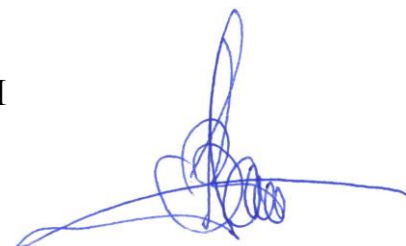


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО
ТРАНСПОРТУ

ВАТУЛЯ ГЛІБ ЛЕОНІДОВИЧ



УДК 624.014:624.072.33

**РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ КОМБІНОВАНИХ ТА
СТАЛЕБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Спеціальність 05.23.01 – будівельні конструкції,
будівлі та споруди

АВТОРЕФЕРАТ
дисертації на здобуття наукового ступеня
доктора технічних наук

Харків – 2015

Дисертацією є рукопис.

Робота виконана в Українському державному університеті залізничного транспорту Міністерства освіти та науки України.

Науковий консультант: доктор технічних наук, професор
Чихладзе Елгуджа Давидович.

Офіційні опоненти: доктор технічних наук, старший науковий співробітник
Бамбура Андрій Миколайович,
ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (м. Київ), завідувач відділу надійності будівельних конструкцій;

доктор технічних наук, професор
Семко Олександр Володимирович,
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, завідувач кафедри архітектури та міського будівництва;

доктор технічних наук, професор
Шмуклер Валерій Самуїлович,
Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, завідувач кафедри будівельних конструкцій.

Захист відбудеться «24» грудня 2015 р. о 13⁰⁰, на засіданні спеціалізованої вченої ради Д 64.820.02 при Українському державному університеті залізничного транспорту за адресою: 61050, м. Харків, майдан Фейєрбаха, 7.

З дисертацією можна ознайомитись у бібліотеці Українського державного університету залізничного транспорту за адресою: 61050, м. Харків, майдан Фейєрбаха, 7.

Автореферат розісланий «23» листопада 2015 р.

В.о. ученого секретаря
спеціалізованої вченої ради,
д.т.н., проф.



А.П. Фалендиш

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми. Питання підвищення несучої здатності будівельних конструкцій, економії бетону та сталі мають на даний час велике значення при проектуванні та будівництві нових і реконструкції існуючих цивільних та промислових споруд, в тому числі транспортних. Поруч із вдосконаленням традиційних залізобетонних конструкцій, значна увага приділяється застосуванню конструкцій із зовнішнім армуванням. Несучі елементи каркасів, які сприймають значні навантаження, при вирішенні в звичайному збірному залізобетоні, є досить громіздкими та важкими. Окремі недоліки залізобетонних конструкцій, такі як мала технологічність та механізація процесів їх армування, виготовлення та встановлення закладних деталей, певною мірою можна усунути застосуванням конструкцій із зовнішнім армуванням листовою чи суцільною обоймою. Це досягається за рахунок багатофункціонального та раціонального використання сталевих листів, а саме: його застосуванню як опалубки та закладних деталей; суміщенню функцій робочого армування із захисними та ізоляційними функціями; компактному розміщенню біля зовнішньої кромки елементів, які працюють на згин; здібністю сталевих листів сприймати зусилля розтягу одночасно у всіх напрямках.

Впровадження в практику сучасного будівництва комбінованих конструкцій, елементи яких виконані зі сталебетону та сталезалізобетону, призводить до зниження матеріалоемності, енергозатрат та скорочує терміни будівництва. Важливим питанням подальшого розвитку є пошук раціональних сполучень складових конструкцій для їх сумісної роботи та ефективних матеріалів для їх вогнезахисту. В сучасних нормах розрахунку сталезалізобетонних конструкцій не розглянуті питання контактної взаємодії складових комплексного перерізу та їх вплив на несучу здатність та напружено-деформований стан при термосилових навантаженнях. Не менш важливим питанням є раціоналізація перерізів сталебетонних та комбінованих конструкцій. Таким чином, дисертаційна робота, присвячена вирішенню наукової проблеми розрахунку та проектування комбінованих конструкцій при різних умовах навантаження з урахуванням їх вогнестійкості, сумісно з пошуком їх раціональних перерізів є актуальною, що має як теоретичне, так і практичне значення.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дослідження виконано в межах науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки та гідравліки Українського державного університету залізничного транспорту в 1999-2015 рр.: «Теорія напружено-деформованого та граничного станів при впливі інтенсивних теплових потоків» № ДР 0199U003103; «Розробка теорії та методів розрахунку комбінованих конструкцій транспортних споруд» № ДР 0106U004122; «Розробка теорії та методів оптимізації несучих конструкцій транспортних споруд» № ДР 0110U002127, а також у рамках госпдоговірних науково-дослідних робіт, виконаних відповідно до договорів з Південною, Донецькою, Придніпровською і Одеською залізницями та іншими організаціями.

Мета і задачі дослідження. Метою дисертаційної роботи є вирішення проблеми розрахунку і проектування сталебетонних та комбінованих конструкцій на силові та температурні впливи з урахуванням мінімізації їх маси чи об'єму.

Для досягнення вказаної мети в роботі були поставлені такі **основні задачі наукових досліджень:**

- розробити методику визначення напружено-деформованого та граничного стану сталобетонних конструкцій прямокутного та круглого поперечного перерізу при силових навантаженнях;
- розробити методику розрахунку сталобетонних конструкцій на температурні впливи при нестационарному температурно-вологісному полі з податливою границею пароутворення;
- розробити методику оптимізації сталобетонних та комбінованих конструкцій з урахуванням мінімуму їх об'єму, маси чи вартості;
- обґрунтувати вибір математичної моделі оптимізаційної задачі для статично невизначених стержневих систем;
- провести експериментальні дослідження сталобетонних колон, балок та плит на силові впливи при різних умовах навантаження та опираючості, дослідити ефективність кроку та конструкції анкерних упорів для забезпечення сумісної роботи компонентів перерізу;
- виконати чисельне моделювання для визначення особливостей роботи та вичерпання несучої здатності сталобетонних конструкцій при термосилових навантаженнях з урахуванням нелінійності фізико-механічних характеристик матеріалів та їх зміни при нагріванні;
- дослідити ефективність застосування різних вогнезахисних матеріалів та їх вплив на вогнестійкість сталобетонних конструкцій.

Об'єкт дослідження – сталобетонні конструкції з зовнішнім армуванням листовою чи прокатною сталлю, що працюють на згин, центральний та позацентровий стиск.

Предмет дослідження – напружено-деформований та граничний стани сталобетонних та комбінованих конструкцій при силових і температурних впливах з оптимізацією параметрів їх перерізів.

Методи дослідження – методи будівельної механіки, теорії пружності та пластичності, скінченних різниць при теоретичних дослідженнях; методи теорії планування та математичної статистики при проведенні та аналізі результатів експериментів; метод скінченних елементів при чисельному моделюванні роботи конструкцій.

Наукова новизна одержаних результатів:

- розроблено аналітичні методи розрахунку сталобетонних колон, балок та плит на силові навантаження з урахуванням нелінійності деформування бетону та його тріщиноутворення, податливості контакту між зовнішнім армуванням (листом чи обіймою) та бетонним ядром, різних умов опираючості;
- розроблено аналітичні методи розрахунку сталобетонних конструкцій на температурні впливи при нестационарному температурно-вологісному полі з податливою границею пароутворення, а також з урахуванням змінності фізико-механічних характеристик матеріалів при нагріванні;
- отримано нові експериментальні дані щодо закономірностей роботи і руйнування сталобетонних колон, плит та балок при різних умовах навантаження та опираючості; ступеню впливу кроку та типу анкерних упорів на сумісну роботу бетону та сталі;
- запропоновано теоретичні основи пошуку раціональної комбінованої конструкції з урахуванням локальних та глобальних обмежень при розрахунку за першою та другою групами граничних станів;

- удосконалено математичну модель оптимізаційної задачі статично невизначених стержневих систем з урахуванням параметрів функціонального зв'язку між геометричними характеристиками перерізів сталобетонних елементів;
- побудовано скінченно-елементні моделі та на їх основі проведено аналіз напружено-деформованого стану конструкцій з зовнішнім армуванням (листом чи обіймою) при термосилових навантаженнях;
- обґрунтовано ефективність застосування сучасних вогнезахисних покриттів для вогнезахисту сталобетонних конструкцій у відповідності до чинних нормативних документів.

Достовірність та обґрунтованість результатів забезпечено використанням при теоретичних дослідженнях фундаментальних закономірностей будівельної механіки, опору матеріалів, теорії сталобетону та сталезалізобетону, співставленням отриманих теоретичних даних з експериментальними результатами як власними, так і інших дослідників, в тому числі закордонних, даними чисельного моделювання роботи конструкцій, а також статистичною обробкою отриманих результатів.

Отримані автором дисертації результати є новими, при цьому наукові положення і результати кандидатської дисертації в докторській дисертації на захист не виносяться.

Практичне значення одержаних результатів. Запропоновані методики формування конструкцій та їх розрахунку забезпечують можливість створення ефективних сталобетонних конструкцій та систем, які працюють на стиск та згин, та дозволяють виконувати проектування споруд при зменшенні розмірів поперечних перерізів їх несучих елементів, зниження вартості та матеріалоємності будівництва, забезпеченні необхідної границі вогнестійкості.

Результати досліджень були використані при розробці робочих проектів реконструкції вокзального комплексу станції Харків-Балашовський (будівля вокзалу) та будівництва ремонтно-екіпірувального депо для обслуговування потягів Intercity та Intercity+ Української залізничної швидкісної компанії (станція Харків-Сортувальний); при розробці нової конструкції залізничних ваг для статичного і динамічного зважування та робочих проектів реконструкції існуючих механічних ваг у тензометричні на ВАТ «АрселорМіттал» (м. Кривий Ріг) та Ольшанській філії ПрАТ «Київ-Дніпровського МППЗТ» (м. Миколаїв).

Матеріали дисертації використовуються в УкрДУЗТ у навчальному процесі при підготовці студентів за напрямками 6.060101 «Будівництво», спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» та 6.070108 «Залізничні споруди та колійне господарство» в лекційних курсах, на практичних заняттях і в дипломному проектуванні.

Особистий внесок здобувача: огляд існуючих уявлень за досліджуваною проблемою, розробка теоретичних розділів дисертації – формулювання наукових положень, отримання чисельних залежностей, відповідні розрахунки і т.д. виконані автором особисто; експериментальні дослідження та впровадження результатів досліджень виконані спільно з співавторами публікацій. Участь автора у спільних публікаціях відображена в переліку опублікованих робіт.

Апробація результатів дисертації. Основні положення і результати дисертаційної роботи доповідалися та обговорювалися на 62-77-й науково-технічних конференціях Українського державного університету залізничного транспорту (2000 – 2015 рр.); міжнародній конференції «Рациональные энергосберегающие конструк-

ции, здания и сооружения в строительстве и коммунальном хозяйстве» (м. Білгород, 26–28 листопада 2002 р.); V, VIII, X та XI міжнародних науково-технічних конференціях «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Кривий Ріг, 12–14 жовтня 2002 р., 14-15 жовтня 2008 р., м. Полтава, 8-11 жовтня 2012 р., 27–31 жовтня 2014 р.); міжнародній науково-технічній конференції «Автоматизация проектирования в строительстве и гидротехнике» (м. Одеса, 17-19 травня 2003 р.); науково-технічній конференції «Математические модели процессов в строительстве» (м. Луганськ, 9–11 червня 2004 р.); міжнародній науково-практичній конференції «Современные технологии в промышленности строительных материалов и стройиндустрии» (м. Білгород, 5-7 жовтня 2005 р.); IV, VI та X науково-практичних конференціях «Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения» (м. Алушта, 3-7 вересня 2005 р., м. Ялта, 7-11 вересня 2008 р., 10-14 вересня 2012 р.); VI-VIII міжнародних конференціях «Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте» (м. Санкт-Петербург, 12-13 лютого 2004 р., 23-24 квітня 2008 р., 22–23 червня 2011 р.); міжнародній науково-технічній конференції «Вычислительная механика деформируемого твердого тела» (м. Москва, 31 січня - 2 лютого 2006 р.); міжнародній науково-практичній конференції «Научные исследования, наносистемы и ресурсосберегающие технологии в стройиндустрии» (м. Білгород, 18-19 вересня 2007 р.); міжнародній науково-технічній конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика» (м. Дніпропетровськ, 27–28 травня 2010 р.); V та VI міжнародних конференціях «Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering» (м. Жиліна, 30 травня-2 червня 2011 р., с. Доновали, 25-29 травня 2014 р.); VII всеукраїнській науково-практичній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (м. Рівне, 27-31 травня 2013 р.); міжнародних науково-практичних конференціях «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе» (м. Перм, 26-28 квітня 2012 р., 25-27 квітня 2013 р., 24-25 квітня 2014 р.); XVII міжнародній конференції 'Science – Future of Lithuania' (м. Вільнюс, 8 травня 2014 р.); 79-й науково-технічній конференції Харківського національного автомобільно-дорожнього університету (12-15 травня 2015 р.)

Публікації. За результатами дисертаційної роботи опубліковано 67 наукових праць, з них 44 статті у фахових виданнях, рекомендованих МОН України, в тому числі 6 – у виданнях, що входять до міжнародних наукометричних баз та 3 – у міжнародних періодичних виданнях, 16 – апробаційного характеру, 7 – патентів України на корисну модель.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, семи розділів, висновків, списку використаних джерел та додатків. Дисертація викладена на 430 сторінках і містить 324 сторінки основного тексту, в тому числі 37 таблиць, 110 рисунків, 407 найменувань літератури та 12 додатків на 61 сторінці.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

У **вступі** обґрунтовано актуальність проблеми, що вирішується, сформульовано мету та задачі досліджень; визначено об'єкт та предмет, наукову новизну і практичне значення роботи; зазначено особистий внесок здобувача та розглянуто методи досліджень і відомості щодо апробації результатів дисертаційної роботи.

У **першому розділі** наведено огляд літературних джерел та проведено критичний аналіз досліджень сталобетонних конструкцій, із зовнішнім армуванням листовою та прокатною сталлю. Наведено класифікацію сталобетонних конструкцій та історичну довідку їх застосування при проектуванні цивільних, промислових та транспортних споруд. Розглянуто існуючі методики розрахунку сталобетонних та комбінованих конструкцій як при силовому, так і при температурному впливах; наявні теоретичні основи та критерії оцінки міцності та пластичності бетону в умовах неодновісних напружених станів; методи оптимізації параметрів будівельних конструкцій.

Експериментальним та теоретичним дослідженням міцності і пластичності бетону в умовах складного напруженого стану присвячені роботи А.М. Бамбури, П.М. Біча, О.Я. Берга, В.М. Бондаренка, Л.Е. Буслера, О.О. Гвоздєва, Г.О. Генієва, Ю.В. Зайцева, М.І. Карпенка, В.М. Кіссюка, С.Ф. Клованича, А.І. Козачевського, В.І. Корсуна, Є.С. Лейтеса, Г.О. Тюпіна, О.Л. Шагіна, М.М. Філоненка-Бородича, О.В. Яшина, Y. Atan, G.I. Bellami, Van E Geel, H. Kupfer, T.C.Y Lin, A.H. Nilson, L.L. Mills, F.E. Richart, I. Rosenthal; F.O. Slate, E.P. Warnke, K.J. Willam та багатьох інших вчених. На даний час найбільше розповсюдження отримали феноменологічні критерії міцності.

Вивченню властивостей конструкцій із зовнішнім армуванням, оцінці їх несучої здатності та напружено-деформованого стану при різних умовах навантаження присвячені роботи багатьох вітчизняних та зарубіжних вчених, зокрема: Л.З. Аншина, В.М. Барабаша, А.Я. Барашикова, Г.І. Бердичевського, З.Я. Бліхарського, І.П. Бочагова, О.П. Васильєва, Р.В. Воронкова, О.П. Воскобійник, Б.Г. Гнідця, О.А. Долженка, Д.А. Єрмоленка, В.І. Єфіменка, О.С. Залєсова, А.І. Кікіна, Ф.Є. Клименка, А.Л. Кришана, О.І. Лапенка, А.Ф. Ліпатова, Л.К. Лукші, Й.Й. Лучка, І.Г. Людковського, О.В. Нижника, Г.П. Передерія, В.А. Росновського, Р.С. Санжаровського, О.В. Семка, С.М. Скоробогатова, Л.І. Стороженка, М.М. Стрелецького, О.Л. Шагіна, Р.А. Шмига, В.С. Шмуклера, О.Ф. Яременка, Е.Д. Чихладзе та його учнів: А.Д. Арсланханова, І.Р. Серих, Ю.В. Глазунова, О.В. Лобяк, Н.В. Смолянюк, О.В. Чернишової та інших, R.Q. Bridge, V.C. Chen, A.Z. Fam, R.W. Furlong, M.N.S. Hadi, S.J. Kennedy, A.E. Kilpatrick, R.M. Lawson, Q.Q. Liang, J.Y.R. Liew, Y.Q. Lu, S. Morino, H. Nakahara, K.C.G. Ong, M.D. O'Shea, R. Park, M.L. Porter, M.J.N. Priestley, K. Sakino, S.P. Schneider, M. Tomii, K. Tsuda, M. Wakabayashi, Y. Xiao, T. Yamamoto, X.L. Zhao, S. Zhong.

Однак, незважаючи на багаторічний досвід проектування експлуатації конструкцій із зовнішнім армуванням, на сьогодні все ще існує неоднозначне трактування деяких особливостей їх роботи, пов'язаних із встановленням граничних станів, способами врахування ефекту обойми, а також розробленням єдиних підходів щодо розрахунку їх несучої здатності, в тому числі при термосилових впливах.

Проблемам вогнестійкості сталобетонних та сталезалізобетонних конструкцій присвячені роботи Б. Бартелемі, С.Ю. Берестянської, М.А. Вєревічевої, О.І. Голоднова, О.І. Давиденка, Б.Г. Демчини, І.М. Добрянського, О.І. Жакіна, В.І. Корсуна, О.П. Кричевського, Ж. Крюппа, А.Ф. Мілованова, К.Д. Некрасова, Б.Н. Нурадинова, С.В. Поздєєва, В.Г. Поклонського, В.М. Ройтмана, С.Л. Фоміна, Е.Д. Чихладзе, А.І. Яковлева, X.H. Dai, J. Ding, L. Gardner, M. Edwards, L.H. Han, D. Lam, T.T. Li, H. Lu, Z. Tao, F. Wald, X.Q. Wang, Y.C. Wang, H. Yang, S.M. Zhang.

