомим інерційним навантаженням та їх дослідження на основі некласичного методу відокремлення змінних.Збірник матеріалів 12 відкритої конференці ІМФН. Львів, 2016.с.68-69
[8] Каленюк П.І.,Скоробогатько В.Я. Якісні методи теорії диференціальних рівнянь. К., 1977, 122 с.
[9] Каленюк П.І.,Нитребич З.М. Узагальнена схема відокремлення змінних. Диференціально-символьний метод.- Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2002.- 292с.
[10] Демьяненко А. Г., Киба С. П. Узагальнення методу розділення змінних та деякі його застосування в механіці. – К.:1991. – 120с.
[11] Пановко Е.Г. Исторический очерк развития теории динамического днйствия подвижной нагрузки // Тр. Ленингр. КВВИА, 1946, вып.17, с.54-69.
[12] Steuding H. Die Schwingung von Tragern bei bewegten Lasten. Jng. Acch. 1934, - p.275- 305.
[13] Housner G. W. Bending Vibrations of a Pipe Line Containing Flowing Fluid. Journal of Applied Mechanics. Trans ASME, vol.19 №2, 1952, - p.205-209.

К ОЦЕНКЕ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО РАЗРУШЕНИЯ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

Дехтярь А.С
Национальный транспортный университет, Киев, Украина

За полвека, прошедшие после аварии Ronan Point, были проведены многочисленные исследования, было опубликовано много статей и обзоров нового для строительных конструкций явления, названного «прогрессирующее разрушение». В настоящее время имеются методические указания, рекомендации и нормы проектирования, направленные на предотвращение этого явления. Вначале они появились для панельных домов, впоследствии - для зданий из монолитного железобетона.

Каждый, кто собирается подготовить подобные рекомендации, должен прежде всего быть готов ответить на такие вопросы по отношению к построенным или проектируемым зданиям:

- произойдет ли прогрессирующее разрушение при удалении того или иного несущего элемента конструкции?
- каково направление прогрессирующего разрушения (восходящее, нисходящее или оба, как в Ronan Point)?
- каков ожидаемый объем разрушенной части здания?

Самое явление разрушения – прогрессирующего или иного – по своему содержанию гораздо более ориентировано на расчеты методами теории предельного равновесия, чем любая другая задача строительной механики иди строительных конструкций. Следовало бы ожидать, что именно эти методы должны были быть положены в основу упомянутых выше рекомендаций и норм. Между тем, почти все рекомендации отсылают исследователя и проектировщика к методу конечных элементов, к популярным комплексами SCAD, Лира и STARK-ES.

Исключение составляют рекомендации [1,2], где для оценки возможного прогрессирующего разрушения применен кинематический метод теории предельного равновесия. В этих работах, как и следовало, рассмотрено несколько возможных механизмов исчерпания несущей способности конструкций монолитного здания при удалении без взрыва или удара одного из вертикальных несущих элементов. Не все предложенные механизмы являются кинематически допустимыми, два из четырех фактически совпадают. Главная уязвимость предложенных [1,2] форм исчерпания

несущей способности конструкций состоит в том, что в них использованы пластические сдвиги, вообще не характерные для железобетонных конструкций в состоянии предельного равновесия.

Ниже для оценки возможного прогрессирующего разрушения монолитных зданий при удалении одного из несущих элементов также использован кинематический метод теории предельного равновесия, при этом пластические сдвиги не привлекаются. Важным элементом, который объединяет работы [1,2] и задачи, представленные ниже, являются растянутая колонна, расположенная над удаленной.

Описаны три задачи – об удалении средней колонны в регулярной сетке колонн, об удалении угловой колонны и о разрушении плиты междуэтажного перекрытия.

В первой задаче сравниваются две формы исчерпания несущей способности. Если колонна, располагающаяся над удаленной, не разрушается от растяжения, для пластины на регулярных точечных опорах имеется готовая оценка [3], представленная в замкнутой форме. Если же верхняя колонна разрушается, получаем пластину с удвоенными пролетами, и к изгибной работе в линейных шарнирах пластины добавляем работу предельного усилия растяжения в колонне.

Из двух форм разрушения выбираем ту, которой отвечает меньшая величина предельной нагрузки.

Ответ на вопрос о разрушении – неразрушении получаем, сравнив окончательную оценку несущей способности с фактической нагрузкой, она считается известной. Если разрушение происходит, то имеем именно восходящее разрушение. Объем разрушающейся части здания определяется регулярностью конструкций. Приведены примеры.

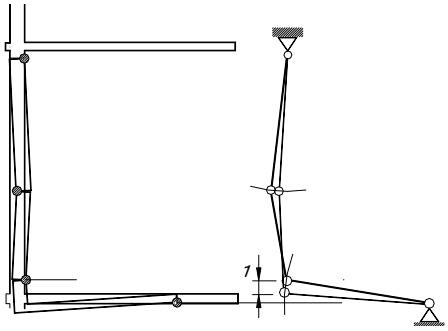


Рис.1

Во второй задаче удалена угловая колонна, и в плите образуется диагональная линия текучести. Здесь есть три возможных механизма разрушения. В первом верхняя колонна не разрушается, второй и третий варианты связаны с ее разрушением. Кроме возможного пластического удлинения колонны (как в первой задаче выше) возможно также ее изгибное разрушение (рис.1) с образованием в ней трех пластических шарниров. Места их образования определяются из условия минимума предельной нагрузки. На этом рисунке представлена также кинематическая модель такого трехзвенного механизма.

Представлены примеры вычислений, в них прослеживается достаточно острая конкуренция второго и третьего механизма.

Окончательный вывод во второй задаче, как и в первой, состоит в том, что для выбранных размеров, армирования и прочностных свойств материалов несущая способность растянутой колонны оказывается достаточной. Колонна способна удерживать угол плиты, лишенной опоры, и прогрессирующее разрушение не происходит.

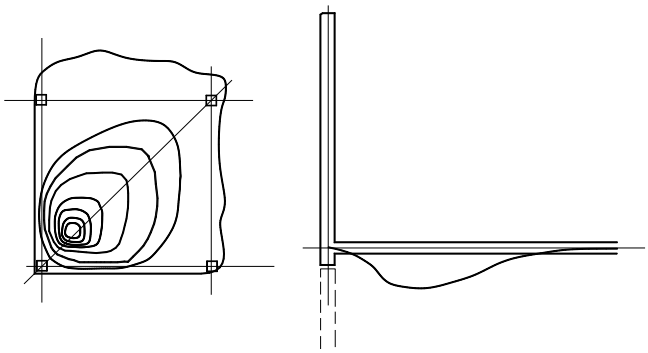


Рис.2

Для контроля решения второй задачи были построены соответствующие трехмерные модели, они были исследованы методом конечных элементов. На рис.2 показаны линии уровня и диагональный профиль поля прогибов плиты перекрытия после удаления нижней колонны. Результаты совершенно определенно показывают, что в рассматриваемом примере растянутая колонна является достаточной опорой для лишенного поддержки снизу угла панели перекрытия.

В третьей задаче происходит разрушение плиты междуэтажного перекрытия. Опирание разрушенных частей на плиту

нижнего уровня может привести к ее обрушению, это зависит от точек опирания. На простейшей стоечно-балочной модели показано, как именно возможное разрушение ригеля зависит от двух параметров – от резерва несущей способности нижнего ригеля по изгибающему моменту и от высоты этажа. Окончательный результат представлен в замкнутой форме, устанавливающей связь между этими параметрами. Приведены примеры.

Литература

1. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего разрушения.— М.: 2005
2. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего разрушения.— М.: 2005
3. Дехтярь А.С. Плиты на регулярно расположенных точечных опорах // Строительная механика и расчет сооружений, 2016, №1 (264).— С. 26- 30

ОСНОВНЫЕ РЕЖИМЫ РАБОТЫ НЕСУЩИХ СИСТЕМ И СООТВЕТСТВУЮЩИЕ ИМ РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ

Кабанцев О. В.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва.

Традиционный подход к расчетному анализу несущих систем зданий и сооружений базируется на ряде существенных упрощений - принимаются неизменными основные параметры расчетной модели: набор элементов модели, их геометрические и жесткостные характеристики, связи модели с внешней средой и параметры каждого связевого элемента. Нагрузки на модель также принимаются неизменными. Более того – в рамках концепции «суперпозиции» нагрузки, сгруппированные в загружения, действуют независимо на исходную (недеформированную!) расчетную схему.

Однако, несущие системы в рамках жизненного цикла здания реализуют несколько режимов своей работы – режим создания (генерации) несущей системы, режимы основного эксплуатационного периода, особые случаи эксплуатационного режима (сейсмические воздействия, карст, обводнение грунтов и др.), режим реконструкции, режим демонтажа несущей системы.

Очевидно, что расчетный анализ несущей системы в рамках полного жизненного цикла здания, либо в рамках некоторой его части должен учитывать тот факт, что несущая система здания и соответствующая ей расчетная схема существуют в нескольких своих состояниях – от фундаментных конструкций на начальном этапе создания до полного ансамбля конструкций несущей системы (в режиме возведения). А далее – при неизменной общей схеме несущей системы – несколько вариантов расчетных моделей, каждая из которых определяется изменением ключевых параметров: модель внешних связей, модель воздействия, физические соотношения, описывающие напряженно деформированное состояние. При этом любой вариант расчетной схемы не является независимым, более того – каждый последующий вариант является наследником НДС несущей системы, сформировавшегося на предыдущем этапе.

Важнейшим фактором, обеспечивающим корректность результатов расчетного анализа в рамках жизненного цикла несущей системы, является учет перехода расчетной модели из одного состояния в другое, что требует выполнения многоэтапного расчета с

анализом на каждом этапе одного из вариантов состояния модели с учетом наследования НДС от этапа к этапу.

Опыт расчетного анализа несущих систем зданий и сооружений с нерегулярной схемой несущих конструкций показывает, что результаты, полученные в рамках традиционных расчетных технологий, имеют существенные отличия (вплоть до изменения знака усилий) от результатов многоэтапного расчета с наследованием НДС.

Исследования НДС несущих систем в условиях особого режима эксплуатационного периода (карст, обводнение грунтов и др.) показывают, что традиционная расчетная технология принципиально не позволяет получить сколько-нибудь корректные результаты. Реальное состояние несущей системы в указанных условиях формируется на этапе, отстоящем во времени как от времени возведения, таки и от момента формирования деформированного состояния при действии основного сочетания нагрузок. Фактор различного времени формирования воздействий должен быть учтен при расчетном анализе несущей системы.

Таким образом, для расчетного анализа зданий и сооружений в рамках жизненного цикла необходимо использовать расчетные технологии, позволяющие выполнять многоэтапный расчет с изменением модели несущей системы от этапа к этапу и поэтапным наследованием НДС модели.

ОПЫТ ОБУЧЕНИЯ ПРИМЕНЕНИЮ ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ ПРИ РАСЧЕТАХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Кабанцев О. В.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет), Москва.

Практика обучения как студентов строительного университета, так и дипломированных инженеров с целью формирования профессиональных знаний и навыков в области расчетного обоснования проектирования несущих систем зданий и сооружений показывает, что традиционные методы обучения не всегда обеспечивают достижение качественного результата.

Сложившаяся практика преподавания основана на двух подходах. Первый подход основан на изучении разделов строительной механики с использованием матричных технологий метода перемещений, что представляется, несомненно, важным аспектом, определяющим базовый уровень знаний. Второй подход представляет собой обучение работе на определенном вычислительном комплексе с акцентом на освоении интерфейса (т.е. «кнопок» управления ввода исходных данных и вывода результатов расчета).

Однако, опыт обучения, накопленный в течение полутора десятков лет, показывает, что традиционные образовательные подходы далеко не всегда позволяют сформировать правильное понимание как методов расчета численными методами, так и оценки результатов таких расчетов.

Оценка уровня квалификации обучающихся показывает, что наилучшие результаты достигаются, когда в основу обучения положено следующее:

- Анализ формирования и результаты расчета простых расчетных моделей с использованием различных типов конечных элементов (КЭ), реализующих отличающиеся системы аппроксимирующих уравнений – стрежни ферменные и рамные, модели стержней Бернули и Тимошенко, пластины Кирхгофа и Рейснера. Этот этап позволяет прийти к пониманию того, что использование в модели внешне похожих КЭ приводит к существенно различным результатам расчета, а из этого, в свою очередь, следует вывод необходимости изучения математического обоснования самих конечных элементов. Важным следствием изучения этапа

является подведение к пониманию возможности стыковки КЭ различного типа.

- Анализ модели внешних связей и влияния параметров связей на НДС расчетной схемы. Необходимость такого этапа обусловлена тем, что в рамках базовых курсов строительной механики и теории упругости аспектам модели внешних связей уделяется крайне незначительное внимание, а при проектировании реальных объектов параметры внешних связей зачастую определяют возможность реализации того или иного конструктивного решения.
- Рассмотрение различных методов геометрического моделирования несущих систем (бесконечно жесткие вставки, абсолютно твердые тела и т.п.) на основе анализа НДС расчетной модели, полученного по результатам расчета. Этот этап позволяет сформировать подход к геометрическому моделированию, который основан не на внешнем сходстве модели и конструкции, но на физическом подобии модели и объекта моделирования.
- Методы формирования модели нагрузок, включая статические силовые и деформационные воздействия, динамические нагрузки, а также методы сочетания нагрузок.

При обучении целесообразно использовать наиболее простые модели, состоящие из ограниченного числа КЭ, что позволяет получить «чистый» результат расчета.

Таким образом, опыт обучения применению численных методов при расчетах конструкций показывает, что действительное понимание конечноэлементных технологий расчета и моделирования может быть достигнуто не на основе знаний интерфейса вычислительного комплекса, но на понимании физической сущности как отдельных КЭ, так и моделей внешних и внутренних связей, модели нагрузок, приемов геометрического моделирования.

MODELING CREEP OF CONCRETE WITH VARIOUS REGIMES OF LOADING AND HEATING

Klovanich S.
Faculty of Geodesy, Geospatial and Civil Engineering, University of Warmia and Mazury in Olsztyn,

Abstract

This paper presents analytical dependences for the description of compliance deformations of creep of heating concrete. In the base of these dependences are the standard nonlinear theory of creep of concrete at a normal temperature and the time shift principle. For the description of creep by various modes of loading and heating the principle of superposition is used. Recurrent dependences for numerical definition of deformations of creep for a variable loading and temperatures, are received. All stages of creation of model are confirmed by existing experimental data. Calculation examples are given.

1. Introduction.

The base of the theory of creep of concrete is the analytical expression of creep's deformations at timepoint t by the constant compression (simple creep), loaded at time τ

$$\varepsilon_c(t) = C(t,\tau)\cdot\sigma(\tau). \qquad (1)$$

Here $C(t,\tau)$- so-called, basic creep compliance function at $\sigma(\tau) = const = 1$. This function are usually represented in a form [1]

$$C(t,\tau) = f_n(\sigma)\cdot\theta(\tau)\cdot f(t-\tau) \qquad (2)$$

where $f(t-\tau)$ - duration function of loading; $\theta(\tau)$- limit creep compliance function; $f_n(\sigma) = f_n(t)$ - nonlinearity function.

According to [6]

$$f(t-\tau) = 1 - ke^{-\gamma(t-\tau)} - (1-k)e^{-b(t-\tau)};\ \theta(\tau) = C(\infty,28)\Omega(\tau). \qquad (3)$$

In these formulas $C(\infty,28)$- limit creep compliance function of concrete (standard), loaded at the age of 28 days in 1/MPa, is determined by experimental data; $\Omega(\tau)$ - age function of concrete.

