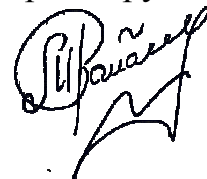


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА

На правах рукопису

РОМАШКІНА МАРИНА АНДРІЇВНА



УДК 624.042.12

**ВПЛИВ ЗАПРОЕКТНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА НАПРУЖЕНО-
ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА
СПОРУД**

Спеціальність 05.23.01 –
будівельні конструкції, будівлі та споруди

Дисертація на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Науковий керівник:
Барабаш Марія Сергіївна, д.т.н., доц.

Київ – 2016

ЗМІСТ

ЗМІСТ	2
РОЗДІЛ 1 СУЧАСНИЙ СТАН МЕТОДІВ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ	14
1.1. Огляд - аналіз існуючих методів чисельного моделювання.....	14
1.2. Існуючі методи врахування нелінійної роботи конструкцій.....	18
1.3. Загальні методи забезпечення конструктивної надійності.....	23
1.4. Висновки та задачі досліджень.....	32
РОЗДІЛ 2 ЗАСТОСУВАННЯ НЕЛІНІЙНОГО МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ І МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ЗАПРОЕКТНИХ ВПЛИВАХ	35
2.1. Методика вирішення задач деформування та руйнування конструкцій... ..	35
2.2. Розрахунок будівельних конструкцій при виникненні запроектованих навантажень з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності.....	37
2.3. Вибір чисельного методу розв'язання нелінійних динамічних задач деформування і руйнування конструкцій.....	44
2.4. Визначення значення навантаження на фрагмент стіни під час вибуху....	49
2.5. Особливості чисельного моделювання динамічного впливу в ПК ЛІРА-САПР	54
2.6. Висновки по розділу 2	57
РОЗДІЛ 3 МЕТОДИКА ВРАХУВАННЯ ЗАПРОЕКТНИХ ВПЛИВІВ ПРИ ЧИСЕЛЬНОМУ МОДЕЛЮВАННІ БУДІВЕЛЬЩО ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ	58
3.1. Класифікація причин виникнення аварійних ситуацій.....	58
3.2. Розрахунок імовірності вибуху газоповітряної суміші в газифікованій квартирі	67
3.3. Математична модель процесу формування вибухів	70
3.4. Чисельне моделювання процесу деформування і руйнування конструкцій цегляної будівлі при запроектованих впливах (вибух побутового газу).....	75
3.5. Висновки по розділу 3	89

РОЗДІЛ 4 МЕТОДИКА ВРАХУВАННЯ ЗАПРОЕКТНИХ ВПЛИВІВ ПРИ ЧИСЕЛЬНОМУ МОДЕЛЮВАННІ БУДІВЕЛЬ ЩО ПРОЕКТУЮТЬСЯ.....	90
4.1. Алгоритм чисельного моделювання та розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням повзучості бетону	90
4.2. Математичне моделювання прогресуючого обвалення при ушкодженні пілона (на прикладі житлового будинку громадського призначення).....	98
4.3. Математичне моделювання прогресуючого обвалення при падінні фрагменту плити (на прикладі житлового будинку громадського призначення).....	103
4.4. Висновки по розділу 4	109
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	111
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	114
ДОДАТОК А ДОКУМЕНТИ, ЩО ПІДТВЕРДЖУЮТЬ АВТОРСЬКЕ ПРАВО ТА ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	138

ВСТУП

Актуальність теми. Зростання випадків аварій будівель свідчить, проте що забезпечення конструктивної безпеки будівель при будівництві та реконструкції залишається однією з актуальних проблем будівельної галузі.

Аналіз аварій будівель свідчить, що переважна більшість аварій будинків і споруд виникли внаслідок як мінімум двох негативних факторів. Один из них полягає в тому, що при проектуванні, зведення та/або експлуатації будівельних об'єктів допущено певну сукупність людських помилок, виключити вплив яких практично не можливо. Другий фактор полягає в дії різноманітних чинників, які не були враховані проектом, або непередбачених нормами проектування, чи тих, які виникли внаслідок невизначених впливів на стадії нормальної експлуатації об'єктів. Такі впливи відносять до запроектних. Запроектні впливи можуть призвести до несподіваних відмов конструкцій будівель та споруд і, як наслідок, до значних матеріальних збитків і (або) соціальних втрат. Особливо це виявляється в давно експлуатованих будівлях, коли несучі конструктивні елементи не можуть сприйняти запроектні впливи, без виникнення при цьому непропорційних цим впливам відмовам. Проблема надійності і безпеки все глибше захоплює і нове будівництво. В даний час не спостерігається тенденції поліпшення якості будівництва і зниження аварійності.

Якщо перший (людський) фактор пояснює причину аварій будівель і споруд, то другий фактор (запроектні впливи) дає підставу вважати, що базовим видом безпеки будівельних об'єктів є конструктивна, яка характеризує ступінь їх захищеності від обвалення несучих конструкцій при виникненні запроектних впливів.

Проектувальник повинен врахувати можливість виникнення запроектних впливів і спроектувати конструкції будівель та споруди здатними протидіяти цим впливам, за рахунок використання додаткових резервів несучої здатності та організації пристосовуваності конструкції. Для цього необхідно створити нові методи та технології розрахунку та проектування конструкцій будівель та споруд.

Таким чином, для забезпечення зниження числа аварій будівельних об'єктів ситуацій або збитку при їх виникненні, важливим завданням є, по-перше, розробка детальних підходів пов'язаних з подальшими дослідженнями в області моделювання розрахункових схем реальних об'єктів, шляхом детального, всеосяжного і в той же час обґрунтованого врахування чинників, що впливають на формування їх НДС. По-друге, необхідно уміти кількісно оцінювати інтенсивність запроектованих навантажень залежно від чинників, що впливають на їх формування, і передати це навантаження на просторову розрахункову модель будівлі, що включає елементи, які в звичайних експлуатаційних умовах є самонесучими, а за наявності локальних впливів активно беруть участь в перерозподілі навантаження. Саме такий підхід дозволяє виявити додаткові резерви несучої здатності конструкції, а також визначити небезпечні руйнівні тенденції у подальшій експлуатації об'єкта, своєчасно попередити загрозу руйнування, як окремих конструктивних елементів, так і об'єкта в цілому. У зв'язку з цим визначення напружено деформованого стану будівельних конструкцій будівель і споруд при дії запроектованих навантажень є актуальним.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Дослідження, результати яких приведені в дисертаційній роботі, виконані в межах пріоритетних наукових напрямів «Методи розрахунку і дослідження напружено-деформованого стану, у тому числі при наявності дефектів різного походження», «Науково обґрунтовані методи оцінки технічного стану та залишкового ресурсу конструкцій тривалої експлуатації» та «Механіка руйнування та критерії граничного стану», визначеними постановою Президії Національної академії наук України 20.12.2013 р. № 179 «Основні наукові напрями та найважливіші проблеми фундаментальних досліджень у галузі природничих, технічних і гуманітарних наук національних академії наук України на 2014-2018 роки».

Дисертаційна робота виконана на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету в рамках наукових досліджень кафедри за держбюджетними темами: № 6/10.01.02 «Новітні технології проектування залізобетонних конструкцій, що зводяться та експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах» (номер державної реєстрації 0111U004461), № 6/10.01.02 «Комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу об'єктів промислового, цивільного та транспортного будівництва» та науково-дослідної роботи яка виконана у Науково-дослідному інституті комп'ютерних технологій будівництва та архітектури (НДІ КТБА) Національного авіаційного університету, за договором № 752-889-X13 «Визначення причин руйнування будівельних конструкцій, розробка рекомендацій по усуненню наслідків руйнування та заходів по забезпеченню подальшої надійної та безпечної експлуатації будівлі, ТОВ «ЛЕОНІ Ваєрінг Системс Україна».

Дисертація містить результати досліджень автора в області уточненого визначення напружено-деформованого стану конструкцій будівель та споруд при виникненні форс-мажорних обставин, що призводять до запроектних навантажень. Дисертація виконувалася в 2012-2015 рр. у рамках держбюджетних та госпдоговірних тематик, в яких автор був виконавцем, співавтором окремих розділів усіх робіт. Авторський внесок об'єднує: створення методики чисельного моделювання напружено-деформованого стану конструкцій при запроектних впливах; узагальнення методики проектування та розрахунку конструкцій будівель та споруд в експлуатаційній стадії; вдосконаленню метода врахування динамічної складової при дослідженні вибуху; проведення теоретичних, а також експериментальних досліджень реальних об'єктів.

Мета і задачі досліджень. *Мета роботи* полягає в оцінці напружено-деформованого стану конструкцій будівель і споруд при впливі запроектних навантажень, які можуть призвести до часткового або повного руйнування будівельного об'єкта.

Для досягнення вказаної мети в дисертаційній роботі виникла необхідність вирішення наступних *основних задач*:

1. На основі аналізу результатів вітчизняних та зарубіжних теоретичних, експериментальних досліджень і нормативної бази по визначенню НДС будівельних конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах обґрунтувати вибір ефективного методу чисельного рішення, подібних задач.

2. Вирішити комплексну задачу визначення інтенсивності вибухового навантаження і його впливу на будівельний об'єкт.

3. Верифікувати розроблену методику на основі порівняння результатів чисельних експериментів з результатами обстеження наслідків вибуху на несучій конструкції реального будівельного об'єкту.

4. Розробити методику та алгоритми, що дозволяють оцінити НДС будівельних конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах, з урахуванням процесу пристосовуваності конструкцій при аварійних ситуаціях.

5. Розробити рекомендації по визначенню НДС будівельних конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах.

Об'єкт дослідження. Напружено-деформований стан конструкцій будівель та споруд при запроектних впливах.

Предмет дослідження. Деформативність конструкцій будівель та споруд при запроектних впливах, яка може призвести до часткового або повного руйнування об'єкту.

Методи дослідження.

- аналіз літературних джерел для формулювання мети та задач роботи;
- чисельні методи – метод скінченних елементів. Моделювання та чисельні дослідження, виконані із застосуванням програмного комплексу ПК «ЛІРА-САПР»;
- методи теорії надійності для дослідження безвідмовної роботи конструкцій на стадії зведення та експлуатації;

- математичні методи визначення порівняльних характеристик для опрацювання результатів натурних обстежень та чисельного моделювання, визначення збіжності натурних обстежень і чисельних результатів;
- теоретичні методи будівельної механіки; методи теорії пружності, механіки деформованого твердого тіла, теорії залізобетону та механіки руйнування для оцінки реального НДС.

Наукова новизна отриманих результатів:

- вперше розроблено та теоретично обґрунтовано створення профілю дефлаграційної хвилі з врахуванням динамічної складової при вибуху побутового газу в житловій будівлі для визначення залишкового ресурсу несучої здатності конструкцій;
- розроблено методикау чисельного моделювання процесів деформації і руйнування конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах;
- запропоновано алгоритм перевірки адекватності створеної розрахункової моделі руйнування конструкції при запроектних впливах та її співставлення з результатами натурних спостережень та обстежень;
- вдосконалено розрахункові моделі конструкцій будівель та споруд з урахуванням фізичної, геометричної та конструктивної нелінійності при запроектних впливах;
- дістали подальшого розвитку засоби моделювання будівель при впливі запроектних навантажень для виявлення резервів несучої здатності конструктивних елементів.

Обґрунтованість і достовірність наукових положень, висновків і рекомендацій підтверджується високою ймовірністю отриманих результатів порівняльного аналізу натурних та чисельних досліджень за розробленою методикою, в основу якої закладені передумови визначаючих параметричних характеристик (як кількісних, так і якісних показників) згідно діючих регламентованих норм на будівельні об'єкти підвищеного рівня відповідальності. Крім того, достовірність висновків і рекомендацій підтверджуються верифікацією розробленої методики на основі порівняння

результатів чисельних експериментів з результатами впливу наслідків вибуху на несучі конструкції реального будівельного об'єкту.

Практичне значення отриманих результатів. Практична цінність роботи полягає в спрямованості дослідження на вирішення задачі конструктивної безпеки будівель і споруд, а саме в частині детальнішого врахування чинників які впливають на формування НДС будівельних конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах. Прогноз НДС при проектуванні і реконструкції будівельних конструкцій будівель і споруд, на додаток до традиційних методів оцінки конструктивної безпеки будівельних систем за граничним станом, дозволяє оцінити можливу пристосовуваність будівель і споруд до раптових запроектних впливів, виключаючи тим самим прогресуюче руйнування всієї конструктивної системи.

Результати дисертаційної роботи було використано при розробці та реалізації методики розрахунку на прогресуюче обвалення у підсистемі «Динаміка в часі», що є складовою частиною програмного комплексу «ЛІРА-САПР».

Розроблені в дисертації методики математичного моделювання, забезпечують прийнятну практичну точність розрахунків конструктивної безпеки житлових будинків від вибуху побутового газу, і можуть бути використані проектувальниками при оцінці НДС будівельних конструкцій, як існуючих будівель, так і при проектуванні нових об'єктів. Методика може бути використана при визначенні технічного стану будівельних конструкцій, а також при прогнозуванні шкоди від наслідків внутрішніх вибухів.

Особистим внеском здобувача. Основні результати роботи були отримані автором самостійно. Розробки автора, основні положення та ідеї дисертації відображено в публікаціях автора. Особистий внесок здобувача в наукових працях, опублікованих у співавторстві: в [79] – запропоновано методики розрахунку за міцністю, жорсткістю та тріщиностійкістю конструкцій висотних споруд з урахуванням нелінійної деформаційної теорії, встановлено вплив процесу зведення та порядку навантаження на НДС елементів

конструкції будівлі з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності; в [78] – виконано порівняльний аналіз способів моделювання вузлів з'єднання несучих елементів конструкцій; в [19] – розроблено та реалізовано алгоритми, що дозволяють проаналізувати напружено-деформований стан будівельних конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах; в [12] – запропоновано алгоритми, що дозволяють проаналізувати напружено-деформований стан будівельних конструкцій будівель і споруд з урахуванням процесу повзучості бетону на стадії зведення та на стадії експлуатації, а також процесу пристосовуваності конструкцій при аварійних ситуаціях; в [27] – визначено профіль дефлаграційної хвилі, яка дозволяє уточнено змоделювати змінену в часі та просторі інтенсивність навантаження на будівельні конструкції від вибуху газу, розроблені скінчено-елементні моделі для оцінки вибухостійкості та ступеня пошкодження житлового цегляного будинку, які використані для ретроспективного нелінійного аналізу реального цегляної будівлі, в якому стався вибух побутового газу; в [24] – виконано аналіз методів оцінки ризику виникнення аварійних ситуацій, розроблено алгоритм дослідження відмов; в [13] – проаналізовані методи оцінки напружено-деформований стан будівельних конструкцій будівель і споруд при аварійних ситуаціях; в [176] – вдосконалення методики для проведення чисельних експериментів з проектування з урахуванням запобігання прогресуючому руйнуванню будівель; в [151] – розглянуто проблеми забезпечення живучості будівельних конструкцій при проектуванні будівельних конструкцій та споруд з урахуванням запроектних впливів, проаналізовано причини виникнення аварій будівельних об'єктів; в [26] – розроблено та реалізовано алгоритми, що дозволяють проаналізувати напружено-деформований стан будівельних конструкцій будівель і споруд при реконструкції; в [15] – проаналізовано причини виникнення аварій будівельних об'єктів; в [33] – виконано оцінку впливу посадки вертольота на напружено-деформований стан будівлі; в [115] – виконано чисельне моделювання з'єднань блок-модулів, проаналізовано їх напружено-деформований стан.

Впровадження результатів дослідження. Результати досліджень використані:

-у програмному комплексі ЛІРА-САПР.

Розроблені методики застосовувалася при обстеженні реальної аварійної будівлі в м Тбілісі (Грузія) для аналізу наслідків вибуху побутового газу і оцінки ефекту пристосування.

Розроблено рекомендації по проектуванню будівельних конструкцій будівель і споруд, які були використані ТОВ «Інститут сучасного проектування», м. Київ - при розрахунках та проектуванні реальних будівельних об'єктів для оцінки НДС від впливу запроектних навантажень:

-офісно-житлового комплексу по бульвару Дружби Народів 14-15 в м. Києві (25 поверхів);

-комплексу будівель та споруд Міжнародного виставкового центру на Броварському проспекті, 15 в м. Києві (третя черга будівництва, перший пусковий комплекс).

Результати дисертаційної роботи використовуються у навчальному процесі Національного авіаційного університету для студентів за спеціальністю «Промислове та цивільне будівництво» при вивченні дисциплін:

-комп'ютерні технології в транспортному будівництві;

-комп'ютерні технології проектування спеціальних конструкцій будівель та споруд.

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися та обговорювалися на: міжкафедральному семінарі кафедри комп'ютерних технологій будівництва та кафедри реконструкції аеропортів та автошляхів Навчально-наукового інституту Аеропортів Національного авіаційного університету (м. Київ, 24 листопада 2015 р., протокол № 15), на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва Навчально-наукового інституту Аеропортів Національного авіаційного університету (м. Київ, 27 жовтня 2015 р., протокол № 13), на XIII Міжнародних науково-практичних конференціях молодих вчених і студентів "Політ. Сучасні

проблеми науки" (Київ, НАУ, 3-4 квітня 2013); на XI Міжнародних науково-технічних конференціях «АВІА-2013», (Київ, НАУ, 21-23 квітня 2013), на Міжнародному семінарі «Перспективы развития программных комплексов для расчета несущих систем зданий и сооружений» (Курськ, ЮЗГУ, 19-20 вересня 2013), на I Міжнародних науково-практичних конгресах «Міське середовище – XXI сторіччя» (Київ, НАУ, 10-14 лютого 2014), на Шостому Всесвітньому конгресі «Авіація у XXI столітті» (Київ, НАУ, 23-25 вересня 2014), на XV Міжнародних науково-практичних конференціях молодих вчених і студентів "Політ. Сучасні проблеми науки" (Київ, НАУ, 8-9 квітня 2015); на XII Міжнародних науково-технічних конференціях «АВІА-2015» (Київ, НАУ, 28-29 квітня 2015), на IV Міжнародній науково-практичній конференції «Створення високотехнологічних екокомплексів в Україні на основі концепції збалансованого (стійкого) розвитку» (Київ, НУБіП, 18-22 травня 2015), на 18-ой конференція молодих вчених «Наука – майбутнє Литви» «Інженерія транспорту та організація перевезень» (Вільнюс, ВТУГ, 6 травня 2015), на II Міжнародних науково-практичних конгресах «Міське середовище – XXI сторіччя» (Київ, НАУ 15-18 березня 2016).

Публікації. Основні наукові результати за темою дисертаційної роботи опубліковані самостійно й у співавторстві у 15 наукових працях, з них: 4 наукових публікації у спеціалізованих фахових виданнях, внесених до переліку ВАК України, 2 публікації у закордонних виданнях, які входять до наукометричної бази даних SCOPUS, 8 публікацій у збірниках праць за матеріалами конференцій. Один патент України на корисну модель.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається із вступу, 4 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 218 найменувань, 1 додатку. Робота викладена на 162 сторінках, у тому числі містить 117 сторінок основного тексту, з них 1 повна сторінка з рисунками, 25 сторінок списку використаних джерел, 20 таблиць, 38 рисунків та 5 сторінок додатків.

Автор висловлює щире подяку за мудре наставництво, підтримку й розуміння своєму науковому керівникові, доктору технічних наук, доценту,

професору кафедри комп'ютерні технології будівництва, академіку Академії будівництва України - Марії Сергіївни Барабаш.

Також, автор висловлює глибоку вдячність і шана за зауваження та цінні поради при підготовки дисертації д.т.н., проф. А. С. Городецькому. Велика подяка колегам – викладачам та інжерам кафедри комп'ютерні технології будівництва Національного авіаційного університету на чолі з д. т. н. проф.О. І. Лапенко, співробітникам ТОВ «ЛІРА САІР».

РОЗДІЛ 1

СУЧАСНИЙ СТАН МЕТОДІВ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ

Надійність і безпеку будівель і споруд з розвитком чисельних методів і потужностей сучасних програмних компонентів дедалі більше пов'язують з формуванням наукових підходів моделювання дійсної роботи конструкцій для нормального та аварійного режимів експлуатації. Для першого і основного з режимів, важливим питанням стає можливість виникнення неврахованих зон, в яких виникають неконтрольоване, нелінійне деформування і накопичення ушкоджень матеріалами, і як наслідок, зміна схеми роботи конструктивних вузлів з можливим руйнуванням, перехід споруди в аварійний стан з імовірністю обвалення. Способом вирішення даного питання стає застосування чисельних методів нелінійної-динаміки і механіки деформованого твердого тіла.

1.1. Огляд - аналіз існуючих методів чисельного моделювання

В якості керівного принципу розрахунків несучої здатності будівельних конструкцій на даний час діє метод граничних станів, який базується на дослідженнях М. С. Стрілецького, В. А. Балдіна, В. М. Келдиша, І. І. Гольденבלата та ін. [64, 158, 159]. В основі методу лежить ідея відмови від детального аналізу всіх станів конструкції, крім граничних, відносно яких і формулюються розрахункові вимоги до об'єкту. Розрахунок за граничними станами покладений за основу стандарту ISO та системи Єврокодів, де він називається «методом окремих коефіцієнтів надійності», і де чітко визначено формулювання 1-го граничного стану, яке цілковито стосується фізико-механічних явищ і пов'язане з безпекою будівельного об'єкту. Способи виконання розрахунків за граничними станами складають головний зміст норм будівельного проектування та є об'єктами багатьох наукових досліджень [184, 185].