Поруч із розробкою нових конструктивних рішень та методик оцінки напру-

жено-деформованого стану та несучої здатності будівельних конструкцій, значна увага приділяється оптимізації їх параметрів. На даний час відомий цілий ряд оригінальних підходів, дякуючи дослідженням М.П. Абовського, М.В. Банічука, Є.І. Беленя, В.В. Бірюльова, П.М. Варвака, Г.В. Василькова, О.І. Виноградова, І.І. Гольденблата, О.С. Городецького, О.Ю. Ішлінського, Л.В. Канторовича, В. Комкова, Н.М. Моїсеєва, А.В. Перельмутера, В.О. Пермякова, Л.С. Понтрягіна, Ю.М. Почтмана, І.М. Рабіновича, Ю.А. Радцига, М.І. Рейтмана, О.Р. Ржаніцина, М.М. Складнева, С.П. Тимошенка, В.В. Трофимовича, В.І. Феодосьєва, В.С. Шмуклера, J.S. Arora, R.E. Bellman, K.K. Choi, D.E. Grierson, E.J. Naug, N.G.R. Iyengar, W.H. Lee, G.I.N. Rozvany.

Ґрунтуючись на проведеному аналізі наявних досліджень роботи сталобетонних та комбінованих конструкцій відзначено, що характер їх деформування та вичерпання несучої здатності досліджено недостатньо, зокрема потребують подальшого розгляду питання: контактної взаємодії елементів конструкцій; впливу зміцнення сталі за границею текучості; пошуку раціональних сполучень та оптимізації параметрів конструкцій із зовнішнім армуванням, впливу термосилових навантажень на напружено-деформований та граничний стани конструкцій, що досліджуються. За результатами виконаного аналізу сформульовано задачі досліджень.

Другий розділ присвячено розробці аналітичних методів розрахунку конструкцій із зовнішнім армуванням при силовому навантаженні, зокрема сталобетонним колонам, прямокутного та круглого перерізу, дво- та тришаровим плитам. Визначені параметри функціонального зв'язку між геометричними характеристиками прямокутних перерізів сталобетонних колон в залежності від співвідношення їх розмірів, класу бетону та товщини обойми.

Сталобетонні колони. При визначенні напружено-деформованого стану (НДС) колон прямокутного поперечного перерізу за невідомі приймаємо нормальні і дотичні контактні сили (рис. 1, 2). Для опису процесу деформування бетону в умовах тривісного напруженого стану бетон приводиться до ізотропного матеріалу зі змінними параметрами деформування \tilde{E} та $\tilde{\nu}$.

$$\begin{aligned} \tilde{E}(\sigma_0, S_I) &= \frac{9K(\sigma_0, S_I)G(S_I)}{G(S_I) + 3K(\sigma_0, S_I)}, \\ \tilde{\nu}(\sigma_0, S_I) &= \frac{3K(\sigma_0, S_I) - 2G(S_I)}{2G(S_I) + 3K(\sigma_0, S_I)}, \end{aligned} \quad (1)$$

де σ_0 – середнє напруження, K і G – січні модулі відносних об'ємних деформацій та зсуву, S_I – інваріант, що характеризує девіатор напружень.

Використовуючи критерій міцності Яшина, визначимо граничні значення середнього напруження σ_0 та інваріанта \bar{S}_I . Даний критерій зводиться до рішення рівняння високого порядку відносно $\bar{\sigma}_0$:

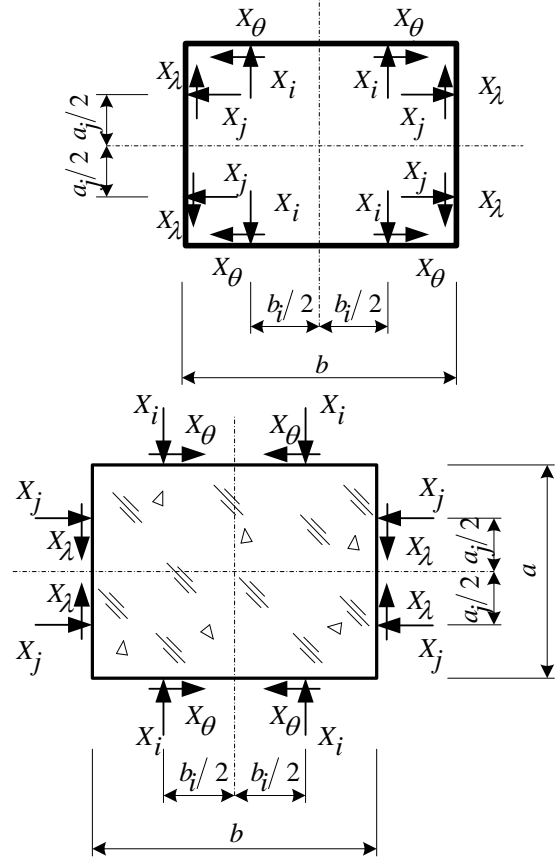


Рис. 1. Розрахункові схеми обойми та ядра при центральному стиску

$$A + (1 - A) \frac{F}{F_c} = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{S_I}{R_c K_\varphi}. \quad (2)$$

Узагальнена функція середнього напруження та параметр A дорівнюють:

$$F = \lg \left(B + \frac{R_p}{R_c} + \alpha \frac{\sigma}{R_c} + \beta \frac{\sigma^2}{R_c^2} \right), \quad A = \frac{\frac{R_p}{R_c K_{p,\varphi}} - \frac{F_p}{F_c}}{1 - \frac{F_p}{F_c}}. \quad (3)$$

$$S_I = \sigma_1 \sqrt{(1-z)^2 + (\eta_2 - z)^2 + (\eta_3 - z)^2} = \sigma_1 M,$$

$$K_\varphi = 1 - \left(a_i - b_i \sin \frac{3}{2} \varphi \right) \sin \frac{3}{2} \varphi, \quad \sin \frac{3}{2} \varphi = \sqrt{\frac{1 - \frac{S_{II}}{S_I}}{2}},$$

$$\frac{S_{II}}{S_I} = \xi = \frac{3\sqrt{6}(1-z)(\eta_2 - z)(\eta_3 - z)}{\left(\sqrt{(1-z)^2 + (\eta_2 - z)^2 + (\eta_3 - z)^2} \right)^3} = \frac{3\sqrt{6}(1-z)(\eta_2 - z)(\eta_3 - z)}{M^3},$$

де K_φ – функція, що характеризує вид напруженого стану; a_i і b_i – величини, які характеризують міцність; R_c , R_p – границі міцності відповідно при стиску й розтяганні; φ – кут, утворений інваріантом S_I з напрямком проекції головної осі σ_1 .

При відомому σ_1 визначаємо граничні середні напруження σ та граничну величину девіатора напружень \bar{S}_I . Після визначення σ_0 , \bar{S}_I і характеристик деформування виконуємо апроксимацію. Сили взаємодії між ядром і обіймою знайдемо з умови рівності переміщень на границі контакту із системи рівнянь

$$A \cdot \bar{X} = -\bar{H}. \quad (4)$$

Елементи матриці A являють собою різниці поперечних переміщень точок k обійми і ядра від одиничних контактних сил, елементи матриці H – відповідно різниці поперечних переміщень обійми і ядра від зовнішніх поздовжніх зусиль. Поперечні переміщення визначаються для обійми одиничної довжини в замкнутому вигляді. Для знаходження поперечних переміщень у бетонному ядрі від одиничних контактних сил вирішуємо в різницевій формі диференціальне рівняння плоскої задачі теорії пружності (5) зі змінними по полю параметрами деформування \tilde{E} й $\tilde{\nu}$.

Як чисельний метод рішення використовуємо метод скінченних різниць. Для цього в шуканій області вибираємо скінченне число точок, що представляють собою вузли скінченно-різницевої сітки з дискретними координатами I, J .

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left[\frac{(1 - \tilde{\nu}^2)}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - \frac{\tilde{\nu}(1 + \tilde{\nu})}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \right] + \\ & + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{(1 - \tilde{\nu}^2)}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - \frac{\tilde{\nu}(1 + \tilde{\nu})}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} \right] + \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \left[\frac{2(1 - \tilde{\nu})}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} \right] = 0. \end{aligned} \quad (5)$$

Для кожної точки сітки, отриманої в такий спосіб, записується вихідне рівняння (5), у якому частинні похідні замінюються наближеними виразами через функції напружень у вузлах сітки. У результаті безперервне рішення замінюється його дискретними значеннями, а диференційне рівняння зводиться до системи алгебраїчних. Збіжність рішення, отриманого методом скінченних різниць, можна контролювати з використанням принципу Рунге, який при наявності двох рішень задачі з різними кроками сітки, дозволяє одержати уточнене рішення й оцінку похибки.

У згорнутому виді скінченно-різницевого рівняння МСР для точки з координатами I, J можна записати у наступному вигляді:

$$\sum_{\chi=-2L}^2 \sum_{L=-2}^2 \varphi(I + \chi, J + L) B(I + \chi, J + L) = 0. \quad (6)$$

Знайдемо поперечні переміщення обойми та ядра від заданих поздовжніх зусиль відповідно при центральному та позацентровому стиску:

$$\Delta_{kp}^x = \frac{v_s \xi a}{2E_s}, \quad \Delta_{kp}^y = \frac{v_s \xi b}{2E_s}, \quad v = \Delta_{kp}^{*y} = p \int_0^{b/2} \frac{v}{\bar{E}} dy, \quad u = \Delta_{kp}^{*x} = p \int_0^{a/2} \frac{v}{\bar{E}} dx \quad (7)$$

$$\Delta_{kc}^x = \frac{v_s x^2}{2} k, \quad \Delta_{kc}^y = \frac{v_s xy}{2} k, \quad u = \Delta_{kc}^{*x} = \int_0^{l_1} v x k dx, \quad v = \Delta_{kc}^{*y} = \int_0^{l_2} v x k dx$$

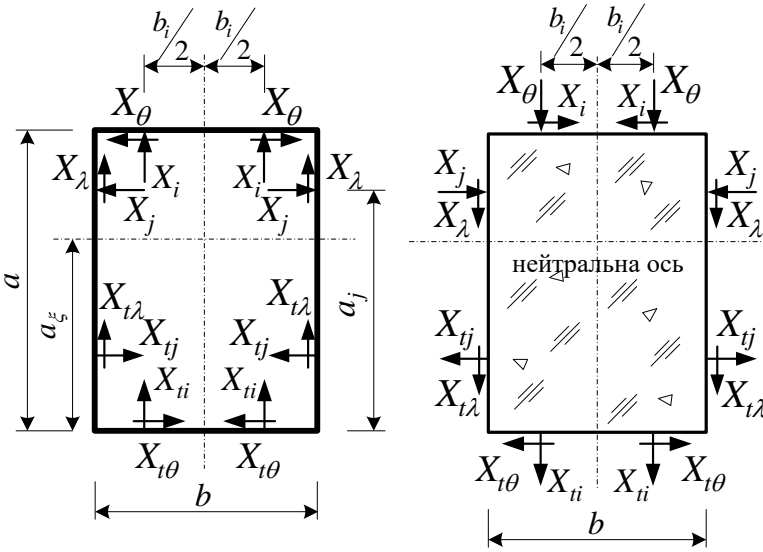


Рис. 2. Розрахункові схеми обойми та ядра при позацентровому стиску

На кожному кроці завантаження визначаємо модулі деформацій бетону в кожній точці і середнє значення для всього перерізу, коефіцієнти поздовжніх деформацій, контактні сили, головні напруження в бетоні σ_{c2}, σ_{c3} , положення головних площадок. Граничні поздовжні напруження $\bar{\sigma}_{c1}$ в бетонному ядрі обчислюються з використанням критерію міцності Яшина, а в сталевому листі $\bar{\sigma}_{s1}$ – енергетичного критерію пластичності Мізеса. Несучу здатність центрально стиснутого сталобетонного елемента визначимо як:

$$N = \sum_{n=1}^{\beta} \bar{\sigma}_{c1n} A_{cn} + \sum_{m=1}^{\gamma} \bar{\sigma}_{s1m} A_{sm}, \quad (8)$$

де β – число елементів бетонного ядра; γ – число елементів обойми.

При позацентровому стиску кожний деформований стан визначається кривизною, величина кроку якої залежить від величини діючого поздовжнього навантаження:

$$k = k_0 I, \quad k_0 = (1,4 - N/(abf_{cd})) \times 10^{-4} / a, \quad (9)$$

де k_0 – крок кривизни; I – номер стану, a, b – розміри поперечного перерізу.

При рішенні системи (4) передбачена процедура виключення контактних сил, що перевищують сили зчеплення між бетоном і обіймою. Граничні сили зчеплення визначаються експериментально при видавлюванні бетонного ядра з металеві обійми. Знаючи контактні сили, знаходимо положення головних площадок, головні напруження в бетоні й сталі. Згинальний момент у перерізі буде дорівнювати:

$$M = \sum_{n=1}^{\beta} \sigma_{c1n} A_{cn} x_n + \sum_{m=1}^{\gamma} \sigma_{ct1m} A_{cm} x_m + \sum_{f=1}^h \sigma_{s1f} A_{sf} x_f + \sum_{P=1}^r \sigma_{s1p} A_{sp} x_p, \quad (10)$$

де $\sigma_{c1} = \varepsilon_{c1} E_c + \nu_c (\sigma_{c2} + \sigma_{c3})$; $\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s + \nu_s \sigma_{s2}$; β, h – кількість в поздовжньому напрямку елементів відповідно бетонного ядра й обійми; γ, r – кількість розтягнутих у поздовжньому напрямку елементів ядра й обійми; x_n, x_m, x_f, x_p – відстань від елементів бетонного ядра й обійми до осі, яка проходить через центр ваги перерізу елемента. Положення нейтральної лінії визначається в процесі послідовних наближень для кожного деформованого стану з умови рівноваги за формулою:

$$N = \sum_{n=1}^{\beta} \sigma_{c1n} A_{cn} + \sum_{m=1}^{\gamma} \sigma_{ct1m} A_{cm} + \sum_{f=1}^h \sigma_{s1f} A_{sf} + \sum_{P=1}^r \sigma_{s1p} A_{sp}. \quad (11)$$

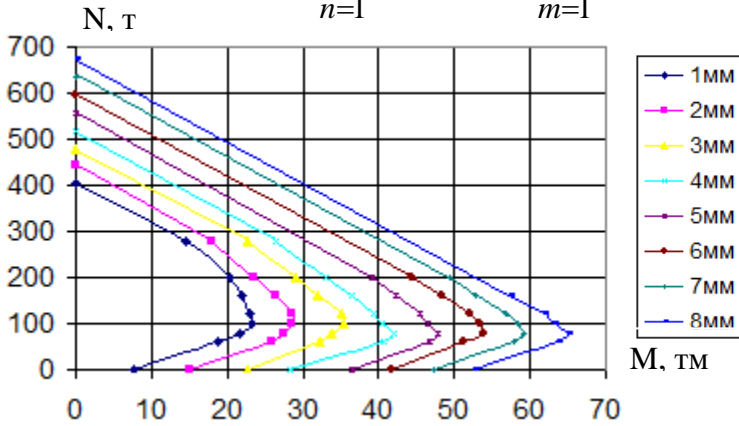


Рис. 3. Криві $N-M$ для колони прямокутного перерізу ($a = 500$ мм, $a/b = 1,25$) з різними t

За результатами розрахунків побудовані криві $N-M$, які обмежують зону несучої здатності сталобетонних елементів прямокутного поперечного перерізу із співвідношенням сторін $a/b = 2; 1,75; 1,5; 1,25; 1$ в залежності від класу бетону (С16/20, С20/25, С25/30, С28/35) та товщини обійми t (рис. 3). Для знаходження параметрів функціонального зв'язку між геометричними характеристиками перерізів ви-

користаємо підхід, що ґрунтується на теоремі Коші про середнє значення. Так, для сусідніх перерізів з номерами i та $i+1$ функціональний зв'язок між моментом інерції й моментом опору приблизно може бути прийнятий у вигляді функції $I = I_0 W^\psi$, де ψ – показник ступеня, що визначимо надалі відповідно до теореми Коші.

Обчислимо відхилення функції і розіб'ємо відхилення на дві групи, які мають приблизно однакові кількісні відхилення

$$\begin{aligned} \varepsilon_i &= \ln I_0 + \psi \ln W_i - \ln I_i, \quad i = 1, 2, \dots, n, \\ \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \dots + \varepsilon_n &= 0, \quad \varepsilon_{m+1} + \varepsilon_{m+2} + \dots + \varepsilon_n = 0, \end{aligned} \quad (12)$$

де n – число розглянутих перерізів.

$$\psi = \frac{\frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln I_i - \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln I_i}{\frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln W_i - \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln W_i},$$

$$\ln I_0 = \frac{\left(\frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln W_i - \ln W_0 \right) \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln I_i - \left(\frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln W_i - \ln W_0 \right) \frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln I_i}{\frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln W_i - \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln W_i}. \quad (13)$$

Аналогічно, прийнявши зв'язок між площею перерізу і моментом опору $A = A_0 W^\eta$, одержимо

$$\eta = \frac{\frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln A_i - \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln A_i}{\frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln W_i - \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln W_i}, \quad (14)$$

$$\ln A_0 = \frac{\frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln W_i \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln A_i - \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln W_i \frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln A_i}{\frac{1}{n-m} \sum_{i=m+1}^n \ln W_i - \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln W_i}.$$

Залежності між перерізами сталобетонних елементів, виражені через параметри функціонального зв'язку, показано на графіках (рис. 4).

При оцінці НДС циліндричної колони за невідомі приймаємо сили контактної взаємодії в радіальному і вертикальному напрямках X_i та Y_i . Для їх визначення в кожному перерізі $z = h_i$ використаємо умову рівності переміщень на границі контакту:

$$\begin{aligned} X_i (\delta_c - \delta_s) - (u_{r,c} - u_{r,s}) &= 0 \\ Y_i (\delta_c^v - \delta_s^v) - (u_{z,c} - u_{z,s}) &= 0, \end{aligned} \quad (15)$$

де $u_{r,c}, u_{r,s}$ - радіальні переміщення на границі контакту від вертикального навантаження, відповідно, в бетонному ядрі та сталевій обоймі; $(\delta_c - \delta_s)$ - різниця переміщень у радіальному напрямку точок ядра і обойми на границі контакту від одиничної сили $X_i = 1$; $(\delta_c^v - \delta_s^v)$ - різниця переміщень у вертикальному напрямку точок ядра і обойми на границі контакту від одиничної сили $Y_i = 1$.