Expression (2) allows division of variables and can be written down so [2,7]

$$C(t,\tau)=\sum_{i=1}^{3} H_i(\tau)\cdot G_i(t), \qquad (4)$$

where

$H_1(\tau)=\theta(\tau);\quad H_2(\tau)=-k\cdot\theta(\tau)\cdot e^{\gamma\tau};\quad H_3(\tau)=-(1-k)\cdot\theta(\tau)\cdot e^{b\tau};$

$G_1(t)=f_n(t);\quad G_2(t)=f_n(t)\cdot e^{-\gamma t};\quad G_3(t)=f_n(t)\cdot e^{-bt}$. Then, taking into account (4), expression (1) will become equal

$$\varepsilon_c(t)=\left[\sum_{i=1}^{3} H_i(\tau)\cdot G_i(t)\right]\cdot\sigma(\tau)=\sum_{i=1}^{3}\varepsilon_c^i(t) \qquad (5)$$

2. Creep of concrete at elevated temperatures.

For the description of simple creep of concrete, which is heated to temperature $T>20,^{o}C$ ($\hat{t}=T/20>1$), let's use expressions (1)-(4) also.

However, it is known, that heating intensifies process of concrete's creep.

The increase of deformations of creep can be considered with the help of the time shift principle or time-temperature superposition [3]. Time t is counted in a conditional scale, so-called "reduced time" t^*. For calculation of the "reduced time" following expression is used [5]

$$t^*=\int_t F(\hat{t},t)dt=\int_t F_1(\hat{t})\cdot F_2(t)dt, \qquad (6)$$

where $F(\hat{t},t)=F_1(\hat{t})\cdot F_2(t)$ - so-called, shift function.

Function $F_1(\hat{t})$ characterizes parallel shift of curves of creep of heated concrete relative to a curve at a normal temperature in logarithmic coordinates. Function $F_2(t)$ considers mutual turn of curves in the same coordinates.

3. Creep of concrete at variable stresses and temperatures.

We consider, that during deformation changes both stress and temperature of heating. In this case, using the principle of superposition and the rule of differentiation of complex function, we will write down

$\varepsilon_c(t)=\sum_{i=1}^{3}\varepsilon_c^i(t)=\sum_{i=1}^{3}G_i(t)\cdot\left[\int_0^t H_i(\tau)\cdot d\sigma+\sigma(t)\cdot\int_0^t dH_i(\tau)\right]$, or for each i component

$$\varepsilon_c^i(t)=G_i(t)\cdot\left[\int_0^t H_i(\tau)\cdot d\sigma+\sigma(t)\cdot\int_0^t dH_i(\tau)\right]. \qquad (7)$$

Let's apply to (7) procedure of numerical integration for the rule of rectangles. For this purpose we will divide all time interval into parts. Will designate borders of these parts so $t_1, t_2, ..., t_{n-1}, t_n, t_{n+1}$. We consider, that the beginning of parts, coincides with time of the step of loading and (or) heating. Charts of functions of $\sigma(\tau)$ and $T(\tau)$ will replace with step lines, as shown in fig. 1. Numerical integration of expression (7) by the rule of rectangles on an interval $t_1 \div t_n$ gives the following expression

$$\varepsilon_c^i(t_n) = G_i(t_n) \cdot \sum_{k=1}^{n-1} [H_i(t_k) \cdot \Delta\sigma_k + \Delta H_i(t_k) \cdot \sigma_k]. \tag{8}$$

Similarly, for an interval $t_1 \div t_{n+1}$

$$\varepsilon_c^i(t_{n+1}) = G_i(t_{n+1}) \cdot \sum_{k=1}^{n} [H_i(t_k) \cdot \Delta\sigma_k + \Delta H_i(t_k) \cdot \sigma_k]. \tag{9}$$

Comparing (8) and (9), will receive a recurrent formula for definition of deformations of creep at a variable stresses and temperatures

$$\varepsilon_c^i(t_{n+1}) = \frac{G_i(t_{n+1})}{G_i(t_n)} \cdot \varepsilon_c^i(t_n) + G_i(t_{n+1}) \cdot [H_i(t_n) \cdot \Delta\sigma_n + \sigma_n \cdot \Delta H_i(t_n)]. \tag{10}$$

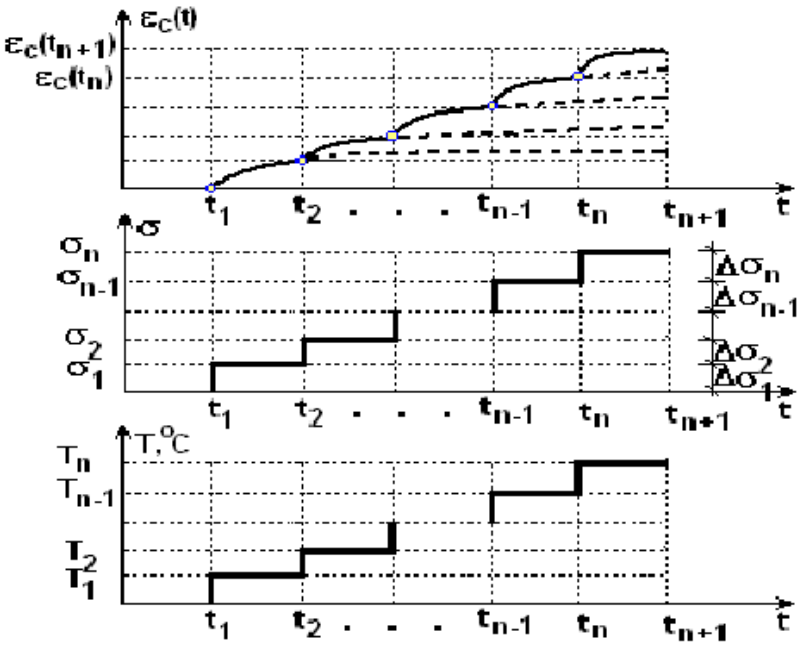


Figure 1: Creep of concrete at variable stresses and temperatures.

On fig. 2 is given the example of calculation of creep's deformations of concrete by stresses of $\Delta\sigma = \pm 20.8$ MPa at a normal temperature and comparison with of experimental results [1]. Initial data: R_b = 27.8 MPa, $C(\infty,28)$=0.00003 MPa-1, $\hat{t}$ =1 (T=20 oC).

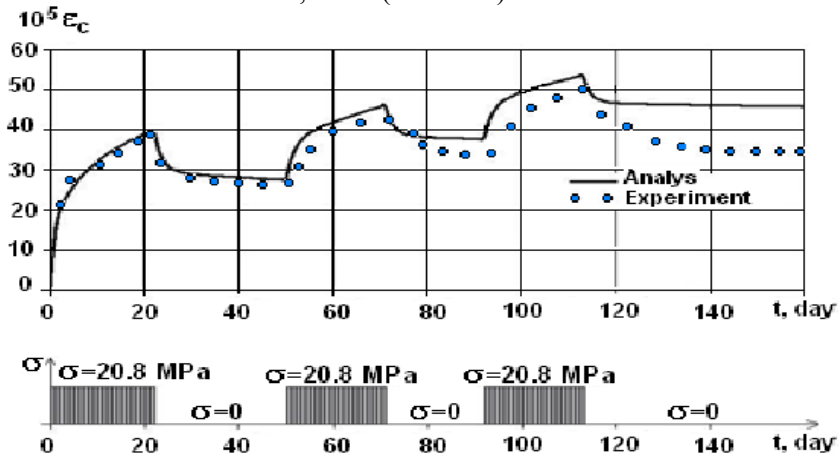


Figure 2: Creep at $\Delta\sigma = \pm 20.8$ MPa

On fig. 3 is given the example of calculation of creep's deformations of sealed concrete at variable temperatures and comparison with experimental data of work [4]. Results of calculation are received at the following characteristics of concrete: R_c = 27.8 MPa, m_o = 0, $\sigma = 1$ MPa, $C(\infty,28)$=0.000045 MPa^{-1}.

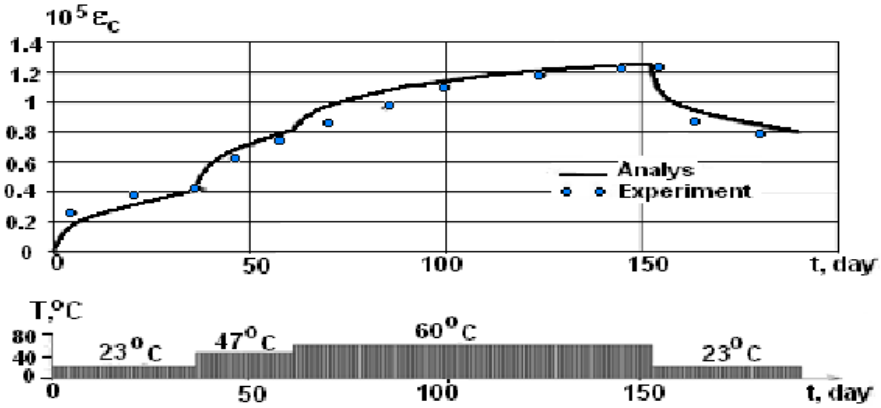


Figure 3: Creep of sealed concrete at variable temperatures.

On fig. 4 are shown the example of calculation of creep of sealed concrete at variable stresses and temperatures on a formula (10) and comparison to experimental data [4].

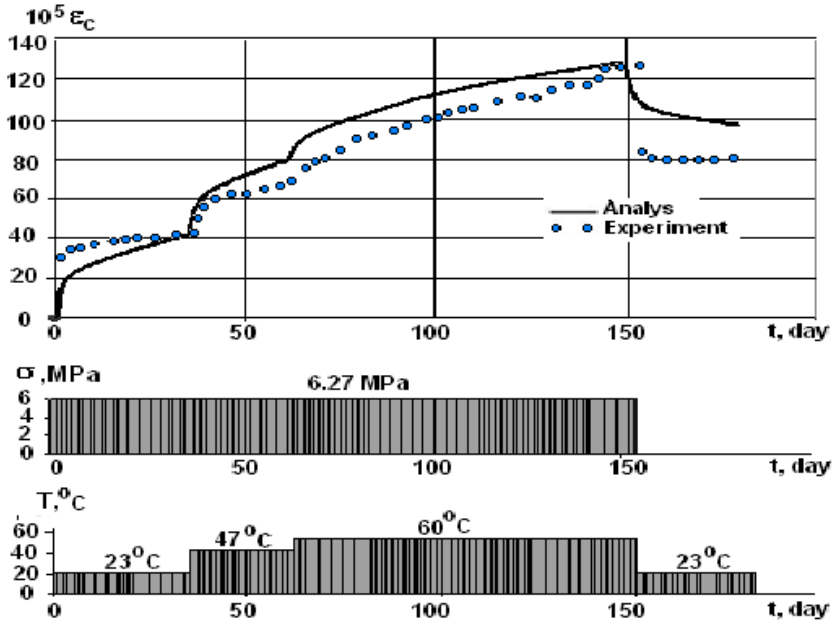


Figure 4: Creep of sealed concrete at variable temperatures and stresses

Regimes of the applying of loading and temperature are presented in the same figure. Results of calculation are received at the following characteristics of concrete: R_c = 42.2 MPa, $C(\infty,28)$=0.000065 MPa^{-1}. It is visible, that as a whole calculation and experimental data are coincide.

4. Conclusions.

On the basis of available experimental data are received analytical dependences for parameters of the nonlinear theory of creep at elevated temperatures. It is offered the simple step algorithm of calculation of deformations of creep at the complex modes of loading and heating, allowing to do without storage of all intermediate results, keeping them only on the previous step.

The given test calculations by comparison to experimental data confirm reliability of the offered analytical dependences.

References

[1] Alexandrovskii S.V. *Calculation of Concrete and Reinforced Concrete Structuress on the Changes of Temperature and Humidity, Taking Into Account the Creep*. Moskow, 1973. (in Russian)

[2] Bazant Z.P. Material models for structural creep analysis. *Mathematical Modelling of Creep and Shrinkage of Concrete.(RILEM Series)*, Chapter 2, Wiley, London, pp. 99-215, 1982.

[3] Dorn J.E., Tietz T.E. Creep and stress–repture investigation on some aluminium allay sheet metalls, *Proc. Americam Society for Testing Materials,* 49, pp. 107-112, 1949.

[4] Fahmi H.M., Polivka M., Bresler B. Effect of sustained and cyclic elevated temperature on creep of concrete, *Cem. And Concr. Res.,* 2, pp. 591-606, 1972.

[5] Karpenko N.I., Klovanych S.F. Thermocreep of concrete at various regimes of loading and heating, *Building Mechanics and Calculation of Structures*, 5, pp. 58-66, 1991. (in Russian)

[6] Prokopovich I.E., Zedgenidze V.A. *Applied Theory of Creep.* Moskow, 1980. (in Russian).

[7] Scordelis A.C. Computer models for nonlinear analysis of reinforced and prestressed concrete structures, *J. Prestr. Concr. Inst.,* 29(6), pp. 116-135, 1984.

ИССЛЕДОВАНИЕ КОЛЕБАНИЙ И ДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛАСТИН ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОДВИЖНЫХ НАГРУЗОК

Кожемякина И.Ф.
Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, г. Днепр, Украина

При действии подвижных нагрузок на элементы конструкций исследования проводятся в большинстве случаев в двух направлениях. Первое направление заключается в определении динамических коэффициентов, второе связано с исследованием критических скоростей и областей динамической неустойчивости сооружения. Критические скорости являются особыми значениями параметров дифференциальных уравнений колебаний элементов конструкций. В зависимости от постановки задачи критические скорости делятся на два типа: критические скорости, при которых имеет место резонанс, и критические скорости, выше которых колебания становятся неустойчивыми. Критические скорости первого типа являются изолированными, их можно избежать, увеличив скорость. Второй тип скоростей приводит к неустойчивости колебательного процесса.

Напряженно – деформированное состояние с высоким показателем изменяемости, характерное для элементов конструкций значительной толщины или при действии сосредоточенных нагрузок, наиболее точно описывается уравнениями теории упругости. Их решение связано с большими математическими трудностями. Существуют различные варианты уточненных моделей, для которых учитывается искривление первоначально нормального элемента. Распространен переход от трехмерной задачи теории упругости к двумерной путем разложения компонент напряженно–деформированного состояния по поперечной координате с помощью полиномов. Рассматривается аппроксимация перемещений в виде составляющих, каждое из которых имеет определенный геометрический смысл.

Представим перемещения в виде

$$u_x\left(x,y,z,t\right)=u_{0x}\left(x,y,t\right)-u_{1x}\left(x,y,z,t\right)+u_{2x}\left(x,y,z,t\right)=$$
$$=u_{0x}\left(x,y,t\right)-z\frac{\partial w}{\partial x}+f(z)\phi(x,y,t),$$
$$u_y\left(x,y,z,t\right)=u_{0y}\left(x,y,t\right)-u_{1y}\left(x,y,z,t\right)+u_{2y}\left(x,y,z,t\right)=$$
$$=u_{0y}\left(x,y,t\right)-z\frac{\partial w}{\partial y}+f(z)\psi\left(x,y,t\right),\qquad,$$
$$w(x,y,z,t)=w(x,y,t),$$

где $f(z)$ – функция, описывающая закон искривления поперечных волокон, такая, что $f(0)=0$, $\varphi(x,y,t)$, $\psi(x,y,t)$ – углы поворота поперечных волокон у срединной плоскости. Перемещения $u_{1x}(x,y,z,t)$ и $u_{1y}(x,y,z,t)$ связаны с поворотом нормали к срединной поверхности, $u_{2x}(x,y,z,t)$ и $u_{2y}(x,y,z,t)$ определяют закон искривления поперечных волокон, обусловленный деформацией сдвига.