У практиці проектування, зведення та експлуатації будівель та споруд накопичений великий набір аналітичних рішень, на яких базуються основні нормативні документи та розрахункові методики оцінки несучої здатності об'єктів будівництва. Але діючі нормативні документи не передбачають розрахунку конструкцій з тріщинами та дефектами, які розвиваються, і не дозволяють прогнозувати поведінку об'єкту в аварійних ситуаціях.

Методи розрахунків міцності конструкцій формувались з розвитком будівельної механіки стержневих систем, пластин та оболонок. Історію розвитку будівельної механіки поділяють на два періоди: до появи обчислювальних машин – це класична будівельна механіка стержневих систем [69], та після появи обчислювальних машин. ЕОМ значно розширила рамки будівельної механіки. Проявилась перевага методу переміщень та стало можливим застосування методів розрахунку, які дозволяють повніше враховувати геометрію та умови роботи конструкцій. Сформувався новий напрямок: обчислювальна механіка деформованого твердого тіла.

Кожна задача механіки деформованого твердого тіла містить три сторони: 1. Статична – розглядає рівновагу тіла або конструкції; 2. Геометрична – розглядає зв'язок між переміщеннями і деформаціями точок тіла; 3. Фізична – описує зв'язок між деформаціями і напруженнями [64]. Об'єднання цих сторін дозволяє скласти диференціальне рівняння задачі. Далі застосовуються методи математики, які поділяються на аналітичні і чисельні. Перевагою аналітичних методів є те, що результат розв'язання задачі точний і достовірний, але ці методи можна застосовувати для вирішення обмеженого кола задач.

Вирішення сучасних задач будівельної механіки пов'язано з використанням нових матеріалів, а також комп'ютерних моделей, здатних моделювати процеси, що відбуваються в конструкціях протягом життєвого циклу [18]. Сучасна практика проектування пов'язана з збільшенням числа факторів, які необхідно враховувати при дослідженні напружено-деформованого стану, стійкості та коливань конструкцій, що ускладнює розрахунок. При комплексному підході до вирішення складних задач

будівельної механіки аналітичні методи в більшості випадків малоефективні. Тому велике значення при вирішенні задач механіки деформованого твердого тіла та інших наук набули чисельні методи, особливо із зростанням ролі комп'ютерних технологій проектування. Велику популярність і поширення набув універсальний чисельний метод скінченних елементів (МСЕ).

Метод скінченних елементів (finite element method) [72, 73], відноситься до варіаційних методів. Його математичні основи були вперше сформульовані Р. Курантом в 1943р. [182], а термін «скінченний елемент» вперше був введений Р. Клафом в 1960 р.

Застосування МСЕ дало можливість використовувати добре розроблені підходи та апробовані в механіці стержневих систем методи та прийоми їх реалізації на ЕОМ для розрахунку пластинчастих та трьохмірних систем. Цим пояснюється велика кількість робіт, присвячених МСЕ, які з'явилися в середині 60-х – початку 70-х років минулого століття.

Основні положення МСЕ та можливості його застосування до розрахунку будівельних конструкцій відображені в багатьох наукових працях, підручниках та посібниках, а також монографіях Дж. Аргіріса, К. Бате, Є. Вілсона, Р. Галлагера, В. А. Баженова, А. І. Голованова, О. С. Городецького, О. Зенкевича, С. Ф. Клованіча, М.С. Корнішина, В.І. Мяченкова, А. В. Перельмутера, В. А. Постнова, І. Пржеменицького, К. Рікардса, Л. А. Розіна, В. І. Слівкера [21, 28, 29,55, 61, 73, 107, 118, 145, 159, 171], М. R. Turner, R. Clough, H. Martin, L. Тopp та ін. [9, 29, 32, 42, 56, 60, 61, 59, 57, 58, 64, 65, 69, 80, 93, 107, 118, 120, 127, 154, 214].

МСЕ ґрунтується на ідеї в апроксимації суцільного середовища з нескінченно великим числом ступенів вільності сукупністю підобластей (або елементів), що мають скінченне число ступенів вільності. Між цими елементами встановлюється взаємозв'язок. Для задач будівельної механіки найбільше поширення мають співвідношення МСЕ у формі переміщень. У межах кожного елемента задаються функції, які визначають переміщення у внутрішній області елемента по переміщенням у вузлах, за допомогою яких

з'єднуються скінченні елементи. Невідомими МСЕ є можливі і незалежні переміщення вузлів скінченно- елементної моделі (СЕМ).

Метод скінченних елементів у переміщеннях, не зважаючи на всю свою привабливість, має низку суттєвих недоліків. Це, в першу чергу, понижена (порівняно зі самими переміщеннями) точність обчислення напружень та зусиль у вузлах; необхідність розв'язання систем рівнянь великих розмірностей та пов'язані з цим проблеми обумовленості, оскільки для визначення параметрів напружено-деформованого стану в локальній області необхідно розрахувати всю конструкцію. У зв'язку з цим в 70-ті – 80-ті роки розроблялись методи, які є альтернативними до підходу, котрий реалізується в методі МСЕ в переміщеннях [59, 60, 80]. В основному, це – методи, які базуються на варіаційних формулюваннях, що відрізняються від формулювання функціоналу в переміщеннях. Наприклад, метод напружень, у якому використовується функціонал додаткової енергії Кастільяно, мінімізований на множині допустимих напружень; змішаний метод, у якому невідомими є переміщення і напруження; гібридні методи, де невідомими є переміщення в вузлах та похідних (напружень) на краях елементів; метод граничних інтегральних рівнянь; метод потенціалів та ін. У зв'язку з тим, що реальної альтернативи МСЕ в переміщеннях знайти не вдалося, на даний час спостерігається деякий спад у розробках в цьому напрямку, хоча, можливо, діючі альтернативні методи з'являться.

Таким чином, використання МСЕ в дисертаційній роботі дозволяє відобразити та врахувати під час розрахунків та проектування наступні специфічні фактори:

- спільну деформацію елементів складних комбінованих систем, які складаються зі стержнів, пластин та оболонки;
- поведінку під навантаженням конструкцій зі складною структурою (мінливість механіко-геометричних характеристик у межах елемента, наявність ребер жорсткості різного виду опор та граничних умов);

- дослідження однорідні і неоднорідні, ізотропні та анізотропні об'єкти з лінійними і нелінійними властивостями
- розв'язання контактних задач
- конструкції вузлів, як правило, які характеризуються різною податливістю при можливих впливах;
- види навантажуваль (статичне, динамічне, температурне та ін.);
- процес зведення будівлі, коли на окремих етапах може змінюватись конструктивна схема споруди;
- реологічні властивості матеріалу, його пластичність;
- розрахунок будівлі з урахуванням деформованої схеми.

1.2. Існуючі методи врахування нелінійної роботи конструкцій

Для розв'язку нелінійних задач, як правило, застосовуються крокові методи, математичним аналогом яких є методи диференціювання за параметром (методи продовження). Дані методи використовувались для доказу існування розв'язку нелінійних рівнянь ще минулого століття (про історію питання пише Ф. Фіккен) [185]. В монографії [193] зазначається, що методи продовження використовувались для доказу існування розв'язку ще в ХІХ столітті. Вперше даний метод для чисельного інтегрування систем рівнянь, судячи з усього, був застосований Е. Лаєм [198]. Незалежно, Д.Ф. Давиденко [63] застосував метод диференціювання за параметром до широкого класу задач, в тому числі й для розв'язку систем нелінійних рівнянь. Фізичну інтерпретацію цим методам дали В.В. Петров, Н.С. Корнішин, В.І. Феодосьєв, а О.С. Городецький у 60-х роках минулого століття розробив методи їх розв'язку на ЕОМ стосовно нелінійних задач будівельної механіки [10, 11, 40, 52, 55, 57, 73, 95, 110, 140, 159].

Основи сучасної нелінійної теорії пружності були закладені ще на початку 20 століття в роботах Ф.С. Ясинського [162], О.Л. Ніколаї [108] та ін. Необхідність врахування геометричної або фізичної нелінійності виникала при

вирішенні таких задач, як згин пластинок і оболонок при прогинах, порівнянних з товщиною; сильний згин стержнів, стійкість стиснутих стрижнів, проблеми деформації пружних тіл, які не підкоряються закону Гука і т.д.

Геометрично нелінійні задачі деформування та стійкості пластин і оболонок досліджувалися в роботах В.В. Новожилова [109], В.З. Власова [45], В.В. Петрова [119], А.С. Вольмір [46], А.Л. Гольденвейзера [54], В.І. Феодосьева [165], Х.М. Муштарі та К.З. Галімова [105], М.В. Колтунова [112], М.В. Корнішіна [89], П.М. Огібалова [112], П.А. Лукаша [96], В.В. Карпова [75] та ін. вчених. В.В. Новожилов у своїй книзі [109] вперше запропонував класифікацію нелінійних задач, що передбачає врахування як геометричній, так і фізичної нелінійності.

Одночасно з геометрично нелінійної теорією розвивалися фізично нелінійну теорію пружності і теорія пластичності, які розглядають задачі, в яких джерелом нелінійності є механічні властивості матеріалів.

Моделі фізично нелінійного поведінки конструкцій були розроблені Н.І. Безуховим [31], Л. М. Качановим [77]. В. А. Біргер [36] розробив алгоритми розв'язання ряду задач теорії пластичності і повзучості. А. А. Ільюшиним [74] була сформульована теорія пластичності малих деформацій. Метод зосереджених деформацій для розв'язання задач теорії пластичності був обґрунтований і розвинений А. А. Цвяховим [49] і А. Р. Ржаніциним [144]. Загальна фізично нелінійна теорія пружності була сформульована Р. Каудерером [76], який отримав на її основі рішення широкого кола задач.

Свій подальший розвиток фізично нелінійна теорія отримала в роботах Г. А. Генієва [51], А. А. Ільюшина [74], Л. М. Качанова [77], А. А. Толоконникова [164], А. В. Геммерлінг [50], П. А. Лукаша [96] та інших вчених. Задачі, пов'язані з конструктивною нелінійністю вперше були розглянуті С. П. Тимошенко [163]. І. М. Рабиновичем [133] були досліджені конструктивнонелінійні системи з односторонніми в'язами. Класична нелінійна теорія пружності отримала свій розвиток в працях В. І. Гольденблатта [53], А. В. Лур'є [97] А. Гріна і Дж. Адкінса.

Загальні співвідношення нелінійної теорії пружності настільки складні, що в інженерній практиці ними, як правило, дуже рідко користуються, незважаючи на наявність сучасних чисельних методів і обчислювальних засобів. У зв'язку з цим велике значення має розробка наближених прикладних теорій, що враховують особливості поведінки окремих видів конструкцій і їх елементів. Найбільш важливим є врахування геометричної нелінійності при розрахунках гнучких конструктивних елементів - стержнів, пластин, оболонок, ниток і мембран. Розвитку нелінійних теорій і алгоритмів розрахунку окремих видів конструкцій було присвячено дуже велика кількість досліджень. Першими роботами, присвяченими скінченно-елементному підходу до нелінійного аналізу конструкцій, визнаються статті Turner M. R. і його співавторів [215].

З 1980 року по теперішній час в світі опубліковано велику кількість робіт, в яких дуже детально розглядаються теорія і чисельні алгоритми розв'язання геометрично і фізично нелінійних задач розрахунку різних типів конструкцій. Огляд сучасного стану питання міститься в ряді монографій, наведених в бібліографії до даної дисертації [177, 178, 183, 197, 216, 218].

Метод скінченних елементів в різних формах використовувався в роботах В.В. Ананяна [8], Ф.В. Рекача, Р.А. Хечумова [169, 168] А.А. Покровського [122], В.П. Агапова [3, 4], В.В. Лалін [92] та інших авторів для вирішення геометрично і фізично нелінійних задач стержневих конструкцій.

Основи нелінійного розрахунку конструкцій були закладені ще Леонардом Ейлером (1707-1783). За допомогою програми «*De curvis elasticis*» до праці "*Methodus inveniendi*" Ейлер використовує варіаційні методи для визначення критичного навантаження прямої колони. Це задача стійкості могла бути розв'язана тільки для деформованого стану колони. Згодом було виявлено безліч інших джерел нелінійності в механічній поведінці твердих тіл і рідин. Основні нелінійні ефекти, в даний час враховуються в розрахунках будівельних конструкцій, можуть бути згруповані таким чином:

Геометрична нелінійність. Співвідношення між відносними деформаціями і переміщеннями конструкції нелінійні (відсутня пряма пропорційність між деформаціями та переміщеннями.). У розрахунках враховується вплив великих лінійних переміщень і поворотів на деформації в елементах будівельних конструкцій, наприклад, балок і пластинок.

Будівельна механіка стержневих систем розглядає кілька найбільш характерних типів геометрично нелінійних систем:

- 1) системи з гнучких стержнів або ниток, кожен елемент яких в процесі навантаження може отримувати великі переміщення і деформації;
- 2) системи з пружних стержнів, кожен з яких в процесі навантаження конструкції деформується лінійно, але система в цілому геометрично нелінійна;
- 3) комбіновані системи, що складаються з гнучких нелінійно деформованих і лінійно деформованих елементів [94].

Фізична нелінійність. До фізично нелінійних належать задачі, в яких закони деформування матеріалів конструкцій не відповідають закону Гука, тобто залежність між напруженнями та деформаціями є нелінійною. Закони деформування можуть бути симетричними та несиметричними – з різними границями опору розтягу та стиску.

Конструктивна нелінійність. виникає внаслідок конструктивних особливостей системи, які викликають зміну розрахункової схеми в процесі її деформування (змінюються умови закріплення: випадають або утворюються нові в'язі, виключаються з роботи або включаються до неї ті чи інші елементи конструкції і т.д.). Конструктивна нелінійність зумовлюється властивістю окремих елементів конструкції включатися в роботу в залежності від різних факторів напружено-деформованого стану:

- зусилля в елементі - елемент працює тільки на стиск або на розтяг;
- елемент включається в роботу після вибору зазору. Як приклад можна навести конструкцію, що спирається на контактні площини, напруження на яких дорівнюють нулю до тих пір, поки існують зазори між конструкцією і її потенційними опорами. Якщо при переміщенні конструкції вона вступає в

контакт з опорою, та включається в роботу і на площині контакту виникає напруження. Зміни в умовах опирання внаслідок контакту є причиною нелінійного поведження конструкції.

- елемент вимикається з роботи після досягнення конструктивної нелінійності.

Генетична нелінійність. Для сучасних складних споруд (мости, великопрогонові покриття, висотні будівлі, огорожі глибоких котлованів та ін.), як правило, конструктивна схема зумовлюється не тільки експлуатаційної стадією, а й стадією зведення. У процесі зведення конструктивна схема споруди може багаторазово змінюватися, зусилля і переміщення «заморожуватися». Переріз елементів і конструкції вузлів необхідно визначати саме на цій стадії.

У процесі зведення відбуваються різні події, що визначають подальшу долю споруди: встановлення або видалення елементів; введення або зняття зовнішніх або внутрішніх в'язів; прикладення або зняття навантажень; зміна характеристик жорсткості вже встановлених елементів (при зведенні залізобетонних конструкцій, як правило, опалубка знімається значно раніше досягнення бетоном проектної міцності і бетон добирає міцність під час зведення).

Остаточна схема зведеної конструкції пам'ятає історію зведення і, як правило, в ній є дислокаційні зусилля [18].

Рівень розвитку чисельних методів і обчислювальної техніки вже сьогодні дозволяє подолати труднощі при розв'язанні і практичних задач, пов'язаних з нелінійним розрахунком конструкцій. Необхідною умовою геометрично нелінійного розрахунку є побудова адекватної математичної моделі. Тому, дослідження сучасного стану нелінійного розрахунку будівельних конструкцій вимагає вивчення або огляд програмних продуктів, що мають можливість нелінійних розрахунків. У більшості випадків для вирішення нелінійних задач в даний час застосовуються чисельні методи, для оцінки якості яких недостатньо лише знання їх теоретичних основ.

В даний час існує безліч програмних комплексів з можливостями нелінійних розрахунків. До цього переліку входять такі відомі продукти, як ABAQUS, ADINA, ALADDIN, ANSYS, COSMOS, DYNA, FRAME3D, GT STRUDL, LUSAS, MSC.Marc, NASTRAN, NISA, SAP2000.Nonlinear, SOFISTIK і інші. Функції нелінійного розрахунку часто входять в програмні комплекси загального призначення. Як приклади можна навести програмні комплекси, розроблені в Україні та Росії - ЛИРА-САПР, SCAD, MicroFE, ProFEt & STARK, та ін.

1.3. Загальні методи забезпечення конструктивної надійності

Як вже зазначалось в даний час надзвичайно актуально. є проблема забезпечення конструктивною безпекою як для існуючих будівель, так і для будівель які проектують [99, 100].

Під конструкційною безпекою об'єкта розуміють здатність каркаса будівлі:

- а) протистояти руйнуванню (міцність);
- б) зберігати форму при зовнішніх впливах на об'єкт (жорсткість);
- в) повертатися в початкове положення при знятті зовнішніх впливів (стійкість).

Зі зростанням складності будівельних систем зростає також і міра відповідальності під час їх створення, а також невизначеність їх поведінки на різних стадіях – під час зведення та експлуатації, під час різноманітних зовнішніх впливів та у їх поєднаннях. Поряд з цим, збільшується ступінь та частота зовнішніх запроектних впливів на будівлі та споруди зі сторони навколишнього середовища. Зростає кількість техногенних аварій та катастроф, терористичних актів. Все це, у поєднанні з масовим зниженням якості будівництва, є фактором, який провокує аварійні ситуації в будівлях і спорудах.

У тих випадках, коли виникають непередбачені проектом (запроектні) впливи, можливі декілька варіантів поведінки споруд - деформації та напруження які виникають в елементах конструкції або не спричинять відмови

в несучих елементах, або спричинять часткове або повне руйнування споруди. Норми багатьох країн [104, 130, 142, 141, 180, 189, 206, 207] зобов'язують виконувати розрахунок і проектування будівель і споруд з урахуванням виникнення можливих запроектних впливів, які можуть спричинити прогресуюче руйнування.

Проблема прогресуючого обвалення виникла у 1968 році, після розслідування відомої аварії двадцяти двох поверхового житлового будинку «Роунан-Пойнт» в Лондоні [211]. Після цієї події настав період інтенсивних досліджень у даній області. Аналізувалась статистика аварійних впливів різного характеру, економічні та технічні аспекти можливих методів зменшення збитків від випадкових аварійних впливів на будівлі та споруди, проводились спеціальні експериментальні дослідження [20]. Серед зарубіжних вчених особливий інтерес представляють праці В.Р. Ellingwood, Ф.Р. Burnett, Е.В. Leyendecker, В. McGuire [180, 200, 199, 204] і т.д. В 90-х роках вчені продовжили займатись цією проблемою, у зв'язку з фактами міжнародного тероризму. Події 11 вересня 2001 року в Нью-Йорку (США), які пов'язані з повним руйнуванням веж Всесвітнього торговельного центру, поставили питання дослідження та запобігання таких руйнувань на цілком новий рівень.

Цікавий підхід до забезпечення так званої «структурної цілісності будівлі» був запропонований у працях В. McGuire [204], М. Fintel та D. M. Schultz [187]. Даний підхід базується на збільшенні опору конструкції руйнуванню в цілому. При цьому стійкість конструкції проти прогресуючого руйнування не враховується і не визначається.

Висновки, які отримані різними дослідниками, виявились подібними. Зокрема, аналіз показав, що, не відмовляючись в принципі від профілактичних заходів, які направлені на попередження локальних руйнувань їх несучих конструкцій, найбільш серйозну увагу необхідно приділити запобігання прогресуючого обвалення [22, 134, 136, 138, 139]. Це викликано, по-перше, тим, що жодними економічно оправданими заходами неможливо повністю виключити можливість локальних руйнувань несучих конструкцій, по-друге,

тим, що прогресуючий обвал призводить до найсерйозніших наслідків, по-третє, тим, що для порівняно невеликих місцевих руйнувань несучих конструкцій забезпечення стійкості конструкції проти прогресуючого обвалення може бути досягнуто недорогими засобами [117, 118].

Питанням розробки методів запобігання прогресуючого обвалення присвячені праці В. О. Алмазова [5, 6, 7], М. С. Барабаш, А. С. Городецький [17] Мутока Кяло, А. І. Плотнікова, Б. С. Расторгуєва [134, 136, 138, 139], праці співробітників МНДІТЕП (Г. І. Шапіро, В. В. Гур'єва, Ю. А. Ейсмана [172], зарубіжних вчених G. Powell [208], J. R. Gilmour та K. S. Viridi [189], G. Kaewkulchai і E. B. Williamson та A. J. Pretlove [196, 194, 195], M. Ramsden та A. G. Atkins [209], B. A. Izzudin, A. G. Vlassis, A.Y. Elghazouli, D.A. Nethercot [192] та інших вчених. У працях показаний вплив динамічного ефекту під час прогресуючого обвалення, яке зменшується при збільшенні пластичних деформацій.

У статті вчених A.J. Pretlove, M. Ramsden та A.G. Atkins [209] підняте питання про необхідність врахування динамічного перерозподілу зусиль під час розрахунку на прогресуюче обвалення. Автори доводять неточність статичного розрахунку та його непридатність для запобігання прогресуючого руйнування. G. Kaewkulchai та E.B. Williamson [196, 194, 195] на простих прикладах доводять необхідність врахування динамічних ефектів. J.R. Gilmour та K.S. Viridi [189] для аналізу обвалення плоскої залізобетонної рами використовували тривимірний квазістатичний нелінійний елемент.