Для визначення коефіцієнтів і вільних членів розв'яжемо окремо задачу визначення НДС для бетонного ядра (рис. 5, а) і сталевій обоймі (рис. 5, б). Залежності між напруженнями та деформаціями в бетоні приймаються у формі закону Гуку зі змінними параметрами деформування E та ν . Враховуючи вирази для напружень та умови рівноваги отримаємо систему рівнянь у переміщеннях:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial r} \left[\lambda \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) + 2\mu \frac{\partial u_r}{\partial r} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\mu \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r} \right) \right] + \frac{2\mu}{r} \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} \right) &= 0, \\ \frac{\partial}{\partial r} \left[\lambda \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) + 2\mu \frac{\partial u_z}{\partial z} \right] + \frac{\partial}{\partial r} \left[\mu \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r} \right) \right] + \frac{\mu}{r} \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} \right) &= \rho g. \end{aligned} \quad (16)$$

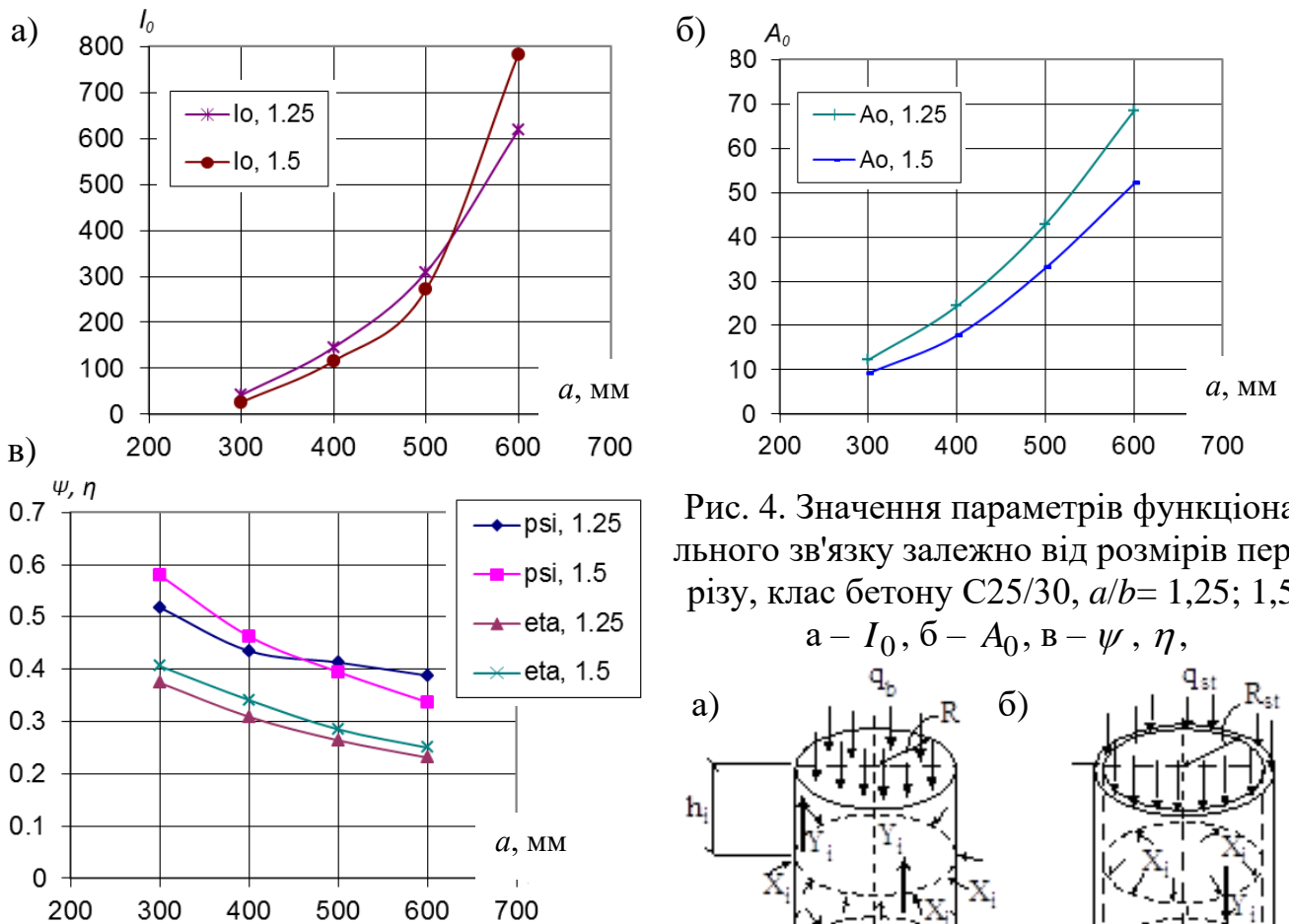


Рис. 4. Значення параметрів функціонального зв'язку залежно від розмірів перерізу, клас бетону С25/30, $a/b=1,25; 1,5$: а – I_0 , б – A_0 , в – ψ, η ,

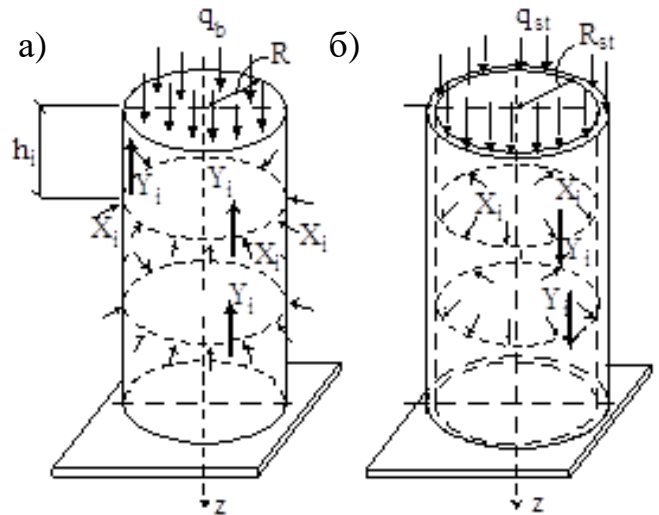


Рис. 5. Розрахункова схема консольної колони: а – бетонне ядро; б – сталевая обойма

З урахуванням граничних умов на переміщення на осі та вільній границі, на верхній та нижній гранях, отримуємо замкнуту систему рівнянь, для розв'язку якої вводимо різницеву сітку на прямокутній області $0 \leq r \leq R_c, 0 \leq z \leq h$. Переміщення у вузлах сітки $u_r(i, j)$ та $u_z(i, j)$, $i = 1, n_z$; $j = 1, n_r$ є невідомими. Всі похідні у виразах (16) заміняємо їхніми різницевими апроксимаціями. Таким чином, одержуємо систему лінійних алгебраїчних рівнянь розмірності $2 \times n_z \times n_r$.

При визначенні НДС сталевий оболонки задача розв'язується в області $R_c \leq r \leq R_s$, навантаженій розподіленим навантаженням q_s і власною масою. Підставивши в умови рівноваги вирази напружень, отримаємо систему рівнянь (16), де u_r, u_z - відповідно, радіальне і вертикальне переміщення в сталевій оболонці; λ, μ - коефіцієнти Ляме для сталі. Враховуючи граничні умови відповідно на границі контакту і вільній границі та на верхній і нижній гранях отримуємо замкнуту систему рівнянь, яку розв'язуємо в скінченних різницях, як і у бетонному ядрі. Знаючи переміщення у вузлах, обчислюємо напруження $\sigma_r(i, j)$, $\sigma_\theta(i, j)$, $\sigma_z(i, j)$ і $\tau_{rz}(i, j)$. До значення радіального напруження $\sigma_r(i, j)$ додаємо контактну силу X_i , до напруження $\sigma_z(i, j)$ додаємо контактну силу Y_i . Таким чином, отримано значення переміщень і напружень при деяких значеннях E і ν бетону, які на початковому кроці приймаються

заданими. Знаючи співвідношення напружень $\sigma_r(i, j), \sigma_\theta(i, j), \sigma_z(i, j)$, можна визначити E, ν і граничні напруження $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3$, що відповідають даному рівню напруженого стану. Отримані значення порівнюються з результатами попередньої ітерації, і процес повторюється доти, поки не отримаємо збіжність із заданим ступенем точності.

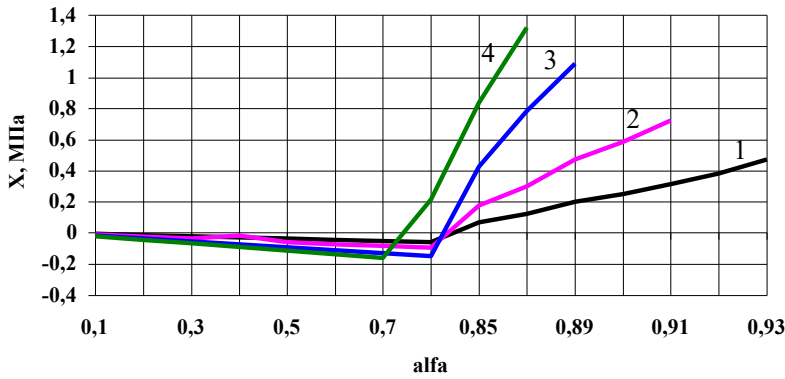


Рис. 6. Залежність контактної сили від частки розрахункового опору: 1 - $t = 3$ мм; 2 - $t = 5$ мм; 3 - $t = 8$ мм; 4 - $t = 10$ мм (бетон С20/25)

В результаті числових розрахунків оцінено вплив умов опирання, залежності ефекту обойми від міцності бетону, товщини обойми, радіуса бетонного ядра, способу навантаження колон (рис. 6).

Сталобетонні плити. Залежність між напруженнями і деформаціями в головних напрямках при двовісному напруженому стані прийнята в наступному вигляді:

$$\sigma_{ci} = \sum_{k=1}^N A_{ik} (\varepsilon_{ik})^k, \quad i = 1, 2, \quad (17)$$

де $\sigma_{c2}/\sigma_{c1} = const = \eta$. Коефіцієнти A_{1k}, A_{2k} ($k=1,2,\dots,N$) знаходимо з умов мінімізації квадратів відхилень напружень, отриманих в експериментах при заданому η від напружень, отриманих за апроксимуючими залежностями (17).

Відповідно до гіпотези плоских перерізів, справедливої для бетонної частини перерізу, маємо $\varepsilon_{ci} = z \varepsilon'_{ci} / x_i$, $\varepsilon_{cti} = z \varepsilon'_{cti} / x_{ti}$, де x_i, x_{ti} - висоти стиснутих і розтягнутих зон; $\varepsilon'_{ci}, \varepsilon'_{cti}$ - фіброві деформації в стиснутих і розтягнутих зонах. Вплив податливості контакту листа з бетоном враховуємо коефіцієнтом

$$\lambda_i = \frac{(\varepsilon_{si}^* - \Delta \varepsilon_{si})}{\varepsilon_{si}^*} = \frac{k_i(h_0 - x_i) - \Delta \varepsilon_{si}}{k_i(h_0 - x_i)} \quad (18)$$

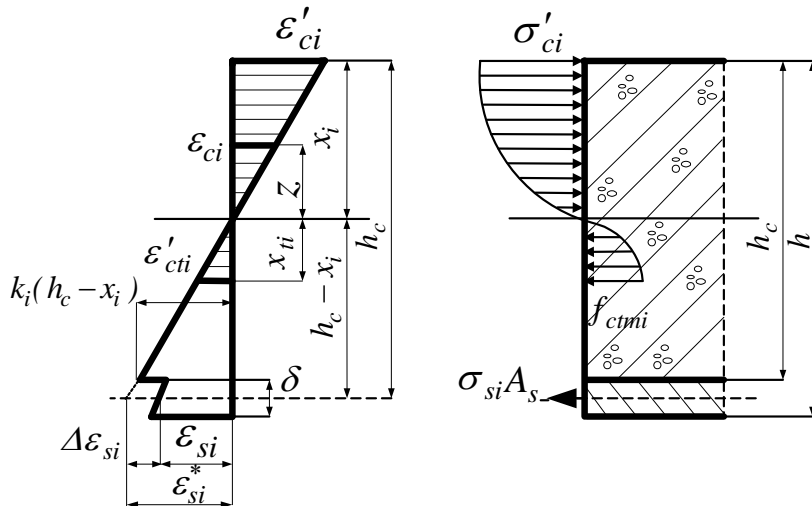


Рис. 7. Деформації та напруження контакту шару “s” із шаром “c”

$\Delta \varepsilon_{si}$ - деформації контакту (рис. 7).

З умови рівноваги згинальних моментів, зробивши перетворення тензорів кривизни та згинального моменту, отримаємо формулу (19). Використовуючи умову рівноваги елемента плити, отримаємо

необхідне число рівнянь для рішення задачі про напружено-деформований стан двохшарової плити. Коефіцієнти жорсткості, що входять у рівняння (23), визначаються у відповідності до стадії роботи плити, рівнем напруженого стану з урахуванням деформацій по контакту. Припустимо, що податливість зв'язків зсуву пружна, тоді

$$\begin{pmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} K_x \\ K_y \\ 2K_{xy} \end{pmatrix}, \quad (19)$$

$$D_{11} = D_1 \sin^2 \alpha + D_2 \cos^2 \alpha, \quad D_{12} = D_{21} = D_\mu, \quad D_{22} = D_1 \cos^2 \alpha + D_2 \sin^2 \alpha, \\ D_{13} = D_{31} = D_{23} = D_{32} = (D_1 - D_2) \cos \alpha \sin \alpha / 2; \quad D_{33} = (D_1 + D_2 - 2D_\mu) / 4, \\ \Delta U(x, y) = \tau_x / \xi, \quad \Delta V(x, y) = \tau_y / \xi,$$

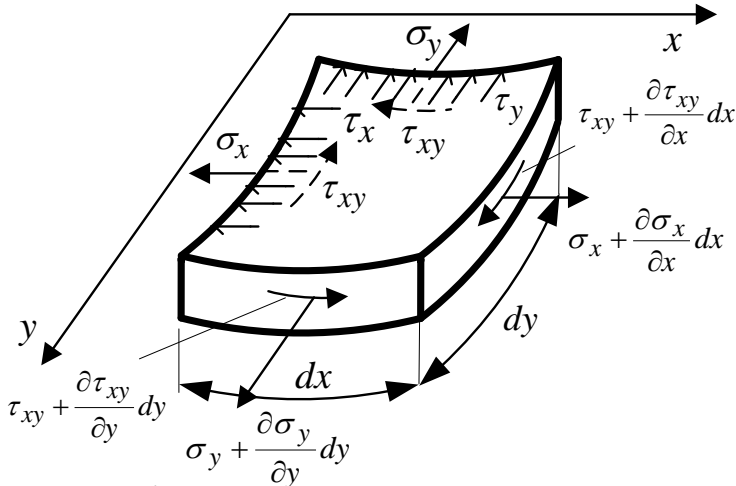


Рис. 8. Рівновага елемента нижнього шару

де $\Delta U(x, y), \Delta V(x, y)$ - різниця по-здовжніх зсувів з обох боків контакту; τ_x, τ_y - контактні зусилля; ξ - коефіцієнт жорсткості з'єднання, визначений експериментально.

Для визначення контактних зусиль розглянемо рівновагу малого елемента розмірами dx, dy, δ , виділеного зі сталевого листа (рис. 8). Запишемо вирази для обчислення деформацій контакту в напрямку головних осей:

$$\Delta \varepsilon_{s1} = \Delta \varepsilon_{sx} \sin^2 \alpha + \Delta \varepsilon_{sy} \cos^2 \alpha + \Delta \gamma_{sxy} \cos \alpha \sin \alpha;$$

$$\Delta \varepsilon_{s2} = \Delta \varepsilon_{sx} \cos^2 \alpha + \Delta \varepsilon_{sy} \sin^2 \alpha - \Delta \gamma_{sxy} \cos \alpha \sin \alpha.$$

Отримане рішення реалізується методом скінченних різниць при кроковому навантаженні плити. Для заміни диференціальних операторів використовуються центральні та однобічні різницеві оператори одного порядку з похибкою апроксимації $o[h^2]$. Процес послідовних наближень триває до досягнення задовільної збіжності по прогинах, після чого значення напружень у нижньому шарі $\sigma_{sx}(I, J)$, $\sigma_{sy}(I, J)$, $\tau_{sxy}(I, J)$, отримані при $\lambda_i = I$, апроксимуються в наступному вигляді:

$$\sigma_{sx}(x, y) = \sum_{m=1}^3 \sum_{n=1}^3 a_{nm} \cos(m\pi x/a) \cos(n\pi y/b), \\ \sigma_{sy}(x, y) = \sum_{m=1}^3 \sum_{n=1}^3 c_{nm} \cos(m\pi x/a) \cos(n\pi y/b), \quad (20) \\ \tau_{sxy}(x, y) = \sum_{m=1}^3 \sum_{n=1}^3 b_{nm} \cos(m\pi x/a) \cos(n\pi y/b),$$

де a, b - розміри плити в плані; a_{nm}, c_{nm}, b_{nm} - невідомі коефіцієнти, які визначаються методом найменших квадратів. В результаті розрахунків визначаємо λ_i , у відповідності з якими уточнюються жорсткості. При переході до наступного кроку навантаження жорсткості обчислюються відповідно до деформованого стану, отриманого на останній ітерації попереднього кроку, з урахуванням відповідних значень податливості

контакту. За наведеною методикою виконано чисельну реалізацію з метою дослідження впливу на несучу здатність сталобетонних плит міцності бетону, умов опирання, товщини бетону і сталевго листа, а також жорсткості їх з'єднання.

При дослідженні НДС тришарових плит вплив податливості зв'язків зсуву враховується введенням параметра λ (рис. 9):

$$\lambda_i = \frac{\varepsilon_{si}^* - \Delta\varepsilon_{si}}{\varepsilon_{si}^*} = \frac{k_i(h_0 - x_i) - \Delta\varepsilon_{si}}{k_i(h_0 - x_i)}, \quad (23)$$

$$\lambda_i' = \frac{\varepsilon_{si}^{**} - \Delta\varepsilon_{si}'}{\varepsilon_{si}^{**}} = \frac{k_i(x_i + \delta'/2) - \Delta\varepsilon_{si}'}{k_i(x_i + \delta'/2)}$$

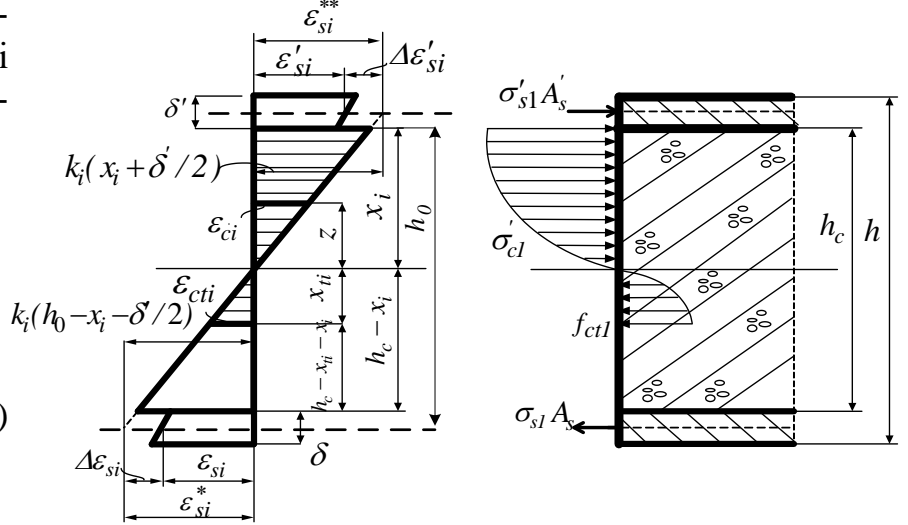


Рис. 9. Напруження й деформації в перерізі сталобетонного елемента

Робота сталевго листа за границею пружності враховується методом змінних параметрів, введенням характеристики пластичності ψ_i , яка визначається інтенсивністю напружень і деформацій у сталевому листі.