Для трансверсально изотропного материала

$$\sigma_y=\frac{E_1}{1-\nu_1^2}\left(\nu_1\frac{\partial u_{0x}}{\partial x}+\frac{\partial u_{0y}}{\partial y}-z\left(\nu_1\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)+f\left(z\right)\left(\nu_1\frac{\partial\phi}{\partial x}+\frac{\partial\psi}{\partial y}\right)\right),$$
$$\tau_{xy}=\frac{E_1}{2(1+\nu_1)}\left(\frac{\partial u_{0x}}{\partial y}+\frac{\partial u_{0y}}{\partial x}-2z\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial y}+f(z)\left(\frac{\partial\varphi}{\partial y}+\frac{\partial\psi}{\partial x}\right)\right),$$
$$\tau_{xz}=G_2\gamma_{xz}=G_2\frac{\partial f(z)}{\partial z}\varphi,\quad \tau_{yz}=G_2\gamma_{yz}=G_2\frac{\partial f(z)}{\partial z}\psi.$$

Изгибающий, крутящий моменты, продольные и поперечные силы определяются следующим образом

$$M_x=\int_{-h/2}^{h/2}\sigma_x z dz=D\left(k_1\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}+\nu_1\frac{\partial\psi}{\partial y}\right)-\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\nu_1\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)\right),$$
$$M_y=\int_{-h/2}^{h/2}\sigma_y z dz=D\left(k_1\left(\nu_1\frac{\partial\varphi}{\partial x}+\frac{\partial\psi}{\partial y}\right)-\left(\nu_1\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)\right),$$
$$M_{xy}=\int_{-h/2}^{h/2}\tau_{xy} z dz=D\frac{(1-\nu_1)}{2}\left(k_1\left(\frac{\partial\varphi}{\partial y}+\frac{\partial\psi}{\partial x}\right)-2\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial y}\right),$$

$$Q_x = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xz} dz = k_2 G_2 h \varphi, \quad Q_y = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yz} dz = k_2 G_2 h \psi .$$

Коэффициенты k_1, k_2 определяются зависимостями

$$k_1 = \frac{12}{h^3} \int_{-h/2}^{h/2} f(z) z dz, \qquad k_2 = \frac{1}{h} \int_{-h/2}^{h/2} \frac{\partial f(z)}{\partial z} dz .$$

Если выбрать $f(z) = c\left(z - 4z^3/3h\right)$, при $c = 1$ получим $k_1 = 4/5$, $k_2 = 2/3$.

В рассмотренной модели деформации, учитывающей сдвиг и инерцию вращения, принимается во внимание искривление поперечных волокон и связанное с ним нелинейное изменение напряжений по толщине оболочки. Деформации, напряжения и перемещения разделяются на классические и дополнительные, вызванные учетом сдвига. Поперечные силы, изгибающие и крутящий моменты содержат различные коэффициенты сдвига, зависящие от принимаемого закона распределения касательных напряжений.

Для получения уравнений колебаний пластины используется вариационный принцип Гамильтона-Остроградского

$$\int_{t_0}^{t_1} \int_V (\delta K - \delta R + \delta W) dV dt = 0 . \qquad (7)$$

Здесь δK – вариация кинетической энергии, δR – функционал потенциальной энергии, δW – элементарная работа внешних сил. Варьируя по перемещениям, получаем уравнения колебаний.

Рассматривается подвижная сосредоточенная инерционная нагрузка. Исследование устойчивости сводится к нахождению условий, при которых характеристические уравнения не имеют корней с положительной вещественной частью. В результате исследований получена критическая скорость, ограничивающая основную зону неустойчивости. Выше этой скорости устойчивые колебания пластины невозможны. Найдены скорости, лежащие на границах низших областей неустойчивости. Эти области имеют малую ширину и при пренебрежении инерцией вращения стягиваются в линии.

ИНТЕРАКТИВНЫЕ СРЕДСТВА АНАЛИЗА ПАРАМЕТРОВ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ

Криксунов Э.З.
НП ООО «SCAD Soft», НИИ Строительной механики КНУСА, Киев, Украина

Постоянное стремление проектировщиков к усложнению расчетных моделей и приближению их параметров к параметрам реального сооружения имеет как объективные, так и субъективные причины. Во-первых, это связано с увеличением количества нетиповых объектов. Даже в таком, ранее типизированном на 90% виде, как строительство жилья, резко упал уровень типизации. Проектирование уникальных промышленных объектов, где во главе угла стоит быстро развивающаяся технология, тоже типовым назвать трудно.

Но существует множество других (чаще всего — субъективных) факторов, приводящих к неоправданному усложнению расчетных схем. К ним относится недостаточная профессиональная подготовка, и, как следствие, боязнь «что-то не учесть», допуск всех желающих к проектированию объектов, которые двадцать лет назад проектировали только специализированные проектные организации (например, стальные конструкции).

К сожалению, свою роль сыграло и увлечение технологией BIM [1]. Прогрессивная технология, основанная на управлении жизненным циклом объекта проектирования на основе единой информационной модели, рассматривается часто, как **Большая Красная кнопка**, нажатие которой приводит в действие «*скрытые программные средства*», делающие за проектировщика всю работу.

А восторженные возгласы «*спасибо за удобный и понятный интерфейс*», который позволил сыну-девятикласснику не только сделать вместо мамы-инженера расчетную модель, но и определить НДС сложной инженерной конструкции, поверг разработчиков программы в уныние.

Кроме чисто административных мер, ограничивающих допуск к расчетам несущих конструкций недостаточно подготовленных специалистов, существующую ситуацию можно улучшить путем использования технологий, позволяющих, если не исключить, то хотя бы обратить внимание проектировщика (как начинающего, так и профессионала) на возможные неточности и ошибки, допущенные при создании расчетной модели.

В предлагаемом докладе рассматриваются вопросы создания современных средств контроля параметров расчетных моделей в процессе формирования расчетных схем метода конечных элементов, а также средства расширенного анализа НДС конструкции, результатов конструирования элементов стальных и железобетонных конструкций и их соответствия рекомендациям различных нормативных документов [2].

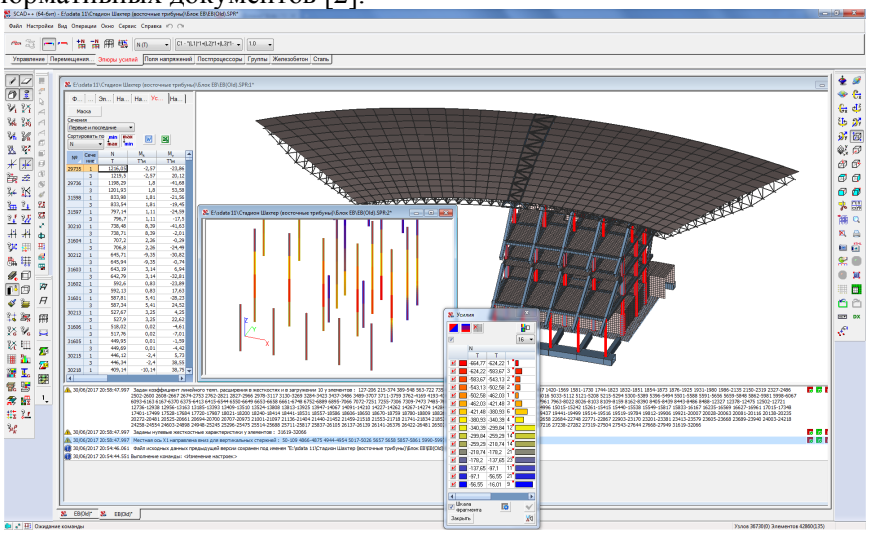


Рис. 1. Взаимодействие интерактивных графических и табличных средств представления информации, в процессе анализа расчетной модели, реализованные в комплексе SCAD ++

Особое внимание уделяется группировке объектов расчетной схемы по различным признакам, селекции и локализации ошибок, гибкой системе контроля на основе взаимодействия табличной и графической информации (рис. 1), одинаково эффективной для схем с десятками степеней свободы и многомиллионных систем, использованию системы параметрических фильтров, настраиваемых на селекцию объектов по заданным свойствам [3].

В докладе рассмотрены технология корректировки параметров модели, а также возможности адаптации интерфейса пользователя в процессе работы с расчетной схемой, к особенностям решаемой на текущем шаге проблемы.

Учитывая объективную важность взаимодействия различных программных средств в процессе проектирования [4], рассматриваются особенности организации такого взаимодействия не

только между различными программными системами, но и в рамках одной системы.

Список литературы

1. Талапов В.В. Основы BIM: введение в информационное моделирование зданий. — М.: ДМК Пресс, 2001. — 392 с..
2. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа (издание 4-е переработанное и дополненное) — М.: Изд-во СКАД СОФТ, Изд-во ДМК Пресс, Изд-во АСВ , 2011 — 736 с.
3. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Фиалко С.Ю. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++ / — М: Издательство «СКАД СОФТ», 2015 — 848 с.
4. Кукушкин И.С. Реализация двухсторонней связи между программными комплексами Tekla Structures и SCAD Office v.21 // Промышленное и гражданское строительство, 2014, № 9 — С. 63-65.

ОСОБЕННОСТИ НДС ДВУТАВРОВ С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Лазнюк М.В.
ООО «ПЕМ Украина», ZEMAN Group, г.Киев, Украина

В Украине опыт применения стальных сварных двутавров с гофрированной стенкой переменного сечения (рис.1) составляет уже более 10 лет. В странах Евросоюза этот показатель еще больше. Однако ни в нормативных документах, ни в научной литературе практически не встречается упоминания этого вида конструкций. Особенности работы и НДС таких конструкций не изучены. Практических рекомендаций по расчету и проектированию нет.

Рис.1. Пример ригеля, выполненного из сварного двутавра с гофрированной стенкой переменной высоты

В докладе приведены результаты конечно-элементных исследований таких конструкций с помощью ПК ЛИРА [1]. Проводится сравнения особенностей НДС двутавров с переменной высотой гофрированной стенки с результатами исследований аналогичных конструкций с плоской стенкой переменного сечения [2 и др.].

Касательно центрально-сжатых или растянутых элементов, то установлено, что по аналогии с двутаврами с постоянной высотой сечения, гофрированная стенка не воспринимает нормальных напряжений, кроме небольших околошовных участков сопряжения стенки с поясами.

Результаты численного моделирования изгибаемых элементов показали сложный характер распределения нормальных и касательных напряжений по длине стальной балки с переменной высотой гофрированной стенки. Установлено, что по аналогии с конструкциями [2] по длине изгибаемых элементов переменного сечения существуют участки с максимальными нормальными напряжениями, где возможно невыполнение условий прочности балки при выполнении условий прочности в сечении балки с максимальными геометрическими характеристиками. Т.е. для определения геометрической формы балки при обеспечении условий прочности всех сечений балки необходимо максимальное сечение балки принимать большим, чем необходимо из условий прочности.

Характер распределения касательных напряжений в гофрированных стенках переменной высоты отличается от таких конструкций с постоянной высотой стенки. Так, в консольных конусообразных балках с гофрированной стенкой при действии изгибающей нагрузки установлено увеличение касательных напряжений при приближении к опоре и вогнутая эпюра **τ** в отличие от почти прямой чуть выпуклой эпюры при стенке постоянного сечения. При этом наблюдается уменьшение всплеска касательных напряжений при увеличении площади поясов.

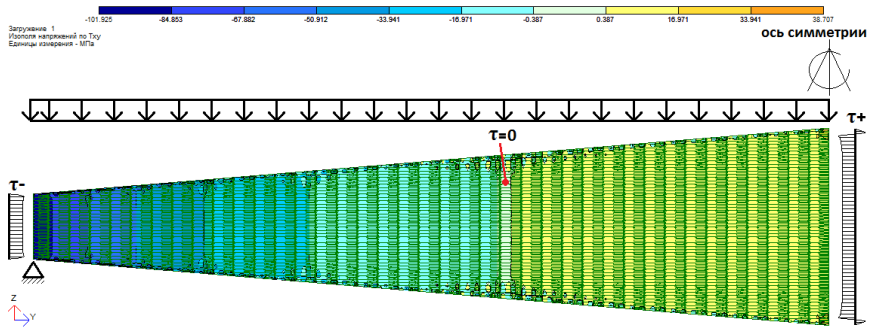


Рис.2. Распределение касательных напряжений в гофрированной стенке переменной высоты шарнирно-опертой балки при действии равномерно-распределенной нагрузки (фрагмент)

Наибольший интерес представляет распределение тангенциальных напряжений для шарнирно-опертой по двум сторонам балки. Установлено, что эпюра **τ** меняет свой знак на противоположный по длине балки, при этом образуется сечение, где касательные напряжения равны нулю при наличии поперечной силы (см. рис.2).

Полученные результаты свидетельствуют о том, что расчеты балочных и рамных конструкций с элементами переменного сечения традиционным методом стержневой аппроксимации с разбитием на КЭ постоянной жесткости [3] могут привести к неточным результатам. Для уточняющих практических расчетов при проектировании таких конструкций могут быть порекомендованы стержневые КЭ переменной жесткости, реализованные в ПК ЛИРА.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Евзеров И.Д. Задачи устойчивости для стержней и пластин // Инженерно-строительный журнал. - 2014. №1 (45). – С. 6–11.

2. Білик С.І. Розвиток теорії розрахунку та проектування рамних каркасів змінного двотаврового перерізу з гнучкою стінкою / С. І. Білик, І. О. Скляров // Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник – Вип. 38. – К., КНУБА, 2010. – С. 48-56.

3. Металлические конструкции. В 3т. Т.2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов, Б.И. Белый и др.; Под ред. В.В. Горева. -3-е изд., стер. – М.: Высш.шк., 2004. – 528 с.

ПРОГРАМА ДЛЯ ФОРМУЛЮВАННЯ І РОЗВ'ЯЗУВАННЯ ЗАДАЧ СТРУКТУРНО-ПАРАМЕТРИЧНОЇ ОПТИМІЗАЦІЇ СТРИЖНЕВИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Пелешко І.Д.
Національний університет «Львівська політехніка» Львів, Україна

Підвищення ефективності будівельних конструкцій можна забезпечити засобами оптимального проектування, яке передбачає формулювання і розв'язування однієї чи декількох задач оптимізації (ЗО).

У доповіді розглядається структура і взаємодія елементів програми OptCAD, що призначена для оптимального проектування стрижневих металевих конструкцій.

У загальному вигляді ЗО сформульовано так: знайти значення змінних проектування $\vec{X}$, для яких цільова функція досягає мінімуму

$$f\left(\vec{X},\vec{z}\right)\Rightarrow \min \tag{1}$$

і задовольняються нормативні обмеження (2), що формалізують вимоги нормативних документів, та додаткові обмеження (3), які відображають конкретні умови будівництва й експлуатації, що не враховані нормативними обмеженнями:

$$\boldsymbol{\varphi}_{\mathbf{n}}\left(\vec{X},\vec{z}\right)\le 0, \tag{2}$$

$$\boldsymbol{\varphi}_{\mathbf{a}}\left(\vec{X},\vec{z}\right)\begin{Bmatrix}\le\\ =\end{Bmatrix}0. \tag{3}$$

Значення змінних стану (параметрів виходу математичної моделі об'єкта проектування) $\vec{z}$ визначається з рівнянь (4), що описують стан об'єкта:

$$\mathbf{K}\left(F\left(\vec{X}\right),\vec{z}\right)=0, \tag{4}$$

де $F\left(\vec{X}\right)$ – параметри входу математичної моделі об'єкта проектування, які можуть залежати від змінних проектування.

Компонентами вектора $\vec{X}$ є неперервні й дискретні змінні проектування, що дозволяє формулювати задачі структурно-параметричної оптимізації.

Для запису елементів ЗО, таких як параметри F входу математичної моделі об'єкта проектування, функції $\boldsymbol{\varphi}_{\mathbf{a}}$ додаткових обмежень, цільової функції f, використовуються вирази, що записані на спеціально розробленій компактній і простій проблемно-орієнтованій мові [1], яка дозволяє формулювати як ЗО стрижневих металевих конструкцій, так і ЗО деяких споруд [2].

На рис. 1 показана схема структури програми OptCAD, що відображає основні реалізовані алгоритми і передачу даних між ними.