Б. С. Расторгуєв [139] запропонував методи забезпечення живучості будівлі на основі динамічного розрахунку конструкції багатоповерхового плоского каркасу при видаленні колони деякого поверху в двох випадках: прогресуюче обвалення частини будівлі та втрата загальної стійкості будівлі.

Останнім часом значно збільшилась кількість аварійних ситуацій, які пов'язані з будівництвом та експлуатацією різноманітних будівель та споруд. Особливо це проявляється в будівлях забудови минулого сторіччя, коли раптові

відмови несучої здатності конструктивних елементів супроводжуються численними людськими жертвами.

Аварійні впливи можуть бути викликані діяльністю людини під час пожежі, вибуху газу, терактів, наїздів транспорту та ін., або можуть бути викликані природними явищами, такими як: землетруси, урагани, зсуви, нерівномірні деформації основ. Оскільки повністю неможливо виключити ймовірність виникнення таких ситуацій, необхідно забезпечити певну ступінь безпеки людей та збереження їх майна за рахунок зменшення ймовірності прогресуючого обвалення під час локальних руйнувань несучих конструкцій [1,7, 16, 20, 23, 25, 58, 94, 160, 173].

Аварійні впливу, що призводять до прогресуючого обвалення, можуть бути природного та антропогенного (в тому числі техногенного) характеру. Так як повністю неможливо виключити ймовірність виникнення таких ситуацій, необхідно забезпечити певний ступінь безпеки людей і збереження їх майна за рахунок зменшення ймовірності прогресуючого обвалення при локальних руйнування несучих конструкцій. Так як передбачити всі сценарії прогресуючого обвалення неможливо, ключовим пунктом в розрахунках на аварійне обвалення є вибір і затвердження спільно з конструктором і замовником можливих сценаріїв обвалення, максимально наближених до реальних умов розташування об'єкта на місцевості і найбільш вірогідним сценарієм виникнення аварії.

Слід зазначити, що відповідно до рекомендацій роботи [111], розрахунок будівель та споруд на стійкість прогресуючого обвалення слід виконувати для об'єктів, руйнування та пошкодження яких може спричинити істотним соціальні, екологічні та економічні наслідки. Це пов'язано з тим, що такі розрахунки досить трудомісткі, а заходи, пов'язані з підвищенням опору будівлі прогресуючого руйнування, можуть спричинити до удорожчання конструкції, яка проектується.

На даний час дослідженнями в цій області займаються багато провідних науково-дослідних, проектних та будівельних організацій. В Україні такими

організаціями є: НДІ будівельних конструкцій, НДІ будівельного виробництва, Полтавський національний технічний університет, Придніпровська державна академія будівництва і архітектури, а також Всесвітня академія наук комплексної безпеки та інші провідні наукові та проектні організації України, країн ближнього і дальнього зарубіжжя. В тому числі, цій проблемі приділяється велика увага і на нормативному рівні. За участю автора розроблено додаток Е «Методи розрахунку висотних будівель на опір прогресуючому обваленню» до ДБН Б.2.2-24:2009. Із набуттям чинності нормативних документів [103, 104, 142] сформовані вимоги, відповідно до яких повинен здійснюватися процес проектування будівлі. Нижче наведені основні концепції, які закладені в основу нормативних документів.

1. Несуча конструктивна система житлових будівель повинна бути стійкою до прогресуючого (лавиноподібного, ланцюгового) обвалення, у випадку локального руйнування окремих конструкцій під час аварійних впливів (вибуху побутового газу, пожежі і т.д.).

2. Допускаються локальні руйнування окремих несучих конструкцій (обмеженою площею до 80 м^2 або діаметром до 10 м), але такі первинні руйнування не повинні призводити до обвалення сусідніх конструкцій, на які передається навантаження, яке раніше сприймалось елементами, пошкодженими в результаті аварійного впливу. При цьому в окремих елементах конструкцій допускається розвиток тріщин та пластичних деформацій в арматурі.

3. Конструктивна система будівлі повинна забезпечувати її міцність та стійкість, як мінімум, на період, який необхідний для евакуації людей. Розрахунок міцності та стійкості каркасу споруди проводиться на аварійне поєднання навантажень. Переміщення конструкцій та розкривання тріщин у них не регламентуються, необхідно оцінити загальну стійкість будівлі в цілому.

Проблема надійності та безпеки все більше охоплює і нове будівництво. Існуюча тенденція застосування сучасних інженерних підходів без детального аналізу, який враховує геомеханічні, технологічні та конструктивні ризики,

обумовлена відсутністю комплексного, системного підходу в теорії та практиці забезпечення конструкційної безпеки будівель та споруд. При цьому системність потребує послідовного аналізу прямих та зворотних взаємодій, які виникають в процесі створення споруди. Цим зумовлюється багатоступеневість оцінки та регулювання безпеки будівель і споруд – передпроектна, проектна, будівельна та експлуатаційна.

Існуюча нормативна і методична база з управління безпекою будівельних об'єктів на ранніх стадіях інвестиційно-будівельного процесу (також через відсутність належної системності) не повною мірою справляється з покладеними на неї задачами та залишає відкритим питання прогнозування конструкційної безпеки будівельних об'єктів.

Таким чином, формування системних процедур і методик, які дозволяють встановлювати ступені конструкційної безпеки елементів та конструкційної надійності споруд в цілому на ранніх стадіях інвестиційно-будівельного процесу (які передують фізичній реалізації об'єкту), а також розробка моделей та критеріїв більш обґрунтованої системи прийняття рішень та прогнозу з урахуванням ризику, є досить актуальними потребами будівельного комплексу.

Терміни «надійність» та «безпека», «небезпека» та «ризик» досить часто змішують, при цьому їх значення перекриваються. Тим не менше, ці поняття мають тісний взаємозв'язок [167]. Початковий імпульс до створення чисельних методів оцінки надійності був зроблений авіаційною промисловістю. Проте, вперше питання теорії надійності були поставлені в будівельній механіці. Першими по теорії надійності були праці М. Майєра [202] та Н. Ф. Хоціалова [170], які відносяться до 1926–1929 років.

Тут вперше піддавалась критиці концепція допустимих напружень і коефіцієнтів запасу. На противагу даній концепції була висунута ідея про застосування статистичних методів до розрахунків на міцність. У цих працях вже були присутніми деякі поняття теорії надійності. Перші публікації з надійності конструкцій носили дискусійний характер та не отримали свого часу широкого схвалення. Видатна роль у справі запровадження статистичних

методів у будівельну механіку належить Н. С. Стрілецькому, який, починаючи з 1935 р., опублікував низку праць на цю тему. В його книзі [158] надано систематичний виклад статистичної концепції надійності споруд; у неявній формі ця концепція знайшла відображення в методиці розрахунку конструкцій за граничними станами [38, 39]. У 60-ті роки стала очевидною гостра необхідність у нових методах забезпечення надійності та більш широкого їх застосування у різноманітних програмах. Центр уваги перемістився від аналізу поведінки окремих елементів різного типу (механічних, електричних або гідравлічних) на наслідки, які викликаються відмовою цих елементів у відповідній системі. Починає застосовуватись аналіз систем з використанням блок-схем в якості основних моделей, який отримав бурхливий розвиток та широке поширення для досягнення високого ступеню надійності та безпеки. Зі збільшенням складності більш витончено складених блок-схем з'явилась необхідність в іншому підході. В 1965 році Д. Ф. Хаасль розвинув методику побудови дерева відмов стосовно широкого кола різноманітних технічних проблем, які відносяться до надійності та безпеки.

Як відзначає В.В. Болотін [38, 39], три тісно пов'язаних ідеї були покладені за основу теорії забезпечення і надійності конструкцій. Перша ідея зводилась до факту, що зовнішні впливи на конструкцію та її поведінку в процесі експлуатації є випадковими процесами. Тому правильне вирішення проблеми надійності та довговічності конструкції можливе лише із застосуванням теорії випадкових процесів. Згідно другої ідеї, за основний показник надійності приймається ймовірність знаходження параметрів системи в деякій допустимій області, порушення нормальної експлуатації інтерпретується при цьому як вихід з цієї області. Третя ідея полягає у визнанні того, що вихід конструкції з ладу, як правило, є наслідком поступового накопичення пошкоджень: залишкових деформацій, зносу і т.д. Ці пошкодження, досягнувши певної величини, починають перешкоджати нормальній експлуатації конструкції. Таким чином, властиве раннім працям елементарне трактування показника надійності як ймовірності виконання

деякої нерівності, що пов'язує випадкові величини, поступається місцем більш поглибленому та більш адекватному трактуванню на основі теорії випадкових функцій.

Наприкінці 70-х років широко розгорнулись роботи з обґрунтування та вдосконалення нормативних розрахунків з використанням понять і методів теорії надійності. Ці роботи проводились і в будівництві [7,80,81,82]. Приблизно в цей самий час отримали широке поширення питання статистичної динаміки конструкцій. При цьому в [38] зазначається, що застосування методів статистичної динаміки та теорії надійності до розв'язку задач будівельної механіки та проектування конструкцій потребує різкого збільшення обсягу інформації про зовнішні сили, а також інформації про матеріали.

Досить сильно змінилась ситуація з появою можливостей комп'ютерного моделювання. Можливість поставити чисельний експеримент, провести достатньо детальне імітаційне моделювання значно розширили можливості дослідників.

Для будівельних об'єктів основним видом безпеки є конструкційна, яка характеризується здатністю несучого каркасу об'єкту опиратись перевантаженням у надзвичайних ситуаціях, і трактується як відсутність у ньому недопустимого ризику аварії. Рівень конструкційної безпеки вважається достатнім, якщо фактичний ризик аварії об'єкту знаходиться в області прийнятних значень [14, 16, 24, 30, 37, 90, 91, 161]. Питання конструкційної безпеки і надійності висвітлені в працях автора, а також у працях М. С. Барабаш, О.С. Городецького, А.В. Перельмутера, С. Ф. Пічугін, В.В. Болотіна, Н. В. Ключової, А.Г. Тамразяна та ін [14, 16, 17, 38, 82, 116, 161].

Межами такої області є два стандартних значення ризику: нормальне, яке є допустимим значенням ризику аварії для нових (які будуються) будівель (споруд), а також гранично допустиме значення, при досягненні якого на об'єкті, який знаходиться в експлуатації, необхідно провести ремонтні роботи, з метою зменшення ризику аварії та продовження його безпечного ресурсу. Існує і третє стандартне значення ризику аварії – граничне, при досягненні якого

фізичний (конструкційний) знос об'єкту стає граничним, а здатність несучого каркасу опиратись діючим навантаженням практично вичерпується.

Область прийнятних значень ризику аварії регламентує рівень конструкційної безпеки будівель та споруд. Для її практичного застосування необхідною є інформація про величину фактичного ризику аварії [5, 91, 100], для чого необхідно проводити оцінку залишкового ресурсу конструкцій будівель та споруд. Оцінку проводять на основі аналізу наявної технічної документації, візуального, інструментального посвідчень, перевірочних розрахунків несучої здатності та деформативності конструктивних елементів, які мають дефекти або які отримали пошкодження в процесі експлуатації. В результаті дослідження технічний стан елементів будівель та споруд визначається як:

- справний – за відсутності дефектів та виконання всіх вимог діючих норм та державних стандартів;
- працездатний – за наявності дефектів та пошкоджень локального характеру, які при подальшому розвитку не можуть впливати на інші елементи та конструкції, але вплинути на умови безпечної експлуатації;
- обмежено працездатний – за наявності дефектів та пошкоджень, які не представляють небезпеки руйнування конструкцій, але можуть в подальшому викликати пошкодження інших елементів а вузлів конструкцій, або в процесі розвитку пошкодження перейти до категорії небезпечних, тобто, у випадках, коли для забезпечення експлуатації будівлі (споруди) необхідно здійснювати контроль за станом конструкцій;
- аварійний – за наявності дефектів та пошкоджень (категорії А) особливо відповідальних елементів та з'єднань, які представляють небезпеку руйнування конструкцій, тобто, при порушенні або неможливості запобігання можливого порушення вимог по граничних станах першої групи.

Інженерні програми та методики розрахунку ризику аварії та безпечного залишкового ресурсу будівель і споруд тісно пов'язані з процедурами оцінки та регулювання рівня конструкційної безпеки будівель та споруд, які

споруджуються та знаходяться в експлуатації [155, 156, 157]. Застосування цих методик дозволяє:

- віднести технічний стан досліджуваного об'єкту до одного з трьох можливих: безпечного, аварійного та старовинно-аварійного;
- визначити «внесок» кожної групи конструкцій несучого каркасу у величину ризику аварії досліджуваного об'єкту;
- розрахувати безпечний залишковий ресурс об'єкта та зробити прогноз проміжку часу експлуатації, через який на цьому об'єкті необхідно провести заходи зі зниження ризику аварії.

Аналіз проблеми безпеки будівель і споруд показав, що при впливах, не передбачених початковим проектом або в аварійних ситуаціях при наявності в конструкціях тріщин і дефектів, потрібно більш точне моделювання геометрії і властивостей матеріалів з урахуванням накопичення пошкоджень і структурного руйнування, здатності пошкоджених матеріалів сприймати зовнішнє навантаження. Тому інтерес представляють задачі і методи розрахунку несучої здатності та процесів руйнування реальних будівельних конструкцій, і підходи до моделювання будівельних об'єктів з тріщинами і дефектами, отриманими на різних етапах життєвого циклу будівлі з урахуванням нелінійного поведіння й можливого розкиду механічних властивостей будівельних матеріалів.

1.4. Висновки та задачі досліджень

1. Огляд сучасних вітчизняних і зарубіжних розробок і досліджень виходить, що існуючі методики розрахунку деформації, локальних руйнувань і прогресуючого обвалення будівельних конструкцій потребують доповнення і уточнення.

2. Розрахунок за методом граничних станів є найпрогресивнішим, проте його недолік полягає в тому, що в ньому відсутнє врахування чинника часу – вважається, що експлуатація об'єкта скінчиться раніше, ніж буде

вичерпаного фактична несуча здатність, і цей факт є основним постулатом розрахунку. Проте в методі граничних станів чітко визначені характер руйнування або характер втрати експлуатаційної придатності. Крім того, розрахунок забезпечує отримання результатів, для яких можливо підрахувати ступінь невизначеності або непостійності характеристик для різних видів конструкцій відповідно до характеру руйнування чи характеру втрати експлуатаційної придатності.

3. Забезпечення надійності будівельних конструкції у методі граничних станів зводиться до того, щоб прикладені навантаження на конструктивні елементи не перевищували їхню несучу здатність. Проте за даних умов можуть виникнути запроектні навантаження.

Відповідно ступінь надійності конструкцій і об'єкта в цілому може бути забезпечена тільки при комплексному розгляді всіх випадкових параметрів, враховуючи і ймовірність виникнення будь-яких небезпек.

4. Ґрунтуючись на проведеному дослідженні, можна стверджувати, що застосування сучасних моделей деформації і руйнування матеріалів вимагає використання розширеного і уніфікованого набору досліджуваних динамічних параметрів матеріалів.

5. Існуючі програмні комплекси, засновані на розробках провідних вчених в областях геометричної, фізичної і конструктивної нелінійності, дозволяють на якісному рівні вирішувати завдання нелінійної деформації і руйнування конструкцій.

Поставлені наступні задачі дослідження:

1. На основі аналізу результатів вітчизняних та зарубіжних теоретичних, експериментальних досліджень і нормативної бази по визначенню НДС будівельних конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах обґрунтувати вибір ефективного методу чисельного рішення, подібних задач.

2. Вирішити комплексну задачу визначення інтенсивності вибухового навантаження і його впливу на будівельний об'єкт.

3. Верифікувати розроблену методику на основі порівняння результатів

чисельних експериментів з результатами обстеження наслідків вибуху на несучі конструкції реального будівельного об'єкту.

4. Розробити методику та алгоритми, що дозволяють оцінити НДС будівельних конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах, з урахуванням процесу пристосовуваності конструкцій при аварійних ситуаціях.

5. Розробити рекомендації по визначенню НДС будівельних конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах.

РОЗДІЛ 2

ЗАСТОСУВАННЯ НЕЛІНІЙНОГО МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ І МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ЗАПРОЕКТНИХ ВПЛИВАХ

2.1. Методика вирішення задач деформування та руйнування конструкцій

Процес деформування та руйнування конструкцій будівельних споруд можна розділити на ряд етапів (див. рис. 2.1) [113]:.

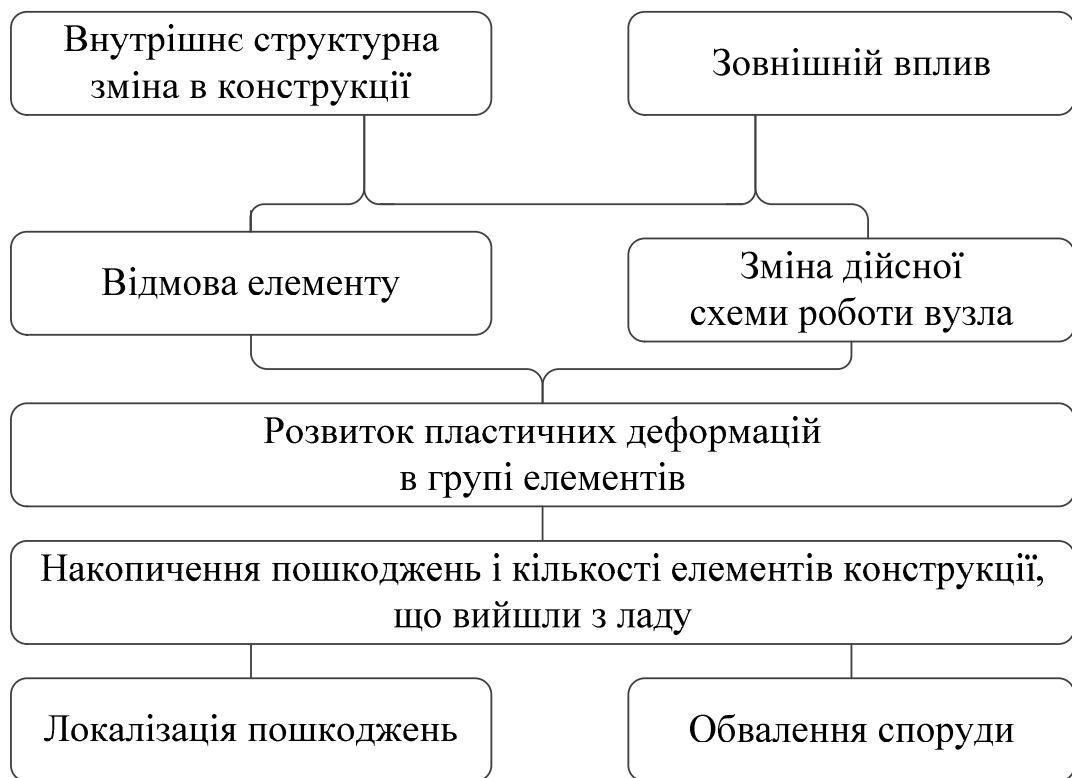


Рис. 2.1. Схема розвитку аварійної ситуації

Спочатку, в результаті внутрішньої структурної зміни (відмова елемента, або зміна - його схеми роботи) в конструкції починається процес зміни режиму роботи груп елементів з нормального на запроектований. Даний процес супроводжується розвитком пластичних деформацій і (залежно від властивостей матеріалу і часу протікання процесу) накопиченням пошкоджень. Надалі реалізуються два сценарії: або відбувається, накопичення «критичної

маси» елементів, які пошкодились та вийшли з ладу, при якій відбувається обвалення споруди, або відбувається локалізація пошкоджень без подальшого руйнування суміжних зон конструкції.

З цієї точки зору чисельне моделювання процесу деформації і руйнування будівельних конструкцій, оцінки загальної стійкості і сприйнятливості, до структурних змін уявляється завданням проходження кожного з етапів розвитку аварійної ситуації по наведеній схемі (див. рис. 2.1).

З цієї точки зору чисельне моделювання процесу деформування та руйнування будівельних споруд, оцінки загальної стійкості та сприйняття структурних змін є задачею проходження кожного з етапів розвитку аварійної ситуації згідно наведеній схемі (див. рис. 2.1) [148].

Методика проведення чисельного моделювання і аналізу аварійної ситуації [113]:

- оцінка характеристик жорсткості, дійсних схем роботи і залишкових ресурсів здатності несучих конструктивних вузлів, при миттєвому і тривалому типах навантаження в умовах нормального режиму експлуатації;
- оцінка зміни схеми роботи і характеристик жорсткості конструктивних вузлів при дії підвищених навантажень і розвитку пластичних деформацій аж до виходу з ладу;
- оцінка впливу виявлених схем роботи вузлів на локальні зони конструкції;
- оцінка відгуку споруди на введення можливих виявлених конструктивних змін.

Процеси деформації, руйнування і обвалення конструкцій споруд за своєю суттю є розвиненими сильно нелінійними процесами, що супроводжуються, великими пластичними деформаціями та переміщенням, контактною взаємодією між групами елементів, впливом динамічного ефекту в момент відмови елементів конструкцій.

Тому результати комплексного чисельного моделювання істотно залежать від методів вирішення задач, які застосовуються:

- нелінійні динамічні задачі;
- геометрично нелінійні задачі з великими переміщеннями та з великими деформаціями;
- фізично нелінійні задачі з розвиненою пластикою і накопиченням пошкоджень матеріалом;
- задачі контактної взаємодії різних груп елементів конструкцій.