Визначивши змінні значення модуля пружності та коефіцієнта поперечних деформацій пружно-пластичного матеріалу, обчислимо напруження у сталевих листах

$$\sigma_{si} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_{si}^* \lambda_i + \nu_s \lambda_j \varepsilon_{sj}^*), \quad \sigma'_{si} = \frac{E'_s}{1 - \nu_s'^2} (\varepsilon_{sj}^{**} \lambda'_j + \nu'_s \lambda'_i \varepsilon_{si}^{**}). \quad (21)$$

Положення нейтральних осей, обумовлених значеннями x_i ($i = 1, 2$), знаходимо із умови рівності нулю проєкцій всіх сил, що діють у перерізі на горизонтальну площину

$$x_i = \frac{\sum_{k=1}^n A_{tik} \frac{(\varepsilon'_{cti})^k (h_0 - x_i)}{k+1} f_{ti} + E_s A_s \varepsilon_{si}^* \text{sign}(i)}{\sum_{k=1}^n A_{ik} \frac{(\varepsilon'_{ci})^k}{k+1} f_i + E'_s A'_s \varepsilon_{si}^{**} \text{sign}'(i)}. \quad (22)$$

Використовуючи фізичний закон деформування бетону, обчислимо величину погонного згинального моменту для тришарової пластинки ($i = 1, 2; j = 2, 1$)

$$M_i = -\frac{\bar{x}_i^2}{3} \frac{E_c (\varepsilon'_{ci} + \nu_c \varepsilon_{cj})}{1 - \nu_c^2} + \frac{\bar{x}_{ti}^2}{3} \frac{E_{ct} (\varepsilon'_{cti} + \nu_{ct} \varepsilon'_{ctj})}{1 - \nu_{ct}^2} + E_s A_s (h_0 - x_i) \frac{\varepsilon_{si}^* \lambda_i + \nu_s \varepsilon_{sj}^* \lambda_j}{1 - \nu_s^2} + E'_s A'_s (x_i + \frac{\delta'}{2}) \frac{\varepsilon_{si}^{**} \lambda'_i + \nu_s' \varepsilon_{sj}^{**} \lambda'_j}{1 - \nu_s'^2} \quad (23)$$

Застосовуючи вирази для перетворення тензора моменту і тензора кривизни, отримаємо фізичні рівняння згину сталобетонного малого елемента в ортогональній

системі координат x, y . Фізичне рівняння (19), рівняння рівноваги і геометричні залежності кривизни являють собою повну систему рівнянь, що визначає НДС елемента поперечно навантаженої тришарової плити.

Окрім дослідження НДС сталобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням, в роботі розглянуті їх граничні стани, тобто надана оцінка вичерпання несучої здатності за міцністю контакту та за нормальним перерізом.

У **третьому розділі** розглянуто питання поведінки сталобетонних плит перекриття, сталобетонних прямокутних та циліндричних колон при силових та інтенсивних теплових впливах. Досліджено напружено-деформований стан плит і колон з урахуванням тривісного напруженого стану бетону та нерівномірного температурного поля. При розрахунках виходитимемо з наступних положень: оцінка станів конструкцій виконується із залученням тих же рівнянь рівноваги, що й при нормальній температурі, але з урахуванням зміни властивостей матеріалів при пожежі; для опису процесу деформування бетону при двовісному і тривісному напружених станах використовується метод пружних рішень у формі методу змінних параметрів пружності E та ν , отриманих зведенням бетону до умовно ізотропного суцільного середовища; для розрахунку температурних полів модель бетону представляється як пористе вологе трифазне середовище.

Сталобетонні плити. Використаємо умови рівноваги елемента сталобетонної плити в площині yoz , завантаженої розподіленим навантаженням $q(y, z)$, у вигляді:

$$\frac{\partial^2}{\partial y^2}(M_T - M_y) + \frac{\partial^2}{\partial z^2}(M_T - M_z) - 2 \frac{\partial^2 M_{yz}}{\partial y \partial z} = q(y, z). \quad (24)$$

Температурні згинальні моменти в бетоні та сталевому листі (рис. 7) визначаються наступним чином:

$$M_T = M_T^c + M_T^s; \quad M_T^c = - \int_{x_{ii}}^{x_i} \frac{\alpha_c E_c (T - T_0)}{3(1 - \nu_c)} x dx; \quad M_T^s = - \int_{h_c}^{h_c + \delta} \frac{\alpha_s E_s (T - T_0)}{3(1 - \nu_s)} x dx,$$

де T_0 - початкова температура; α_c, α_s - коефіцієнти об'ємного розширення бетону й сталі.

Для подальшого розрахунку необхідно знати розподіл температурно-вологісного поля в перерізі плити. Припустимо, що плита прогривається рівномірно: з боку сталевго листа; з боку бетону; з боку сталевго листа й бетону одночасно. У випадку рівномірного прогріву задача про розподіл температури та вологи зводиться до одновимірної. Необхідність розгляду також вологісного поля пов'язана з наявністю вологи в порах бетону, при випаровуванні якої виникає рухлива границя пароутворення. Початкові та граничні умови для випадку одностороннього нагрівання з боку сталі мають такий вигляд:

$$t = 0: \rho_3 = \rho_{30}, T = T_0; \quad x = h_c: \lambda \partial T / \partial x = \alpha_c (T_0 - T), \rho_3 = \rho_{30}; \quad x = 0: \rho_3 = \rho_f; \\ Q = Q_c + Q_r,$$

де Q - повний тепловий потік до одиниці поверхні конструкції, яка нагрівається; Q_c - конвективний тепловий потік; Q_r - променистий тепловий потік; α_c - коефіцієнт конвективного теплообміну між бетоном і холодним середовищем; ρ_f - щільність гарячої пари. На границі пароутворення:

$$x = \xi_1: -\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = r_t \rho_{20} \frac{d\sigma_1}{dt}; \left(k_3 \rho_3 \frac{\partial p}{\partial x} \Big|_{\xi_1-0} - k_3 \rho_3 \frac{\partial p}{\partial x} \Big|_{\xi_1+0} \right) = \rho_{20} \frac{d\xi_1}{dt},$$

де r_t - питома теплота паротворення; p - тиск пари рідини, що випарюється, в порах; $p = \rho_3 TR / (M \varphi_3)$; k_3 - коефіцієнт фільтрації пари по порах; φ_3 - об'ємна частка пари; ρ_{20} - щільність вологи в бетоні.

У випадку нагрівання з боку бетону границя пароутворення рухається з боку $x = h_c$, і граничні умови мають вигляд:

$$x = 0: \lambda \frac{\partial T}{\partial x} = \alpha_c (T_0 - T), \rho_3 = \rho_{30}; \quad x = h_c: \rho_3 = \rho_f; \quad Q = Q_c + Q_r,$$

$$x = \xi_2: -\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = r_t \rho_{20} \frac{d\xi_2}{dt}; \left(k_3 \rho_3 \frac{\partial p}{\partial x} \Big|_{\xi_2-0} - k_3 \rho_3 \frac{\partial p}{\partial x} \Big|_{\xi_2+0} \right) = \rho_{20} \frac{d\xi_2}{dt}.$$

При температурному впливі на плиту з обох боків, волога випаровується також з обох боків, і тому утворюються дві границі пароутворення ξ_1, ξ_2 . Це явище відображається в граничних умовах, які мають такий вигляд:

$$t = 0: \rho_3 = \rho_{30}, T = T_0, \quad x = 0: \rho_3 = \rho_f; \quad Q = Q_c + Q_r, \quad x = h_c: \rho_3 = \rho_f; \quad Q = Q_c + Q_r,$$

$$x = \xi_1(t), \xi_2(t): -\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = r_t \rho_{20} \frac{d\xi}{dt}; \left(k_3 \rho_3 \frac{\partial p}{\partial x} \Big|_{\xi-0} - k_3 \rho_3 \frac{\partial p}{\partial x} \Big|_{\xi+0} \right) = \rho_{20} \frac{d\xi}{dt}.$$

Знаючи розподіл температурного поля за товщиною плити, визначаємо температурні моменти, а рішенням рівняння рівноваги (26) з урахуванням залежностей (21) методом скінченних різниць при кроковому навантаженні визначаємо напружено-деформований стан сталобетонної плити. Вогнестійкість характеризується часом t , за який плита втратить несучу здатність. У свою чергу, несуча здатність характеризується наступними факторами, що мають місце в будь-якій точці скінченно-різницевої сітки: міцністю бетону; міцністю сталевих листів; міцністю контакту.

За запропонованою методикою було виконано числові розрахунки сталобетонного перекриття з шарнірним обпиранням при різних характерах теплового впливу. Для забезпечення необхідного рівня вогнестійкості конструкцій розглянуто різні типи захисту.

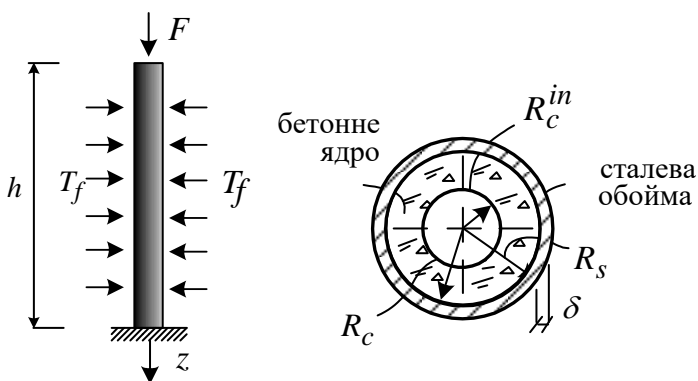


Рис. 10. Розрахункова схема сталобетонної колони кільцевого перерізу

Сталобетонні колони. Розглядається сталобетонна колона з кільцевим поперечним перерізом, що перебуває під дією рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю q (рівнодіюча – F), рівномірного нагрівання T_f та власної ваги (рис. 10). Критерієм настання граничного стану сталі вважаємо σ_y за Мізесом. Граничним станом у бетонному ядрі вважається порушення однієї з наступних умов:

$$\sigma_z \leq \bar{\sigma}_z, u_z \leq 0,01h, \varepsilon_r \leq \bar{\varepsilon}_r, p_n \leq f_{ctm},$$

де ε_r - деформація в радіальному напрямку ($\bar{\varepsilon}_r$ - гранична деформація); u_z - вертикальне переміщення точок перерізу. Остання умова – це перевірка того, що величина внутрішньопорового тиску не перевищує граничного навантаження на розтяг. Припустимо, що прикладення навантаження супроводжується нагріванням. За початок відліку деформацій приймемо стан колони до прикладення навантаження і температури. Тоді складові напружень як функції переміщень і температури мають вигляд:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \lambda \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) + 2\mu \frac{\partial u_r}{\partial r} - 3\alpha K \Delta T, \\ \sigma_\theta &= \lambda \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) + 2\mu \frac{u_r}{r} - 3\alpha K \Delta T, \\ \sigma_z &= \lambda \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) + 2\mu \frac{\partial u_z}{\partial z} - 3\alpha K \Delta T, \quad \sigma_z = q + \rho g z. \end{aligned} \quad (25)$$

Тут α - коефіцієнт температурного розширення; $\Delta T = T - T_0$; T_0 - початкова температура; T - температура в точці перерізу в даний момент часу; $\mu = E/[2(1+\nu)]$, $\lambda = E\nu/[(1+\nu)(1-2\nu)]$ - коефіцієнти Ляме, змінні від температури; $K = (\lambda + 2\mu/3)$ - модуль об'ємного стиску, що залежить від рівня напруженого стану.

$$u_{r,c} = \frac{1}{r} \left[\alpha \int_{R_c^{in}}^r 3Kr\beta_4 \Delta T dr + C_c(z) \int_{R_c^{in}}^r r\beta_2 dr - S_z \int_{R_c^{in}}^r r\beta_1 dr + D_c(z) \right],$$

де $C_c(z), D_c(z)$ - константи інтегрування, які визначаються із граничних умов, $\beta_1 = \lambda/4\mu(\lambda + \mu)$, $\beta_2 = (\lambda + 2\mu)/4\mu(\lambda + \mu)$, $\beta_3 = \lambda/(\lambda + 2\mu)$, $\beta_4 = 1/2(\lambda + \mu)$; $S_z = q + \rho g z$. Аналогічно знаходимо радіальні переміщення в сталевій обоймі $u_{r,s}$.

Для знаходження переміщень δ_c і δ_s від одиничного радіального навантаження $\bar{X}_i = 1$ вирішуємо систему рівнянь (25), припустивши, що $\Delta T = 0$:

$$\delta_c = -\frac{(1-\nu)}{E} R_c; \quad \delta_s = \frac{R_c^2}{E(R_s^2 - R_c^2)} \left[(1-\nu)R_c + (1+\nu) \frac{R_s^2}{R_c} \right].$$

Знаючи значення переміщень $\delta_c, \delta_s, u_{r,c}, u_{r,s}$, знаходимо контактну силу в будь-якому перерізі. Таким чином, при заданих значеннях модулів пружності та коефіцієнтів Пуассона сталі і бетону визначається НДС в кожній точці перерізу. Характеристики E_c й ν_c залежать від співвідношень напружень $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$. Тому для визначення напружено-деформованого стану в перерізі доводиться розв'язувати ітераційну задачу. При визначенні НДС колони прямокутного перерізу припустимо, що навантаження може бути прикладене окремо до бетонного ядра, до обойми і одночасно до ядра й обойми. Розкриваємо контакт між бетонним ядром і сталевією обоймою.

За невідомі приймаємо інтенсивність сил контактної взаємодії ядра й обойми $q_z(x, y)$. Для їх визначення в кожному перерізі z використаємо умову рівності переміщень на границі контакту:

$$q_z(x, y)(\delta_s - \delta_c) - (u_s - u_c) = 0, \quad (28)$$

де u_c, u_s – переміщення на границі контакту від вертикального навантаження відповідно в бетонному ядрі й сталевій обоймі; δ_c, δ_s – переміщення точок на границі ядра й обойми від «одиночного» навантаження $\bar{q}_z(x, y)$.

З метою визначення коефіцієнтів і вільних членів рівнянь (25) розв'яжемо окремо задачі визначення НДС для бетонного ядра і сталевій обоймі (рис. 11). При оцінці НДС у бетонному ядрі й сталевій обоймі від вертикального навантаження, приймаючи до уваги вирази для напружень і співвідношення Коші, одержуємо диференціальні рівняння відносно переміщень:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[(\lambda + 2G) \frac{\partial u_z}{\partial z} + \lambda \left(\frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_x}{\partial x} \right) - 3\alpha K \Delta T \right] = \rho g,$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[(\lambda + 2G) \frac{\partial u_x}{\partial x} + \lambda \left(\frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) - 3\alpha K \Delta T \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[G \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \right] = 0, \quad (26)$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[(\lambda + 2G) \frac{\partial u_y}{\partial y} + \lambda \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) - 3\alpha K \Delta T \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[G \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \right] = 0.$$

Рівняння (26) разом із граничними умовами для бетонного ядра, сталевій обоймі та основи консольної колони являють собою замкнуту систему диференціальних рівнянь для визначення переміщень у точках ядра і обойми від вертикального навантаження й перепаду температур.

При визначенні НДС у бетонному ядрі від одиночного навантаження $\sigma_z = 0$, тоді вирішуємо систему рівнянь на площині з урахуванням граничних умов:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[(\lambda + 2G) \frac{\partial u_x}{\partial x} + \lambda \left(\frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[G \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \right] = 0,$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[(\lambda + 2G) \frac{\partial u_y}{\partial y} + \lambda \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[G \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \right] = 0. \quad (27)$$

$$x = 0: u_x = 0, \partial u_y / \partial x = 0, \quad x = \pm a_c / 2: \sigma_x = \bar{q}_z(x, y),$$

$$y = 0: u_y = 0, \partial u_x / \partial y = 0, \quad y = \pm a_c / 2: \sigma_y = \bar{q}_z(x, y).$$

При визначенні НДС у сталевій обоймі від одиночного навантаження $\sigma_z = 0$, $\tau_{xy} = 0$, тоді вирішуємо систему рівнянь рівноваги з урахуванням граничних умов

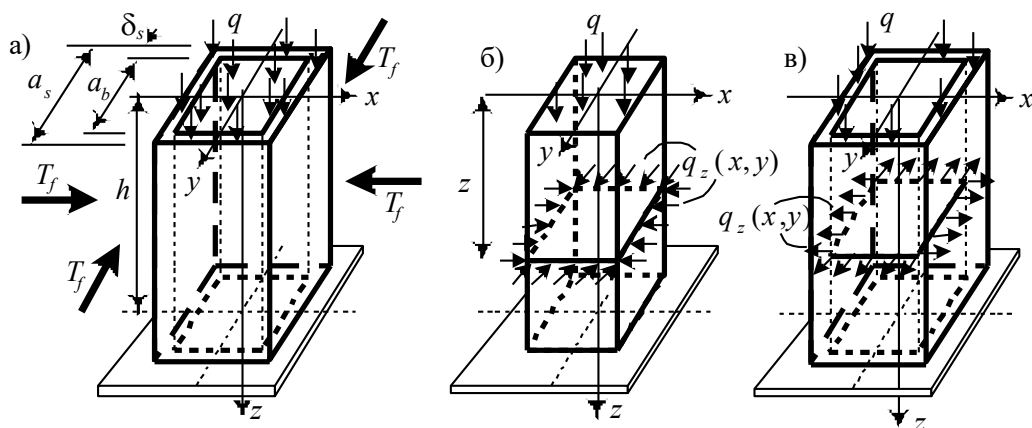


Рис. 11. Розрахункова схема сталобетонної колони: а - колона; б - бетонне ядро; в - сталевіа обойма

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left[(\lambda + 2G) \frac{\partial u_x}{\partial x} + \lambda \left(\frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) \right] &= 0, \\ \frac{\partial}{\partial y} \left[(\lambda + 2G) \frac{\partial u_y}{\partial y} + \lambda \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) \right] &= 0. \end{aligned} \quad (28)$$

За наведеними методиками оцінки НДС сталобетонних колон виконано числове моделювання вогнестійкості колон суцільного та кільцевого перерізів з бетоном С20/25 та різною товщиною обійми.

В четвертому розділі запропоновано підхід до оптимізації комбінованої конструкції у вигляді шпренгельної балки пішохідного мосту.

Насамперед, необхідно описати множину систем, у якій буде виконуватись пошук найкращого рішення. За таку беремо множину систем із заданою топологією. Для цього встановимо набір змінних величин – параметрів проектування, а саме: положення розпірок шпренгеля відносно опорних закріплень балки – x і величина стріли шпренгеля – u_c . Системи можуть бути статично визначними й невизначними, вони відрізнятимуться лише рівняннями зв'язку.