Основними елементами програми є:

- підсистема введення і зберігання ЗО;
- алгоритм обчислення значень виразів розробленої мови, який за відомими значеннями змінних проектування розраховує значення цільової функції, додаткових обмежень і параметрів входу математичної моделі об'єкта проектування – стрижневих металевих конструкцій;
- алгоритм аналізу об'єкта проектування, який за параметрами входу визначає параметри виходу – переміщення, зусилля тощо;
- алгоритм обчислення значень функцій $\boldsymbol{\varphi}_{\mathbf{n}}$ для нормативних обмежень;
- алгоритми розв'язування ЗО.

Підсистема введення і зберігання ЗО забезпечує цілісність даних, роботу зі змінними проектування різних типів, перевірку правильності введених виразів мови, запис ЗО на диск і її читання з диску. Під час запису ЗО можна використати спеціальні функції, що повертають значення певних змінних стану конструкції. Наприклад, під час задавання навантажень можна використати спеціальну функцію, що повертає масу конструкції або її окремого елемента.

Алгоритми розв'язування ЗО реалізують градієнтний метод [3], генетичний алгоритм [4] і метод пошуку гармонії [5].

Алгоритми розв'язування ЗО спочатку формують набір певних точок простору змінних проектування, потім для кожної точки з набору запускають послідовність алгоритмів, що завершується розрахунком відповідних значень функцій $\boldsymbol{\varphi}_{\mathbf{n}}$, $\boldsymbol{\varphi}_{\mathbf{a}}$ і f. На підставі аналізу отриманих значень приймається рішення щодо завершення оптимізації або виконується наступний цикл оптимізації.

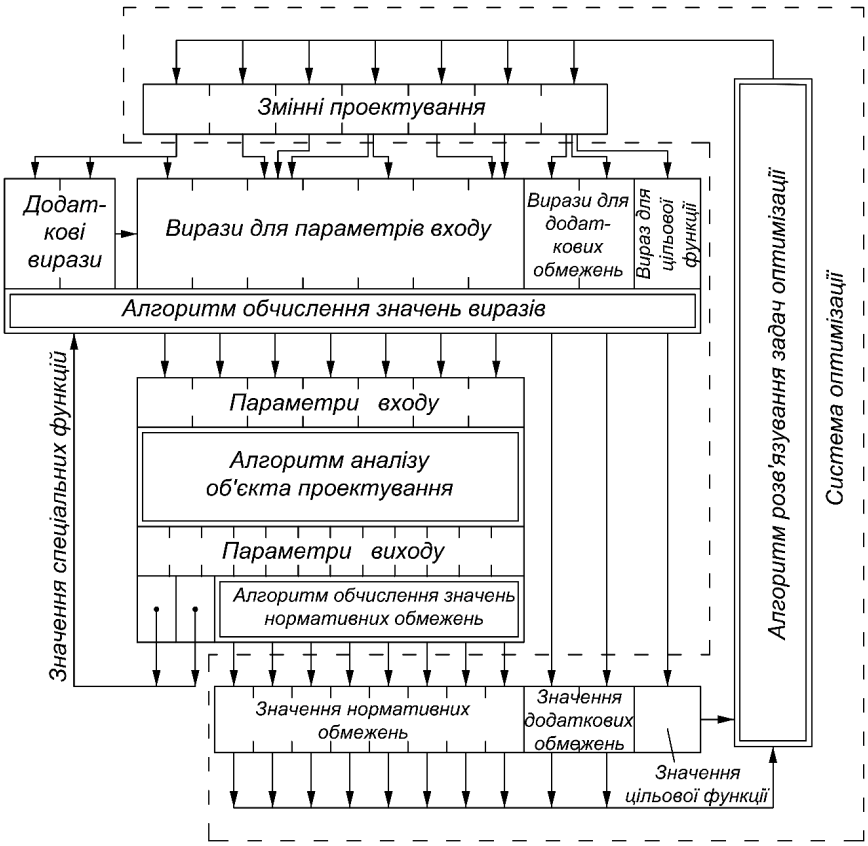


Рис. 1. Схема структури програми OptCAD

У доповіді наведено також числові результати для структурно-параметричної оптимізації стрижневих металевих конструкції різної складності з різною кількістю змінних проектування.

Література

1. Пелешко І.Д. Балук І.М. Удосконалення та використання мови для запису задач оптимізації стрижневих металевих конструкцій // Збірник наукових праць УкрНДІПСК ім. В.М. Шимановського. – К: Сталь, 2010. – Вип. 6. – С. 172-179.
2. Perelmuter A., Yurchenko V. Parametric Optimization of Steel Shell Towers of High-Power Wind Turbines, Proc Eng, 2013. – Vol 57 – pp 895–905.
3. Peleshko I., Yurchenko V. An optimum structural computer-aided design using update gradient method // Modern building materials, structures and techniques: Selected papers of the 8-th International Conference. – Vilnius, 2004. – pp. 860-865.

4. Permyakov V.O., Yurchenko V.V., Peleshko I.D. An optimum structural computer-aided design using hybrid genetic algorithm // Proceeding of the International conference “Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures” / Giżejowski, Kozłowski, Ślęczka & Ziołko (eds). ICMS-2006. – London: Taylor & Francis Group, 2006. – pp. 819-826.
5. Пелешко І. Д., Гоголь М. В., Іванейко В. М. Ефективність застосування методу пошуку гармонії для розв’язування задач оптимізації металевих конструкцій // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – 2012. – № 10. – С. 119-131.

РАСЧЕТНЫЕ СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК ИЛИ РАСЧЕТНЫЕ СОЧЕТАНИЯ УСИЛИЙ: ВЕРОЯТНОСТЬ РЕАЛИЗАЦИИ

Перельмутер А.В.
НП ООО «СКАД Софт», г. Киев, Украина

Требования к прочности любого сечения формулируются в виде сопоставления нагрузочного эффекта F и несущей способности R, выраженных в одних и тех же единицах. При анализе безотказности, когда отыскивается вероятность выполнения неравенства $F \le R$, вероятностные характеристики нагрузочного эффекта чаще всего отождествляются с вероятностными характеристиками нагрузки. Обращается внимание на то, что расчетные сочетания нагрузок и расчетные сочетания усилий, вызванных этими нагрузками, могут иметь различную вероятность реализации, и их отождествление является принципиально ошибочным, хотя на эту ошибку почему-то не принято обращать внимание.

Это иллюстрируется примером крановых нагрузок, для которых в традиционных расчетах не учитывается такие случайные факторы, как положение моста крана и положение тележки на крановом мосту. Так, например:

- локальное давление в стенке подкрановой балки реализуется от действия одного крана – вероятность равна вероятности реализации максимального давления колеса;
- расчетная нагрузка для поперечного сечения большепролетной подкрановой балки реализуется от действия двух кранов, и ее вероятность равна вероятности реализации одновременного возникновения максимальных давлений на колесо у разных кранов в сочетании с вероятностью установки колес крана в невыгодную позицию на линии влияния;
- расчетная вертикальная нагрузка на колонну – то же самое, но следует рассматривать случай одновременного совпадения максимальных давления на колесо и невыгодного позиционирование уже четырех кранов:
- расчетная горизонтальная нагрузка на колонну – реализация относится к вероятности определенной установки двух кранов на линию влияния, плюс вероятность одновременного торможения в одну сторону тележек с максимально возможным грузом или одновременного появления боковых сил с совпадающими для всей четверки кранов направлениями действия.

Учет «пространственной вероятности» может заметно изменить результаты анализа надежности. Например, частотная характеристика кранового воздействия сильно зависит от того, какое внутреннее усилие в конструктивной схеме рассматривается. Вряд ли можно полагать, что эффективная частота появлений напряжений от крановой нагрузки для расчетного сечения колонны имеет порядок 100 1/час, который является характерным для напряжений в расчетном сечении подкрановой балки.

Все эти соображения учитывались при численном моделировании, когда для каждого испытания определялись давления на колеса крана, изгибающий момент в середине пролета подкрановой балки и усилия, передаваемые на колонну.

Полученные результаты имитационного моделирования свидетельствуют о заметном влиянии числа независимых нагрузок, учитываемых в расчете, на обеспеченность окончательного результата. Такой эффект не обязательно связан с нагрузками от мостовых кранов, очевидно, что он относится к вероятности совместного появления случайных нагрузок любой природы, и этот факт следовало бы каким-то образом учитывать при назначении коэффициентов сочетаний.

Нормы проектирования используют коэффициенты сочетания ψ, с помощью которых учитывается малая вероятность одновременной реализации расчетных значений независимых временных загрузок. Значения ψ не зависят от числа нагрузок, входящих в расчетную комбинацию и расчет идет по формуле

$$S_d = \gamma_{f,1} P_1 + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{f,i} \psi_{0,i} P_i \,.$$

Представляется более логичным использовать суммирование типа

$$S_d = \gamma_{f,1} P_1 + \psi_{0,2} \left\{ \gamma_{f,2} P_2 + \psi_{0,3} \left[\gamma_{f,3} P_3 + \psi_{0,4} \left(\gamma_{f,4} P_4 + \dots \right) \right] \right\} = .$$

$$= \gamma_{f,1} P_1 + \psi_{0,2} \gamma_{f,2} P_2 + \psi_{0,2} \psi_{0,3} \gamma_{f,3} P_3 + \psi_{0,2} \psi_{0,3} \psi_{0,4} \gamma_{f,4} P_4 + \dots,$$

основанное на том, что совместное действие первой пары нагрузок является некоторой комплексной нагрузкой, для которой рассматривается сочетание с третей случайной нагрузкой, совместное действие первой тройки нагрузок является такой же комплексной нагрузкой, сочетающейся с четвертой нагрузкой и т.д.

ПИТАННЯ РОЗРАХУНКУ НАДІЙНОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

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

У доповіді дається огляд результатів в галузі надійності будівельних конструкцій, отриманих у ПолтНТУ на протязі ряду років, з виділенням виявлених істотних моментів і невирішених питань, що може виявитися корисним для подальших досліджень. Розроблений загальний метод розрахунку надійності будівельних конструкцій за критерієм несучої здатності, в якому під надійністю конструкцій мається на увазі її головний компонент – безвідмовність. При такому трактуванні розробка розрахункової оцінки надійності конструкцій включає вирішення наступних задач: імовірнісний опис навантажень, механічних характеристик матеріалів і з'єднань й інших випадкових параметрів; розробку питань сполучень випадкових навантажень; оцінку надійності елементів будівельних конструкцій з урахуванням моделей їх відмов; розрахунок надійності конструктивних систем, зокрема, складних вузлів і статично невизначних систем (СНС) з урахуванням можливого характеру їх руйнування; кількісну оцінку надійності будівель і споруд різного призначення.

Вивчення навантажень. Було поставлено і вирішено досить складне і трудомістке завдання побудови узагальнених імовірнісних моделей кранових і атмосферних навантажень на достатньому статистичному матеріалі, з урахуванням специфічних особливостей різних навантажень, виду їх розподілів і частотної структури, для використання в імовірнісних розрахунках конструкцій різного призначення. Стохастична модель кранових навантажень включає обґрунтовані узагальнені числові та частотні характеристики кранових навантажень і застосовує для них нормальний розподіл. Повчальним виявилося вивчення історії розвитку мостових кранів, що дозволило намітити напрями підвищення економічності каркасів виробничих будівель. Слід визнати, що далеко не усі особливості навантажень кранів були виявлені досить повно, дослідження в цьому напрямі бажано продовжувати. Проте в сучасних умовах важко чекати, що будуть проведені натурні дослідження навантажень кранів, подібні до тих унікальних випробувань в діючих цехах, що виконувалися Випробувальною станцією МІБІ в 60…70 роки

минулого століття. В якості вихідної інформації для побудови імовірнісної моделі вітрового навантаження були зібрані метеорологічні дані для території України. Аналіз стохастичної природи статичної складової вітрового навантаження виявив його квазістаціонарний характер з повільною зміною впродовж року математичного очікування і постійними числовими характеристиками і частотними параметрами. Підтверджено, що розподіл ординати вітрового навантаження добре описується розподілом Вейбулла. В окремих випадках суттєвий вплив на надійність конструкцій складає пульсаційна складова вітрового навантаження. Вихідним статистичним матеріалом для побудови імовірнісної моделі снігового навантаження також були метеорологічні дані для території України. Показано, що подібно до вітрового навантаження, снігове навантаження має квазістаціонарний характер з сезонним трендом математичного очікування і постійним коефіцієнтом варіації, асиметрією і частотними параметрами. Дослідні розподіли снігового навантаження для території України мають складний характер, визначений нестійким характером українських зим. Для їх опису було уперше застосовано двумодальний поліномо-експоненційний розподіл. В ПолНТУ були виконані також дослідження відкладень снігу на покриттях з перепадами висот, практичним результатом яких є обґрунтування пониженого коефіцієнта сполучень, рівного 0,8 для снігових мішків на території України. Дослідження впливу теплотехнічних характеристик покрить на величину снігового навантаження дали результати у формі диференційованого коефіцієнта експлуатації покриття C_e. Були встановлені розрахункові значення снігового навантаження на холодні покрівлі будівель з додатними внутрішніми температурами повітря. Імовірнісний опис досліджених навантажень узагальнений у серії монографій [1 – 3]. Для подальших досліджень надійності конструкцій бажано доповнити наявні статистичні ряди вітровою і сніговою навантажень даними останніх років, а також пов'язати імовірнісні моделі атмосферних навантажень з районуванням України за ДБН. Системне порівняння охоплювало найбільш поширені імовірнісні моделі навантажень: випадкові процеси, абсолютні максимуми випадкових процесів, випадкові послідовності незалежних випадкових навантажень (схема незалежних випробувань), дискретне представлення навантажень, екстремуми, корельовану випадкову послідовність навантажень. Були ув'язані частотні характеристики різних імовірнісних моделей навантажень, розроблений аналітичний і обчислювальний апарат, що дозволив порівнювати імовірнісні

параметри різних моделей і виражати одні моделі через інші. Слід зазначити, що такі перспективні моделі, як випадкові послідовності незалежних і корельованих перевантажень, а також дискретне представлення навантажень виявилися поки недостатньо затребуваними і рекомендуються для використання в подальших дослідженнях надійності конструкцій.

Оцінка надійності конструкцій включає побудову спільних розподілів навантажень і міцності, а також визначення частотних характеристики сполучень навантажень і функції резерву несучої здатності конструкції. Були розроблені композиції і різниці розподілів різного виду: нормального, Вейбулла, Гумбеля I типу, поліномо-експоненційного і довільного. Отримані розподіли можуть істотно відхилятися від широко поширеного нормального закону. Без урахування цього чинника оцінки надійності конструкцій можуть мати помітну неточність. Для сполучення навантажень, представлених різними імовірнісними моделями, були введені нові частотні характеристики, незалежні від рівня навантажень. Досліджені випадкові навантаження істотно відрізняються по частотному складу, тому в задачах їх сполучення враховувався коефіцієнт широкосмуговості. Загальний опис розробленої методики розрахунку надійності конструкцій викладено у монографіях [4,5].

Рекомендації щодо розрахунку надійності сформульовані у вигляді послідовних алгоритмів, що дало можливість оцінити надійність конструктивних елементів різного призначення при дії як окремих навантажень, так і їх комбінації. Плідним виявилося поширення розроблених імовірнісних підходів на залізобетонні і сталезалізобетонні конструкції, на будівельні матеріали і вироби. Відкрилася можливість розрахунку надійності найменш вивчених сталевих стиснуто-зігнутих елементів постійного перерізу і ступінчастих Розроблений загальний метод розрахунку надійності був доповнений врахуванням ризиків у будівництві, а також успішно застосований для сталевих ферм, сталевих балок з вирізами і погибами, балок з гофрованою стінкою, вузлів сталевих конструкцій, несучих конструкцій підвісних канатних доріг, сталевих підземних магістральних трубопроводів, висотних опор систем зв'язку, каркасів промислових будівель, оснащених мостовими кранами. Однак коло об'єктів і конструкцій, для яких відсутня оцінка надійності, ще досить широкий і чекає своїх дослідників.