2.2. Розрахунок будівельних конструкцій при виникненні запроектованих навантажень з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності

В даний час розрахунок конструкцій на динамічні навантаження проводиться за методом граничних станів - за несучою здатністю (граничні стани першої групи) [125, 131]. У сучасній практиці розрахунку залізобетонних конструкцій широко використовуються діаграми бетону та арматури, що дозволяють врахувати основні закономірності роботи матеріалів і, як наслідок, мати уявлення про напружено-деформований стан перерізів на всіх стадіях роботи конструкції.

Методи динамічного розрахунку залізобетонних конструкцій за границею пружності в основному базуються на ідеалізованих схемах жорстко-пластичного або пружно-пластичного матеріалу, а в разі високоміцної арматури - на моделях нелінійно-деформованих систем.

При розрахунку за першою групою розглядаються три випадки досягнення граничного стану: 1а, 1б, 1в [1].

Стан 1а - встановлюється для конструкцій, в яких не допускаються залишкові деформації і для яких не потрібен відновлюючий ремонт. Стан

характеризується досягненням в арматурі границі текучості (фізичної або умовної).

Стан 1б - встановлюється для конструкцій, в яких можуть бути допущені значні залишкові деформації, потрібен відновлюючий ремонт або часткова заміна конструкції. Стан характеризується початком руйнування стиснутої зони бетону в найбільш напружених перерізах, розтягнута арматура знаходиться в стадії пластичних деформацій.

Стан 1в - встановлюється для конструкцій, повне або часткове руйнування яких не призведе до обвалення споруди, також в тому випадку, коли через велику інтенсивність динамічного навантаження руйнування конструкцій неминуче. У цьому випадку потрібна повна заміна конструкцій.

На рис. 2.2 в графічному вигляді наведені вище перелічені граничні стани і залежність моменту від кривизни.

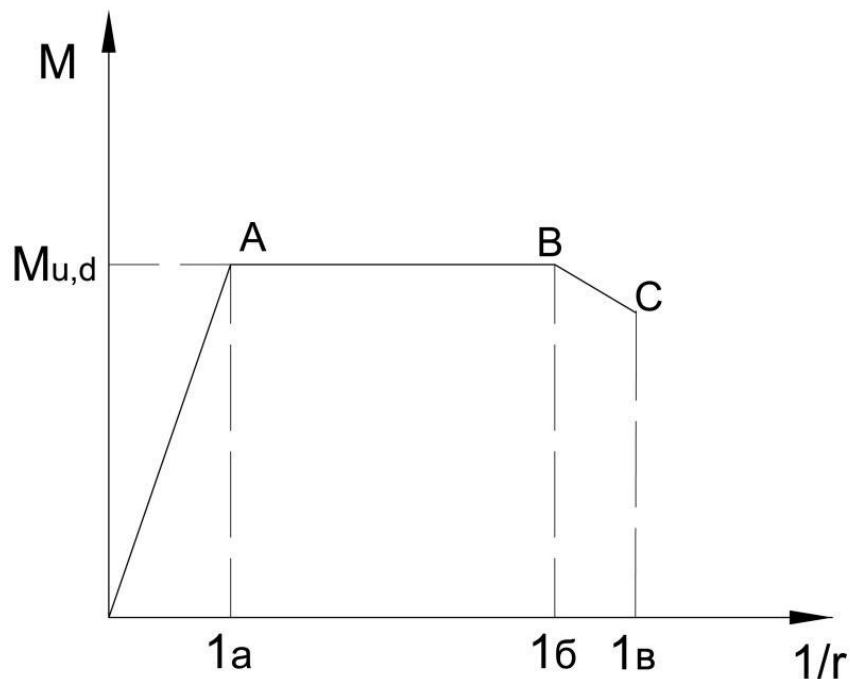


Рис. 2.2. Діаграма «момент-кривизна» і граничні стани, що виникають в елементі конструкції

Повне руйнування характеризується обваленням конструкції і може бути викликано обривом розтягнутої арматури, зміщенням конструкцій з опор або їх

руйнуванням. Обрив арматури зазвичай має місце при невеликій її наявності або застосуванні високоміцної арматури.

Для неповного руйнування характерно руйнування бетону стиснутої зони в одному або декількох перетинах і зниженні несучої здатності, однак, обвалення конструкцій не відбувається. Конструкція здатна ще витримати навантаження від власної ваги і тимчасового тривалого навантаження. Переміщення конструкції не обмежуються. Інтенсивність зниження несучої здатності залежить від вмісту арматури в елементі – $\mu(\%)$: чим більше відсоток армування, тим швидше відбувається зниження несучої здатності і навпаки [1].

Нормуючі величини при динамічному навантаженні вибираються таким чином, щоб їх можна було обчислити за допомогою існуючих методів розрахунку, а також, щоб вони були зручні для експериментального визначення.

Оскільки застосовувані в даний час методи розрахунку дозволяють визначати згинальні моменти, прогини, кути розкриття в шарнірах пластичності, то граничні значення цих величин і приймаються в якості нормуючих.

Відсутність пластичних деформацій в арматурі (стан 1а) буде забезпечена за умови:

$$M \leq M_{ud} \quad , \quad (2.1)$$

де M - згинальний момент в конструкції,

M_{ud} - момент, при якому напруження в розтягнутій арматурі досягнуть динамічної границі текучості.

Для залізобетонних згинальних і позацентрово стиснутих з великими ексцентриситетом елементів стан 1б прийнято характеризувати кутом розкриття в шарнірі пластичності, при якому деформації бетону стиснутої зони досягають граничних значень.

Такий спосіб нормування запропонував А. А.Гвоздєв [48]. В результаті аналізу численних експериментів із залізобетонними балками А. А.Гвоздєв

запропонував приймати граничне значення кута розкриття, рівне $\psi_u = 0.04 \div 0.08$ в залежності від відсотка армування.

Надалі величину ψ_u уточнювали. Для однопрогонових, шарнірно опертих балок в результаті численних дослідів була запропонована формула [125, 123]:

$$\psi = \begin{cases} 0,035 + 0,03\xi, & \text{при } \xi \geq 0,02 \\ 0,2, & \text{при } \xi < 0,02 \end{cases} . \quad (2.2)$$

Тут ξ визначається по статичним розрахунковим опорам бетону та арматури.

У цьому випадку умова міцності має вигляд:

$$\psi \leq \psi_u , \quad (2.3)$$

де ψ - кут розкриття в шарнірі пластичності, отриманий з динамічного розрахунку в пружній і пластичній стадіях.

Істотним недоліком цього методу є той факт, що, розглядаючи деформування конструкції в пружній і пластичній стадіях, деформації в пружній стадії враховуються умовним кутом розкриття в шарнірі пластичності, який міг би утворитися при деформації елемента з пластичною схемою.

Дослідження показують, що нормувати граничний стан 1б позацентрово стиснутих залізобетонних елементів зручніше по розкриттю кута пластичного шарніра.

Умова міцності конструкції (при утворенні в ній n шарнірів пластичності) приймає вигляд:

$$\psi_i \leq \psi_{i,u}, (i = 1, 2, 3, \dots, n) . \quad (2.4)$$

Тут ψ_i і $\psi_{i,u}$ пластичні кути розкриття в i -му шарнірі пластичності, отримані з динамічного розрахунку в пластичній стадії.

Аналітичний метод визначення граничного кута розкриття наведено в роботах Забегаєва А.В. [70, Плотнікова А.І. [121], Попова М.М. [126,123], Росторгуєва Б.С. [137, 135].

Методика визначення величини $\psi_{i,u}$ для різних конструкцій різна в залежності від граничних деформацій бетону і довжини пластичної зони.

Досягнення напруженнями граничного стану ще не призводить до повного руйнування матеріалу, оскільки поведінка бетону та арматури під навантаженням характеризується пластичними деформаціями. Після досягнення граничного стану матеріал елемента здатний сприймати частину навантаження і деформуватися до тих пір, поки деформації не досягнуть граничного значення, після чого відбувається повне виключення з роботи конструкції.

Тому в якості критерію руйнування залізобетонного елемента доцільніше приймати граничні деформації бетону при стиску та розтязі ε_{eu} , ε_{eud} і арматури ε_{sud} .

Граничне значення пластичного кута розкриття в шарнірі пластичності [132] для позацентрово стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів визначається за формулою:

$$\psi_u = \left[\frac{\varepsilon_{eu}}{\xi_d} - \frac{k_{sd} R_s}{E_s (1 - \xi_y)} \right] C_M C_B \left(1 + \frac{N}{2N_u} \right) \left(\frac{l_0}{h_0} \right)^{\frac{1}{4}}, \quad (2.5)$$

де ε_{eu} - гранична деформація крайнього волокна бетону стиснутої зони, залежить від ряду факторів, у тому числі від значення e_0 , для практичних розрахунків рекомендується приймати $\varepsilon_{eu} = 320 \cdot 10^{-5}$;

ξ_d - відносна висота стиснутої зони;

C_M, C_B - коефіцієнти, що залежать відповідно від форми епюри моментів і класу бетону;

l_0 - довжина примикаючої до шарніру пластичності ділянки конструкції, на якій згинальний момент зберігає знак;

N_u - гранична несуча здатність елемента при центральному стиску, а саме:

$$N_u = k_{d,b} R_b b h + k_{d,s} R_{sc} (A_s + A'_s). \quad (2.6)$$

При розрахунку конструкцій за граничним станом 1б необхідна перевірка, що виключає розрив арматури в розрахунковому перерізі:

$$\varepsilon_{s,y} \leq 0,6\varepsilon_{us,d}, \quad (2.7)$$

де $\varepsilon_{us,d}$ - граничне відносне динамічне видовження арматури при розриві;

$\varepsilon_{s,y}$ - відносна деформація розтягнутої арматури в перерізі з тріщиною в момент початку руйнування бетону стиснутої зони:

$$\varepsilon_{s,y} = \frac{\varepsilon_{s,u}(1-\xi_d)}{\xi_d} \quad (2.8)$$

Жорсткість позакентрово стиснутих елементів після утворення тріщин є змінною величиною, яка залежить від зміни поздовжньої сили $N(t)$ у часі. Оскільки аналітично побудовані діаграми деформації (рис. 2.3) мають криволінійну форму, виразити однією спільною функцією складно, в подальшому будемо використовувати спрощену діаграму "М-1/r" у вигляді ламаної лінії, що складається з трьох прямих 0-1-2-3 (діаграма "а", рис. 2.3).

Прийнятий спосіб частково-лінійної апроксимації діаграм деформації цілком припустимий для інженерних методів розрахунку конструкцій. Проведені експериментальні дослідження Пугачова В.І. [131] показали, що характер досліджуваних діаграм деформацій в умовно-пружній стадії ближче до прямолінійного, що підтверджує справедливність прийнятого допущення.

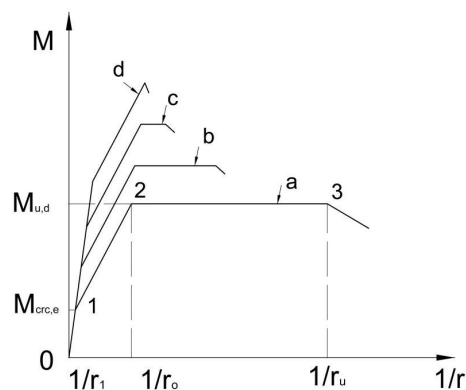


Рис. 2.3. Діаграми «момент-кривизна» позакентрово стиснутих елементів, армованих сталлю класу А500 при різних ексцентриситетах: діаграма "а" – e_{01} ;

"b" – e_{02} ; "c" – e_{03} ; "d" – e_{04} ; $e_{04} < e_{03} < e_{02} < e_{01}$

Для побудови діаграм деформацій розглянемо позакентрово стиснутий елемент, навантажений поздовжньою силою $N(t)$ з ексцентриситетом i

армований сталлю з фізичною границею плинності (класу А500), для якого виконується умова:

$$\xi \leq \xi_d . \quad (2.9)$$

Ділянка 0-1 (рис.2.3) характеризує роботу елемента без тріщин в розтягнутій зоні (стадія I), після утворення в елементі тріщин до досягнення в арматурі границі текучості (точка 2) конструкція працює в пружно пластичній стадії (стадія II), і після досягнення текучості в арматурі до початку руйнування бетону стиснутої зони ($\sigma_B = R_B$) (точка 3) конструкція працює в пластичній стадії.

Якщо виконується умова:

$$\xi \leq \xi_d , \quad (2.10)$$

то відбувається крихке руйнування конструкції при досягненні бетону стиснутої зони граничних деформацій і відсутності пластичних деформацій в розтягнутій арматурі. Діаграма деформацій таких елементів не має пластичної ділянки і відповідає випадку крихкого руйнування (рис. 2.3, діаграма "d").

Для побудови діаграм «М-1/г», необхідно знайти значення згинальних моментів і кривизни, що характеризують напружений стан елемента у відповідній стадії, а також значення жорсткостей для кожної стадії роботи конструкції.

В окремому випадку граничний стан 1б нормується, виходячи з умови:

$$K = \frac{f}{f_{el}} \leq \frac{f_u}{f_{el}} , \quad (2.11)$$

де f - прогин конструкції, отриманий з динамічного розрахунку елемента;

f_{el} - пружний прогин конструкції;

f_u - прогин конструкції, при якому настає граничний стан, значення визначається з експерименту або розрахунку.

При розрахунку в пластичній стадії конструкція представляється у вигляді механізму, що складається з двох жорстких дисків, з'єднаних шарніром

пластичності. Початковими умовами для пластичної стадії є результати розрахунку елемента в пружній стадії. При розробці методу динамічного розрахунку конструкції необхідно вибрати певний закон зміни динамічного навантаження від часу, який залежить від конкретних умов навантаження і в розрахунках зазвичай замінюється різними узагальненими залежностями, для практичних методів розрахунку всі закони зміни навантаження зазвичай зводяться до двох видів: напруження з вертикальним фронтом і поступово наростаючим динамічним навантаженням в поздовжньому і поперечному напрямку [1].

Оскільки інженерний метод динамічного розрахунку (розрахунок за недеформованою схемою) безпосередньо не враховує вплив поздовжнього згину колон на зусилля і переміщення, за основу розробки методики розрахунку прийнятий більш точний метод розрахунку - розрахунок за деформованою схемою, який не тільки дозволяє виявити справжню величину резерву несучої здатності, але і в деяких випадках дає можливість заощадити матеріал.

2.3. Вибір чисельного методу розв'язання нелінійних динамічних задач деформування і руйнування конструкцій

2.3.1. Задача чисельного моделювання процесів деформування і руйнування конструкцій будівельних споруд представляються у вигляді динамічного розвивається в часі процесу деформування з розвиненими нелінійностями (фізична, геометрична і конструктивна); що супроводжується руйнуванням елементів конструкцій.

Внаслідок цього стає неможливим - застосування принципу незалежності дії сил, тому доводиться послідовно; крок за; кроком, завантажувати конструкцію і всякий раз фіксувати зміною її форми і здатність зміненої структури бути стійкою, а також сприймати нову «порцію» навантажень.

2.3.2. *Аналіз: динамічних задач* ґрунтується на рішенні рівняння рівноваги системи скінченних елементів в момент часу t , що знаходиться в стані руху.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R\} \quad (2.12)$$

де:

$[M], [C], [K]$ - матриці мас, демпфування, жорсткості;

$\{R\}$ - вектор зовнішнього вузлового навантаження;

$\{\ddot{u}\}, \{\dot{u}\}, \{u\}$ - вектори прискорень; швидкостей і переміщень вузлів

елементів.

Систему рівнянь (2.12) також можна; записати в наступній формі:

$$\{F_1(t)\} + \{F_D(t)\} + \{F_E(t)\} = \{R(t)\} \quad (2.13)$$

де $\{F_1(t)\} = [M]\{\ddot{u}\}$ - вектор сил інерції

$\{F_D(t)\} = [C]\{\dot{u}\}$ - вектор сил демпфування;

$\{F_E(t)\} = [K]\{u\}$ - вектор сил пружності;

Рішення системи (2.12) реалізується за допомогою ряду методів, що поділяються на дві групи:

- методи розкладання за власними формами (застосовуються в лінійних і квазілінійних задачах);
- методи прямого інтегрування: Хаболта; 9-метод Уїлсона; Ньюмарка: центральних різниць.

По виду схеми інтегрування дані методи можна розділити на явні (метод центральних різностей) і неявні (Хаболта, 9-метод Уїлсона, Ньюмарка).

2.3.3. *Методи прямого інтегрування за часом (явні схеми)*

Метод центральних різниць відноситься до явних схем інтегрування за часом.

Рівняння рівноваги (2.12) буде мати наступний вигляд для n -ого кроку за часом

$$[M]\{\ddot{u}_n\} + [C]\{\dot{u}_{n-1/2}\} = \{R_n\} - \{F_n\} \quad (2.14)$$

де n - номер кроку

$\{F_n\}$ - вектор внутрішніх сил в момент часу t (для лінійних задач)

$$\{F_n\} = [K]\{u_n\}.$$

Врахування всіх типів нелінійностей (геометрична, фізична, конструктивна) виконується в заданому векторі.

Схема методу центральних різниць представлена на рис. 2.4. Вектори переміщень і прискорень обчислюються на кожному кроці $t_i, \dots,$

t_{n-1}, t_n, \dots, t_f (t_f - останній крок за часу), вектор швидкостей обчислюється в моментах часу $t_{1/2}, \dots, t_{n-1/2}, t_{n+1/2}, \dots, t_{f-1/2}$. Рахунок починається з початкових значень прискорень і переміщень в момент t_0 , при цьому обчислюються значення швидкостей для моменту часу $t_{1/2}$. Рішення нарощується через рівняння центральних різниць [113].

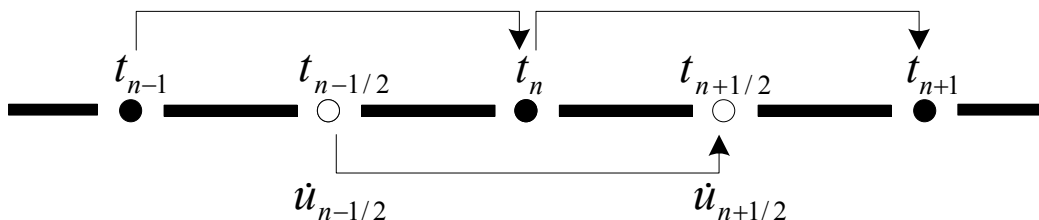


Рис. 2.4. Схема методу центральних різниць при вирішенні нелінійних задач динаміки

Значення прискорень u_n виходять

$$\{\dot{u}\} + [M]^{-1}(\{R_n\} - \{F_n\} - [C]\{\dot{u}_{n-1/2}\}) \quad (2.15)$$

Вектори швидкостей і переміщень на кожному кроці оновлюються наступним чином:

$$\{\dot{u}_{n+1/2}\} = \{\dot{u}_{n-1/2}\} + \{\dot{u}_n\}\Delta t_n \quad (2.16)$$

$$\{u_{n+1}\} = \{u_n\} + \{\dot{u}_{n+1/2}\}\Delta t_{n+1/2} \quad (2.17)$$

де

$$\Delta t_{n+1/2} = \frac{1}{2}(\Delta t_n + \Delta t_{n+1}) \quad (2.18)$$

Оновлення геометрії здійснюється таким чином

$$\{x_{n+1}\} = \{x_0\} + \{u_{n+1}\} \quad (2.19)$$

Алгоритм розрахунку із застосуванням методу центральних різниць наведено на рисунку 2.5.

Важливим аспектом при вирішенні задачі з використанням даного методу інтегрування є забезпечення стійкості розрахунку на підставі виконання умови мінімального кроку інтегрування за часом — критерію Куранта [182]. У загальному формулюванні величина критичного кроку для забезпечення стійкості розрахунку обчислюється таким чином

$$\Delta t \leq \Delta t_{cr} = \frac{2}{\omega_{max}} (\sqrt{1 + \xi^2} - \xi) \quad (2.20)$$

де Δt_{cr} — критичний крок за часом,

ω_{max} — максимальна власна частота системи (рад / с),

ξ - коефіцієнт.

Рішення системи рівнянь методом центральних різниць пов'язане з введенням ряду спрощень:

- Можливе використання тільки елементів першого порядку
- Використання діагональної матриці мас $[M]$

Основні причини, застосування даного підходу полягають, по-перше, в збільшенні об'єму математичних операцій на одне коло, пов'язане, з необхідністю обернення узгодженої матриці мас, зниженням основних періодів власних коливань при використанні елементів другого порядку і зменшенням величини критичного кроку Δt_{cr} .

Згідно [191], використання діагональних матриць мас $[M]$ призводить до зростання основних періодів власних коливань в порівнянні з аналітичними моделями, в той час як застосування методу центральних різниць призводить до зменшення і врівноваження їх значень.