Тепер задачу можна сформулювати в такий спосіб: запроектувати конструкцію прогонової будови пішохідного моста у вигляді балки зі шпренгелем таким чином, щоб її об'єм (або маса, або вартість) був би найменшим

$$V = \sum_{i=1}^n C_i A_i l_i \rightarrow \inf, \quad (29)$$

де A_i , l_i і C_i – площа перерізу, довжина й щільність або вартість одиниці об'єму i -того елемента при дотриманні: умов міцності, стійкості стиснутих елементів, конструктивних обмежень, жорсткості, обмежень на розрахункові періоди власних коливань. Сукупність обмежень разом із рівняннями зв'язків утворюють підмножину припустимих конструкцій, з якої й вибирається краща.

Хоча у формулюванні задачі оптимального проектування змінні проектування x та u_c у явному вигляді не присутні, але величини (N_i , M_i , A_i , W_i , l_i тощо), які входять до функції цілі та обмежень, є функціями цих змінних. Розділимо всі обмеження на дві підгрупи: локальними - назвемо умови міцності та стійкості, обмеження конструктивні та на розрахункові періоди власних коливань, тому що вони стосуються розмірів перерізів кожного елемента конструкції окремо; глобальним - назвемо умову жорсткості, тому що до неї входять розміри перерізів всіх або майже всіх елементів одночасно.

У зв'язку з таким поділом оптимізаційна задача вирішується у два етапи. На першому етапі знаходиться найкраща конструкція, з урахуванням лише локальних обмежень, на другому – лише глобальних. Припустимо, задача першого етапу будь-яким чином вирішена, і ми отримали значення площ перерізів елементів конструкції, що забезпечують *infimum* V . Нехай A_i^H - ці значення площ перерізів елементів. Якщо виявляється, що умова жорсткості виконується при $A_i = A_i^H$, значить, рішення задачі першого етапу буде рішенням задачі в цілому. Інакше треба вирішувати задачу другого етапу, для розв'язку якої, з урахуванням деяких перетворень, найефективнішим є метод динамічного програмування.

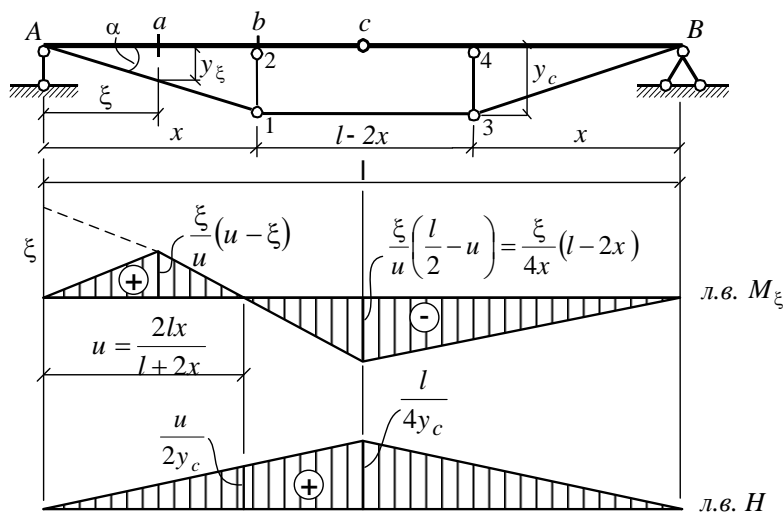


Рис. 12. Розрахункова схема та лінії впливу згинального моменту та розпіру

Статично визначна конструкція. На балку діють постійне рівномірно розподілене навантаження q та тимчасове навантаження p . Небезпечними перерізами з погляду міцності балки будуть: a – де виникає максимальний додатний згинальний момент і b – місце примикання розпірки, де виникає найбільший від’ємний момент (рис. 12):

$$\max M_a = \frac{\ell^2}{2(p+q)} \left(\frac{px}{\ell+2x} - q \frac{\ell-4x}{8x} \right)^2,$$

$$\min M_b = - \left(\frac{q(\ell^2 - 4x^2)}{8} + \frac{p\ell^2}{8} \right) \frac{\ell-2x}{\ell+2x}.$$

Поздовжні сили та розпір ($\max H = -\max N$) будуть дорівнювати:

$$N_a^{відн} = -\frac{q\ell^2}{8y_c} \left[1 + \frac{p}{q} \frac{8x^2}{(\ell+2x)^2} \right], \quad N_b^{відн} = -\frac{q\ell^2}{8y_c} \left[1 + \frac{p}{q} \left(1 - \frac{8x^2}{(\ell+2x)^2} \right) \right], \quad \max H = \frac{(q+p)\ell^2}{8y_c}$$

Для балки знайдемо згинальні моменти відповідні N_{\max} .

$$\max M_a^{відн} = \frac{(q+p)\ell^2}{128} \cdot \frac{(4x-\ell)^2}{x^2}, \quad M_{2,3} = M_2^{відн} = -\frac{q+p}{8} (2x-\ell)^2.$$

Розташування розпірок, при якому розрахункові нормальні напруження будуть рівними в перерізах a і b , назовемо оптимальними. Враховуючи, що перерізи шпрингельної балки зазнають складний напружений стан – стиск із згином, запишемо умову оптимальності:

$$|\sigma_a(x)| = |\sigma_b(x)|.$$

Враховуючи значення напружень σ_a та σ_b при всіх розрахункових сполученнях навантажень, отримаємо умову оптимальності в розгорнутому вигляді:

$$\sigma_a = -\frac{N_a^{відн}}{A_1} \pm \frac{\max M_a}{W_1}, \quad \sigma_{b,2} = -\frac{N_b^{відн}}{A_1} \pm \frac{M_{b,2}}{W_1}.$$

$$|\max M_a| - |\min M_b| - \left(|N_b^{відн}| - |N_a^{відн}| \right) \frac{W_1}{A_1} = 0. \quad (30)$$

Співвідношення W/A є невідомим, тому що залежить від перерізів балки. Частка впливу на величину геометричних характеристик поздовжньої сили значно менша, ніж згинального моменту. Тому в процесі оптимізації зазначене співвідношення будемо призначати з умови міцності при згині з корегуванням при врахуванні умови міцності при стиску зі згином.

Статично невизначна конструкція. Розрахунковими перерізами можуть бути три перерізи балки: на ділянці від опори до розпірки – a , переріз над розпіркою – b й посередині балки – c (рис. 13).

$$\max M_{\xi} = (q + p) \left[\frac{\xi x(2l - x) - \xi^2 l}{2l} - \frac{y_c^2 \xi x}{4C} (3l - 3,5x) \right] + p \left\{ \frac{\xi(u_{\xi} - x)(2l - u_{\xi} - x)}{2l} - \right.$$

$$\left. - \frac{y_c^2 \xi}{4Cx} \left[x^2(4x - 3l) + u_{\xi} (3u_{\xi} l - 2u_{\xi}^2 - 2x^2) \right] \right\} + q \left[\frac{\xi(l - x)^2}{2l} - \frac{y_c^2 \xi}{4Cx} (l^3 - 5lx^2 + 4,5x^3) \right].$$

$$\min M_b = q \left\{ \frac{x(l^2 - x^2 - lx)}{2l} - \frac{y_c^2}{8C} (2l^3 - 10lx^2 + 9x^3) \right\} +$$

$$+ p \left\{ \frac{x(l^2 - x^2)}{2l} - \frac{xu_b(2l - u_b)}{2l} - \frac{y_c^2}{4C} [l^3 - 5lx^2 + 4x^3 - u_b(3lu_b - 2u_b^2 - 2x^2)] \right\} +$$

$$+ (q + p) \left[\frac{x^3}{2l} - \frac{y_c^2 x^2}{4C} (3l - 3,5x) \right],$$

$$\max M_c = \frac{(q + p)l^2}{8} - \frac{pu_c^2}{2} - \frac{y_c^2}{4C} \times$$

$$\times \left\{ (q + p)(l^3 - 2lx^2 + x^2) - \frac{pu_c^2}{x} [6x(l - x) - u_c^2] \right\},$$

$$\max M_a = \max M_{\xi_0}$$

$$\xi_0 = \frac{x(2l - x)}{2l} - \frac{y_c^2 x}{4C} (3l - 3,5x) + \frac{p}{q + p} \times$$

$$\times \left\{ \frac{(u_{\xi} - x)(2l - u_{\xi} - x)}{2l} - \frac{y_c^2}{4Cx} \left[x^2(4x - 3l) + u_{\xi} (3u_{\xi} l - 2u_{\xi}^2 - 2x^2) \right] \right\} +$$

$$+ \frac{q}{q + p} \left[\frac{(l - x)^2}{2l} - \frac{y_c^2}{4Cx} (l^3 - 5lx^2 + 4,5x^3) \right].$$

Отримаємо вирази для визначення поздовжніх сил у балці:

$$\max N = - \frac{(q + p)y_c}{4C} (l - x)(l^2 + lx - x^2),$$

поздовжні сили, що відповідають значенням згинальних моментів у перерізах c , b та a

$$N_c^{відн.} = \max N + \frac{py_c u_c^2}{4Cx} [6x(l - x) - u_c^2],$$

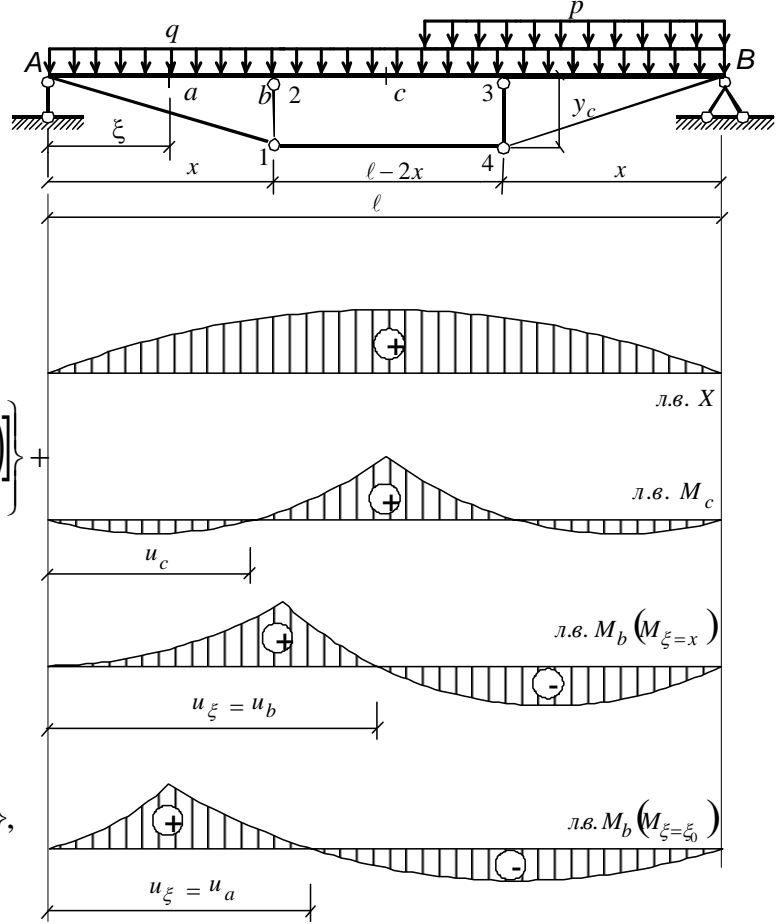


Рис. 13. Розрахункова схема та лінії впливу згинального моменту та невідомого

$$N_b^{відн.} = \max N + \frac{p\gamma_c}{4C} \left[\frac{x^3}{2} + u_2 (3\ell u_2 - 2x^2 - 2u_b^2) \right],$$

$$N_a^{відн.} = \max N + \frac{p\gamma_c}{4C} \left[\ell^3 - 2\ell x^2 + \frac{x^3}{2} - u_\xi (3\ell u_\xi - 2x^2 - 2u_\xi^2) \right].$$

Умовою оптимальності при врахуванні умов міцності слід вважати рівність абсолютних значень розрахункових напружень або у двох перерізах із трьох, або у всіх a, b та c :

$$\begin{aligned} |\sigma_a(x)| &\geq |\sigma_c(x)| \\ |\sigma_a(x)| &\geq |\sigma_b(x)| \end{aligned}$$

або в розгорнутому вигляді

$$\max M_a - \max M_c - \left(|N_c^{відн.}| - |N_a^{відн.}| \right) \frac{W}{A} \geq 0, \quad (31)$$

$$\text{де } |N_c^{відн.}| - |N_a^{відн.}| = \frac{p\gamma_c}{4C} \left\{ u_c^2 \left[6(\ell - x) - \frac{u_c^2}{x} \right] - \left[\ell^3 - 2\ell x + \frac{x^3}{2} - u_\xi (3\ell u_\xi - 2x^2 - 2u_\xi^2) \right] \right\}$$

$$\max M_a - |\min M_b| - \left(|N_b^{відн.}| - |N_a^{відн.}| \right) \frac{W}{A} \geq 0, \quad (32)$$

$$\text{де } |N_b^{відн.}| - |N_a^{відн.}| = \frac{p\gamma_c}{4C} \left[\ell^3 - 2\ell x^2 - 2u_\xi (3\ell u_\xi - 2u_\xi^2 - 2x^2) \right].$$

В **п'ятому розділі** розглянуто методику оптимізації сталобетонних конструкцій, засновану на використанні діаграм граничних станів позацентрово навантаженого сталобетонного елемента. Задачу оптимізації можна сформулювати наступним чином: треба знайти такий розподіл матеріалу в конструкції із заданою геометрією, при якому її вартість була б найменшою при задоволенні обмежень за несучою здатністю окремих елементів

$$P = \sum_{i=1}^n p_i l_i, \quad (33)$$

де p_i – вартість i -го сталобетонного елемента одиничної довжини; l_i – довжина i -го елемента; n – число змінних проектування.

$$p_i = p_s \rho_s A_{si} + p_c A_{ci},$$

де A_{si} і A_{ci} – площа поперечного перерізу сталеві й бетонної об'ємки і бетонного ядра; p_s і p_c – вартість одиниці маси сталі й одиниці об'єму бетону, ρ_s – щільність сталі.

З кожним поперечним перерізом сталобетонного елемента пов'язана діаграма його несучої здатності (рис. 14, а). Опис граничної кривої такої діаграми вимагає обчислення значного числа проміжних даних, обсяг яких можна істотно скоротити за рахунок використання спрощеної діаграми граничних станів, отриманої шляхом використання при її побудові однієї (рис. 14, б) або декількох, зокрема, двох проміжних точок (рис. 14, в).

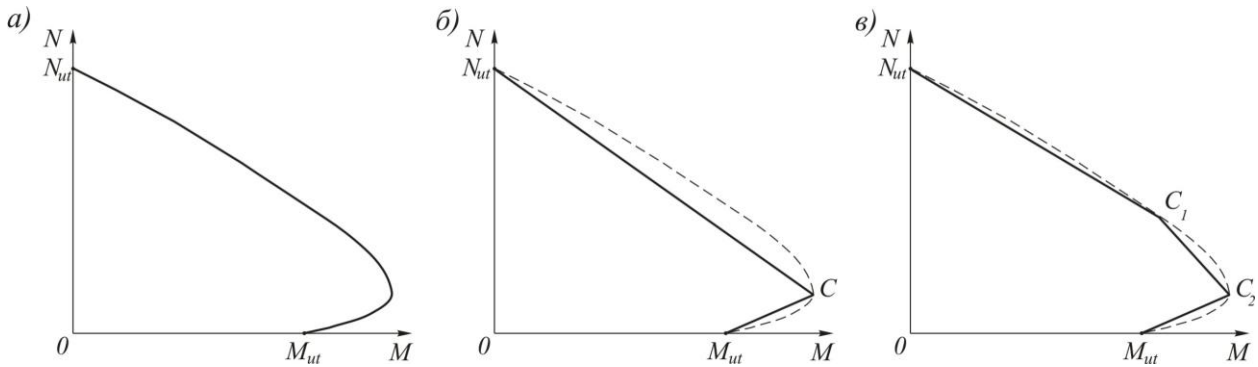


Рис. 14. Дійсна та спрощена діаграми несучої здатності сталобетонного елемента прямокутного перерізу

З використанням спрощених діаграм граничних станів обмеження за несучою здатністю позацентрово навантаженого сталобетонного елемента можна записати в такому вигляді:

$$f_j = m_j \frac{|M_j|}{M_{j,ut}} + n_j \frac{|N_j|}{N_{j,ut}} - 1 \leq 0, \quad (34)$$

де m_j та n_j – безрозмірні параметри нульового порядку, які характеризують властивості спрощеної діаграми граничних станів:

$$m_j = \begin{cases} \frac{M_{j,ut}}{M_{c1j}} \frac{N_{j,ut}}{N_{c1j}} - \frac{N_{c1j}}{N_{j,ut}}, & \text{якщо } e \leq e_{c1} \\ \frac{M_{j,ut} (N_{c1j} - N_{c2j})}{M_{c2j} (N_{c1j} - N_{c2j}) - N_{c2j} (M_{c1j} - M_{c2j})}, & \text{якщо } e_{c1} \leq e \leq e_{c2}, \\ 1, & \text{якщо } e \geq e_{c2} \end{cases}$$

$$n_j = \begin{cases} 1, & \text{якщо } e \leq e_{c1} \\ \frac{N_{j,ut} (M_{c1j} - M_{c2j})}{N_{c2j} (M_{c1j} - M_{c2j}) - M_{c2j} (N_{c1j} - N_{c2j})}, & \text{якщо } e_{c1} \leq e \leq e_{c2}, \\ \frac{N_{j,ut}}{N_{c1j}} \frac{M_{j,ut}}{M_{c1j}} - \frac{M_{c1j}}{M_{j,ut}}, & \text{якщо } e \geq e_{c2} \end{cases}$$

де e , e_{c1} і e_{c2} – відповідно поточні і граничний ексцентриситети: $e = M_j / N_j$, $e_{c1} = M_{c1j} / N_{c1j}$, $e_{c2} = M_{c2j} / N_{c2j}$.