Надійність статично невизначних систем (СНС). Істотні результати отримані у вивченні статично невизначних конструкцій,

що є системами із залежними елементами, імовірнісний розрахунок яких є одним з найскладніших і трудомістких в теорії надійності будівельних об'єктів. Понизити складність і упорядкувати розрахунок надійності СНС вдалося за допомогою логіко-ймовірнісного методу з використанням матричних представлень і перетворень. Успішним виявився досвід застосування цього методу, зокрема, до аналізу надійності вузлів металоконструкцій. Повна оцінка ймовірності відмови пружно-пластичної СНС з випадковою міцністю і навантаженням отримана в результаті застосування імовірнісного методу граничної рівноваги. Серед питань, пов'язаних з оцінкою надійності СНС, які залишилися невирішеними, слід назвати формалізацію і переведення на ПЕВМ методу станів і логіко-ймовірнісного методу, а також ранжування елементів СНС за критерієм надійності.

Література

1. Пичугин С.Ф. Ветровая нагрузка на строительные конструкции: Монография / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько. – Полтава: Изд-во «АСМИ», 2005. – 342 с.
2. Пичугин С.Ф. Снеговые и гололедные нагрузки на строительные конструкции: Монография / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько. – Полтава: ООО «АСМИ», 2012. – 460 с.
3. Пичугин С.Ф. Крановая нагрузка на строительные конструкции: Монография / С.Ф. Пичугин. – Полтава: ООО «АСМИ», 2014. – 504 с.
4. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2011. – 456 с.
5. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій: Монографія / С.Ф. Пічугін. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 520 с.

NUMERICAL ANALYSIS OF A TV TOWER STRUCTURE SUBJECTED TO MULTIPLE LOAD FACTORS

***Vladimir Popov*[a,b] *, Tomas Urbanavičius*[b]*, Tomas Šlivinskas*[a,b]**
[a]*UAB "IN RE", Vilnius, Lithuania.*
[b]*Vilnius Gediminas Technical university, Vilnius, Lithuania*

The evaluation of residual load-bearing capacity of a number of buildings appears to be a burning issue, particularly after facing natural disasters such as hurricanes, earthquakes or some other hardly predictable actions, including terrorist attacks etc. The establishment of residual load-bearing capacity plays a crucial role in the long-lasting exploitation of unique buildings. The qualities of materials increasingly influenced by an aggressive environment can be reduced, and therefore breaches and deformations of load-bearing elements may occur, which reduces the bearing capacity of structures. To assess the behaviour of residual buildings, the methods similar to those applied for designing new constructions are used. Reserves of the bearing capacity of extensively exploited buildings can be established employing the latest techniques for numerical modelling, calculating the values of an actual load and evaluating an impact and design response. Similar procedures can be applied for reinforcing constructions and buildings having insufficient load-bearing capacity.

Vilnius TV Tower, as the tallest building in Lithuania, has been chosen as an object of research. The tower counts 32 years of exploitation.

The main purpose of numerical studies on an engineering basis was to complexically perform calculations of the tower evaluating all possible impact factors that could influence the behaviour of tower constructions.

The experiment involved complexically applied numerical methods for analyzing constructions of the steel-reinforced concrete tower impacted by complicated stress-strain status and showed the most realistic simulation of strain impact distribution over the building as well as a response of the building to that structure. With reference to the obtained results using numerical methods, besides a detailed analysis of structural behaviour and condition, the article focuses on forecasting the upcoming stages of the building life cycle.

On the basis of data on numerical analysis and analytical methods, and along with issued normative documents, an expert evaluation of the building regarding analytical methods was performed following the requirements for normative documents.

The calculations primarily focused on dominating wind load and its consequences that could determine the after-effects of such impact. Therefore, the following aspects were considered:

- to create an authentic geometrically close to the real building model of a tower and highly accurately evaluate factors that can define the consequences of the impact created by wind etc. loads;
- to assess the terrain and aerodynamic factors that depend on that particular area;
- to analyze determining wind loads and establish design and actual wind loads for control calculations;
- to calculate computational fluid dynamics (CFD) evaluating normative requirements for wind loads and perform analysis using the revised data.

BIM СТАНДАРТЫ – КАКОЙ ПУТЬ ВЫБИРАЕТ ЛИТВА?

Попов В., Григорьева Е., Грималайте М.
Vilnius Gediminas Technical university, Vilnius, Lithuania

Чтобы проекты строительства осуществлялись эффективно, были завершены в срок и в рамках бюджета, важно, чтобы все участники проекта работали сообща, реально сотрудничая друг с другом. С этой целью заказчик и исполнители ещё на стадии подписания контракта должны унифицировать и стандартизировать подходы к методам исполнения проекта и договориться о принципах их применения в совместной рабочей среде.

В совместной рабочей среде все стороны обязуются предоставлять информацию в согласованных форматах, используя стандартизированные процедуры и методы обмена, чтобы гарантировать всем одинаково понятную форму и единое качество данных, максимально защищенных от изменений из-за ошибочных интерпретаций.

Количество BIM стандартов в мире постоянно возрастает, но все они достаточно различны по содержанию, назначению, приложению и адресности применения. Для того чтобы аналитически взглянуть на различные типы BIM стандартов, важно понять, каково их назначение и область применения, что они описывают и интересы какой группы пользователей представляют.

С одной стороны BIM стандартами называются стандарты организации (компании) технические (CAD/BIM стандарты, классификаторы, правила разработки BIM моделей, уровни деталировки, спецификации обмена информацией и т.д.) и/или организационные (стратегический план внедрения BIM, планы обучения, различные BIM документы, протоколы, формы). В других случаях статус BIM стандартов присваивается документам управления процессами строительного проекта (план реализации BIM проекта, протокол BIM проекта с календарными графиками, схемами и диаграммами процессов, матрицами распределения ролей и ответственности и т.д.).

Еще одна группа BIM стандартов включает в себя специфические контрактные требования: требования к информации клиента (EIR), пре-квалификационные требования, договорные документы, документы об авторских правах. Наконец, национальные BIM стандарты, например, BS PAS - в Соединенном Королевстве, NBIMS в США и стандарты международных организаций

(buildingSMART, ISO/CEN) - «настоящие» BIM стандарты, цель которых, поднять BIM методологию на международный уровень.

Обобщая, можно констатировать, что основные цели всех BIM документов (так называемых BIM «стандартов») можно определить следующим образом: создать правила и рекомендации для разработки и/или использования, а также повторного использования BIM данных; для эффективного, без потерь или искажений обмена BIM данными (информацией) с другими участниками проекта; разработать руководства и рекомендации для осуществления процессов BIM в проектах, для улучшения сотрудничества в среде управления общими данными в целях повышения производительности, эффективности и конкурентоспособности всех участников проекта строительства на протяжении всего жизненного цикла объекта, как в отдельно взятых проектах, так и во всем строительном секторе в целом.

В этой статье представлен путь развития (эволюция) «BIM идеи» в Литве от технологии до методологии и стандартизации.

ВПЛИВ ДЕФОРМАЦІЙ ТА ТРІЩИН У МІЖВІКОННИХ ПОЯСАХ НА СЕЙСМОСТІЙКІСТЬ ЦЕГЛЯНИХ БУДІВЕЛЬ

***Попок К.В.*[1], *Хохлін Д.О.*[2]**
[1]Товариство з обмеженою відповідальністю «СКАД ГРУП», м. Київ, Україна
[2]Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ, Україна

На даний час кам'яні будівлі мають широку розповсюдженість в Україні, зокрема, на її сейсмонебезпечних територіях. При створенні й експлуатації кам'яні конструкції та будівлі отримують пошкодження і дефекти, які мають негативний вплив на їх сейсмостійкість. Тріщини відносяться до одних з найбільш небезпечних видів пошкоджень кам'яних будівель, які з розвитком негативно впливають на їх несучу здатність та сейсмостійкість. Проте на даний час відсутній узагальнений системний розгляд впливу тріщин у кам'яних конструкціях і будівлях на їх сейсмостійкість.

Аналіз останніх публікацій та досліджень показує, що на сьогодні мають, як правило, місце окремі випадки непрямого або фрагментарного врахування тріщин при оцінці сейсмостійкості кам'яних конструкцій. Наприклад, в роботі [1] наголошується на тому, що одним з найважливіших показників сейсмостійкості кладки є величина зчеплення кладки з розчином при розтязі по неперев'язаних швах. Але при цьому відсутній подальший детальний аналіз впливу дефектів та зокрема тріщин на втрату даного показника та сейсмостійкість в цілому. Згідно з [2], пошкоджуваність будівель при землетрусі ділиться на 6 ступенів d (від 0 до 5) в порядку зростання шкоди та зменшення залишкового ресурсу несучої здатності. У нормах даного державного стандарту наведені ступені пошкоджень і класифікація пошкоджень будівель з несучими кам'яними стінами в залежності від спостережуваних ефектів, в тому числі і ступені розкриття та кількість тріщин, але відсутні деталі щодо врахування пошкоджень у розрахунках. Також в [2] не розглянуті питання дефектів і пошкоджень іншої природи.

Теоретичні дослідження впливу наявності вертикальних, горизонтальних та похилих тріщин на несучу здатність кам'яних конструкцій були проведені одним з авторів та описані в [3]. Дане дослідження засноване на аналізі розрахункових формул перевірки несучої здатності елементів кам'яних конструкцій згідно з нормативними документами [4] і [5] та їх складових частин, значення яких змінюватиметься в несприятливу сторону за наявності тих чи інших видів тріщин.

Метою даного дослідження є з'ясування напрямів впливу наявності вертикальних та похилих тріщин в міжвіконних поясах стіни при відображенні НДС та на зміну основних зусиль та переміщень у характерних стінових конструкціях за сумісної дії вертикального навантаження на рівні перекриттів і покриття та сейсмічного навантаження.

Для дослідження в ПК «SCAD 21.1» побудовані 3 моделі 3-поверхової стінової конструкції з цегляної кладки на висоту поверху 2,8 м (габаритні розміри 5,31х8,4 м) товщиною 0,51 м, що має по 2 віконні отвори в межах кожного поверху: у першій моделі тріщини відсутні, в другій і третій наявні відповідно наскрізні вертикальні та похилі тріщини в підвіконних частинах стіни (між першим і другим та другим і третім поверхами).

Для цегляної кладки застосовані цегла керамічна рядова пластичного пресування марки М100 та розчин марки М50 (f_d = 1,5 МПа). Властивості кладки в моделі задано шляхом безпосереднього введення відповідних визначених параметрів жорсткості: об'ємна вага 1800 кг/м^3 (17,652 кН/м^3), модуль деформації $E_{longterm}$ = 1,2·10^6 кПа, коефіцієнт Пуасона ν = 0,25. Вертикальні та похилі тріщини в конструкції змодельовані за допомогою операцій «Розділення елементів» та «Перенесення вузлів», відтак отримано розходження берегів тріщин (умовно на 1 мм). Задля забезпечення взаємного зміщення берегів тріщин лише у напрямку подальшого розходження (без можливості зіткнення) між сусідніми вузлами тріщин введено спеціальні елементи одностороннього зв'язку. Дані елементи є двовузловими, працюють тільки на стиск і відключаються при розтязі (що не допускає зіткнення сусідніх елементів і жодним чином не перешкоджає їхньому розходженню) та мають абсолютну жорсткість (1·10^6 т/м ≈ 1·10^7 кН/м).

Вертикальне рівномірно розподілене навантаження на стінові панелі (постійне та тимчасове корисне), зібране з половини прольоту, визначене рівним:

- на рівні перекриттів 1-го та 2-го поверхів: 6,349·3 = 19,046 кН/м;
- на рівні покриття: 4,951·3 = 14,854 кН/м.

Горизонтальні сейсмічні навантаження визначено згідно зі спектральним методом розрахунку на сейсмічні впливи [6] за формулою (1). В даному випадку коефіцієнти $k_1 = k_2 = k_3 = 1$ ($S_{ki} = S_{0ki}$), тому шукані розрахункові сейсмічні навантаження обчислюємо за формулою (2).

$$S_{ik} = k_1\, k_2\, k_3\, S_{0ki}, \qquad (1)$$

$$S_{0ki} = Q_k\, a_0\, k_{гр}\, \beta_i\, \eta_{ki}. \qquad (2)$$

Згідно з прийнятими вихідними даними та в результаті розрахунку складових формули (2) отримано наступні розрахункові значення горизонтальних сейсмічних навантажень за І-ю формою коливань будівлі, прикладені відповідно в рівні перекриттів 1-го та 2-го поверху і покриття, що рівномірно розподілені по ширині стінової конструкції: S_{11} = 4,233 кН/м, S_{21} = 8,467 кН/м, S_{31} = 8,237 кН/м.

За основу для порівняння НДС моделей було визначено узагальнений набір зусиль *N, M, Q (V)* в середньому перерізі середнього простінку, який найчастіше перевіряють при розрахунку стінових конструкцій, а також горизонтальні переміщення *x* в п'яти характерних точках в рівні середини перекриття другого поверху та покриття. За наявності вертикальних тріщин значення поздовжнього зусилля *N* зростає на 5,57%, поперечного *Q (V)* – на 9,08%; відповідні показники за наявності похилих тріщин – 1,94% та 3,94%. Значення горизонтальних переміщень *x* в проаналізованих точках за наявності вертикальних тріщин в середньому зростають на 6,64%, максимальне відхилення (в крайній точці конструкції в напрямку прикладення горизонтального навантаження в рівні перекриття 2-го поверху) – 7,02%; за наявності похилих тріщин – на 1,83%, максимальне відхилення – 1,98%.

Висновки

1. Наявність у стіновій конструкції вертикальних тріщин призводить до виникнення в ній загалом більших зусиль і переміщень, ніж наявність похилих тріщин. Найбільшого відхилення зазнає значення поперечної сили *Q (V)* (збільшення на 9,08%), а також горизонтального переміщення *x* в крайній точці конструкції в напрямку прикладення горизонтального навантаження в рівні перекриття 2-го поверху (збільшення на 7,02%).
2. На основі отриманих даних є можливим запропонувати наступне. При розрахунку цегляних простінків на ділянках стіни з тріщинами у міжвіконних поясах рекомендується застосовувати коефіцієнти зменшення несучої здатності на позацентровий стиск та поперечну силу (наприклад, за наявності вертикальних тріщин відповідно Φ = 0,95 та Φ = 0,9). Дані коефіцієнти слід застосовувати до результатів розрахунку простінків за схемами (моделями), в яких не враховані тріщини.

3. Рекомендується за наявності вертикальних тріщин у міжвіконних поясах (за відсутності їх прямого врахування у схемі або моделі) зменшувати згинальну жорсткість відповідної ділянки стіни на дію горизонтальної сили на 10%, за наявності похилих тріщин – на 3%.

Література

1. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. – К.: Гудименко С.В., 2008. – 480 с.
2. Шкала сейсмічної інтенсивності: ДСТУ Б В.1.1-28:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 79 с.
3. Popok K.V. (2016). The Effect of Cracks on the Bearing Capacity of Masonry Structures. Motrol: kom. Mot. Energ. Roln., OL PAN, 18(10), 85-92.
4. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81. – Офиц. изд. – [Взамен СНиП II-В.2-71; Действ. от 1983-01-01]. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.
5. Кам'яні та армокам'яні конструкції: ДБН В.2.6-162:2010. – Офіц. вид. – [На заміну СНиП II-22-81; Чинні від 2010-12-30]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 97 с.
6. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2014. – Офіц. вид. – [На заміну ДБН В.1.1-12:2006; Чинні від 2014-10-01]. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 118 с.

МЕТОДИКА ИЗУЧЕНИЯ СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УПРАВЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВОМ

М.А. Ромашкина
Национальный авиационный университет, г. Киев, Украина

Рассмотрены проблемы профессиональной подготовки инженеров строителей в области информационных технологий. Обоснована концепция многоуровневой подготовки при стандартном качестве и рейтинговой оценки результатов на этой основе.