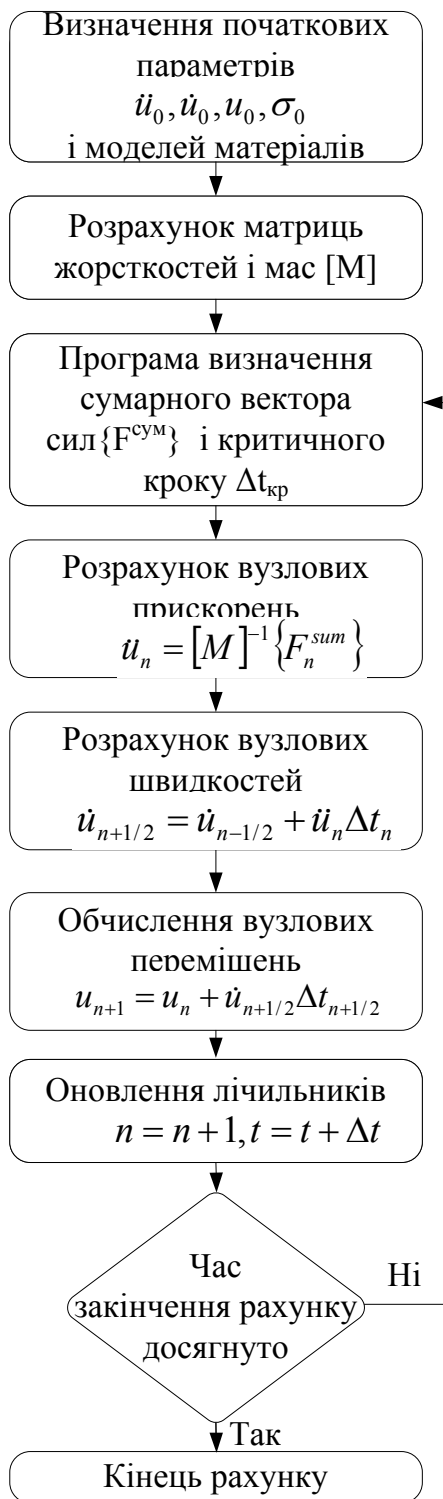


Рис. 2.5. Алгоритм розрахунку задач із застосуванням методу центральних різниць

Основний недолік даного методу - вибір розміру кроку Δt . Мінімальний критичний крок для елемента в загальній формі визначається по (2.20). На наступному етапі розмір кроку вибирається з умови мінімального по всіх елементах в моделі

$$\Delta t_{crit} = \min(\Delta t_1, \Delta t_2, \dots, \Delta t_n) \quad (2.21)$$

При наявності в діагональній матриці мас елемента значно меншого порядку в порівнянні з іншими, відбувається, значне зниження періоду власних коливань і, як наслідок, зниження нижчого періоду коливань. Це позначається на різкому зменшенні Δt_{cr} . Порядок же системи залишається досить високим і вплив на динамічну реакцію даний елемент майже не робить. В результаті цього витрати обчислювальних ресурсів будуть невиправдано високими.

2.4.Визначення значення навантаження на фрагмент стіни під час вибуху

Імпульсні навантаження характеризуються тривалим головним імпульсом, внаслідок чого загасання проявляється в меншій мірі, ніж при періодичних навантаженнях. При дії динамічних імпульсних сил споруди, які не мають достатньої міцності, втрачають стійкість. За короткий проміжок часу дії імпульсу сили загасання не встигають поглинути значну частку енергії, що виділяється при вибуху [86, 87].

Тиск на фронті дефлаграційного вибуху Δp_{max} розраховується за формулою (2.22) [35]:

$$\Delta p_{max} = 2.1 p_0 \frac{\alpha^2}{1 + \alpha} \quad (2.22)$$

де $p_0 = 105$ Па, атмосферний тиск;

α - безрозмірна швидкість поширення полум'я:

$$\alpha = \omega / a_0 \quad (2.23)$$

де $a_0 = 340$ м/с, швидкість звуку в повітрі;

ω - швидкість фронту полум'я (м/с) визначена за методикою, викладеною в [101].

Відповідно до табл. 1.1 [101] природний газ за вибухонебезпечністю відноситься слабо чутливих речовин (клас 4). За класифікацією навколишньої території (пункт 2.2, [101]), приміщення кухні віднесено до четвертого виду – сильно захаращений простір. За експертною табл. 1.2 [101] встановлено, що реалізується 4-й режим вибухового перетворення хмари ($\omega = 150 \div 200$ м/с). Тоді відповідно до формул (1) і (2) $\Delta p_{max} = 47.9 \text{ кПа}$. Радіус півсфери, утвореною газо-паро-повітряною сумішшю (ГПВС), визначений за формулою (2.24) для наступних значень що входять до формулу величин: $C_{нпв} = 1.2$; $\mu = 166$ (табл. 9.7 [35]); $T = 390 \text{ К}$ (17°C); $T_0 = 373 \text{ К}$.

$$R_0 = 0.7813 \sqrt{\frac{2240 \kappa M_T T}{\mu C_{нпв} T_0}} = 0.7813 \sqrt{\frac{2240 \cdot 0.05 \cdot 3.34 \cdot 293}{16 \cdot 5 \cdot 273}} = 3.63(\text{м}) \quad (2.24)$$

де κ - частка маси горючої речовини, що перейшла в хмару (гази при атмосферному тиску $\kappa = 1$) (таб.9.8 [35]);

T - температура навколишнього середовища

$$(T = 20^0\text{C} + T_0 = 20^0\text{C} + 273 = 293\text{K}),$$

де 20^0 - оптимальна температура повітря кухні [71];

$$T_0 = 273\text{K};$$

$C_{нпв} = 5$, нижній об'ємний концентраційний відсоток займання (таб.9.7 [35]);

$\mu = 16$, молярна маса пального (таб.9.7 [35]);

M_T - маса горючої речовини, кг:

$$M_T = V_{ком} \frac{C_{смх}}{100} \gamma = 49.7 \frac{9.45}{100} 0.712 = 3.34(\text{кг})$$

$V_{ком}$ - об'єм приміщення, в якому стався вибух [152];

$C_{смх} = 9.45\%$, концентрація пального в стехіометричній суміші

$\gamma = 0.712 \text{ кг/м}^3$, коефіцієнт переведення природного газу з кг в м^3 .

Радіус хмари в кінці вибуху знайдений за формулою (2.25) [35]:

$$R_n = R_0 \sqrt[3]{4 \left(1 + \frac{C_{нпв}}{C_{стт}} \right)} = 3.363 \sqrt[3]{4 \left(1 + \frac{5}{9.45} \right)} = 6.14(\text{м}) \quad (2.25)$$

Для більш детального кількісного і якісного опису процесу дефлаграції, побудована профіль повітряної ударної хвилі за допомогою хвильової діаграма (рис. 2.6, 2.7, 2.8.) з використанням методики, запропонованої в роботі [27, 35].

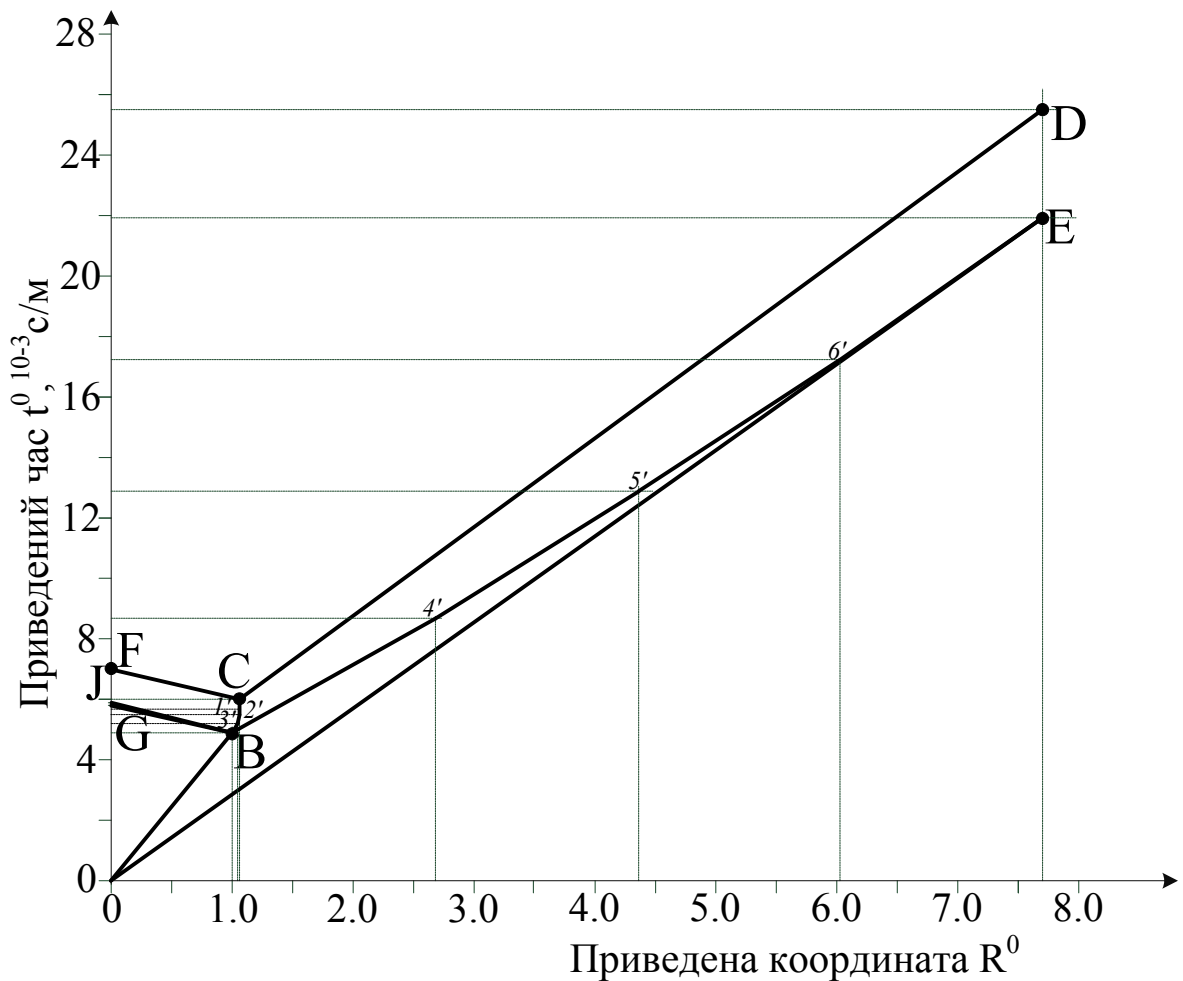


Рис. 2.6. Хвильова діаграма

Точки на діаграмі мають наступний значення: В – кінець горіння; С – кінець розширення продукту вибуху; J, G і F – прихід до центру вибуху відповідно голови хвилі розрідження, хвоста цієї хвилі та звукової хвилі після розширення продукту вибуху; D – прихід на відстань догона звукової хвилі по повітрю після розширення.

Лінії ділять площину R_0, t_0 на п'ять зон, позначених цифрами: 1 – наростання тиску; 2 – спад тиску; 3 – постійний тиск в ПВ; 4 – розширення продукту вибуху; 5 – спад тиску на фронті повітряної ударної хвилі.

Хвильова діаграма дозволяє шляхом графічних побудов визначити профіль повітряної ударної хвилі на різних відстанях від центру вибуху (рис.

2.7). Для цього на відрізку EM в обраному масштабі будується профіль ділянки наростання тиску в повітряній ударній хвилі.

Профілі повітряній ударній хвилі будуть різними в трьох діапазонах зміни R_0 .

У першому діапазоні зміни $0 \leq R_0 \leq 1$ (рис. 2.7, пряма $a - a$), повітряна ударна хвиля має три ділянки: наростання тиску, його постійне значення і спад. Тривалість першого з них t_n^0 зображується відрізком прямої $a - a$ між точками її перетину з лініями OE та OB.

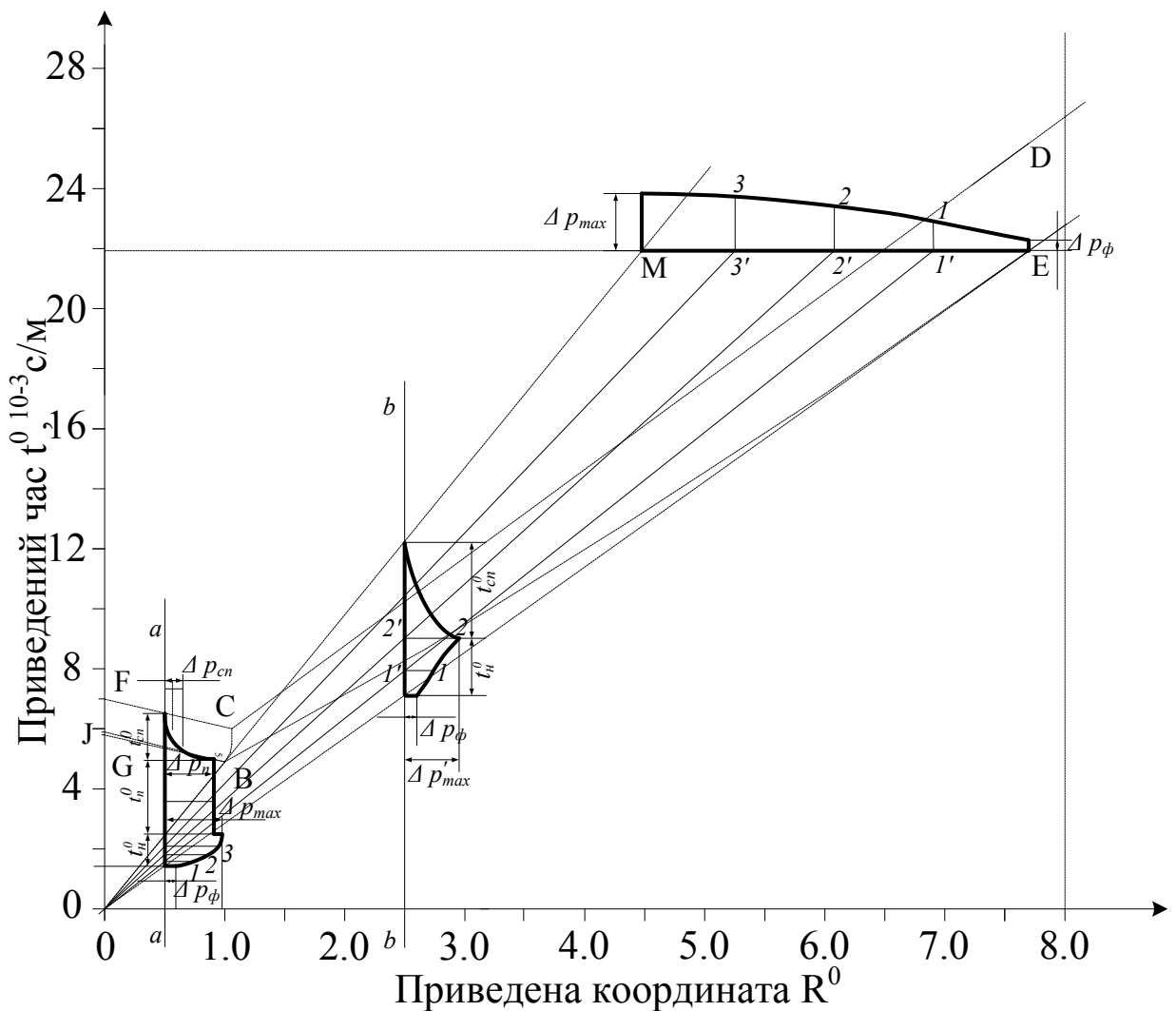


Рис. 2.7. Профіль повітряної ударної хвилі при дефлаграційне вибуху побутового газу

Після наростання тиску до Δp_{\max} він стрибком зменшується до Δp_n та зберігає це значення протягом інтервалавремени t_n^0 , зображуваного відрізком

між точками перетину прямої $a - a$ з ОВ та ВJ. Далі знаходиться ділянку спаду тиску тривалістю t_{cn}^0 . Після закінчення однієї третини цього інтервалу тиск на ньому становить приблизно $\Delta p_n / 6$. Більш точний закон спаду тиску для перевірки міцності конструкцій непотрібен [35].

У другому діапазоні $1 \leq R_0 \leq R_n^0$ (рис. 2.7, пряма $b - b$), повітряна ударна хвиля складається з двох ділянок: наростання і спаду тиску. Тривалість першого t_n^0 зображується відрізком прямої $b - b$ міжточками її перетину з лініями ОЕ та ВЕ.

У третьому діапазоні $R_E^0 \leq R_0$, вибухова хвиля набуває «класичний» характер (як при детонаційному вибуху).

Відзначимо деякі характерні особливості повітряної ударної хвилі при дефлаграції.

При всіх відстанях $0 \leq R^0 \leq R_E^0$ тиск на фронті хвилі Δp_ϕ однаково і тільки при $R_E^0 \leq R^0$ починає зменшуватися. Так само при $0 \leq R^0 \leq 1$ залишаються постійними значення тисків Δp_{max} і Δp_n , а із зміною R^0 змінюється лише тривалість відповідних ділянок.

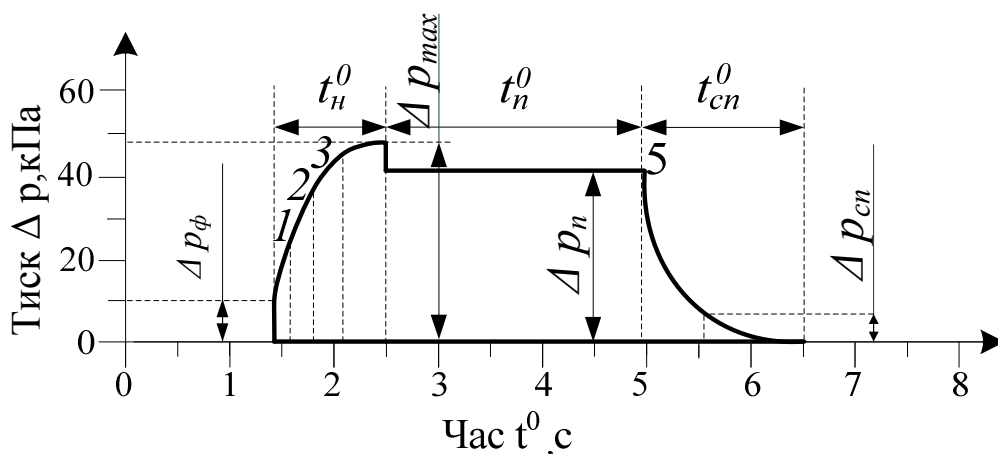


Рис. 2.8. Профілі повітряної ударної хвилі при дефлаграційне вибуху побутового газу $R^0=0.5$

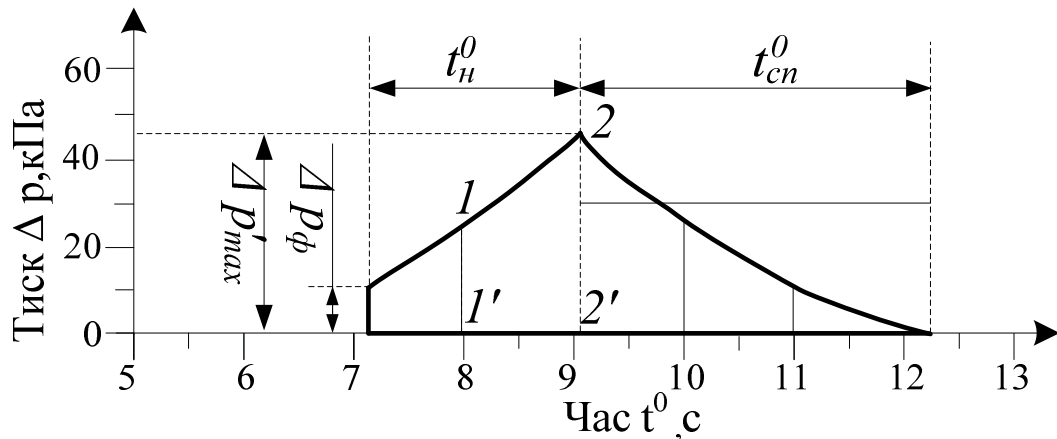


Рис. 2.9. Профілі повітряної ударної хвилі при дефлаграційне вибуху побутового газу $R^0=2.5$

На ударному фронті тиск стрибком підвищується до Δp_ϕ , після чого збільшується до значення Δp_{max} , що відповідає моменту приходу хвилі розрідження. Потім тиск падає, причому характер його зменшення залежить від положення точки по відношенню до кордону півсфери, обмежує об'єм продуктів вибуху (див. рис. 2.8, 2.9).

Використання розробленого профілю дефлаграційної хвилі дозволяє уточнено змоделювати змінну в часі та просторі інтенсивності навантаження на будівельні конструкції від вибуху газу.

2.5. Особливості чисельного моделювання динамічного впливу в ПК ЛІРА-САПР

Задається інформація про профіль повітряної ударної хвилі, яка необхідна для розрахунку динаміки в часі (рис.2.10).

Для вирішення проблеми динамічного розрахунку конструкцій використовують два основні методи:

- пряме інтегрування рівнянь руху;
- розкладання по власних формах.
- Метод розкладання по власних формах можна застосовувати тільки в рамках лінійного розрахунку, так як принцип суперпозиції недійсний в

рамках нелінійної теорії. Методи ж прямого інтегрування носять загальний характер і можуть застосовуватися для вирішення всіх задач динамічного розрахунку конструкцій [128,129].

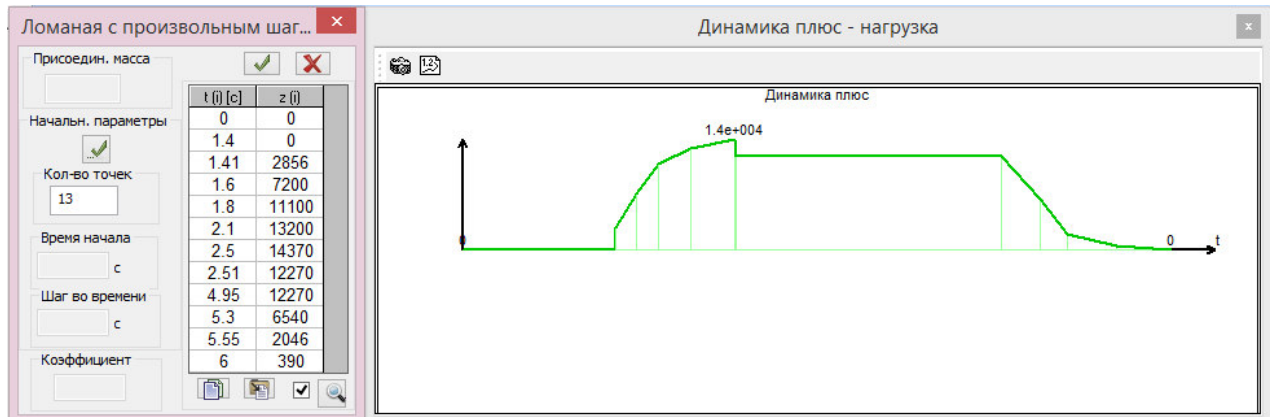


Рис.2.10. Завдання динамічного впливу для розрахунку динаміки в часі

В динаміці в часі використовується пряме інтегрування рівнянь руху. Термін «пряме» означає, що перед інтеграцією не виконується ніяких перетворень рівнянь.