Щоб обмеження за несучою здатністю для сталобетонного елемента по своїй структурі збігалися з обмеженнями міцності для позацентрово навантаженого сталевого елемента, використовуємо поняття приведених геометричних характеристик поперечного перерізу

$$M_{j,ut} = W_{j,red} R_j, \quad N_{j,ut} = A_{j,red} R_j, \quad B_j = E_j I_{j,red},$$

де $I_{j,\text{red}}$ і $A_{j,\text{red}}$ – відповідно, приведені момент інерції, момент опору та площа поперечного перерізу j -го стержня; E_j і R_j – модуль пружності та розрахунковий опір матеріалу. Таким чином, обмеження за несучою здатністю (34) матиме вигляд:

$$f_j = m_j \frac{|M_j|}{W_j} + n_j \frac{|N_j|}{A_j} - R_j \leq 0. \quad (35)$$

Оскільки задача оптимізації може бути багатоекстремальною, то кожне оптимальне рішення повинне задовольняти необхідним умовам екстремуму:

$$\sum_{j=1}^s \frac{\partial f_j}{\partial x_i} u_j + \frac{\partial P}{\partial x_i} \geq 0 \quad \text{при } i = 1, 2, \dots, n,$$

$$(x_i - x_{ic}) \left[\sum_{j=1}^s \frac{\partial f_j}{\partial x_i} u_j + \frac{\partial P}{\partial x_i} \right] = 0 \quad \text{при } i = 1, 2, \dots, n,$$

$$f_j \leq 0 \quad \text{при } j = 1, 2, \dots, s, \quad f_j u_j = 0 \quad \text{при } j = 1, 2, \dots, s, \quad x_i \geq x_{ic} \quad \text{при } i = 1, 2, \dots, n,$$

де x_i – змінна проектування; x_{ic} – конструктивне обмеження на змінну проектування; s – загальне число обмежень; u_j – множник Лагранжа: $u_j \geq 0$.

При застосуванні даного підходу треба обчислити частинні похідні від функції цілі й обмежень несучої здатності за змінними проектування, тобто проаналізувати їхню чутливість до зміни характеристик несучої здатності. За змінну проектування може бути одна з наведених характеристик приведеного перерізу.

Розглянемо підхід до аналізу чутливості обмежень за несучою здатністю у формі (35), скориставшись при цьому простором площ поперечних перерізів

$$\frac{\partial f_j}{\partial A_i} A_i = m_j \sigma_{jm} \left[\frac{\partial M_j}{\partial A_i} \frac{A_i}{M_j} - \delta_{ij} \left(\zeta_i - \frac{\partial m_i}{\partial A_i} \frac{A_i}{m_i} \right) \right] + n_j \sigma_{jn} \left[\frac{\partial N_j}{\partial A_i} \frac{A_i}{N_j} - \delta_{ij} \left(1 - \frac{\partial n_i}{\partial A_i} \frac{A_i}{n_i} \right) \right],$$

де ζ_i – параметр функціонального зв'язку між моментом опору та площею поперечного перерізу стержня з i -ю змінною проектування.

У просторі моментів опору поперечних перерізів стержнів

$$\frac{\partial f_j}{\partial W_i} W_i = m_j \sigma_{jm} \left[\frac{\partial M_j}{\partial W_i} \frac{W_i}{M_j} - \delta_{ij} \left(1 - \frac{\partial m_i}{\partial W_i} \frac{W_i}{m_i} \right) \right] + n_j \sigma_{jn} \left[\frac{\partial N_j}{\partial W_i} \frac{W_i}{N_j} - \delta_{ij} \left(\eta_i - \frac{\partial n_i}{\partial W_i} \frac{W_i}{n_i} \right) \right]$$

де η_i – параметр функціонального зв'язку між площею і моментом опору поперечного перерізу стержня з i -ю змінною проектування.

Нарешті в просторі моментів інерції поперечних перерізів стержнів маємо

$$\frac{\partial f_j}{\partial I_i} I_i = m_j \sigma_{jm} \left[\frac{\partial M_j}{\partial I_i} \frac{I_i}{M_j} - \delta_{ij} \left(\chi_i - \frac{\partial m_i}{\partial I_i} \frac{I_i}{m_i} \right) \right] + n_j \sigma_{jn} \left[\frac{\partial N_j}{\partial I_i} \frac{I_i}{N_j} - \delta_{ij} \left(\kappa_i - \frac{\partial n_i}{\partial I_i} \frac{I_i}{n_i} \right) \right].$$

В просторі площ і в просторі моментів опору поперечних перерізів виникає необхідність задавати функціональну залежність між жорсткістю поперечного перерізу і відповідною змінною проектування. Для визначення величини змінних проектування, які задовольняють необхідним умовам екстремуму, використовується метод продо-

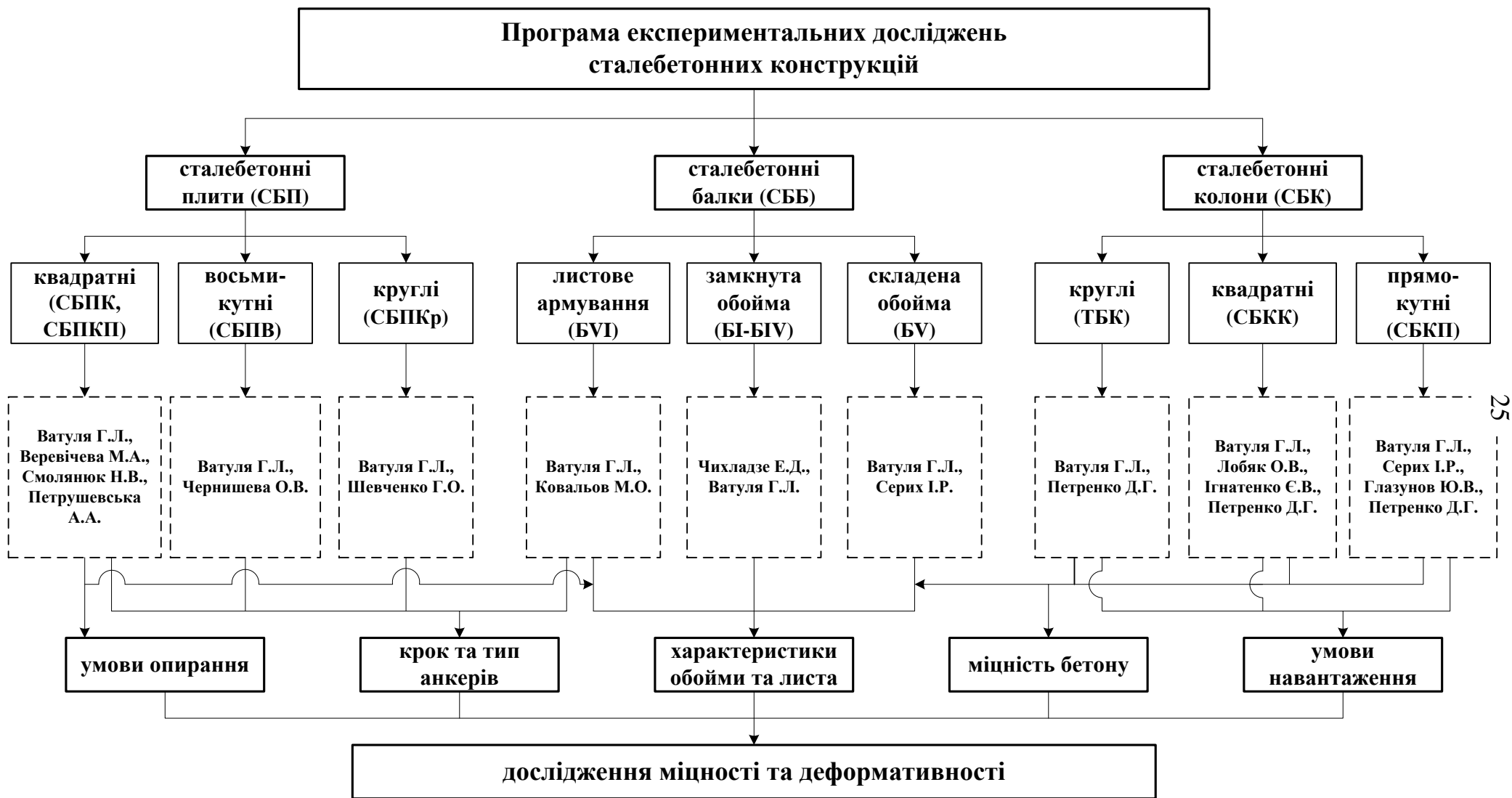


Рис. 15. Структурна схема експериментальних досліджень сталобетонних конструкцій

вження рішення за параметром. Виконано чисельну реалізацію задачі оптимізації поперечника машинного залу електростанції, елементи якого виконано зі сталобетону.

Шостий розділ дисертаційної роботи присвячено експериментальним дослідженням сталобетонних конструкцій, які проведено за безпосередньою участю чи під керівництвом автора. Під час проведення експериментальних досліджень розглядалися наступні основні типи сталобетонних елементів, які працюють на згин, позацентровий та центральний стиск:

- сталобетонні плити з зовнішнім листовим армуванням, в яких параметрами варіації були: крок та тип анкерів; конфігурація конструкції (круглі, квадратні та восьмикутні плити) та умови її опирання; товщина сталевго листа (рис. 17);
- сталобетонні балки, де досліджувались наступні чинники: крок та тип анкерних упорів (листоє армування); товщина металевої замкнутої обойми та клас бетону; ефективність застосування складених обойм з використанням прокатних профілів у різних сполученнях; вплив часткового заповнення бетоном сталевго замкнутої обойми (відсутність бетону у розтягнутій зоні);
- сталобетонні колони різного поперечного перерізу (круглі, квадратні та прямокутні колони, і колони зі складеною обоймою) зі змінними класом бетону та товщиною обойми.

Структурна схема експериментальних досліджень наведена на рис. 15.

В результаті експериментальних досліджень сталобетонних плит (двадцять зразків), слід зазначити, що діаграми «навантаження-прогин» для всіх зразків сталобетонних плит (рис. 16) мали нелінійний характер, який обумовлений утворенням тріщин в розтягнутій зоні бетону і розвитком пластичних деформацій в компонен-

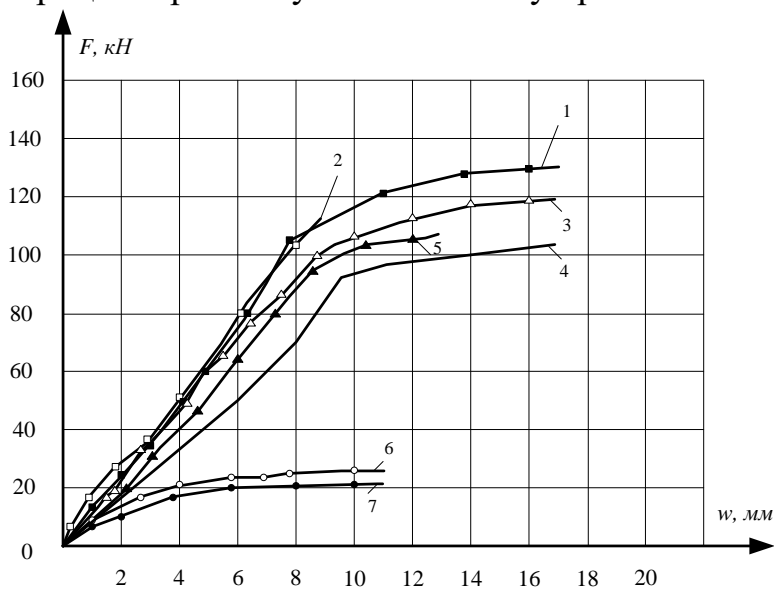


Рис. 16. Діаграми «навантаження-прогин», крок анкерів 100 мм серії плит: СБПКП (1), СБПКр (2,3), СБПК (4,5), СБПКр (7,8)

тах перерізу. Доведено, що збільшення кроку петльових анкерів, для забезпечення спільної роботи бетону і сталевго листа, з 50 до 100 мм, в плитах серії СБПК, при однакових умовах шарнірного опирання по контуру, призводить до зменшення несучої здатності на 17 %, а в плитах серії СБПКр на 15 %. При об'єднанні сталевго листа з бетоном за рахунок трикутних шпонок, в плитах серії СБПКП, найбільша несуча здатність спостерігалась для плит з віялоподібно розташованими просічками. Руйнівні навантаження плит із взаємно перпендикулярним розташуванням просічок в середньому на 10 % менші, ніж навантаження плит з віялоподібними просічками. Порівняння експериментальних значень руйнівних навантажень з навантаженнями для плит СБПК свідчить про те, що запропонований спосіб об'єднання (за допомогою просічок) призводить до збільшення несучої здатності плит в середньому на 20 %. Сталобетонні плити серії СБПК, в яких анкерні упори розташовувались уздовж радіусів, мали більшу несучу

здатність спостерігалась для плит з віялоподібно розташованими просічками. Руйнівні навантаження плит із взаємно перпендикулярним розташуванням просічок в середньому на 10 % менші, ніж навантаження плит з віялоподібними просічками.

здатність, ніж плити, в яких анкери розташовані в напрямку апофеми. Характер деформування і розвиток пластичних властивостей сталевих листів до моменту руйнування дозволяє говорити про вичерпання несучої здатності плит цієї серії за міцністю нормальних перерізів, що корелюється з результатами випробування плит серії СБПК, де об'єднання листа з бетоном також здійснювалось за допомогою сталевих анкерів.

В результаті випробувань сталобетонних балок (двадцять три зразки) відзначено, що руйнування балок із суцільною обіймою, серії СББ I-IV, починається з досягнення в розтягнутому листі обійми граничних напружень, рівних границі текучості сталі. При подальшому збільшенні навантаження поздовжні напруження досягають текучості в стиснутій зоні. Відбувається місцеве спучення стиснутого горизонтального листа. Руйнування настає при досягненні в обіймі повного пластичного шарніра. Слід зазначити, що при зміні міцності бетону з 20,5 МПа до 41,5 МПа несуча здатність балок зросла на 12 %, а збільшення товщини обійми з 1 мм до 1,4 мм в зразках серії СББ-I, за інших рівних умов, призводило до її росту в середньому на 21 %. Доведено, що зменшення частки бетону в розтягнутій зоні балок із замкнутою обіймою призводить до незначного зменшення несучої здатності залежно від класу бетону, а використання просторового шпренгеля призводить до збільшення несучої здатності балки на 19 %, порівняно з плоским аналогом, при цьому в момент руйнування напруження в елементах шпренгеля становили близько 75 % від напружень текучості. Руйнування балок із складеною обіймою, серія СББ-V, відбувалося за нормальним перерізом. Цьому передувала поява складок на бічних поверхнях обійми, які утворювались при навантаженнях на 9-14 % менше граничних.

Результати експериментальних досліджень коротких сталобетонних колон (двадцять два зразки), дозволили дослідити зміни ефекту обійми при передачі навантаження на бетонне ядро та на комплексний переріз; вплив товщини обійми та міцності бетону (рис. 18) на несучу здатність зразків серій ТБК, СБКК, СБКП; дослідити ефект обійми при збільшенні відносного ексцентриситету навантаження (рис. 19). В колонах з замкнутою обіймою, окрім тензодатчиків, на поверхні обійми були застосовані тривимірні глибинні розетки датчиків, що дозволило дослідити характер зміни НДС конструкцій на всіх етапах навантаження (рис. 20). Проведені дослідження сталобетонних колон із складеною обіймою (двадцять зразків) дозволили дослідити вплив компонування обійми (два швелери, чотири кутики, два двотавра, два швелери та двотавр) на несучу здатність, міцність та деформативність конструкції. Компонування перерізу колони з чотирьох гофрованих листів дозволило уникнути втрати місцевої стійкості сталобетонної колони та збільшити її несучу здатність у порівнянні з колоною серії СБКК (рис. 21). Для всіх дослідних зразків було виконано порівняння отриманих результатів з результатами теоретичного розрахунку та числового моделювання у програмних комплексах, що реалізують метод скінченних елементів (рис. 22).

В **сьомому розділі** досліджено питання ефективності використання сталобетонних та комбінованих конструкцій та наведено дані щодо впровадження результатів дисертаційних досліджень (рис. 23).

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі вирішено важливу науково-технічну проблему розрахунку та проектування сталобетонних та комбінованих конструкцій при термосилових

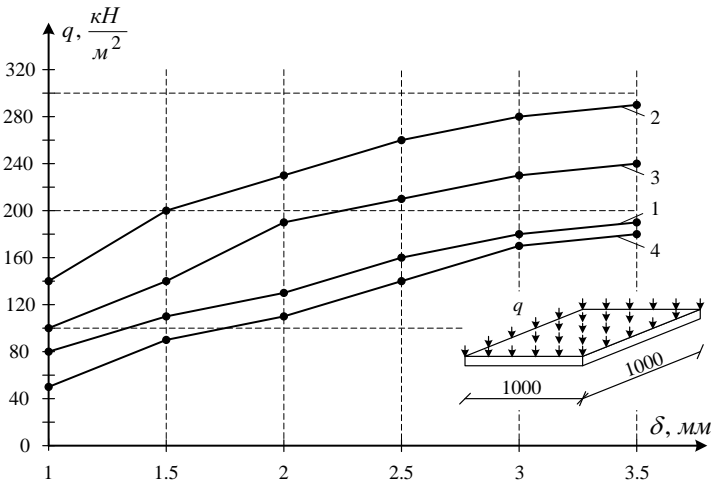


Рис. 17. Залежність несучої здатності плити СБК від δ при різних умовах опирання

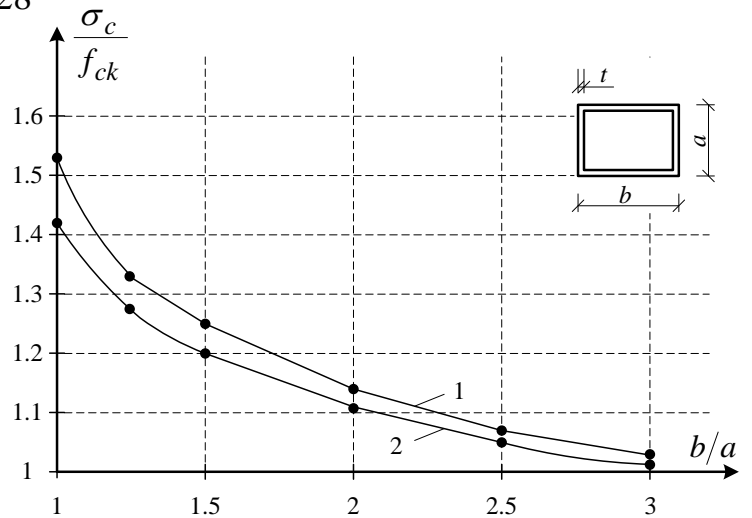


Рис. 18. Залежність відносної міцності бетону в обіймі від співвідношення розмірів її поперечного перерізу 1 - $t = 5,6$ мм; 2 - $t = 2$ мм