В строительном комплексе, как одной из наиболее чувствительной к научно-техническому прогрессу отрасли народного хозяйства, особо остро чувствуется дефицит хорошо подготовленного кадрового состава, имеющего не только большой опыт, но и навыки работы с современным оборудованием и программным обеспечением. Растет сложность строительных объектов, одновременно усложняются задачи их проектирования, и внедрение САПР в различные области инженерной деятельности имеет больший потенциал повышения производительности труда, чем все известные технические нововведения. Современный специалист должен уметь самостоятельно овладевать непрерывно развивающимся комплексом информационных технологий в области своей деятельности с целью совершенствования строительного производства.

В процессе обучения должен быть рассмотрен весь комплекс средств – от основ компьютерной грамотности до современных компьютерных технологий проектирования и управления строительством. Это соответствует современной тенденции в проектировании и строительном производстве – переход от узкой специализации к управлению проектами и развитии программных средств – создание интегрированных систем проектирования и управления строительством (рис.1).

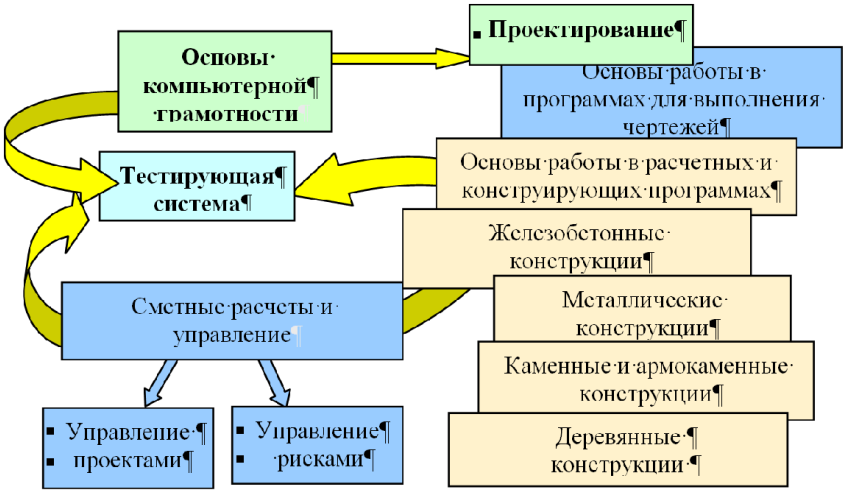


Рис.1. Структурная схема курса САПР

Современные программные комплексы должны рассматриваться как инструмент эффективного достижения конечной цели. Следовательно, при изучении систем автоматизированного проектирования (САПР) задачи должны ставиться изначально как научные, проектные, производственные. Не следует изучать современные программные комплексы в отрыве от этих задач. Каждая задача состоит из нескольких этапов и доводится до конечных проектных решений – чертежей и пояснительной записки.

В течении всего цикла курсов используется мультимедийные средства обучения. Мультимедийное учебное пособие показывает и разъясняет последовательность построения расчетной модели и выполнения расчетов.

Задачи первого уровня простые с полной исходной информацией: студент самостоятельно создает расчетные схемы для статического расчета плоской балки, арки, фермы, рамы, плиты, балки-стенки. Затем создает расчетную схему для расчета на устойчивость и динамичное влияние. Сравнивает полученные результаты расчета с результатами расчета традиционными методами строительной механики. Вместе с тем, уже на первом уровне обучаемый знакомится с комплексной системой автоматизированного проектирования и управления в строительстве: архитектура-конструкции-сметы. Элементарные

команды при работе с программными комплексами должны быть усвоены настолько глубоко, чтобы перейти на подсознательный уровень.

Второй уровень включает задачи с ограниченной исходной информацией, более сложной расчетной моделью и вариантным проектированием. Например, задачи с учетом геометрической, физической, конструктивной и генетической нелинейностями. Акцент переносится на качество освоения дисциплины для выполнения практических задач. Исходные данные задаются общие: назначение здания, размеры в плане, этажность. Конструктивные решения, расчетная схема и материалы, программные средства принимаются и обосновываются студентом самостоятельно.

Выводы:

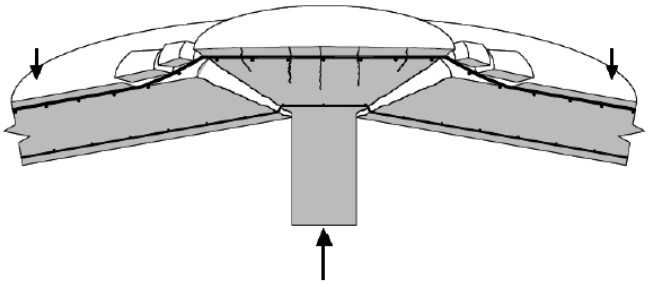
1. Системное освоение отдельных программных средств и методики их применения позволяет обучаемому в последующем самостоятельно осваивать другие программные средства и методику их применения.

2. Методика обучения ориентирована на конечную цель – эффективное применение современных программных комплексов в производственной и научной деятельности.

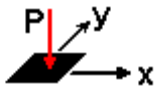
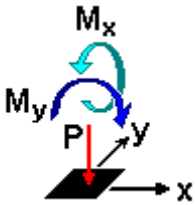
РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПО РАЗНЫМ НОРМАМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Скорук Л.Н.
Киевский национальный университет строительства и архитектуры, НП ООО «СКАД Софт»,г. Киев, Украина

Расчет железобетонных плит на продавливание является отдельной проверкой их прочности, обусловленной характерной формой разрушения. При этом необходимая для обеспечения прочности на продавливание поперечная арматура отличается от поперечной арматуры, вычисленной из расчета прочности по наклонным сечениям – как правило, для упреждения разрушения на продавливание нужно большее количество арматуры.

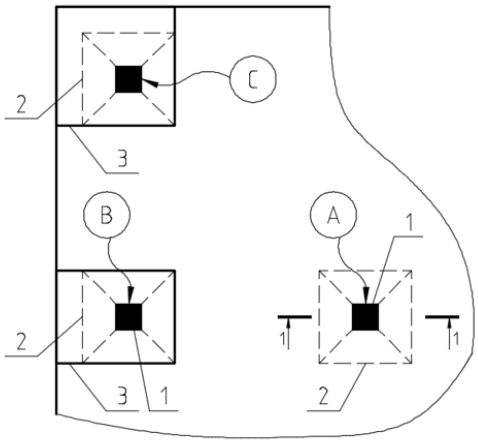


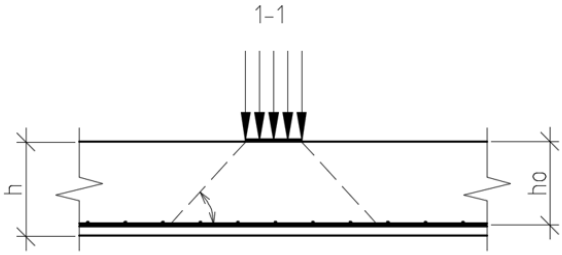
Нормы проектирования разных стран (и даже нормы разных годов в пределах одной страны) отличаются между собой в общих подходах и учете силовых воздействий, вызывающих разрушение по продавливанию [1-4].

СНиП	СП, ДБН, EN
	

Предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь приложения нагрузки, а боковые грани наклонены под углом к горизонтали.

Помимо этого, в некоторых нормах проектирования различают различные схемы продавливания при приближении колонны к свободным краям плиты. В основном расчет на продавливание сводится к определению периметра контура расчетного поперечного сечения. При этом контур расчетного поперечного сечения может быть, как замкнутым, так и незамкнутым.





A – средняя колонна;
B – крайняя колонна;
C – угловая колонна;
1 – площадь приложения нагрузки (грузовая площадь);
2 – замкнутый расчетный контур;
3 – незамкнутый расчетный контур;

При кажущейся простоте формул, расчет на продавливание сопряжен со множеством «подводных камней» скрытых при определении параметров условия прочности. При расчете плит на продавливание, при вроде бы похожих исходных данных, может возникать необходимость в множестве похожих расчетов, результаты которых могут существенно отличаться в конечном итоге (например, угловая и средняя колонны, наличие/отсутствие отверстий в плите, разные сечения колонн и т.д.).

Возможность автоматизации рутинного расчета на продавливание с наглядным отображением результатов расчета очень сильно облегчает процесс конструирования и принятия решения при армировании приопорных участков железобетонных плит в местах их опирания на колонны.

В 21 версии программы SCAD++ имеется возможность проверки плит на продавливание согласно разных норм проектирования с возможностью получения отчета с результатами расчета (рис. 1).

а) б)

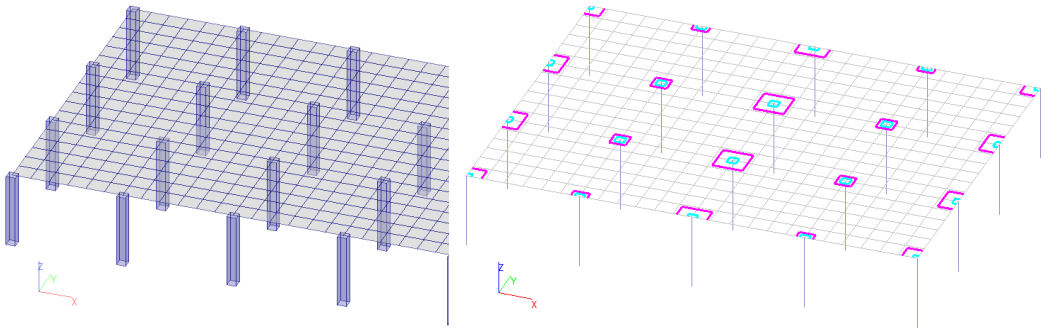


Рис. 1. К определению периметра контура расчетного поперечного сечения: а) общий вид расчетной схемы, б) графическое отображение контуров расчетного сечения, при котором получился больший по значению коэффициент использования.

Литература:

1) СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.
2) СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
3) ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
4) EN 1992-1-1-:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings.

ФОРМАТ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ НЕЛИНЕЙНЫХ РАСЧЁТОВ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Тур В.В., Тур А.В.
Брестский государственный технический университет,

В последние годы как при проектировании новых, так и при проверках предельных состояний существующих конструкций все более широкое применение получают нелинейные расчеты. Так, при проверках живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях адекватные решения могут быть получены только при применении нелинейного анализа (в частности, динамического). При этом критерий проверок предельного состояния следует формулировать не в терминах предельных усилий, а предельных перемещений [1].

Внедрение нелинейных расчетов в практику проектирования стало возможным с одной стороны, благодаря интенсивному развитию компьютерной техники, а с другой – в результате разработки программных продуктов, реализующих нелинейные расчетные процедуры.

Вместе с тем, действующее в настоящее время нормы проектирования конструкций [2] хотя и декларируют возможность выполнения нелинейных расчетов, но содержат довольно ограниченные указания, как по их применению, так и трактовке полученных результатов расчета.

Формат безопасности и правила, содержащиеся в нормах проектирования конструкций, базируются, главным образом, на классических процедурах, использующих линейно- упругий анализ для определения эффектов воздействий с последующей проверкой отдельных критических сечений с использованием глубоко нелинейных моделей сопротивления.

Нелинейный анализ по своей природе всегда является оценкой глобального типа, при котором все конструктивные элементы системы и их сечения находятся во взаимодействии. Как показано в ряде работ [3, 4], современные нормы проектирования не допускают прямого применения метода частных коэффициентов при выполнении нелинейных расчетов, и поэтому следует устанавливать новый формат безопасности, который с одной стороны позволяет обеспечить требуемый уровень надежности проектируемой конструктивной системы, а с другой стороны – не искажает реальное

физическое поведение конструкции сверх допустимого в процессе выполнении расчетной процедуры.

Следует отметить, что как международные [5, 6], так и национальные нормы проектирования содержат предложения по регулированию уровня надежности при выполнении нелинейных расчётов с помощью т. н. глобального коэффициента безопасности (или сопротивления). При этом практически во всех случаях проблема сводится к одностороннему оцениванию надежности, когда устанавливают расчетные значения сопротивления без учёта изменчивости воздействий. В данном случае расчетное сопротивление выражают через значения воздействий, соответствующих рассматриваемому предельному состоянию.

Как было показано в работах [3, 7] проверка т.н. глобального сопротивления конструктивной системы (при применении глобального коэффициента), основанная на применении нелинейных расчетов, имеет следующие преимущества:

1) При выполнении нелинейных расчетов выполняют проверку всех типов сечений, а не только выбранных критических;

2) Формат глобальной безопасности позволяет получить информацию о конструктивной безопасности, пластической деформативности, и, в конечном итоге, о живучести конструктивной системы в целом, что недоступно при выполнении классических проверок отдельных критических сечений.

Следует подчеркнуть, что сформулированные выше оптимистические утверждения следует принимать с определенной долей осторожности.

Это связанно с тем, что при выполнении нелинейных расчетов существует довольно много аспектов, требующих соответствующей инженерной оценки. Так, например, следует ясно ориентироваться в организации процедуры нелинейного расчета, реализованной в расчетном комплексе, а так же принятых критериях и ограничениях. Следует отметить, что практически все действующие нормы, за исключением рекомендаций по проверке живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях (например, FEMA [8] или UFC [9]) не содержат соответствующих критериев, применяемых при традиционном проектировании.

Поэтому, на настоящем этапе нелинейные расчеты следует, очевидно, рассматривать как некоторый более совершенный, но дополнительный инструмент, который используют в тех случаях, когда применение простых стандартных методов расчета сечений является недостаточным и не дает полный информации о поведении

конструктивной системы. Не следует забывать и о том, что нелинейный анализ является более затратным и требует привлечения для его выполнения специалистов более высокой квалификации.

Кроме того, одним из существенных недостатков метода является то, что при выполнении нелинейных расчетов не действует принцип суперпозиции и требуется выполнение отдельных нелинейных расчетов для каждой возможной комбинации воздействий.

Следует отметить, что формат безопасности при выполнении нелинейных расчётов остаётся, по-прежнему, одной из наиболее обсуждаемых и противоречивых проблем теории надёжности и предлагаемые методы подвергаются постоянной модификации. В докладе будут рассмотрены некоторые из базовых методов, посредством которых обеспечивают требуемый уровень надёжности нелинейных расчётов и выполнено сравнение результатов, верифицированных на опытных данных.

Список литературы

1) Тур, А. В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки: дисс. канд. техн. наук: 05.23.01/ А. В. Тур; Брест, 2012. – 228 с.
2) Проектирование конструкций из бетона. Общие правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1 (EC2) (IDT: EN 1992-1-1:2004: Design of Concrete Structures. General rules and rules for buildings). – 276 p.
3) Cervenka V., Reliability – based non-linear analysis according to fib Model Code 2010, Structures Concrete, diurnal of fib, vol. 14., March 2013, ISSN 1464-4177, p.p.19-28.
4) Schlune H., Plos M., etc. Safety Format for the non-linear analysis of Concrete Structures. Engineering Structures, Elsevier, vol. 33, №8, August 2011.
5) Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990 (IDT: EN 1990:2002 Basis of Structural Design) – Минск: ЦИТП, 2012–126 с.
6) Model Code 2010, First Complete Draft, vol. 1, vol. 2 – fib, 2010 – CH – 1015 –293p.
7) Bertagnoli G, Giordanol., etc. Safety format for the non-linear analysis of Concrete Structure s. Studies and Researches – v.25, Polytechnico di Milano, Italy, 2004.
8) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356, November, 2000. – 561 p.
9) Unified Facilities Criteria – Design of Building to Resist Progressive Collapse: UFC 4-023-03. – January, 2010.

THE FINITE ELEMENTS FOR NONLINEAR ANALYSIS OF THE THIN-WALLED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES IN SCAD SOFTWARE.