Розрахунок на динамічні впливи заснований, як відомо, на вирішенні системи диференціальних рівнянь

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = \bar{q}(t) \quad (2.26)$$

де M , C , K – відповідно матриці мас, демпфування і жорсткості системи, $\bar{u}(t), \dot{\bar{u}}(t), \ddot{\bar{u}}(t)$ – вектори вузлових переміщень, швидкостей і прискорень в момент часу t ,

$\bar{q}(t)$ – навантаження, відповідне моменту часу t .

Вважається, що початкові швидкості нульові $\dot{\bar{u}}(0) = 0$, а початкові переміщення отримані з рішення першого завантаження $\bar{u}(0) = \bar{u}_1$

З розгляду (2.26), як системи звичайних диференціальних рівнянь з постійними коефіцієнтами випливає, що апроксимувати швидкості, прискорення і переміщення можна будь-якими скінченно різницеви-

виразами в переміщеннях. Для прискорень в момент часу t , використовуючи метод центральних різностей, можна записати

$$\ddot{u}(t) = \frac{\bar{u}(t + \Delta t) - 2\bar{u}(t) + \bar{u}(t - \Delta t)}{\Delta t^2} \quad (2.27)$$

Помилка обчислень за формулою (2.27) має порядок Δt^2 і для обчислення швидкостей і переміщень з помилками того ж порядку необхідно використовувати вирази

$$\dot{u}(t) = \frac{\bar{u}(t + \Delta t) - \bar{u}(t - \Delta t)}{2\Delta t} \quad (2.28)$$

$$\bar{u}(t) = \frac{\bar{u}(t + \Delta t) + \bar{u}(t - \Delta t)}{2} \quad (2.29)$$

Підставляючи вирази (2.27), (2.28) і (2.29) у вираз (2.26) і визначаючи вектор $\bar{u}(t + \Delta t) + \bar{u}(t - \Delta t)$, отримуємо наступну систему рівнянь

$$\left[\frac{2M}{\Delta t^2} + \frac{C}{\Delta t} + K \right] (\bar{u}(t + \Delta t) + \bar{u}(t - \Delta t)) = 2 \left(q(t) + \frac{2M}{\Delta t^2} \bar{u}(t) + \frac{C}{\Delta t} \bar{u}(t - \Delta t) \right) \quad (2.30)$$

"Нові" переміщення $\bar{u}(t + \Delta t)$ визначаються за раніше знайденим переміщенням $\bar{u}(t)$ і $\bar{u}(t - \Delta t)$ шляхом вирішення системи рівнянь (2.30).

Подібні схеми інтегрування називаються схемами неявного інтегрування. Дана схема інтегрування отримала назву модифікованого методу центральних різностей. Вираз (2.30) є вихідним при вирішенні, як лінійних, так і нелінійних задач прямим динамічним розрахунком у ПК ЛІРА-САПР.

При вирішенні задачі (2.26) використовується узгоджена матриця мас, побудована по тим же апроксимуючим функціям, що і будувалася матриця жорсткості. При такому підході враховується інерція обертання - з'являються «крутильні» елементи матриці мас.

При кроковому інтегруванні рівняння коливань реакція споруди обчислювалася для ряду послідовних інтервалів часу Δt , які вибиралися зі збіжності процесу. Непружний характер роботи враховується визначенням на початку кожного інтервалу часу нових динамічних характеристик, відповідних змінюваному деформованому стану. Процес обчислення є кроковим і триває від

початку прикладання навантаження до будь-якого моменту часу з апроксимацією непружної роботи конструкцій. Повна реакція споруди визначалася інтеграцією рівнянь стану.

2.6. Висновки по розділу 2

1. При розгляданні каркаса як геометрично змінну систему, аналітична методика не підходить. У цьому випадку доцільно вдаватися до чисельного методу за допомогою розрахункових комплексів. Для вирішення такої задачі розглядаються питання визначення динамічних характеристик будівельних конструкцій для прогнозу прогресуючого обвалення.

2. За основу розробки методики розрахунку прийнятий розрахунок за деформованою схемою, який не тільки дозволяє виявити справжню величину резерву несучої здатності, але і в деяких випадках дає можливість заощадити матеріал.

2. Запропонований підхід і розроблена чисельна методика, що реалізовує моделювання нелінійної деформації і руйнування будівельних споруд з урахуванням руйнування, що ініціює, і(або) закритичної роботи важко навантажених конструктивних вузлів і елементів.

3. Проведений аналіз і підбір методу прямої інтеграції у формі методу центральних різниць, як найбільш оптимального алгоритму вирішення передбачуваного круга квазістатических- і динамічних задач з розвиненими нелінійностями.

4. Розроблена методика розрахунку інтенсивності вибуховий навантаження, заснована на моделі дефлаграційним вибуху і горіння, і реалізована з використанням методу скінченних елементів у вітчизняному програмному комплексі ЛІРА-САПР.

5. Визначено профіль дефлаграційної хвилі, яка дозволяє уточнено змодельовати змінну в часі та просторі інтенсивності навантаження на будівельні конструкції від вибуху газу

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИКА ВРАХУВАННЯ ЗАПРОЕКТНИХ ВПЛИВІВ ПРИ ЧИСЕЛЬНОМУ МОДЕЛЮВАННІ БУДІВЕЛЬ ЩО ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ

3.1. Класифікація причин виникнення аварійних ситуацій

При вирішенні комплексних питань безпеки в розвинених країнах широко застосовується методологія ризику, основу якої складає визначення наслідків і достовірності небажаних подій. Використовуючи кількісні показники ризику, в принципі можна «вимірювати» потенційну небезпеку і навіть порівнювати небезпеки різної природи. При цьому в якості показників небезпеки зазвичай розуміють ризик загибелі людей (або, в загальному випадку, ризик заподіяння певного шкоди).

Ризик або ступінь ризику пропонується розглядати як поєднання частоти (ймовірності) і наслідків конкретного небезпечного події [100]. Математичний вираз ризику P - це співвідношення числа несприятливих проявів небезпеки n до їх можливого числа N за певний період часу, тобто $P = n / N$. Крім цього використовується поняття «ступінь ризику» R , тобто ймовірність настання небажаної події з урахуванням розміру можливого збитку від події. Ступінь ризику можна представити як математичне сподівання величини збитку від небажаної події:

$$R(m) = \sum_{i=1}^n p_i m_i \quad (1.1)$$

де p_i - ймовірність настання події, пов'язаної з збитком;

m_i - випадкова величина збитку, заподіяного економіці, здоров'ю і т.п.

Поняття ризику завжди включає два елементи: частоту, з якою здійснюється небезпечна подія, і наслідки виникнення небезпечної події. Аналіз ризику, в свою чергу, полягає у виявленні (ідентифікації) небезпек та оцінці ризику, коли під небезпекою розуміється джерело потенційної шкоди або ситуація з можливістю нанесення збитку, а під ідентифікацією небезпеки мається на увазі процес виявлення небезпеки і визначення її характеристик.

Застосування поняття ризик, таким чином, дозволяє переводити небезпеку в розряд категорій, що вимірюються.

Оцінка ризику - це аналіз походження (виникнення) і масштабів ризику в конкретній ситуації. Сьогодні оцінка ризику є єдиним аналітичним інструментом, що дозволяє визначити фактори ризику для здоров'я людини, їх співвідношення і на цій базі окреслити пріоритети діяльності з мінімізації ризику. Оцінка ризику включає в себе аналіз частоти, аналіз наслідків та їх поєднання.

Аналіз наслідків включає оцінку впливів на людей, майно або навколишнє середовище. Для прогнозування наслідків моделюються аварійні процеси, з урахуванням класифікації причин і сутності вражаючих факторів.

На рис.3.1 представлені існуючі методи аналізу ризику [4]. На основі імовірнісного методу можуть бути побудовані різні методики оцінки природно-техногенного ризику, які діляться на:

- статичні, при наявності статистичних даних;
- теоретико-імовірнісні, використовувані для оцінки ризиків від рідкісних подій, коли статистика практично відсутня;
- евристичні, засновані на використанні суб'єктивних ймовірностей, одержуваних за допомогою експертного оцінювання.



Рис. 3.1. Схема аналізу ризиків

На етапі оцінки ризику слід проаналізувати можливу невизначеність результатів, зумовлену неточністю інформації по надійності несучих конструкцій, помилкам проектування, а також прийнятих припущень застосовуваних при побудові та розрахунку моделей будівельних об'єктів.

Аналіз небезпек описує небезпеки якісно і кількісно і закінчується плануванням попереджувальних заходів. Він базується на знанні алгебри логіки і подій, теорії ймовірностей, статистичному аналізі, вимагає інженерних знань і системного підходу.

Якісні методи аналізу небезпек дозволяють визначити джерела небезпек, потенційні аварії та нещасні випадки, послідовності розвитку подій, методи запобігання виникнення аварійних ситуацій, методи запобігання переростання аварійних ситуацій в аварію і методи пом'якшення наслідків. Вибір якісного методу аналізу небезпек залежить від призначення об'єкта та його складності.

В даний час в літературі немає чіткого поняття відмови будівельної конструкції. Частина дослідників під відмовою розуміють досягнення конструкцією граничного стану по ряду критеріїв - безпеки, експлуатаційної придатності (деформацій, утворення і розкриттю тріщин) [66, 143]. Інша частина дослідників ставлять в основу безпеку [100, 44].

При дослідженні процесів життєвого циклу конструкції під відмовою можна розуміти ситуацію, при якій стає неможливою експлуатація конструкції через небезпеку її руйнування. Впливу різних факторів на будівельний об'єкт може привести до відмови будь-яких елементів конструкції. Класифікація збурюючих впливів на будівельні об'єкти з точки зору теорії надійності, стійкості та безпеки приведена на рис.3.2. [4].

Аварійний вплив на об'єкт - це нерегламентований вплив, який створюється в результаті попадання об'єкта в аварійну ситуацію і може привести до його аварії.

Для будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації, граничним значенням є критичний ризик аварії. При його досягненні безпечний ресурс об'єкта вичерпується, а сам об'єкт починає поступовий перехід в аварійний

стан. І хоча працездатність об'єкта в аварійному стані ще зберігається, проте непроєктним впливам він вже практично не чинить опір, і їх несподівана поява може призвести до аварії об'єкта.

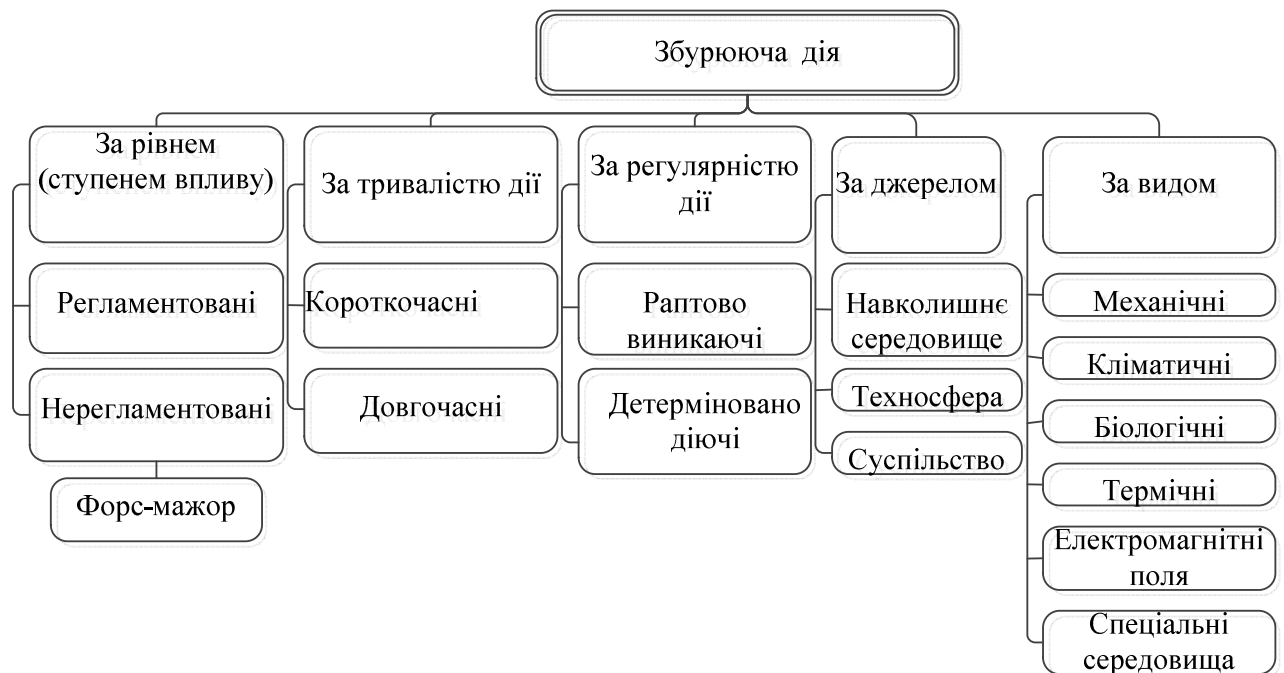


Рис. 3.2. Класифікація збурюючих впливів

Якісні методи аналізу небезпек дозволяють визначити джерела небезпек, потенційні аварії та нещасні випадки, послідовності розвитку подій, методи запобігання виникнення аварійних ситуацій, методи запобігання переростання аварійних ситуацій в аварію і методи пом'якшення наслідків.

Вибір якісного методу аналізу небезпек залежить від призначення об'єкта та його складності. Якісні методи аналізу небезпек включають:

- попередній аналіз небезпек;
- аналіз наслідків відмов;
- аналіз небезпек за допомогою «дерева причин»;
- аналіз небезпек за допомогою «дерева наслідків»;
- аналіз небезпек методом потенційних відхилень;
- аналіз проектних помилок;
- причинно-наслідковий аналіз.

Попередній аналіз небезпек здійснюється в наступному порядку:

- вивчаються технічні характеристики будівельного об'єкта, матеріали та встановлюють їх міцнісні властивості;
- аналізується нормативно-технічна документація, дія якої поширюється на даний будівельний об'єкт;
- складається перелік можливих небезпек, в якому вказуються можливі руйнуючі фактори, потенційні аварійні ситуації, виявлені недоліки проектування.

Аналіз наслідків відмов (АНВ) - якісний метод ідентифікації небезпек, заснований на системному підході і має характер прогнозу. АНВ є аналізом індуктивного типу, за допомогою якого систематично, на основі послідовного розгляду одного елемента за одним, аналізуються всі можливі види відмов або аварійні ситуації і виявляються їх результуючі на об'єкт будівництва.

Аналіз небезпек за допомогою "дерева наслідків" потенційної аварії виконується шляхом оцінки критичних подій, які призводять до переростання аварійної ситуації в аварію. При аналізі "причин - наслідків" використовуються комбіновані методи "дерева відмов" (виявити причини) і "дерева подій" (показати наслідки) (рис.3.3).

Запроектні навантаження можна розділити на дві великі групи: природного і техногенного характеру. До природних навантажень відносяться не передбачені будівельними нормативами сейсмічні навантаження, небезпечні метеорологічні явища і значні деформації основи (наприклад, при замочуванні ґрунтів просадчиків, осіданні їх в районах гірських вироблень і в карстових порожнечах). Під техногенною розуміється будь-яка причина, прямо або побічно викликана діяльністю людини. Як відзначають автори робіт [41], в даний час серед причин, що приводять до аварій в будівельній сфері, переважають техногенні чинники, і їх частка постійно росте.

До цих факторів можна віднести вибухові впливи ззовні або всередині будівлі, джерелами яких може служити побутовий газ, вибухонебезпечні газові суміші і рідини, бомби та інші вибухові пристрої, що використовуються терористами; пожежі; впливи, викликані транспортними аваріями (ДТП,

авіаційні катастрофи); навантаження, пов'язані з грубим порушенням технологічних процесів, тимчасовою несправністю чи руйнуванням обладнання; впливи від підвищених технологічних температур.



Рис. 3.3. Дерево відмови конструктивного елемента

Крім того, в якості техногенних факторів, що не враховуються в проектах, які призводять до аварій, розглядаються помилки в розрахунках через слабку професійну підготовку кадрів та недосконалість нормативної документації; неякісне проведення робіт при виготовленні будівельних матеріалів та виробів, так і під час монтажу споруд; суттєві дефекти матеріалів; недоліки в експлуатації будівель, в тому числі недосконалість інженерного обладнання, а також недбалість, некомпетентність, а іноді і випадки вандалізму з боку

мешканців, технічного персоналу або сторонніх відвідувачів будівлі (зокрема, самовільне перепланування з ослабленням несучих конструкцій).

Основними фазами розвитку аварії для функціонуючих об'єктів є:

- фаза ініціювання, що включає етапи накопичення механічних пошкоджень будівельних конструкцій, відхилень від заданих режимів експлуатації (у разі запроектованих зовнішніх впливів може протікати короткочасно). Закінчується виникненням на будівельному об'єкті аварійної ситуації, яка може бути пов'язана з руйнуваннями, що почалися і незворотними відхиленнями від умов нормальної експлуатації;
- фаза розвитку аварійної ситуації;
- фаза руйнування будівельного об'єкта. [5].

Дерево відображає статичний характер подій. Побудовою декількох дерев можна відобразити їх динаміку, тобто розвиток подій у часі. Для визначення послідовності подій при аварії, що включає складні взаємодії між технічними системами забезпечення безпеки, використовується дерево подій. Аналіз небезпек за допомогою «дерева наслідків» потенційної аварії проводиться шляхом оцінки критичних подій, що призводять до переростання аварійної ситуації в аварію.

При аналізі «причин – наслідків» використовуються комбіновані методи «дерева відмов» (виявити причини) і «дерева подій» (показати наслідки). Аналіз небезпек методом потенційних відхилень (АНМПВ) включає процедуру моніторингу і для цього встановлюють датчики на досліджуваних конструктивних елементах, систематично вивчаючи потенційні причини виникнення пошкодження і ті наслідки, до яких вони можуть призвести на практиці.

Причинно-наслідковий аналіз (ПНА) виявляє причини виникнення аварійної ситуації (аварії) і є складовою частиною загального аналізу небезпек (рис. 3.4).

Для проведення обґрунтованого прогнозу (моделювання) поведінки об'єкта будівництва на етапі експлуатації, в тому числі і попередження аварій,

необхідно побудувати ряд точок причинно-наслідкових в'язей, що ведуть до процесу аварійності (обвалення, тріщиноутворення і т.д.). І, як наслідок, уникнення аварійності (зменшення ймовірності) вже при проектуванні. ПНА включає наступні етапи:

- збір інформації про точний і об'єктивний опис аварії;
- складання переліку реальних подій, що передували аварії;
- побудова орієнтованого графа – «дерева причин», починаючи з останньої стадії розвитку подій, тобто з самої аварії;
- виявлення логічного зв'язку «дерева причин»;
- формулювання попереджувальних заходів з метою виключення аварії даного типу або для уникнення аналогічних аварій.

Таким чином, після проведення класифікації методів аналізу небезпек розробляються попереджувальні заходи, що перешкоджають виникненню аварійних ситуацій. Ці заходи спрямовані на зниження рівнів негативних факторів, що діють фактично або тих, які могли б діяти потенційно (форс-мажор) на об'єкт будівництва.

Заходи з безпеки діляться на заходи зниження ризику виникнення негативних подій і заходів з пом'якшення наслідків негативних подій, що сталися. Безпека об'єкта будівництва розглядається як властивість об'єкта не приводити до аварій при зовнішніх форс-мажорних впливах.

Проблема підтримки в, надійному стані експлуатованих залізобетонних конструкцій будівель і споруд останнім часом стає важливою стороною діяльності наукових, проектних і будівельних організацій і фірм в багатьох країнах світу.

Розуміння проблеми виходить сьогодні на новий рівень і вимагає аналізу. Одним з його аспектів є спроба встановити зв'язок між новими викликами (забороненими впливами), конструктивними рішеннями несучих систем, застосовуваними матеріалами та їх безпекою [67, 81].