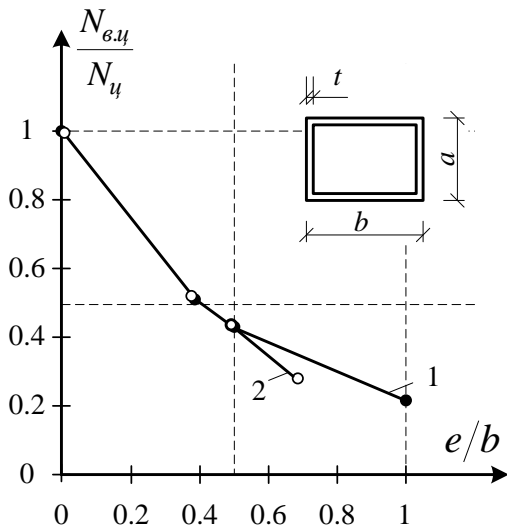


Рис. 19. Залежність відносної несучої здатності від відносного ексцентриситету

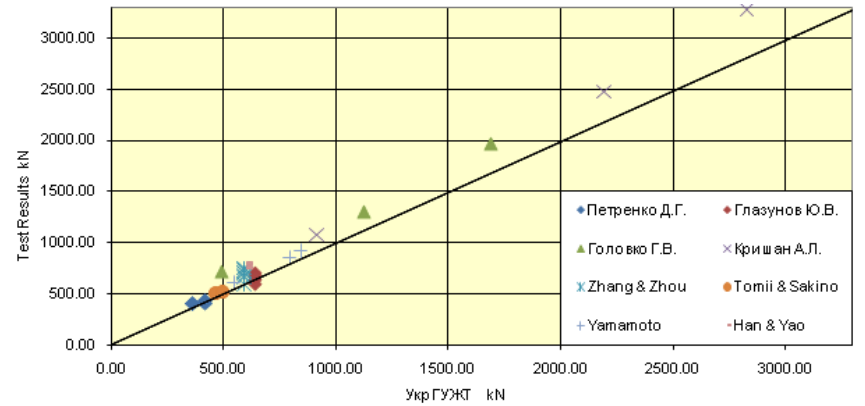
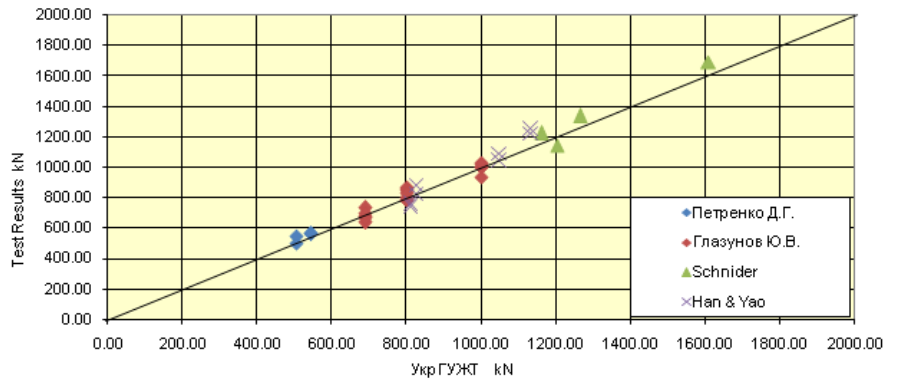


Рис. 22. Співставлення результатів експериментальних та теоретичних досліджень

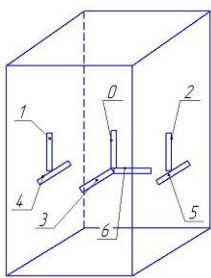


Рис. 20. Схема розміщення тензодатчиків датчиків в колонах СБК, СБКП, ТБК



б)



Рис. 21. Руйнування дослідних зразків: а – колона зі складеною обіймою, б – розтягнута зона плити СБКП

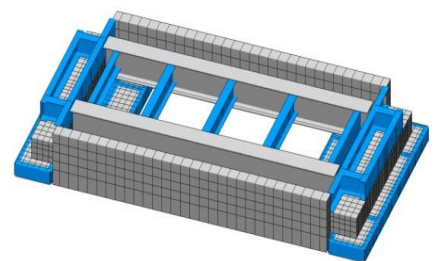


Рис. 23. Запропонована конструкція платформи залізничних ваг

впливах з урахуванням мінімізації їх маси чи об'єму. Проведені в дисертаційній роботі дослідження дають змогу зробити такі висновки:

1. Запропонована і експериментально-теоретично обґрунтована методика оцінки напружено-деформованого стану та несучої здатності сталобетонних колон, балок і плит різного поперечного перерізу при силових впливах з урахуванням нелінійності деформування бетону і його тріщиноутворення, податливості контакту між зовнішнім армуванням (листом або обоймою) і бетонним ядром, різних умов навантаження і опирання. Зіставлення отриманих експериментальних і теоретичних даних дозволяє судити про їх адекватну збіжність у межах 4-18 %. При розрахунку за граничними станами за міцністю контакту відбувається завищення несучої здатності сталобетонного елемента (плити) до 15 % в порівнянні з експериментальними значеннями.
2. Розроблена і верифікована методика розрахунку сталобетонних конструкцій на температурні впливи при нестационарному температурно-вологісному полі з податливою границею пароутворення. Доведено, що при розрахунку НДС конструкції необхідна перевірка за величиною критичного напруження в бетоні при розтяганні.
3. Чисельно обґрунтована запропонована методика пошуку раціональної конструкції прогонової будови пішохідного мосту з урахуванням локальних (міцність, стійкість, конструктивні обмеження) і глобальних (жорсткість) обмежень при розрахунку за першою і другою групами граничних станів. Доведено, що в порівнянні з початковою конструкцією, економія матеріалів склала 7,5 %.
4. Порівняльний аналіз формулювань задач оптимізації статично невизначних стержневих систем у просторах моментів інерції, моментів опору і площ перерізів дозволяє зробити висновок, що в кожному з вказаних просторів існують параметри функціонального зв'язку між геометричними характеристиками перерізів сталобетонних елементів. При зміні простору проектування частинні похідні від функцій обмеження міцності перетворюються за коваріантним законом, де питомими коефіцієнтами спотворення є параметри функціонального зв'язку.
5. На основі проведених експериментальних досліджень зроблено висновок про вичерпання несучої здатності сталобетонних колон, балок і плит, податливостей зв'язків зсуву, впливу умов опирання й навантаження, а також товщини металевих листів на несучу здатність конструкцій із зовнішнім армуванням:
 - збільшення кроку анкерів для забезпечення спільної роботи компонентів перерізу призводить до зменшення жорсткості конструкції (плит і балок) від 5 до 12 %, при різних умовах їх опирання;
 - зміна товщини сталевих листів з 2 до 4 мм дозволяє збільшити несучу здатність сталобетонних плит від 17 до 38 % при переході від шарнірного опирання по контуру до жорсткого затиснення;
 - в конструкціях балок із замкнутою обоймою доведено, що зменшення частки бетону в розтягнутій зоні призводить до незначного зменшення несучої здатності в межах від 3 до 8 % залежно від класу бетону, а використання різних типів підкріплень (плоский і просторовий шпренгель) дозволяє збільшити жорсткість конструкції до 17 %;

- для колон круглого поперечного перерізу збільшення ефекту обойми при передачі навантаження на бетонне ядро становить від 7 до 13 % залежно від класу бетону (С12/15 - С32/40), при цьому для бетону С50/55 досягає 23 %;
 - відзначено, що при випробуванні сталобетонних колон збільшення відносного ексцентриситету сприяє більшому ефекту обойми. Порівняння результатів випробувань колон з прямокутним і квадратним перерізом показує, що при $e/b > 1/2$ значення відносних несучих здатностей однакове, проте при подальшому збільшенні відносного ексцентриситету більш ефективним стає прямокутний переріз;
 - товщина обойми в сталобетонних колонах не суттєво впливає на міцність ізольованого бетону. Аналізуючи отримані результати, можна зробити висновок, що відношення t/a не повинно перевищувати 3 %;
 - в сталобетонних колонах зі складеною обоймою відзначено, що в момент, передуючий руйнуванню металевої обойми, поздовжні напруження перевищували границю текучості в середньому на 15-25 %;
 - використання запропонованої конструкції сталобетонної колони (з гофрованою обоймою) дає економію сталі в порівнянні з залізобетонною колоною до 55 %, а в порівнянні зі сталобетонною без поперечних гофр - до 20 %, при рівній несучій здатності.
6. Результати зіставлення розрахункових і експериментальних даних свідчать про адекватність запропонованих скінченно-елементних моделей НДС сталобетонних балок і плит. Поля розподілів напружень, деформацій і тріщин відповідають фізиці процесу, що відбувається при механічних випробуваннях конструкцій на згин. У результаті розрахунку без вогнезахисту показано, що може бути забезпечена границя вогнестійкості R15.
7. Ґрунтуючись на скінченно-елементному аналізі напружено-деформованого стану сталобетонних конструкцій при температурному впливі в умовах «стандартної пожежі» доведено, що використання вогнезахисного облицювання з плит «ROCKWOOL» серії «CONLIT SL150» (товщиною 25 мм) дозволяє забезпечити вогнестійкість конструкції більше 120 хв. При використанні вогнезахисного покриття «НАТРЕСК», товщиною 10 мм забезпечується границя вогнестійкості більше 100 хв. Вогнезахисне покриття ПИРО-СЕЙФ ФЛАМОПЛАСТ СП-А2, що спучується, в діапазоні робочих товщин від 1 до 1,5 мм забезпечує границі вогнестійкості від 47 до 69 хв.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації в наукових фахових виданнях України:

1. Ватуля Г.Л. Исследование деформативности бетонных колонн методом глубинной тензометрии / Ватуля Г.Л., Галагуря Е.И., Петренко Д.Г., Быченко И.В. // 36. наук. статей. Серія: Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. – Вип. 11. – Полтава: ПолтНТУ, 2014. – С. 54-60. *Особистий внесок: розробка конструкції глибинного датчика та способу його закріплення у дослідних зразках.*

2. Веревичева М.А. Определение прочности сталебетонных балок при термосило-вом воздействии с учетом граничных условий / Веревичева М.А., Ватуля Г.Л., Игнатенко А.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. трудов. – Вып. 77. – Дн–вск: ГВУЗ «ПГАСА», 2014. – С. 33-37. *Особистий внесок*: формулювання передумов, розробка методики розрахунку.
3. Ватуля Г.Л. Напряженно-деформированное и предельное состояние трехслой-ных плит / Мартынов И.Э., Орел Е.Ф., Ватуля Г.Л. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2013. - Вип. 137. – С. 34-39. *Особистий внесок*: розробка математич-ної моделі контактної взаємодії зовнішнього армування з бетоном.
4. Ватуля Г.Л. Граничное состояние сталебетонных круглых плит по нормальному сечению / Ватуля Г.Л., Шевченко А.А. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво), ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – Вип. 78: в 2-х кн.: Книга 1. – Київ, ДП НДІБК, 2013. – С. 137-143. *Особистий внесок*: формулювання задач, розробка методики визначення граничного стану.
5. Ватуля Г.Л. До питання раціоналізації конструкції комбінованих систем / Фале-ндиш А.П., Ватуля Г.Л. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2013. - Вип. 136. – С. 177-183. *Особистий внесок*: вибір критерію оптимальності, удосконалення методики раціоналізації статично визначної комбінованої конструкції.
6. Ватуля Г.Л. О работе сталебетонных круглых плит под нагрузкой / Ватуля Г.Л., Шевченко А.А. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2013. - Вип. 50, ч. 1. – С. 34-39. *Особистий внесок*: розробка скінченно-елементних моделей, проведення співставлення теоретичних та експериментальних результатів з даними чисельного моделювання.
7. Ватуля Г.Л. Влияние пожара на напряженно-деформированное состояние сталебе-тонных плит / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Берестянская С.Ю. // Зб. наук. праць. – Хар-ків: УкрДАЗТ, 2013. – Вип. 135. – С. 308-314. *Особистий внесок*: удосконалення методики розрахунку з урахуванням умов обпирання дослідних конструкцій.
8. Ватуля Г.Л. Влияние параметров сечений на несущую способность сталебетонных конструкций / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф. // Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машино-будування, будівництво. – Вип. 3(33). – Полтава, 2012. – С. 30-34. *Особистий вне-сок*: експериментально-теоретичне обґрунтування впливу розмірів перерізу, ха-рактеристик бетону та сталі на несучу здатність сталебетонних конструкцій.
9. Ватуля Г.Л. Экспериментальные исследования сталебетонных круглых плит / Ватуля Г.Л., Лютый В.А., Шевченко А.А. // «Ресурсоекономні матеріали, кон-струкції, будівлі та споруди». - Зб. наук. праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 127-132. *Особистий внесок*: моделювання зразків, проведення дослідів та обробка отриманих результатів.
10. Ватуля Г.Л. Экспериментальные исследования сталебетонных колонн в гофри-рованной обойме / Ватуля Г.Л., Игнатенко Е.В., Петренко Д.Г. // Строительство, материаловедение, машиностроение. - Сб. научн. трудов. – Вып. 65. – Дн–вск, ГВУЗ «ПГАСА», 2012. – С. 123-126. *Особистий внесок*: формулювання програ-ми, проведення досліджень та аналіз експериментальних даних.

11. Ватуля Г.Л. Экспериментальная оценка напряженно-деформированного и предельного состояния сталебетонных круглых плит / Ватуля Г.Л., Шевченко А.А., Головки Д.В. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2012. - Вип. 129. – С. 145-149. *Особистий внесок*: формулювання програми, виготовлення зразків та проведення попередніх розрахунків.
12. Ватуля Г.Л. Оценка влияния толщины металлического листа на несущую способность конструкций с внешним армированием / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Матящук О.В., Довганик О.Я. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2012. - Вип. 133. – С. 290-295. *Особистий внесок*: експериментально-теоретичне обґрунтування впливу товщини зовнішнього армування (лист чи обойма) на несучу здатність сталебетонних конструкцій з урахуванням умов їх навантаження.
13. Ватуля Г.Л. Моделирование работы сталебетонного перекрытия / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Смолянчук Н.В. // Зб. наук. пр. (галузеве машинобудування, будівництво) – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – Вип. 2 (30). – С. 80-85. *Особистий внесок*: проведення чисельного моделювання, верифікація отриманих результатів.
14. Ватуля Г.Л. Работа сталебетонного перекрытия при силовом воздействии / Ватуля Г.Л., Смолянчук Н.В. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2011. – Вип. 127. – С. 164-170. *Особистий внесок*: формулювання передумов, розробка методики розрахунку з урахуванням кроку та типу анкерних упорів.
15. Ватуля Г.Л. Экспериментальные исследования сталебетонных плит перекрытия / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Ковальчук А.М. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2011. – Вип. 126. – С. 239-242. *Особистий внесок*: проведення експериментальних випробувань, обробка отриманих дослідних даних.
16. Ватуля Г.Л. Визначення оптимальної області геометричних характеристик поперечного перерізу сталебетонної балки / Ватуля Г.Л., Беліков Е.А. // «Строительство, материаловедение, машиностроение» // Сб. научн. трудов. – Днепропетровск, ПГАСА, 2011. - Вып. 61. – С. 74-78. *Особистий внесок*: виведення залежностей для встановлення функціонального зв'язку між геометричними характеристиками перерізу сталебетонного елемента.
17. Чихладзе Э.Д. Предельное состояние двухслойных плит / Чихладзе Э.Д., Ватуля Г.Л. // «Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» // Зб. наук. праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 532-537. *Особистий внесок*: проведення розрахунків, дослідження граничного стану за нормальним перерізом та контакту між компонентами перерізу.
18. Китов Ю.П. Влияние параметров проектирования на оптимальность конструкции стальных балок / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // Зб. наук. праць. – Харків, УкрДАЗТ, 2011. – Вип. 125. – С. 24-33. *Особистий внесок*: дослідження параметрів проектування при раціоналізації конструкції балки з однією та двома ступенями рівномірності.
19. Китов Ю.П. Определение частот и периодов собственных колебаний комбинированных конструкций / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // «Теорія і практика будівництва» // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». - Львів, 2010. – Вип. 662. – С. 225-229. *Особистий внесок*: проведено розрахунки частот та періодів власних коливань, виконано співставлення отриманих результатів з даними за нормативними методиками.

20. Ватуля Г.Л. Определение частот и форм свободных колебаний пешеходного моста / Ватуля Г.Л. // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту - Дніпропетровськ, 2010. - Вип. 33. – С. 60-63.
21. Китов Ю.П. Оценка несущей способности комбинированных конструкций при действии статических и подвижных нагрузок / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // «Строительство, материаловедение, машиностроение» // Сб. научн. трудов. – Днепропетровск, ПГАСА, 2008. - Вып. 47. – С. 322-328. *Особистий внесок*: досліджено умови навантаження та їх вплив на раціоналізацію конструкції комбінованої конструкції.
22. Основы расчета и проектирования комбинированных и сталебетонных конструкций / [Чихладзе Э.Д., Ватуля Г.Л., Китов Ю.П. и др.]; под ред Э.Д. Чихладзе – Киев: Транспорт Украины, 2006. – 136 с. *Особистий внесок*: написано підрозділи 1.1-1.4.
23. Чихладзе Э.Д. Математическая модель расчета металлической оболочки башенной градирни на локальное действие статической нагрузки / Чихладзе Э.Д., Ватуля Г.Л., Резуненко М.Е. // «Прикладные задачи математики и механики» // Сб. научн. трудов. - Севастополь: СевНТУ, 2006. – С. 27-31. *Особистий внесок*: опис математичної моделі, проведення розрахунків.
24. Китов Ю.П. Рационализация конструкций сталебетонных пролетных строений пешеходных мостов» / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // «Будівельні конструкції» // Наук.-техн. збірник. – Київ: НДІБК, 2005. – Вип. 62. – Т. 2. – С. 204-209. *Особистий внесок*: розробка методики раціоналізації конструкції пішохідного моста.
25. Ватуля Г.Л. К вопросу рационализации конструкции сталебетонных шпренгельных балок / Ватуля Г.Л. // «Строительство, материаловедение, машиностроение» // Сб. научн. трудов – Днепропетровск: ПГАСА, 2005. - Вып. 35, ч. 1. – С. 94-99.
26. Ватуля Г.Л. Рационализация конструкции статически неопределимых шпренгельных балок / Ватуля Г.Л. // «Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівель» // Зб. наук. праць. – Київ: КиївЗНДІЕП, 2004. – Спецвыпуск. – С. 264-268.
27. Китов Ю.П. Оптимизация проектирования новых и усиления существующих балочных пролетных строений пешеходных мостов / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // Новини науки Придніпров'я, 2004. - № 4. - С. 31-34. *Особистий внесок*: розгляд та аналіз існуючих методів оптимізації.
28. Китов Ю.П. Задача оптимального проектирования пролетных строений пешеходных мостов / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // Зб. наук. праць. – Луганськ: ЛНАУ, 2004. - № 40 (52). – С. 106-109. *Особистий внесок*: формулювання передумов, проведення розрахунків.
29. Китов Ю.П. Оптимизация статически неопределимых сталебетонных балочных пролетных строений пешеходных мостов / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // «Сталезаліобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» // Зб. наук. статей. - Кривий Ріг: КТУ, 2004. - Вип. 6.– С. 85-90. *Особистий внесок*: обґрунтування критерію оптимальності, проведення розрахунків.
30. Китов Ю.П. Автоматизация розрахунку та оптимального проектування комбінованих систем / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л., Кирієнко С.М. // Вісник Одеського національного морського університету, 2003. – Вип. 10. – С. 160-165. *Особистий внесок*: розробка алгоритму та програми раціоналізації конструкції на компютері.