Fialko S. Yu.
Department of Physics, Mathematics and Applied Computer Science, Cracow University of Technology, Kraków 31-155, Poland

The flat triangular and quadrilateral isoparametric shell finite elements, as well as a spatial bar finite element for nonlinear analysis of reinforced concrete structures, are considered. We focus our attention on a development of software which intends to the simulation of entire fragments of real structures because the behavior of separate beams, slabs, pylons, and walls often essentially differs from the behavior of the same structural elements working together.

We use the deformation theory of plasticity as well as the plastic flow theory with Drucker-Prager [4] and Geniyev [6] yield criteria. In the case of a deformation theory of plasticity, we apply a nonsymmetric $\sigma - \varepsilon$ diagram for uniaxial tension-compression. The degradation of concrete in the tensile zone caused by the creation of cracks is described by descending branch on $\sigma - \varepsilon$ diagram. The diagram proposed by Euro-International Concrete Committee (ECC) is used in the compression zone. We formulate all expressions in the terms of residual strains for simplification of a pass from tensile zone to compressive and vice versa. In the case of a plastic flow theory, we use approaches [3], [4].

For reinforcement, we apply the deformation theory of plasticity as well as a plastic flow theory with von Mises yield criterium. In the case of a deformation theory of plasticity, formulated in the terms of residual strains, we apply a symmetric bilinear or tri-linear $\sigma - \varepsilon$ diagram. The reinforcement rods work on tension-compression as well as on shear. For shell finite elements (FE) we "smear" rods and present reinforcement as the infinitely thin layers. Each layer consists of the identical rods, which axis are parallel between themselves and are parallel to a middle surface of FE but may be not parallel to axis *OX* or *OY* of FE local coordinate system [5], [7], [8]. The number of reinforcement layers is not restricted, and the directions of rod's axis of different layers are arbitrary.

The Mindlin-Reissner shell theory is applied for the shell finite elements. We use the MITC (Mixed Interpolation of Tensorial Components) approach [1] for a quadrilateral shell FE and DSG (Discrete Shear Gap) approach [2] for a triangular FE to avoid a shear lock effect. The displacements and angles of rotation are considered to be small.

The principle of a virtual work is applied to obtain a tangent stiffness matrix as well as a vector of internal forces. For the shell finite elements, we formulate:

$$\iint_{\Omega}\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}}\left(\delta\boldsymbol{\varepsilon}^T\boldsymbol{\sigma}+\delta\boldsymbol{\gamma}^T\boldsymbol{\tau}\right)dzd\Omega+ \\ +\sum_s\frac{A_s}{h_s}\iint_{\Omega}\left[\delta\varepsilon_s\sigma_s+m_s\left(\delta\gamma_{sn}\tau_{sn}+\delta\gamma_{sz}\tau_{sz}\right)\right]d\Omega-\delta A_{ext}=0, \quad (1)$$

where

$$\boldsymbol{\varepsilon}^T=\left(\varepsilon_x,\varepsilon_y,\gamma_{xy}\right),\quad \boldsymbol{\sigma}^T=\left(\sigma_x,\sigma_y,\tau_{xy}\right),\quad \boldsymbol{\gamma}^T=\left(\gamma_{xz},\gamma_{yz}\right),\quad \boldsymbol{\tau}^T=\left(\tau_{xz},\tau_{yz}\right), \quad (2)$$

$\boldsymbol{\varepsilon}$ is a strain tensor comprising the tension-compression strains and shear strain in a plane which is parallel to a middle surface, $\boldsymbol{\gamma}$ comprises the transverse shear strain components, ε_s, γ_{sn}, γ_{sz} are the longitudinal strain in the rod in the reinforcement layer s and shear strains. The axis n is orthogonal to longitudinal axis s and is parallel to the middle surface, and the axis z is parallel to the normal to the middle surface. Parameters A_s, h_s are the cross-section area of rod in layer s and step between rods, m_s is a shear correction factor and for circular cross-section, m_s = 0.66. The sum covers all reinforcement layers. The first integral envelops the virtual work of internal forces in concrete, second integral – the virtual work of internal forces in rebar and third integral – the virtual work of external forces.

The Timoshenko shear theory is applied for the spatial frame FE. We use a triangulation for calculation of integrals over the cross-sectional area. The longitudinal rods are taken into account fully discretely and do not require of snap to the vertexes of triangulation. The shape functions are the same as for shell finite elements, which ensures the compatibility of displacements and angles of rotation along the line of coupling of the spatial frame finite elements and shell ones. The principal of a virtual work is formulated as:

$$\iiint_V \mathbf{M}\boldsymbol{\sigma}:\delta\boldsymbol{\varepsilon}dV+\sum_s A_s\int_0^a \mathbf{M}_s\boldsymbol{\sigma}_s:\delta\boldsymbol{\varepsilon}_s dx-\delta A_{ext}=0, \quad (3)$$

where

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{sn} & \tau_{sz} \\ \tau_{ns} & 0 & 0 \\ \tau_{zs} & 0 & 0 \end{pmatrix}, \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_s & \frac{1}{2}\gamma_{sn} & \frac{1}{2}\gamma_{sz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{ns} & \varepsilon_n & 0 \\ \frac{1}{2}\gamma_{zs} & 0 & \varepsilon_z \end{pmatrix},$$

$$\mathbf{M} = \begin{pmatrix} 1 & & \\ & m & \\ & & m \end{pmatrix}, \quad \mathbf{M}_s = \begin{pmatrix} 1 & & \\ & m_s & \\ & & m_s \end{pmatrix},$$

m is a shear correction factor for bar and m_s is a shear correction factor for rod s. The first integral in (3) presents the virtual work of internal forces in concrete, second – the virtual work of rebar and third – the virtual work of external load. The sum covers all longitudinal rods in FE.

The trapezoid method is applied to the evaluation of integral over thickness in (1), and Gauss – Legendre scheme 2 × 2 is used for evaluation of integrals over domain Ω of a quadrilateral FE as well as a single Gauss point is taken for triangular FE. As a result, the shell finite elements are divided into layers due to using of trapezoid method. Besides, the shell FE also comprises all layers of reinforcement. All required data are stored in Gauss points for each layer.

The spatial frame FE due to the triangulation of the cross-section area is divided onto triangular prisms. We take a single Gauss point at the gravity center of each prism calculating the first integral in (3). The single Gauss point for each rod at it center is taken to evaluate the second integral in (3).

The multithreaded parallelization is applied to accelerate the computations on multicore shared-memory computers. The parallelization covers all stages of developed software: assembling of tangent stiffness matrix, evaluation of the vector of internal forces and solution of the linear algebraic equation set.

Comparison of the results obtained by proposed approach with the results of experiments on plates and beams subjected to bending, as well as with the results of experiments for reinforced concrete plates working on bending in their plane, confirmed the operability of the proposed approach. We found that taking into account of the stiffness of rebar on shear additionally to stiffness on tension compression essentially improve a numerical stability of proposed approach when descending branch of σ – ε diagram for concrete is accepted. In addition, we show that if the extension

of descending branch of σ – ε diagram is less than some limit value, depending mainly on reinforcement ratio and E_c/E_s, the equilibrium pass for whole structure has an unstable descending branch, which drastically complicates the achieving of the stable numerical solution. Here, E_c and E_s are the initial deformation module for concrete and Young modulus for reinforcement. In other words, we always try to accept the extension of descending part on σ – ε diagram not less than mentioned above limit value.

References

[1] K. J. Bathe, Finite Element Procedures, Prentice Hall, New Jersey, 1996.

[2] K. U. Bletzinger, M. Bischoff, E. Ramm, A unified approach for shear-locking-free triangular and rectangular shell finite elements, in: S. Idelsohn, E. Oñate, E. Dvorkin (Eds.), Computational Mechanics. New trends and applications, ©CIMNE, Barcelona, Spain, 1998, pp. 1 – 22.

[3] M. A. Criesfield, Non-linear finite element analysis for solids and structures. Volume 1: Essentials, John Wiley & Sons Ltd, Chichester New York …, 2000.

[4]. M. A. Criesfield, Non-linear finite element analysis for solids and structures. Volume 2: Advanced topics, John Wiley & Sons Ltd, Chichester New York …, 2000.

[5]. S. Yu. Fialko, Quadrilateral finite element for analysis of reinforced concrete floor slabs and foundation plates, Applied Mechanics and Materials 725 – 726 (2015) 820 – 835.

[6]. Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1974.

[7]. С. Ю. Фиалко. Четырехузловой конечный элемент для моделирования поведения тонкостенных железобетонных конструкций. Инженерно-строительный журнал, №5, 2014, с. 26 – 36.

[8]. С. Ю. Фиалко. Трехузловой и четырехузловой оболочечные конечные элементы для моделирования поведения железобетонных тонкостенных конструкций. В кн. А. Белостоцкий, П. Акимов, Актуальные проблемы численного моделирования зданий, сооружений и комплексов. Учебное пособие. Т. 2, Издательство АСВ, 2016, с.

ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ У НАВЧАЛЬНОМУ ПРОЦЕСІ В ДОНДТУ

Черних О, Соколенко В.
Донбаський державний технічний університет, Україна, м. Лисичанськ

В 2004 році вченою радою ДонДТУ було прийнято рішення про впровадження в навчальний процес інформаційних технологій проектування починаючи з першого курсу навчання студентів технічних спеціальностей. Тому вже з осіннього семестру 2005 року на кафедрі нарисної геометрії та інженерної графіки під керівництвом зав. кафедри доц., к.т.н. Черних О.А. викладання нарисної геометрії почало проводиться із застосуванням системи автоматизованого проектування AutoCAD. Це дозволило суттєво підняти рівень розвитку просторового мислення студентів.

Викладання теорії методу скінченних елементів та будівельної механіки під керівництвом к.т.н., доц. Кір'язєва П.М. на середніх курсах за допомогою сучасного проектного комплексу ЛІРА-САПР заклало необхідні умови для успішного оволодіння студентами старших курсів спеціальних дисциплін з проектування залізобетонних та металевих конструкцій з використанням сучасних інформаційних технологій.

Багаторічна науково-дослідна співпраця університету з компанією ЛІРА САПР під керівництвом д.т.н. Городецького О.С. дозволила нашим викладачам отримати можливість застосовувати сучасні розробки компанії в наукових дослідженнях та безпосередньо в навчальному процесі. Важливим елементом роботи компанії ЛІРА САПР з 2010 року є організація та проведення Міжнародних студентських конкурсів науково-дослідних робіт, направлених на виявлення обдарованої молоді.

Студенти ДонДТУ з 2010 по 2014 рік, до переміщення вузу у м. Лисичанськ, приймали активну участь в цих конкурсах. Всі матеріали по результатам конкурсів наведені на сайті компанії ЛІРА САПР LiraLand.ua.

Роботи студента гр.ПЦБ-05 Тищенко О.В. слугують яскравим прикладом ефективності методики застосування сучасних інформаційних технологій при підготовці магістрів-будівельників.

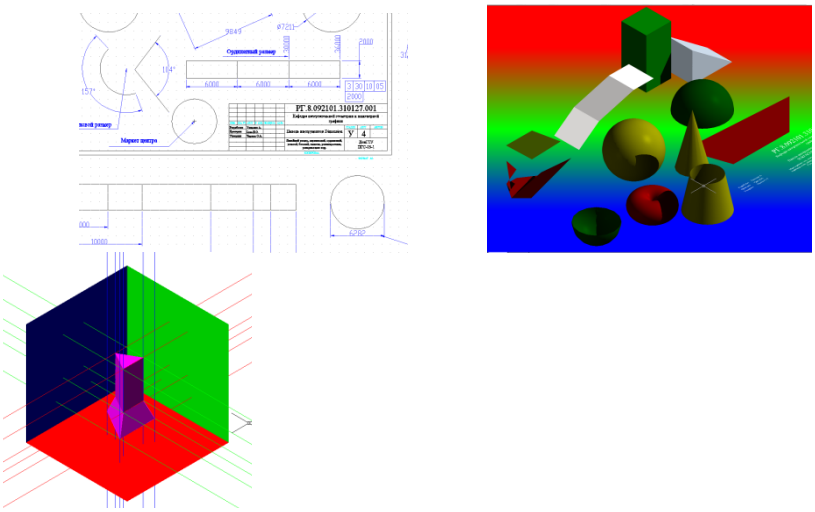


Рисунок 1. Зразки роботи студента першого курсу гр.ПЦБ-05 Тищенко О.В. в AutoCAD

Особливої уваги заслуговує магістерська робота студента п'ятого курсу гр.ПЦБ-05м Тищенко О.В. на тему "Дослідження напружено-деформованого стану будівельних конструкцій готельного комплексу у м. Алчевську з урахуванням реальних діаграм матеріалів та можливості руйнування найбільш навантаженого елементу будівлі".

За допомогою ПК МОНОМАХ розрахункового модуля Компоновка ним було створено декілька варіантів об'ємно-планувального рішення багатоповерхової монолітної будівлі. Проаналізовані властивості висотних будівель та вимоги до їх проектування.

Створені математичні моделі 30-ти поверхової висотної монолітної будівлі в середовищі ПК МОНОМАХ за допомогою розрахункового модуля Компоновка та моделі ґрунту за допомогою ПК МОНОМАХ розрахункового модулю Ґрунт.

За допомогою ПК ЛІРА виконані розрахунки моделі будівлі з урахуванням взаємодії з ґрунтовим масивом у лінійній та нелінійній постановці, тобто з урахуванням реальних діаграм деформування матеріалів залізобетонних конструкцій, розрахунок будівлі на опір прогресуючому обваленню, досліджено вплив дії вітрових навантажень на напружено-деформований стан висотної будівлі з урахуванням динамічної складової.

По кожному розділу роботи наведені детальні висновки.

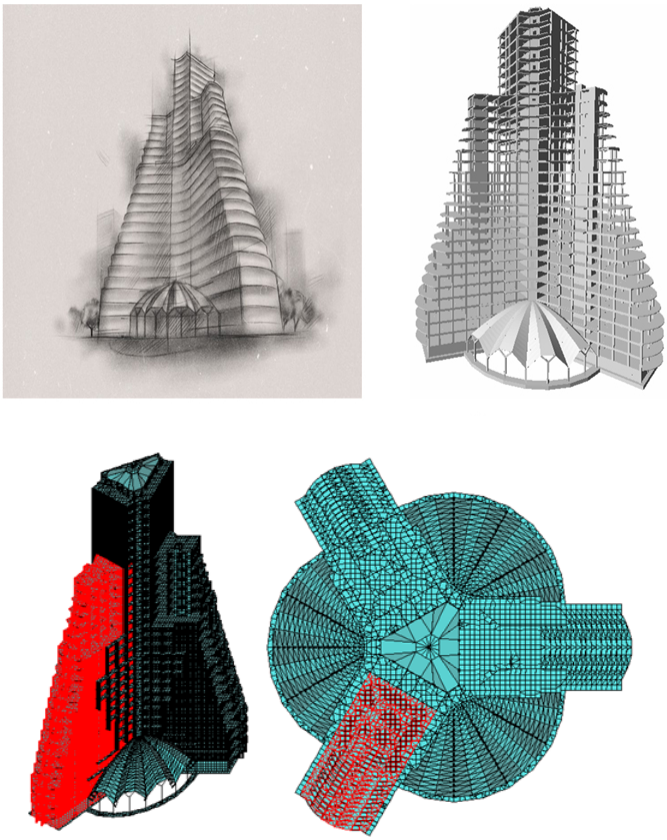


Рисунок 2. Розрахункова модель з магістерської роботи студента п'ятого курсу гр.ПЦБ-05м Тищенко О.В.

Результат роботи: достатній рівень підготовки магістра-будівельника та велика працелюбність привели нашого випускника Тищенко О.В. в групу супроводу САПР компанії ЛІРА САПР.