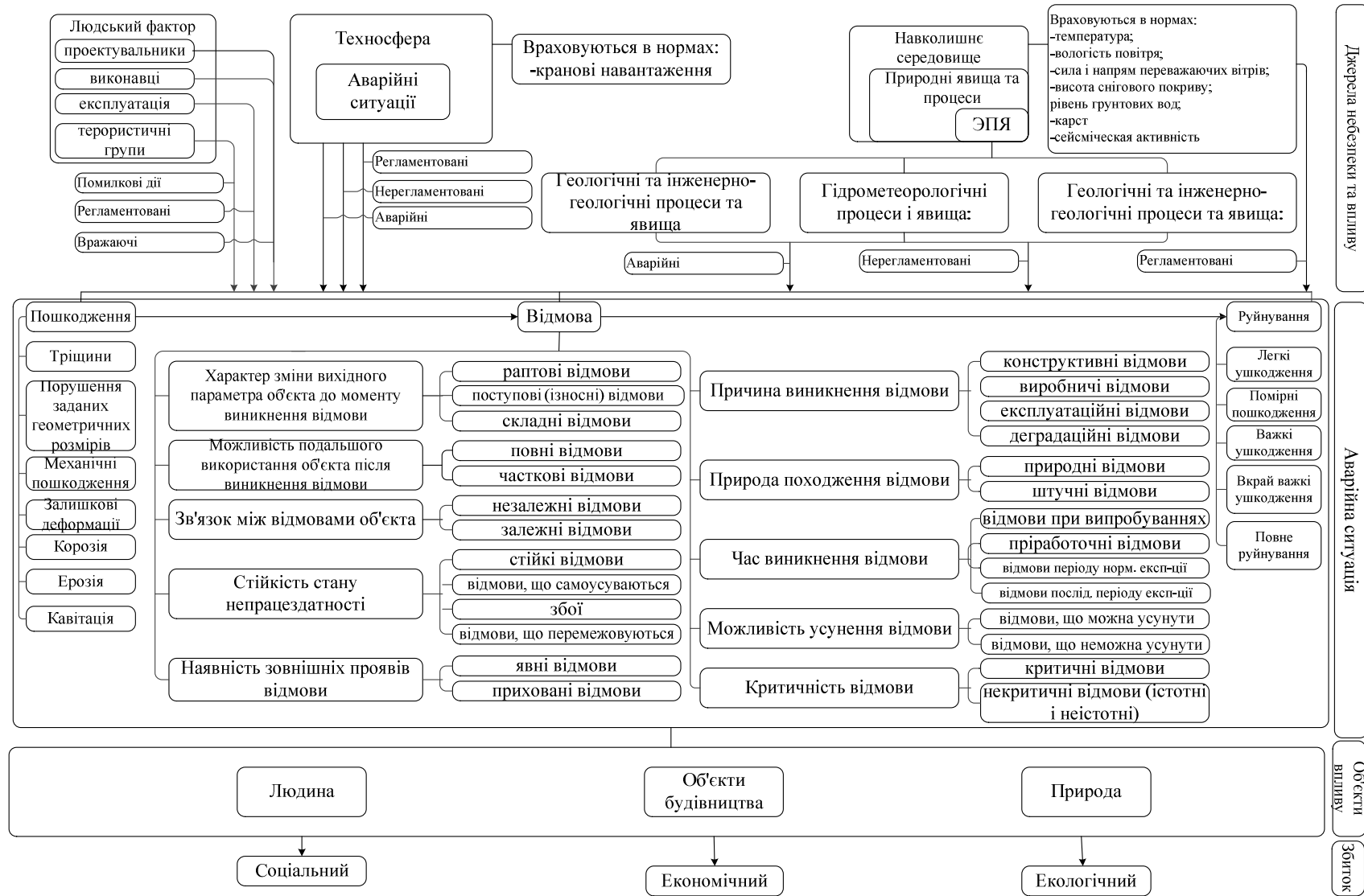


Рис. 3.4. Блок-схема причинно-наслідкового аналізу аварій будівельних споруд

Дослідженнями, виконаними в останні роки, показано [9, 25, 67, 81, 116], що ймовірність появи грубих помилок залежить від вибору принципової схеми конструкції, її матеріалу, умов експлуатації та багатьох інших факторів. Отже, крім іншого, рішення проблем підвищення безпеки конструктивних систем лежить в площині виконання процедур інженерного аналізу самих конструкцій та, треба думати, для кожної принципової схеми можна знайти критерій її нараженості відмові, який враховується в процесі прийняття рішень. Крім того, вітчизняна практика проектування і будівництва будівель і споруд показує, що в умовах ринку поняття «проект будівлі» втрачає обов'язковість. Проектна документація виконується часто поетапно і не в повному обсязі, а іноді і зовсім обмежується демонстраційними матеріалами архітектурного характеру. Розділи конструкцій практично не мають варіантних розрахункових обґрунтувань. У кращому випадку проводиться формальний розрахунок по одному-двом сертифікованим програмним комплексам без відповідного порівняльного аналізу за різними розрахунковими схемами [131].

Аналіз світової практики будівництва і експлуатації будівель і споруд також свідчить про зміну видів і інтенсивності природних і техногенних впливів, які при проектуванні і підсиленні будівель і споруд створюють проблеми що виходять за рамки вимог російських і зарубіжних норм, які традиційно забезпечують конструктивну безпеку в умовах навантажень і впливів, що існували раніше. До однієї з таких проблем можна віднести проблему лавиноподібного або прогресуючого обвалення [84].

3.2. Розрахунок імовірності вибуху газоповітряної суміші в газифікованої квартирі

Останнім часом в Україні спостерігається зростання кількості аварій, пов'язаних з вибухом побутового газу в газифікованих квартирах з неприпустимо високим рівнем обвалення несучих конструкцій. Наслідки вибуху можуть бути

різними - від легких пошкоджень до повного знищення будівлі, в т.ч. в результаті прогресуючого обвалення. Вибух у газифікованій квартирі може спричинити наступні негативні наслідки: пошкодження і обвалення будівельних конструкцій (знищення житлового фонду); загибель та травмування людей; матеріальний збиток; психологічний вплив на населення; забруднення навколишнього середовища.

Тому роботи, пов'язані з прогнозуванням вибухо-пожежонебезпечності квартир, моделювання подібних аварій та розробка організаційних та технічних рекомендацій щодо запобігання катастрофам у житлово-комунальному господарстві країни, є актуальною науковою задачею, рішення якої дозволить забезпечити вибухобезпечність будинків житлового комплексу України. Як показує аналіз наслідків аварійних вибухів, найбільшу кількість травм і людських жертв викликає саме обвалення будівельних конструкцій. Вочевидь, обваленням будівельних конструкцій не відбудеться за умови, якщо вибухові навантаження будуть менше допустимих. При перевищенні рівня вибухових навантажень над реальною несучою здатністю несучих конструкцій відбувається повне або часткове обвалення будівлі. Забезпечити конструктивну безпеку будівель і споруд можна двома способами: зниженням вибухових навантажень або посиленням несучих будівельних конструкцій [86].

Для розробки заходів щодо запобігання виникненню аварій та зниження наслідків їх реалізації необхідно розуміння процесів виникнення і займання газоповітряної суміші (ГПС), а також навантажень і впливів, які є результатом вибуху ГПС. У загальному вигляді процес розвитку аварійної ситуації при витіканні газу в газифікованій квартирі наведено на рисунку 3.5 [150].

Необхідно відзначити, що аварійні вибухи всередині будівель і приміщень характеризуються не детонаційним, а дефлаграційним типом вибухового перетворення. При дефлаграційних вибухах полум'я поширюється по хмарі з дозвуковою швидкістю. Характер зміни надлишкового тиску при дефлаграції зростає повільніше, ніж при детонації, але тривалість його дії може

вимірюватися секундами. Надмірний тиск при дефлаграції залежить тільки від швидкості горіння речовини, але не від її кількості - останнє визначає тривалість дії тиску [35].

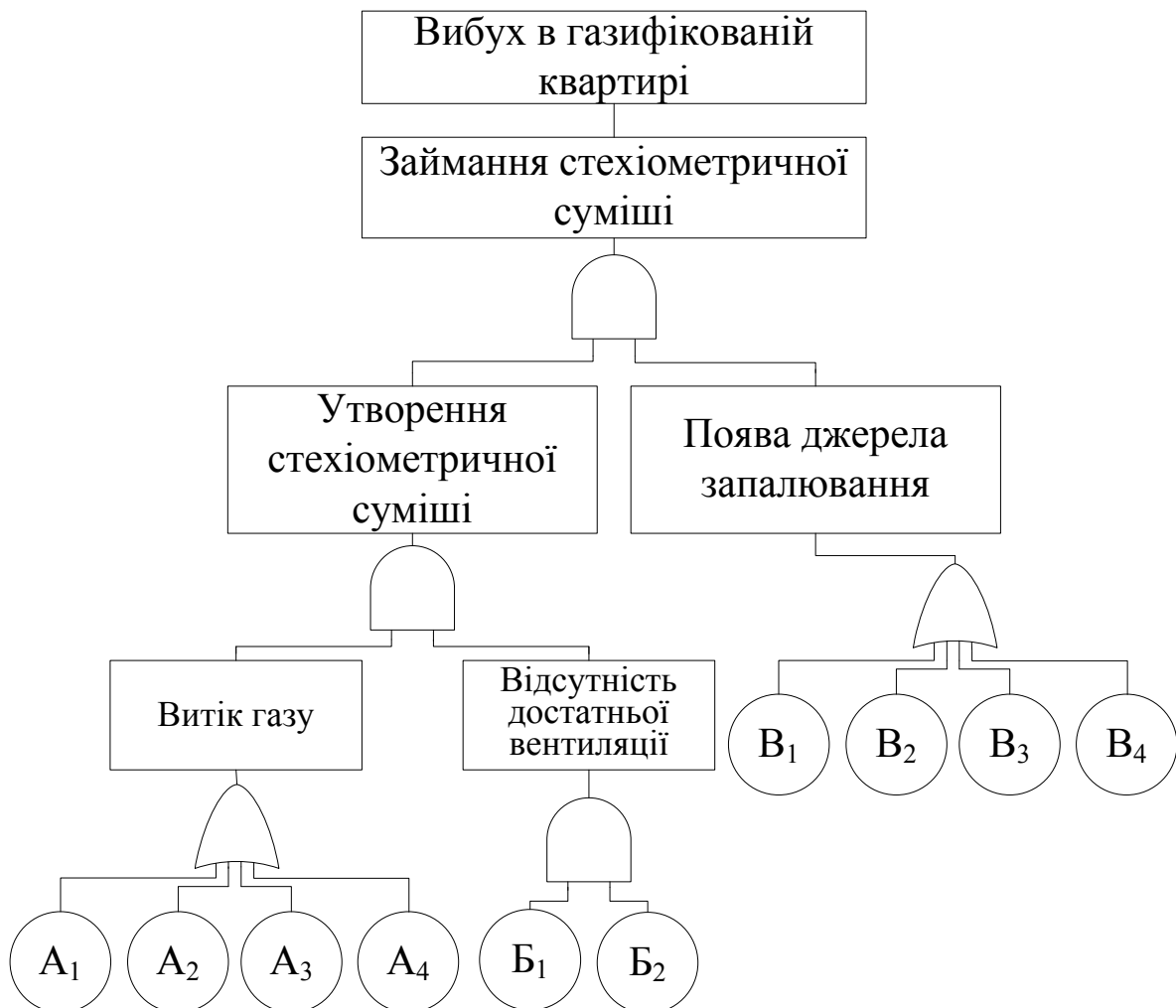


Рис. 3.5. Схема («дерево відмов») розвитку аварійної ситуації при витіканні газу в газифікованій квартирі (A₁- порушення правил техніки безпеки; A₂- несправність устаткування на газорозподільному пункті; A₃- недотримання правил експлуатації газових приладів; A₄- неповне згоряння газу при експлуатації газових приладів; B₁- відсутність природної вентиляції; B₂- відсутність механічної вентиляції; V₁- поява відкритого полум'я; V₂- електрична іскра; V₃- нагрівання поверхні устаткування; V₄- осередок самозаймання).

Згідно п.4.14. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [106] вибухові впливи відносяться до епізодичних навантажень, які слід враховувати при

проектуванні будівель і споруд об'єктів капітального будівництва. При проектуванні житлових будинків (в тому числі і газифікованих) питання їх вибухостійкого взагалі не розглядається, тому що вони не належать до категорії вибухонебезпечних об'єктів. При цьому площа віконних прорізів, які при аварійному вибуху виконують роль скидних прорізів, визначається з норм освітленості житлових приміщень. А несуча здатність будівель не перевіряється на горизонтальні (вибухові) навантаження. Разом з цим аварійні вибухи в житлових будинках відбуваються досить часто.

Проблемі вибухових навантажень в приміщеннях присвячені численні дослідження [84, 83, 85]. Аналіз існуючих методичних нормативних і відомчих документів, що визначають площу скидних прорізів, легкоскидних конструкцій (ЛСК) для зниження вибухового тиску до безпечного, показує необхідність їх вдосконалення. Крім того, зазначені методики не враховують ймовірність виникнення вибухових навантажень, алгоритм визначення яких аналогічний методології кількісного аналізу ризику.

3.3 Математична модель процесу формування вибухів

Вибух побутового газу в квартирі може статися при випадковому збігу в просторі і часі трьох подій:

1) Стався витік газу. Основними причинами виникнення аварійних ситуацій у газифікованих квартирах є: порушення правил техніки безпеки (не дотримання правил безпеки газових приладів, згасання полум'я пальника, пошкодження газової системи, навмисне або помилкове відкриття газового крану), а також несправність устаткування на газорозподільному пункті.

2) Наявність екзогенного або ендогенного джерело ініціювання запалення газоповітряної суміші (комутація вимикача, електрична іскра, куріння тощо).

3) Концентрація горючого компонента в хмарі являє собою стехіометричну суміш. Це означає, що в хмарі міститься максимально можлива кількість

речовини, яка може згоріти, і тому енергія такого вибуху максимальна. Для вибуху газоповітряної суміші концентрація горючої компоненти в ній повинна знаходитися між нижнім і верхнім концентраційними межами. Наприклад, метано-повітряна суміш здатна вибухати при об'ємному вмісті в ній метану від 5 до 15% [150].

Зміна стану зазначених подій представимо у вигляді трьох незалежних однорідних, регулярних марківських процесів відповідно з двома дискретними станами та безперервним часом [212, 213, 215, 214, 216, 217].

Нехай кожен з зазначених процесів протягом часу може перебувати в несумісних станах: "0" - безпечне та "1" - небезпечне і мають параметри: $\lambda_1, \mu_1, \lambda_2, \mu_2, \lambda_3, \mu_3$ відповідно. Вибух у квартирі настане в момент зустрічі процесів $\zeta_i(t), i = \overline{1,3}$ відповідно «1», тобто коли $\zeta_1(t)=1, \zeta_2(t)=1, \zeta_3(t)=1$ [182, 201].

Для визначення ймовірності вибуху $Q(t)$ в квартирі протягом часу t необхідно розглянути сукупність процесів $\zeta_i(t), i = \overline{1,3}$ як один регулярний однорідний марковський процес $\chi(t)$, який може знаходитися в 8 дискретних станах. У будь-який момент часу процес $\chi(t)$ може знаходитися в одному з 8 дискретних станів $E\{e_1(0,0,0), e_2(0,0,1), e_3(0,1,0), e_4(0,1,1), e_5(1,0,0), e_6(1,0,1), e_7(1,1,0), e_8(1,1,1)\}$ [83].

При випадковому потраплянні процесу в стан $e_8(1,1,1)$ відбувається вибух побутового газу в квартирі.

Ймовірність вибуху в квартирі протягом часу t визначається за допомогою формули:

$$Q(t) = 1 - \sum_{j=1}^n P_j(t), n = \overline{1,7} \quad (3.1)$$

Ймовірність $P_j(t)$ визначаються з системи лінійних диференціальних рівнянь:

$$\dot{P}(t) = P(t) \cdot A \quad (3.2)$$

де $P(t) = [P(t)]_{i=1}^7$ – вектор-строка;

Система рівнянь (3.2) розв'язується за початкових умов:

$$P_1(0) = 0, P_2(0) = 0 \dots P_{15}(0) = 0.$$

Для описаної вище задачі, матрицю A можна отримати, використовуючи [83, 84].

Діагональні елементи визначаються наступним чином:

$$\tilde{\pi}_1 = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3; \quad \tilde{\pi}_1 = \mu_1 + \lambda_2 + \mu_3;$$

$$\tilde{\pi}_1 = \mu_1 + \lambda_2 + \lambda_3; \quad \tilde{\pi}_1 = \lambda_1 + \mu_2 + \mu_3;$$

$$\tilde{\pi}_3 = \lambda_1 + \mu_2 + \lambda_3; \quad \tilde{\pi}_1 = \mu_1 + \mu_2 + \lambda_3;$$

$$\tilde{\pi}_4 = \lambda_1 + \lambda_2 + \mu_3;$$

$$A = \begin{pmatrix} -\tilde{\pi}_1 & \lambda_1 & \lambda_2 & \lambda_3 & 0 & 0 & 0 \\ \mu_1 & -\tilde{\pi}_2 & 0 & 0 & \lambda_3 & 0 & \lambda_2 \\ \mu_2 & 0 & -\tilde{\pi}_3 & 0 & 0 & \lambda_3 & \lambda_1 \\ \mu_3 & 0 & 0 & -\tilde{\pi}_4 & \lambda_1 & \lambda_2 & 0 \\ 0 & \mu_3 & 0 & \mu_1 & -\tilde{\pi}_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \mu_3 & \mu_2 & 0 & -\tilde{\pi}_6 & 0 \\ 0 & \mu_2 & \mu_1 & 0 & 0 & 0 & -\tilde{\pi}_7 \end{pmatrix}$$

де $\lambda_1 = \frac{1}{\bar{d}_1}$; \bar{d}_1 - середній інтервал між виникненням витікання газу;

$\mu_1 = \frac{1}{d_1}$; d_1 - середня тривалість витікання газу;

$\lambda_2 = \frac{1}{\bar{d}_2}$; \bar{d}_2 - середній інтервал між утворенням небезпечної концентрації

газу в квартирі;

$\mu_2 = \frac{1}{d_2}$; d_2 - середня тривалість перебування небезпечної концентрації

побутового газу в квартирі;

$\lambda_3 = \frac{1}{\bar{d}_3}$; \bar{d}_3 - середній інтервал часу між появою екзогенних джерел

займання;

$\mu_3 = \frac{1}{d_3}$; d_3 - середня тривалість існування небезпечного екзогенного джерела займання.

У тому випадку, якщо задані інтервали часу θ_i між виникненням витікання газу, утворенням небезпечної концентрації газу в квартирі та появою екзогенних джерел то $\bar{\mu}_i$, де $i = \overline{1,3}$ обчислюються наступним чином [85]:

$$\mu_i = \frac{1}{\theta_i - \frac{1}{\lambda_i} \{1 - \exp[-\lambda_i \theta_i]\}}; \quad (3.3)$$

В тому випадку, якщо $\lambda_i \theta_i < 0.1$ тоді

$$\mu_i = \frac{2}{\lambda_i \theta_i^2}; \quad (3.4)$$

Імовірність вибуху побутового газу в квартирі за час t знаходимо з розв'язання системи лінійних диференціальних рівнянь (3.1) чисельними методами:

$$F(t) = 1 - \sum_{i=1}^7 P_i(t); \quad (3.5)$$

Середній час до вибуху побутового газу в квартирі знайдемо, користуючись системою алгебраїчних рівнянь [85]:

$$\begin{pmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \\ \tau_3 \\ \tau_4 \\ \tau_5 \\ \tau_6 \\ \tau_7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \bar{\pi}_1 & -\lambda_1 & -\lambda_2 & -\lambda_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\mu_1 & \bar{\pi}_2 & 0 & 0 & -\lambda_3 & 0 & -\lambda_2 \\ -\mu_2 & 0 & \bar{\pi}_3 & 0 & 0 & -\lambda_3 & -\lambda_1 \\ -\mu_3 & 0 & 0 & \bar{\pi}_4 & -\lambda_1 & -\lambda_2 & 0 \\ 0 & -\mu_3 & 0 & -\mu_1 & \bar{\pi}_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\mu_3 & -\mu_2 & 0 & \bar{\pi}_6 & 0 \\ 0 & -\mu_2 & -\mu_1 & 0 & 0 & 0 & \bar{\pi}_7 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (3.6)$$

де τ_i , $i = \overline{1,7}$ середній час до вибуху побутового газу в квартирі, якщо в початковий момент часу система перебувала в стані «1», тобто в початковий момент часу немає витікання газу, в квартирі не утворилась небезпечної концентрації газу, немає екзогенних джерел займання.

У нашому випадку з системи алгебраїчних рівнянь (3.6) знаходимо τ_1 :

$$\tau_1 = \frac{4}{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot (\lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \theta_2^2 \cdot \theta_3^2 + \lambda_1 \cdot \lambda_3 \cdot \theta_1^2 \cdot \theta_3^2 + \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \theta_1^2 \cdot \theta_2^2)} \quad (3.7)$$

У тому випадку, якщо $\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta$, тоді формулу (3.7) можна записати у вигляді:

$$\tau_1 = \frac{4}{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \theta^4 \cdot [\lambda_3 \cdot (\lambda_1 + \lambda_2) + \lambda_1 \cdot \lambda_2]} \quad (3.8)$$

Дисперсію σ^2 часу до вибуху в квартирі знаходимо з наступної системи рівнянь, записаної в матричній формі [85]:

$$\begin{pmatrix} \sigma_1^2 \\ \sigma_2^2 \\ \sigma_3^2 \\ \sigma_4^2 \\ \sigma_5^2 \\ \sigma_6^2 \\ \sigma_7^2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \bar{\pi}_1 & -\lambda_1 & -\lambda_2 & -\lambda_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\mu_1 & \bar{\pi}_2 & 0 & 0 & -\lambda_3 & 0 & -\lambda_2 \\ -\mu_2 & 0 & \bar{\pi}_3 & 0 & 0 & -\lambda_3 & -\lambda_1 \\ -\mu_3 & 0 & 0 & \bar{\pi}_4 & -\lambda_1 & -\lambda_2 & 0 \\ 0 & -\mu_3 & 0 & -\mu_1 & \bar{\pi}_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\mu_3 & -\mu_2 & 0 & \bar{\pi}_6 & 0 \\ 0 & -\mu_2 & -\mu_1 & 0 & 0 & 0 & \bar{\pi}_7 \end{pmatrix}^{-1} \cdot \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \\ \tau_3 \\ \tau_4 \\ \tau_5 \\ \tau_6 \\ \tau_7 \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} \tau_1^2 \\ \tau_2^2 \\ \tau_3^2 \\ \tau_4^2 \\ \tau_5^2 \\ \tau_6^2 \\ \tau_7^2 \end{pmatrix} \quad (3.9)$$

З отриманої системи рівнянь (3.9) знаходимо дисперсію σ_1^2 часу до вибуху в квартирі, якщо в початковий момент часу немає витікання газу, в квартирі не утворилась небезпечної концентрації газу, немає екзогенних джерел займання.