31. Китов Ю.П. Оптимальне проектування комбінованих систем / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л., Кириєнко С.М. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2002. – Вип. 52. – С. 81-87. *Особистий внесок*: розробка методики оптимізації статично визначних та статично невизначних систем.
32. Китов Ю.П. Оптимизация статически определимых сталебетонных балочных пролетных строений пешеходных мостов / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» // Зб. наук. статей. - Кривий Ріг: КТУ, 2002. - Вип. 5. – С. 80-84. *Особистий внесок*: обґрунтування оптимізаційного підходу, проведення розрахунків.
33. Китов Ю.П. Оптимизация статически определимых балок пролетных строений пешеходных мостов / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // Коммунальное хозяйство городов // Науч.-техн. сб. – Техніка, 2002. - Вип. 39. – С. 125-130. *Особистий внесок*: проведення розрахунків на прикладі шпренгельної статично визначної балки.
34. Ватуля Г.Л. Экспериментальные исследования сталебетонных брусев с составной обоймой при осевом сжатии / Ватуля Г.Л., Адамян И.Р. // Залізничний транспорт України, 2001. - № 6. - С. 26-27. *Особистий внесок*: проведення експериментальних досліджень, обробка дослідних даних.
35. Ватуля Г.Л. Использование сталебетона при проектировании и строительстве сооружений промышленного и гражданского назначения в странах Европы и США / Ватуля Г.Л. // Залізничний транспорт України, 1999. - №4. - С. 360-363.

Публікації у міжнародних періодичних виданнях та у збірниках, що входять до міжнародних науково-метричних баз:

36. Ватуля Г.Л. Численное моделирование работы сталебетонных балок при трехстороннем нагреве / Ватуля Г.Л., Игнатенко А.В. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2014. - Вип. 148, ч.2. – С. 119-122. *Особистий внесок*: формулювання передумов, розробка тривимірних комп'ютерних моделей.
37. Ватуля Г.Л. Задача оптимального проектирования шпренгельной балки при действии постоянной нагрузки / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Синчук С.Д., Величко С.А. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2014. - Вип. 147. – С. 118-122. *Особистий внесок*: формулювання цільової функції при оптимальному проектуванні шпренгельної балки з заданою топологією.
38. Vatulia G. Carrying capacity definition of steel-concrete beams with external reinforcement under the fire impact / Vatulia G., Orel E., Kovalov M. // Applied Mechanics and Materials – Vol. 617 (2014). –P. 167-170. *Особистий внесок*: розробка методики визначення несучої здатності балок при термосиловому навантаженні.
39. Ватуля Г.Л. Определение огнестойкости сталебетонных балок с подбором эффективной огнезащиты / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Игнатенко А.В. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2014. - Вип. 144. – С. 119-123. *Особистий внесок*: аналіз існуючих вогнезахисних матеріалів та дослідження ефективності їх використання для забезпечення вогнестійкості сталебетонних балок.
40. Ватуля Г.Л. Определение деформаций бетона с помощью глубинных датчиков / Ватуля Г.Л., Галагурия Е.И., Петренко Д.Г. // Вестник ПНИПУ Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. – Пермь, 2014. – № 2. – С. 48-56. *Особистий внесок*: формулювання цілей та задач, проведення експериментальних досліджень.

41. Китов Ю.П. Некоторые соображения о критериях оптимальности / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л., Веревичева М.А. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2014. - Вип. 143. – С. 124-131. *Особистий внесок*: розгляд існуючих підходів, виконання тестових розрахунків.
42. Ватуля Г.Л. Влияние параметров проектирования на оптимальность конструкции трехшарнирных арок / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Левчук С.В., Андрущенко И.М. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2013. - Вип. 141. – С. 191-196. *Особистий внесок*: раціоналізація конструкції арки постійного перерізу та неперервно рівномірної арки.
43. Ватуля Г.Л. Определение механических характеристик конструкций с помощью глубинных датчиков / Ватуля Г.Л., Галагурия Е.И., Петренко Д.Г. // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2013. - Вип. 138. – С. 231-235. *Особистий внесок*: формулювання цілей та задач, аналіз існуючих конструкцій глибинних датчиків.
44. Ватуля Г.Л. Рационализация конструкции сталебетонных шпренгельных балок / Ватуля Г.Л. // Вестник БГТУ, 2005. - № 10. – С. 355-359.

Публікації апробаційного характеру:

45. Китов Ю.П. Оптимизация параметров сечений статически определимой шпренгельной балки / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л., Веревичева М.А., Синчук С.Д. // Сб. докл. междунар. науч.- практ. конф. - Белгород: Изд-во БГТУ, 2014. - Часть 2. - С. 38-42. *Особистий внесок*: використання методу Ньютона для раціоналізації конструкції балки з заданою топологією, розробка алгоритму автоматизованого розрахунку.
46. Verevicheva M. Influence of support conditions on the strength of steel-concrete beams under thermal force impact / Verevicheva M., Vatulia G., Ignatenko A. // Proceedings of 17th Conference for Junior Researches ‘Science – Future of Lithuania’// Vilnius, Lithuania – 2014. - P. 279-282. *Особистий внесок*: удосконалення методики розрахунку на термосилові впливи з урахуванням граничних умов.
47. Vatulia G. Evaluation of steel-concrete beams fire resistance with the selection of effective fire protection / Vatulia G., Orel E., Kovalov M. // Proceedings of the 6th International Conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering, Zilina, 2014. – P. 327-331. *Особистий внесок*: визначення міцності та деформативності сталебетонних балок з різними анкерними упорами та типами вогнезахисту при тристоронньому нагріві.
48. Петренко Д.Г. Определение физико-механических свойств бетона при различных условиях твердения / Петренко Д.Г., Галагурия Е.И., Ватуля Г.Л. // Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте». - Сборник тезисов докладов IX междунар. конф. - Санкт-Петербург: ПГУПС, 2014. – С. 68-69. *Особистий внесок*: формулювання цілей та задач, проведення випробувань.
49. Ватуля Г.Л. Тарировка и определение показаний глубинного датчика / Ватуля Г.Л., Галагурия Е.И., Петренко Д.Г. // Материалы междунар. научн.-практ. конф. «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе». – Пермь: ПГТУ, 2014. – С. 375-380. *Особистий внесок*: формулювання програми та проведення досліджень.
50. Ватуля Г.Л. Термосиловые испытания сталебетонных балок с подбором рационального варианта огнезащиты / Ватуля Г.Л., Игнатенко А.В. // Материалы междунар. научн.-практ. интернет конф. «Энергосберегающие технологии теплогазос-

- набження, строительства и муниципальной инфраструктуры». – Харьков, 2013. – С. 198-199. *Особистий внесок*: формулювання цілей та задач досліджень, проведення верифікації отриманих даних.
51. Ватуля Г.Л. Работа сталебетонных перекрытий разного очертания при силовом воздействии / Ватуля Г.Л., Шевченко А.А. // Материалы междунар. научн.-практ. конф. «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе». – Том 3. – Пермь: ПГТУ, 2013. – С. 79-86. *Особистий внесок*: чисельне моделювання, верифікація отриманих результатів.
52. Ватуля Г.Л. Розрахунок комбінованих конструкцій на силові та температурні впливи / Ватуля Г.Л. // Тези доповіді 74-ї міжнар. наук.-техн. конф. . - Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2012. - Вип. 129. – С. 245.
53. Ватуля Г.Л. Исследование работы сталебетонной круглой плиты при силовом воздействии / Ватуля Г.Л., Шевченко А.А., Смолянюк Н.В. // Материалы междунар. научн.-практ. конф. «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе». – Том 4. – Пермь: ПГТУ, 2012. – С. 59-65. *Особистий внесок*: формулювання цілей та задач, проведення розрахунків.
54. Chikhladze E.D. Stress-strained state of steel-concrete structures under force and temperature effect / Chikhladze E.D., Vatulya G.L. // Proceedings of the 5th International Conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering - Zilina, 2011 - P. 181-184. *Особистий внесок*: розробка скінченно-елементних моделей, проведення розрахунків.
55. Чихладзе Э.Д. Исследование и практическое применение альтернативных способов армирования железобетонных стоек для опор воздушных линий электропередач и систем освещения / Чихладзе Э.Д., Лобяк А.В., Ватуля Г.Л. // «Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте». - Сборник тезисов докладов VIII междунар. конф. - Санкт-Петербург: ПГУПС, 2011. – С. 102-103. *Особистий внесок*: аналіз існуючих рішень, проведення експериментальних досліджень.
56. Ватуля Г.Л. Оптимальное проектирование комбинированных конструкций / Ватуля Г.Л. // «Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте» // Труды научн.-техн. конф. - Санкт-Петербург: ПГУПС, 2008. – С. 39-41.
57. Китов Ю.П. Рационализация конструкции комбинированных систем / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // «Научные исследования, наносистемы и ресурсосберегающие технологии в стройиндустрии» // Труды научн.-техн. конф. – Белгород: БГТУ, 2007. – Ч. 3. - С. 22-24. *Особистий внесок*: формулювання задач та опис змінних проектування.
58. Ватуля Г.Л. Рациональное проектирование сталебетонных балок / Ватуля Г.Л. // «Вычислительная механика деформируемого твердого тела» // Труды междунар. научн.-технич. конф. – Москва: МИИТ, 2006. – Том 1. – С. 88-91.
59. Китов Ю.П. Оптимальное проектирование шпренгельных строений пешеходных мостов / Китов Ю.П., Ватуля Г.Л. // «Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте» // Труды научно-технической конференции - Санкт-Петербург, ПГУПС, 2004. – Ч. 1. – С. 104-105. *Особистий внесок*: опис передумов та критерію оптимізації з групуванням обмежень при розрахунках за граничними станами.
60. Chikhladze E.D. Experimental Researches of Steel-Concrete Plates / Chikhladze E.D., Vatulya G.L. // Shells and spatial structures: from resent past to the next millennium //

Proceedings of the IASS 40th Anniversary Congress - Madrid, 1999 – vol.1. – P. 13-18.
Особистий внесок: виготовлення зразків, аналіз отриманих результатів.

Патенти України на корисну модель:

61. Пат. 81591 Україна, МПК Е 04 В 1/02. Вузол з'єднання сталобетонних плит у збірному безбалковому перекритті / Ватуля Г.Л., Галагурия Є.І., Резуненко М.Є.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 13759; заявл. 03.12.2012; опубл. 10.07.13, Бюл. № 13. *Особистий внесок*: моделювання вузла, проведення розрахунків.
62. Пат. 79911 Україна, МПК Е 04 С 3/30, МПК Е 04 С 2/28. Металева обійма сталобетонного елемента / Ватуля Г.Л., Лобяк О.В., Ігнатенко Є.В., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 11158; заявл. 26.09.12; опубл. 13.05.13, Бюл. № 9. *Особистий внесок*: опис конструктивних особливостей, виконання тестових розрахунків.
63. Пат. 79772 Україна, МПК G01 L 1/22, МПК G01 в 7/16. Спосіб закріплення тензодатчика у середині сталобетонного елемента / Ватуля Г.Л., Галагурия Є.І., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 13943; заявл. 07.12.2012; опубл. 25.04.13, Бюл. № 8. *Особистий внесок*: аналіз існуючих рішень, оцінка ефективності на прикладі дослідної моделі.
64. Пат. 79575 Україна, МПК G 01 В 7/16. Глибинний тензодатчик / Ватуля Г.Л., Галагурия Є.І., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 12536; заявл. 02.11.2012; опубл. 25.04.13, Бюл. № 8. *Особистий внесок*: конструювання глибинного датчика, проведення випробувань прототипів.
65. Пат. 73091 Україна, МПК Е 04 В 5/40. Сталобетонне безбалочне перекриття / Гапонова Л.В., Ватуля Г.Л., Ромашко О.В.; заявник та патентовласник Харківська національна академія міського господарства. – № u2012 02466; заявл. 01.03.2012; опубл. 10.09.12, Бюл. № 17. *Особистий внесок*: моделювання конструкції, обґрунтування типу та кроку анкерних упорів.
66. Пат. 72655 Україна, МПК Е 04 С 3/30, МПК Е 04 С 2/28. Сталобетонний елемент / Ватуля Г.Л., Лобяк О.В., Ігнатенко Є.В.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 01547; заявл. 13.02.12; опубл. 27.08.12, Бюл. № 16. *Особистий внесок*: конструювання та виготовлення зразків, проведення експериментальної перевірки.
67. Пат. 72173 Україна, МПК Е 04 С 2/08. Сталобетонна кругла плита / Ватуля Г.Л., Шевченко А.О., Петрушевська А.А.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 00806; заявл. 26.01.12; опубл. 10.08.12, Бюл. № 15. *Особистий внесок*: моделювання конструкції, обґрунтування типу та кроку анкерних упорів.

АНОТАЦІЯ

Ватуля Г.Л. Розрахунок і проектування комбінованих та сталобетонних конструкцій. – На правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди. - Український держа-

вний університет залізничного транспорту Міністерства освіти і науки України, Харків, 2015.

Дисертацію присвячено вирішенню проблеми розрахунку та проектування сталобетонних та комбінованих конструкцій на силові та температурні впливи з урахуванням мінімізації їх маси чи об'єму.

Розроблено аналітичні методи розрахунку сталобетонних конструкцій на силові навантаження з урахуванням нелінійності деформування бетону, податливості контакту між сталевим листом та бетоном. Сформульовано методологічні підходи до розрахунку сталобетонних конструкцій на температурні впливи при нестационарному температурно-вологісному полі з податливою границею пароутворення, а також з урахуванням змінності фізико-механічних характеристик матеріалів при нагріванні.

Отримано нові експериментальні дані щодо закономірностей роботи та руйнування сталобетонних конструкцій при різних умовах навантаження та опирання; ступеню впливу кроку та типу анкерних упорів на сумісну роботу бетону та сталі; міцності бетону та товщини зовнішнього армування на несучу здатність конструкцій.

Запропоновано теоретичні основи пошуку раціональної комбінованої конструкції при розрахунку за першою та другою групами граничних станів. Удосконалено математичну модель оптимізаційної задачі статично невизначених стержневих систем з урахуванням параметрів функціонального зв'язку між геометричними характеристиками перерізів.

Розроблено скінченно-елементні моделі для оцінки напружено-деформованого стану сталобетонних конструкцій на термосилових впливах та обґрунтовано ефективність застосування сучасних вогнезахисних покриттів для вогнезахисту сталобетонних конструкцій.

Ключові слова: сталобетонні конструкції, напружено-деформований стан, несуча здатність, термосилові впливи, скінченно-елементне моделювання.

АННОТАЦІЯ

Ватуля Г.Л. Расчет и проектирование комбинированных и сталобетонных конструкций. – Рукопись.

Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения. – Украинский государственный университет железнодорожного транспорта Министерства образования и науки Украины, Харьков, 2015.

Диссертация посвящена решению проблемы расчета и проектирования сталобетонных и комбинированных конструкций на силовые и температурные воздействия при минимизации их массы или объема.

Во **введении** обосновывается актуальность темы, сформулированы цель и задачи исследований, научная новизна и практическая значимость работы, дана ее общая характеристика.

В **первом разделе** выполнен обзор литературных источников и проведен критический анализ исследований работы сталобетонных конструкций, с внешним армированием листовой и прокатной сталью, как в Украине, так и за рубежом. Рассмотрены существующие подходы и методики расчета сталобетонных конструкций при

термосиловом воздействии; теоретические основы и критерии оценки прочности и пластичности бетона в условиях неодноосных напряженных состояний; методы оптимизации параметров строительных конструкций.

Второй раздел посвящен разработке аналитических методов расчета конструкций с внешним листовым армированием, а именно, сталебетонных колонн, прямоугольного и круглого сечения, двух- и трехслойных плит. Определены параметры функциональной связи между геометрическими характеристиками прямоугольных сечений сталебетонных колонн в зависимости от соотношения их размеров, класса бетона и толщины обоймы.

В третьем разделе рассмотрены вопросы поведения сталебетонных конструкций: плит перекрытия, сталебетонных прямоугольных и цилиндрических колонн при термосиловых воздействиях. Исследованы вопросы оценки напряженно-деформированного состояния сталебетонных плит и колонн с учетом неодноосного напряженного состояния бетона и неравномерного температурного поля.

В четвертом разделе предложена методика поиска рациональной комбинированной конструкции с учетом локальных (условия прочности и устойчивости, ограничения на периоды собственных колебаний и конструктивные ограничения) и глобальных (условие жесткости) ограничений при расчетах по первой и второй группам предельных состояний. В качестве комбинированной конструкции рассматривается шпренгельная балка пешеходного моста.

В пятом разделе усовершенствовано математическую модель оптимизационной задачи статически неопределимых стержневых систем с учетом параметров функциональной связи между геометрическими характеристиками сечений сталебетонных элементов.

В шестом разделе приведены результаты экспериментальных исследований сталебетонных балок, плит и колонн, в которых в качестве параметров вариации были приняты конфигурация конструкции (круглые, квадратные и восьмиугольные плиты; колонны с круглым, квадратным, прямоугольным и составным поперечным сечениями; балки с замкнутой обоймой, в том числе с подкреплениями), условия их опирания; толщина стального листа, класс бетона.

В седьмом разделе рассматриваются вопросы эффективности использования сталебетонных и комбинированных конструкций и приведены данные об их внедрении.

Ключевые слова: сталебетонные конструкции, напряженно-деформированное состояние, несущая способность, термосиловое воздействие, конечно-элементное моделирование.

SUMMARY

Vatulia G.L. Calculation and design of combined and steel concrete structures. – The manuscript.

Dissertation for the Degree of Doctor of Technical Sciences, specialty 05.23.01 – building constructions, buildings and structures. Ukrainian State University of Railway Transport Ministry of Education and Science of Ukraine, – Kharkiv, 2015.

The dissertation is devoted to problems of calculation and design of steel concrete and combined structures for power and heat effects considering possibility to minimize their masses and volumes.

It has been developed analytical methods of calculation of steel concrete structures for power effects considering nonlinearity of concrete deformations, flexibility of contact between steel and concrete. The dissertation has formulated methodological approaches to calculation of steel concrete structures for heat effects in non-stationary heat and humid environment with a flexible evaporation line while considering changes in physical and mechanical characteristics of materials in heating.

New experimental data regarding operational state and deterioration of steel concrete structures at various carrying conditions and support, influence of an anchor spacing and types of anchor supports on combined effect of concrete and steel; concrete steadiness and width of external reinforcement of carrying capacity have been obtained.

Basics of theoretical research of an effective combined construction according to the first and second limit conditions have been proposed. A mathematical model of the optimization task of static uncertain bar systems taking into account parameters of functional links among geometric characteristics of sections has been enhanced.

The finite element models for assessment of stress-strained state of steel concrete structures for heat power effects have been designed, and utilization efficiency of modern fire-resistant coverings to protect steel concrete structures has been substantiated.

Key words: steel concrete structures, stress-strained condition, carrying capacity, heat power influences, finite element modeling.