COMPUTER PROGRAM OF THE ALGORITHM DETERMINING THE PARAMETERS OF VIBRATION ISOLATORS AS A WAY OF UNIVERSITY TRAINING OF ENGINEERS

Shkurupiy A.A., Paschenko A.M.
Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk

Dynamic loads and impacts structures are broad spectrum and require the use of special methods of determining the parameters of the dynamic system [1]. In preparation students of construction specialties such methods considered in calculating rates of resistance of materials, theoretical and structural mechanics. It should be noted trend to a significant reduction in the number of classroom teaching, hence the need to make a large number of complex theoretical material for self-training. In modern textbooks on these subjects is relevant sections [2], but as the experience of academic training engineers with technical skills, these sections cause some difficulties. In particular, the problem of determining the parameters of dampers vibrations of building structures are important and relevant to engineers [3]. So, should strengthen theoretical knowledge of the topics mentioned special teaching aids engineers in the form of software for modern PC.

The department of construction and theoretical mechanics Poltava National Technical University was the task to develop a method for determining the characteristics of different kinds Vibroinsulator and implement it in the form of a computer program. The main requirements of such methodological development was attributed as follows:

- modern intuitive interface;
- visualization design scheme;
- the possibility of visual control of amplitude and frequency characteristics of the appropriate schedule harmonic oscillations;
- the ability to change the source data with instant recalculation of results and analysis;
- the ability to save data and the results for future reference and analysis;
- availability of contextual help others.

Calculation algorithm implemented on a PC problem involves certain steps in determining the characteristics Vibroinsulator, including calculated:

1) the natural frequency of oscillation vibration control system;
2) required total rigidity Vibroinsulator set vertically;
3) the stiffness of one spring-rezynyanoho vibration element;

4) the amplitude of vertical vibrations to harmonic disturbing force;
5) maximum working load on one spring;
6) diameter wire springs;
7) index rate springs and styskuvanosti;
8) the total number of working bars spring.

The problem was implemented using C# compiler in Visual Studio environment on a Microsoft template Windows Form. Given the significant amount of training foreign students in Poltava Technical University, was implemented along with the ability to use Ukrainian as well as English language interface and messaging applications. Later, as the development of methodological basis Department planned automation of these calculations for tablet computers and smartphones different operating systems, including OS android under the most prevalent in today's time that we believe will bring the theory to students and improve the training of engineers not despite the reduction of classroom hours.

Literature

1. Баженов, В.А. Будівельна механіка. Динаміка споруд: навч.посібник / В.А.Баженов, Є.С.Дехтярюк. – К.: ІЗМН, 1988. – 208с.
2. Шкурупій О.А. Стійкість форми та динаміка дискретних систем навчальний посібник / О.А. Шкурупій. – Полтава ПолтНТУ, 2015. – 228с.
3. Коренев, Б.Г. Динамические гасители колебаний специальных сооружений / Б.Г.Коренев, Л.М.Резников. – В кн: Динамический расчет специальных сооружений. / Под ред. Б.Г.Коренева, А.Ф.Смирнова. – М.: Стройиздат, 1986, С.404 – 445.

УДК 624.011.1

Оценка прочности ПКД панелей при растяжении поперек волокон

Assessment of strength of CLT panels by tension perpendicular to the grain

Д.т.н., проф. Фурсов В.В, к.т.н., доц. Бидаков А.Н., аспирант Распопов Е.А.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

Поперечная клееная древесина (ПКД) или CLT (Cross laminated timber) производится в виде панелей толщиной от 90 до 400мм, шириной до 3 м и длинной до 13 м, и активно используется в жилом строительстве. Здания из ПКД панелей могут достигать 17 этажей. Высокая популярность данного материала в Европейских странах, а также Канаде и Австралии, обусловлена выполненными множественными исследованиями прочности ПКД панелей при различных видах напряженных состояний и различными исследованиями узловых соединений, что позволило включить ПКД в нормативные документы по проектированию деревянных конструкций ведущих европейских стран. Одним из открытых вопросов требующих предложений и исследований является метод оценки прочность при растяжении поперек волокон. Предложения по методам испытаний ПКД панелей при растяжении поперек волокон сформулированы одним из авторов статьи и опубликованы в техническом отчете исследования, выполненного в рамках гранта Европейского комитета COST Action FP1402 "Basis of Structural Timber Design" - from research to standards (COST Action FP1402 «Основы расчета деревянных конструкций» – от исследований к стандартам). На основании анализа большого количества работ касающихся исследований цельной и клееной древесины при растяжении поперек волокон сформулированные рекомендации технического отчета выполнены в лаборатории Карлсруэ (KIT) под руководством проф. Бласса с учетом приоритетных тенденций, которые положены в основу методов испытаний ПКД панелей согласно стандарту prEN 16351.

Прочность цельной и клееной древесины при растяжении поперек волокон является самой малой прочностной характеристикой. Согласно указаниям, отечественных национальных норм и традиций проектирования деревянных конструкций, рекомендуется избегать конструктивных решений, при которых возникает растяжение поперек волокон. Еврокод-5, немецкие национальные нормы и австрийские национальные нормы по проектированию деревянных конструкций допускают ситуации, при которых элементы конструкций нагружены силами, вызывающими растяжение поперек волокон. Кроме того, западноевропейские страны в своих нормах предусматривают различные мероприятия по конструированию узлов такого типа. Как правило, компоновка узлов выполняется с использованием шурупов больших длин.

Прочность древесины при растяжении поперек волокон зависит от ряда факторов, таких как плотность, ориентация годовых колец в поперечном сечении и объем образца при испытаниях. На сегодняшний день принято решение не учитывать зависимость величины прочности при растяжении поперек волокон от величины плотности древесины. Согласно EN 338:2009, характеристическое значение прочности цельной древесины хвойных пород всех классов прочности составляет 0,4 N/mm^2, а для клееной древесины, согласно EN 14080:2013, составляет 0,5 N/mm^2, также для всех классов прочности.

Прочность при растяжении поперек волокон в старых редакциях европейских стандартов для цельной древесины таких, как EN 384:1995 и EN 338:2003, а также, согласно отмененного стандарта для клееной древесины EN 1194:1999, связана с плотностью древесины, по формулам (1)-(3):

EN 384:1995 $$f_{t,90,k} = 0{,}001 \cdot \rho \qquad (1)$$

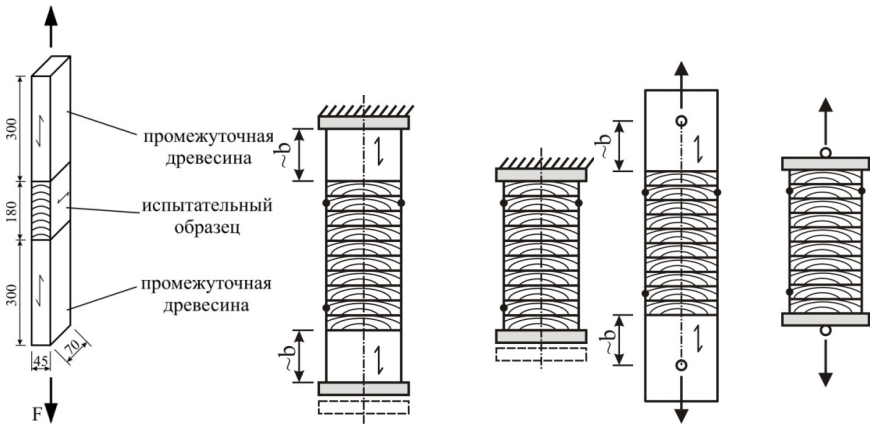
EN 338:2003 $$f_{t,90,k} = \min\begin{cases} 0{,}6 \\ 0{,}0015 \cdot \rho_k \end{cases} \qquad (2)$$

EN1194:1999 $$f_{t,90,g,k} = 0{,}2 + 0{,}015 \cdot f_{t,0,1,k} \qquad (3)$$

где, соответственно, $f_{t,90,g,k}$ и $f_{t,0,1,k}$ прочность клееной древесины поперек волокон соответствующая объему образца V_0=0,01m^3, согласно EN 1193, и прочность при растяжении вдоль волокон.

Испытуемый образец при испытаниях растяжения поперек волокон может крепиться к металлическим пластинам как через

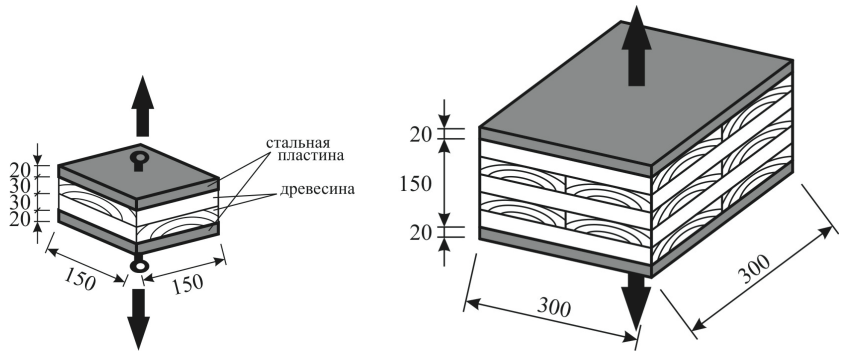
промежуточную древесину с направлением волокон вдоль направления действующей силы, так и непосредственно к металлическим пластинам, как показано на рис. 1.



а) цельная древесина б) клееная древесина согласно EN 408:2010

Рис.1 Методы испытания цельной и клееной древесины.

Проектная редакция Евростандарта prEN 16351, содержащего требования и указания относительно ПКД панелей, допускает их производство с зазорами между досками в каждом слое и выполнение продольных пропилов в досках, что очевидно снижает прочность панелей при растяжении поперек волокон и должно быть учтено при выполнении испытаний. Указания относительно методов испытания ПКД панелей, а также размеров образцов при растяжении поперек волокон отсутствуют в prEN 16351 и, возможно, будут включены в финальную версию после проведения испытаний по схемам, показанным на рис. 2, которые завершаются в июле 2017 года в лаборатории строительных конструкций ХНУСА. Размеры испытуемых образцов согласованы со специалистами второй рабочей группы (WG2) Европейского комитета по нормированию деревянных конструкций COST Action FP 1402 на рабочем заседании в марте 2017 в г. Загреб (Хорватия).



а) малый образец б) образец ПКД панели

Рис. 2 Схема испытания малых образцов и образцов ПКД панелей при растяжении поперек волокон.

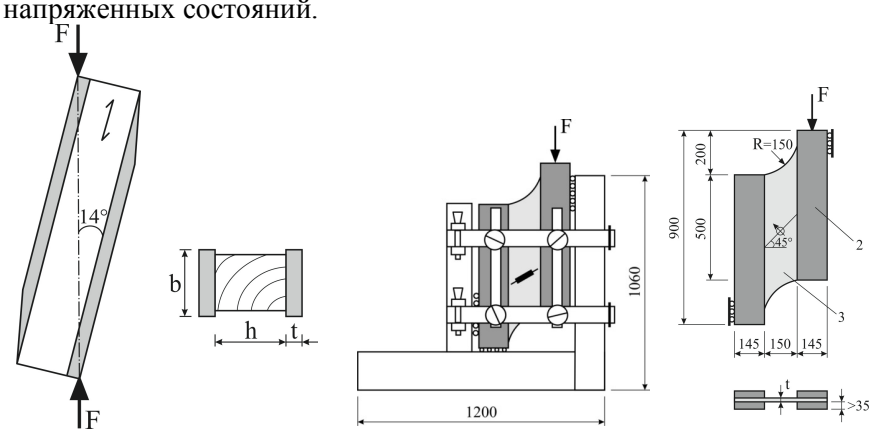
Величина прочности ПКД при растяжении поперек волокон необходима при выполнении проверок прочности изогнутых панелей, где в вершине кривизны возникают растягивающие напряжения поперек волокон, а также для выполнения проектных усилений узловых соединений.

УДК 624.011.1

Прочность ЛВЛ бруса Ultralam тип R при скалывании по грани
Strength of LVL Ultralam type R by shear edgewise

Д.т.н., проф. Фурсов В.В., к.т.н., доц. Бидаков А.Н., аспирант Распопов Е.А.
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

Прочность древесины и древесных материалов при скалывании или сдвиге является важной прочностной характеристикой как для изгибаемых элементов при оценке прочности в опорных зонах балок, так и при анализе прочности различных видов соединений. Методы испытания плитных древесных материалов, к которым относится шпоновый брус ЛВЛ, испытания по грани выполняются, как и для цельной древесины согласно EN 408 (рис. 1-а), а по пласти согласно EN 789, см. рис. 1-б. Данное разделение методов испытаний указано в стандарте EN 14374, который устанавливает методы определения прочностных и упругих характеристик ЛВЛ при различных видах напряженных состояний.



а) испытание по грани EN 408 б) испытание по пласти EN 789

Рис. 1 Схема испытания плитных древесных материалов при скалывании грани и по пласти

Схема испытаний на скалывание согласно EN 789 очевидно является более рациональной для древесных плитных материалов с толщиной не более 40 мм, к которым относятся ориентированные стружечные плиты (ОСП или OSB), древесно-волокнистые плиты (ДВП, MDF), фанера, древесно-слоистые пластики, а также древесно-стружечные плиты (ДСП). Толщина шпонового бруса или ЛВЛ при производстве, как правило, не превышает 106мм, хотя может сращиваться по пласти в заводских условиях для достижения больших толщин. При определении прочности на скалывание клееной древесины используется также балочный метод, где фиксируется удлинение диагоналей квадратов в опорных частях балки, согласно EN 408.

В лаборатории строительных конструкций ХНУСА в период с 2015 по 2017 год были выполнены обширные исследования механических и упругих характеристик ЛВЛ бруса при сжатии под различными углами наклона волокон. Также в рамках испытаний по определению прочности соединений ЛВЛ на вклееных стержнях проводились испытания на скалывание образцов трех типов (рис. 2) толщиной 75мм торговой марки Ultralam тип R с однонаправленным расположением шпона сосны и ели.

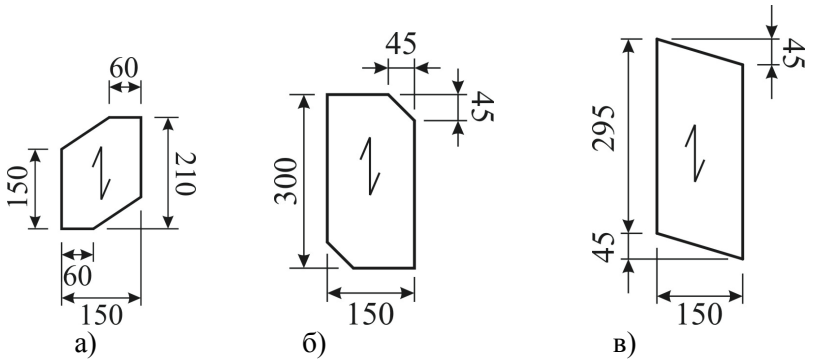


Рис. 2 Виды и размеры образцов использованных при испытаниях.

Прочность древесины и древесных материалов при скалывании характеризуется плоским напряженным состоянием и определяется по формуле (1) согласно EN 789 и по формуле (2) согласно EN 408:

EN 789 $$f = \frac{F_{\max}}{l \cdot t} \quad (1)$$

EN 408 $$f_v = \frac{F_{\max} \cdot \cos 14^\circ}{l \cdot b} \quad (2)$$

Для элементов из ЛВЛ бруса при растяжении и изгибе масштабный фактор для прочностных характеристик учитывается путем умножения на коэффициент k_h, который зависит от высоты сечения для изгибаемого элемента и от длины для растянутого элемента. Учет влияния геометрических параметров на величину прочности или масштабный фактор при скалывании обнаружен для ЛВЛ бруса из букового шпона, характеризующийся величинами прочности, превышающими прочность ЛВЛ из шпона хвойных пород на 30 - 70%. Выполненные испытания образцов различных размеров подтвердили необходимость учета изменения прочности при скалывании в зависимости от параметра высоты сечения и величины коэффициента вариации.