У тому випадку, якщо при вирішенні системи рівнянь (3.6) та (3.9) отримаємо, що $\tau_1 \approx \sigma_1$, тоді ймовірність вибухів в квартирі побутового газу протягом часу t визначимо наступним чином:

$$F(t) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{t}{\tau_1}\right)\right] \quad (3.10)$$

Ймовірність вибуху газоповітряної суміші в квартирі на поточний момент все ще залишається досить високою, а наслідки таких вибухів можуть бути вельми драматичними. Аналіз аварійних ситуацій, пов'язаних з вибухами газоповітряної суміші в квартирі, показує, що попередження вибухів газу тільки за рахунок зниження можливості утворення джерела займання, не є достатнім. Знизити ймовірність вибухів можливо, виконуючи всебічний аналіз безпеки, з урахуванням статистики та виявлених причин реальних аварій. У зв'язку з цим необхідно подальше вдосконалення методології оцінки вибухових навантажень

на основі імовірнісних підходів. Процедури аналізу ризику вибуху при відповідному методичному забезпеченні, які здійснюються на етапі проектування, дозволяють оптимізувати проектні рішення з урахуванням різних факторів, в тому числі витрат на реалізацію заходів безпеки.

3.4. Чисельне моделювання процесу деформування і руйнування конструкцій цегляної будівлі при запроектних впливах (вибух побутового газу)

Розглянуто будівлю масового будівництва (III категорії відповідальності), на фактичне аварійний вплив, яку (відповідно до критеріїв багатьох норм) можна віднести до прогресуючого обвалення. Вирішити задачі, пов'язані з прогресуючим руйнуванням будівельних конструкцій, експериментальними методами не представляється можливим. Розвиток обчислювальної техніки і чисельних методів розрахунку дозволяє вирішувати подібні задачі за допомогою методів чисельного моделювання. У даній роботі запропоновані скінченно-елементні моделі та підходи, які можна використовувати для прогнозування НДС конструкцій при аналогічних запроектних впливах.

Розглянуто випадок вибуху побутового газу, що стався в одній із секцій будівлі житлового цегляного будинку в 2012 році. Проведені після вибуху будівлі обстеження дозволили зробити висновки про помилки в проектних рішеннях, які і привели до прогресуючого обвалення. Для перевірки цих висновків були складені скінченно-елементні моделі та виконані розрахунки будівлі на вибуховий вплив, які підтвердили правильність зроблених припущень, дозволили пояснити характер руйнування, знайти слабкі місця конструкції і зробити пропозиції по реконструкції зруйнованої будівлі.

Зупинимось на аналізі конструктивного рішення будівлі: житловий будинок був побудований в зоні впливу гірських підробок. Процес зрушення

гірських порід і небезпечних деформацій в зоні будівництва закінчено в 1974 р, а побудовано і введено в експлуатацію будівлю в 1993 році.

Стіни будівлі виконані з цегляної кладки без армування (кладка з силікатної цегли М 200, виконана на розчині М 25). Товщина зовнішніх стін 510 мм, внутрішніх - 380 мм. Перегородки гіпсопрокатні. Перекриття, сходові марші та площадки збірні залізобетонні. Дах будівлі вальмовий. Кроквяні конструкції даху будівлі металеві. Покрівля даху виконана з азбестоцементних листів. Фундаменти будівлі збірні залізобетонні, виконані з бетонних стінових блоків і залізобетонних фундаментних плит. При будівництві будівлі застосовані плити перекриття з круглими порожнечам.

Відомостей про стан будівельних конструкцій до 2012 року немає. До аварії, що сталася, відмов несучих будівельних конструкцій будівлі не виявлено. Будівля знаходилася в задовільному стані.

Конструктивна схема будівлі виконана з поздовжніми несучими стінами і поперковими монолітними поясами. Слід особливо відмітити, що газифікація будівлі була виконана після введення будівлі в експлуатацію і мабуть цим можна пояснити, що монолітний пояс був розрахований на нерівномірне просідання основи, а ймовірність вибуху газу в проекті не розглядалася. Внаслідок чого не було передбачено надійне з'єднання плити перекриття і монолітного поясу.

Чотирнадцятого грудня 2012 року в 18 год. 18 хвилин сталося часткове обвалення і руйнування несучих конструкцій 2,3,4 поверхів блок-секції №3 житлового будинку, в результаті вибуху, що стався на 3 поверсі в осях 4-5 між осями Б-Г (рис. 3.6), без подальшого горіння. Обрушилися перекриття над другим і третім поверхами. Вийшла з вертикальній площині зовнішня стіна по осі Г. Зруйновані конструкції впали на перекриття другого поверху

Результати обстеження будівельних конструкцій будівлі житлового будинку після вибуху і обвалення будівельних конструкцій свідчать про те, що епіцентр вибуху знаходився на третьому поверсі в осях 4-6 між осями Б-Г.

Вибух всередині будівлі призвів до обвалення будівельних конструкцій, зміни розрахункової схеми і порушення просторової жорсткості блок-секції №3 житлового будинку. Пошкоджено зовнішні і внутрішні стіни будівлі, міжповерхові перекриття. Завалені міжповерхові перекриття в осях Б-В між осями 4-5 над другим і третьому поверхах, а так само залізобетонні плити лоджії. В результаті вибуху стіни будівлі утворилися опуклості стін по осі Г.

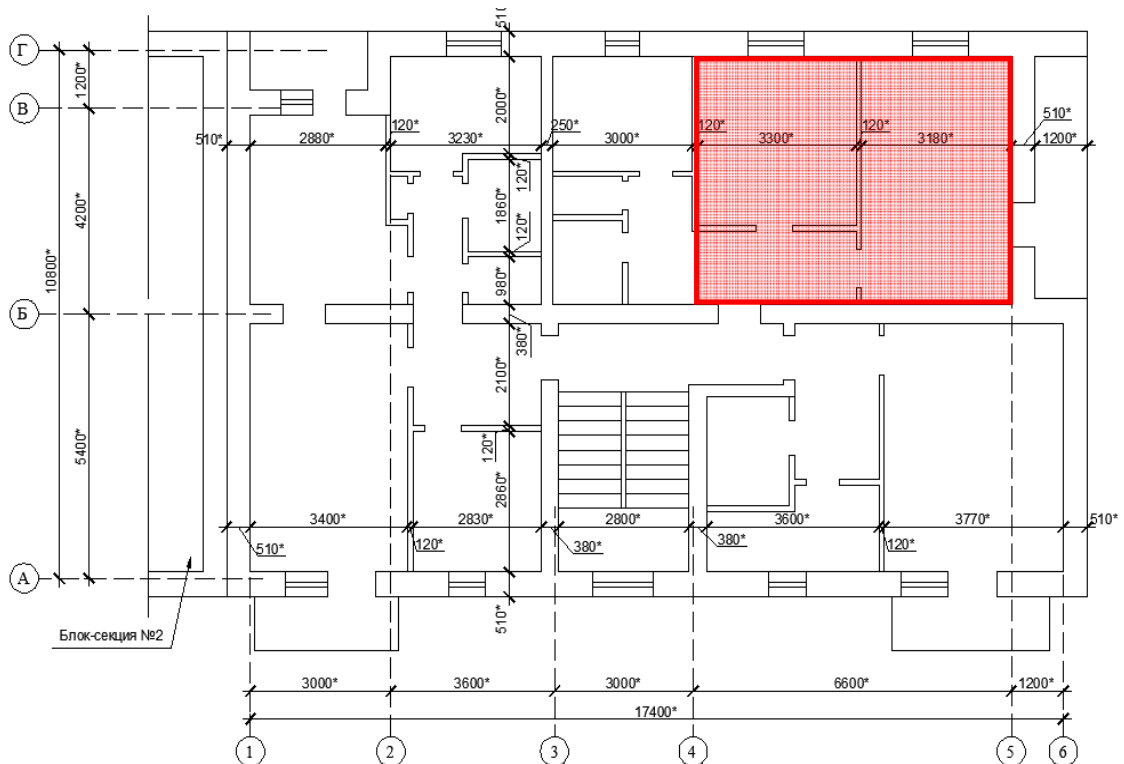


Рис. 3.6. План третього поверху будівлі блок-секції №3 із зазначенням місця вибуху

Вибуховою хвилею вибило двері, віконні рами, шибки у вікнах будівлі. Від динамічного впливу вибуху утворилися тріщини у внутрішній стіні будівлі з першого по п'ятий поверх, тріщини в міжповерхових перекриттях в осях А-Б. Виявлено тріщини в місцях сполучень між конструкціями сходових маршів і цегляними стінами сходової клітки блок-секції №3, що свідчить про деформацію і зниженні просторової жорсткості будівлі (Рис. 3.7, 3.8).



Рис 3.7. Деформована і зруйнована кладка зовнішньої несучої стіни в осях 6-1 по осі Г блок секції №3 житлового будинку №3а з утворенням тріщин з четвертого по другий поверх. Вибиті шибки у вікнах блок секції №3 житлового будинку №3а



Рис 3.8. Обвалені перекриття в осях 4/1 - 5 між осями Б-Г над другим і третім поверхом Тріщини в кутах будівлі шириною розкриття до 150 мм. Зруйнований захисний шар бетону і оголена арматура в міжповерхових монолітних поясах

Скінченно-елементні моделі і результати розрахунків: для оцінки НДС будівлі в стадії експлуатації до вибуху і після вибуху було розроблено кілька

скінченно-елементних моделей в програмному комплексі (ПК) ЛІРА-САПР. Дані про характеристики міцності і геометричні характеристики елементів споруди взяті з результатів обстежень. На рис. 3.9 а) показана скінченно-елементна модель для дослідження НДС будівлі в стадії експлуатації до вибуху, а на рис. 3.9 б) - для дослідження НДС будівлі після вибуху.

Розрахунок моделі рис. 3.9 а) показали, що будівля житлового будинку запроектована зі значним запасом міцності. Так, наприклад, відсоток використання несучої здатності простінків - 33%. Наявність монолітних поясів значно підвищило просторову жорсткість будівлі.

Розрахунок моделі рис. 3. 9б) показали, що знижена несуча здатність стін і плит перекриття в місці обвалення будівельних конструкцій в осях 3-6 між осями Б-Г від 40 до 80%. У розрахунковій схемі після вибуху в стінах по осі Г в осях 4-6 і по осі 5 в осях Б-Г у рівні 2-4 поверхів напруження в кладці перевищують нормативні [149].

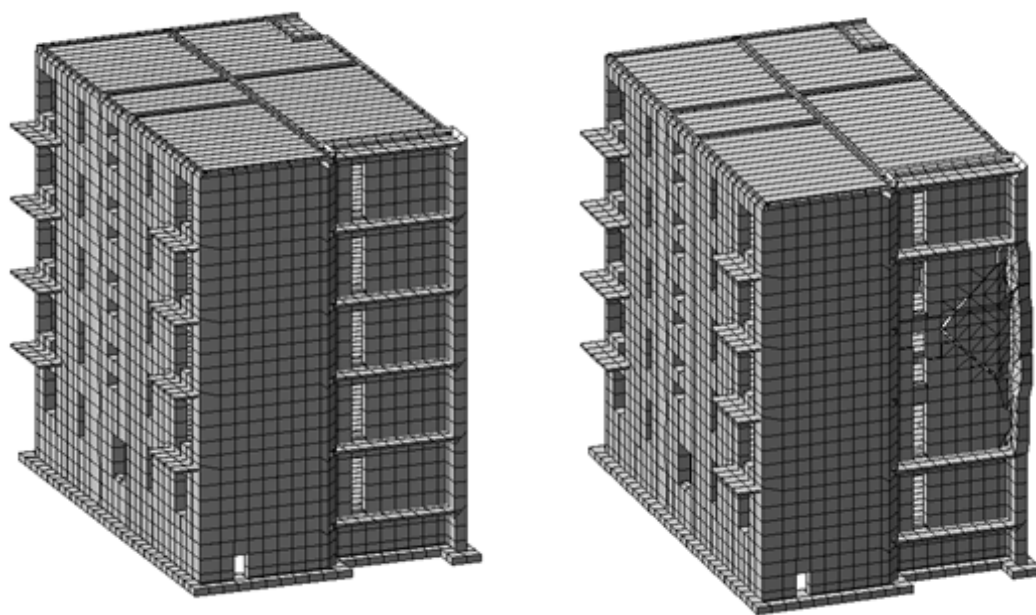


Рис. 3.9. Скінченно-елементна модель будівлі житлового будинку а) до вибуху, б) після вибуху

Аналіз характеру пошкоджень споруди після вибуху дозволив встановити, що були допущені помилки в конструктивному вирішенні

з'єднання плит перекриття з монолітним поясом і несучими стінами. Для перевірки гіпотези про те, що саме відсутність надійного з'єднання плит перекриття з монолітним поясом стало причиною характеру руйнування (вибуховою хвилею були відсунуті стіни, а плити перекриття, позбавлені опор, впали на нижні поверхи), була складена скінченно-елементна модель, фрагмент якої показаний на рис. 3.10.

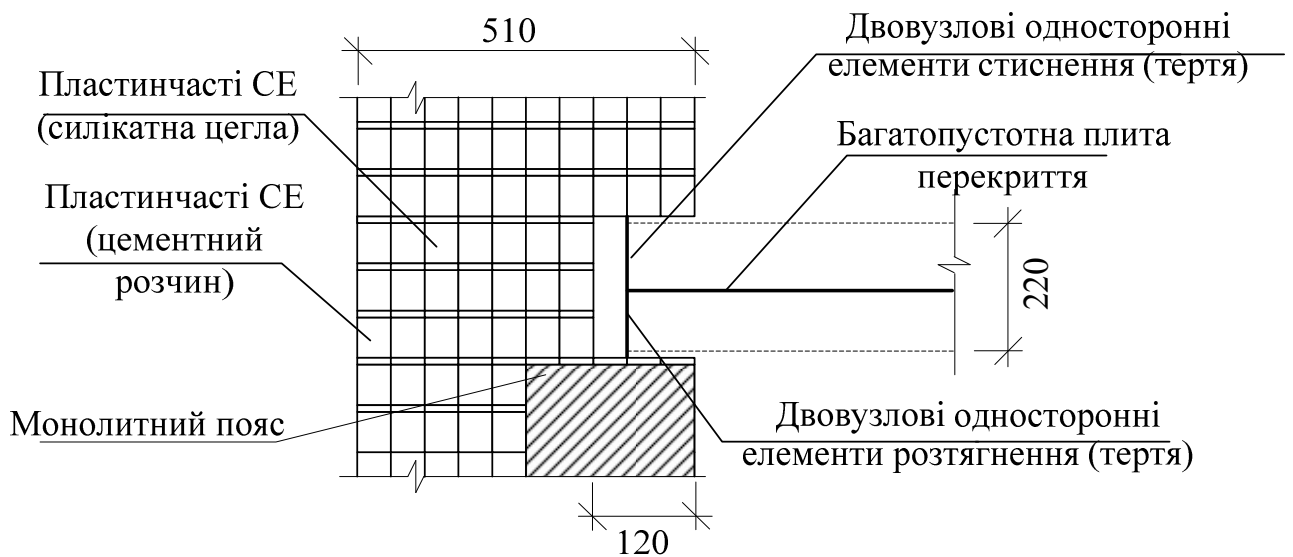


Рис. 3.10. Фрагмент скінченно-елементної моделі цегляної стіни

По всій ширині обвалення плит перекриття характер руйнування практично однаковий. Це дозволило скласти плоску модель фрагмента цегляної стіни в місці вибуху. Кладка моделювалася пластинчастими скінченними елементами (КЕ) з урахуванням горизонтальних швів. Плити перекриття моделювалася стержневими КЕ. У вузлі обпирання багатопустотних плити на цегляну зовнішню стіну моделювалася ніша (глибина обпирання плити 110 мм, зазор - 20 мм). Між плитою і монолітним поясом - розчиновий шар товщиною 12 мм. Зв'язок між ними здійснюється тільки за рахунок сил тертя. Для моделювання однобічної в'язі між плитою перекриття і монолітним поясом використані спеціальні скінченні елементи КЕ 264 - двовузлові односторонні елементи тертя, які введені на ділянках контакту плити перекриття і монолітного поясу, тим самим дискретизуючи розчиновий шар між поверхнями

контакту. У моделі зона контакту плити перекриття з монолітним поясом при різних сполученнях навантаження може розкриватися і закриватися. Двовузлові односторонні елементи тертя КЕ 264 працюють або на стиск, або на розтягнення, поки навантаження не досягне граничного рівня. Щоб забезпечити постійну роботу елементів при будь-яких умовах навантаження на ділянках контакту плити перекриття і монолітного поясу були введені парні КЕ тертя, одні з яких працювали на стиск, а інші на розтягнення. Якщо напруження, що виникають в розчині, перевищують розрахунковий опір, то порушується спільна робота стіни і плити перекриття. В даному випадку саме стан контактної зони визначає характер руйнування. Контактне тертя залежить від нормальних сил взаємодії, тому в даній задачі враховувався характер і історія завантаження, а рішення будувалося на основі методу покрокового аналізу. Такий підхід дозволяє задачу з односторонніми в'язями і тертям між взаємодіючими тілами звести до розгляду самого нелінійного дискретного контактного шару. У разі короткочасних навантажень при сильних вибухах конструкції працюють у пружно пластичній стадії, тому задача вирішувалася в фізично нелінійній постановці (з урахуванням реальних діаграм роботи матеріалів). При формуванні такої моделі виникають складнощі, пов'язані з браком інформації про фізичні властивості матеріалів кам'яної кладки і розчинів кладок. Визначення модуля пружності і коефіцієнта Пуассона будівельними нормами і ГОСТами для розчинів не передбачено. Тому при заданні характеристик жорсткості розчину кладки використовувалися дані, наведені в статті [114]. У цій моделі багатопустотна плита перекриття представлена стержнем еквівалентної жорсткості.

Розрахунок на цій моделі дав відхилення стіни від вертикалі 164мм (рис. 3.11), а в результаті обстеження встановлено, що в результаті вибуху стіни будівлі зрушили з монолітних поперкових поясів на величину до 150 мм, тобто плити перекриття втратили опори (майданчик обпирання - 110 мм).

У місці вибуху виникло пошкодження кам'яної кладки - тріщини відриву цегли по розчинним швах (рис. 3.12, 3.13).

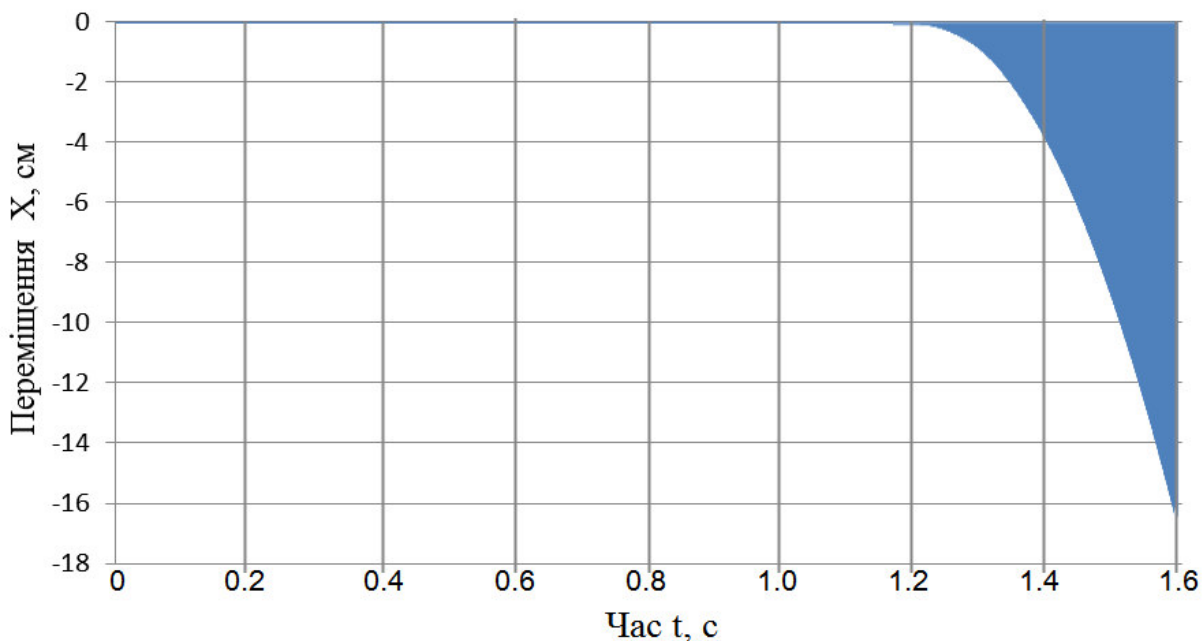


Рис. 3.11. Графік максимального переміщення по осі X, мм фрагмента цегляної стіни (з урахуванням переміщень від першого статичного завантаження)

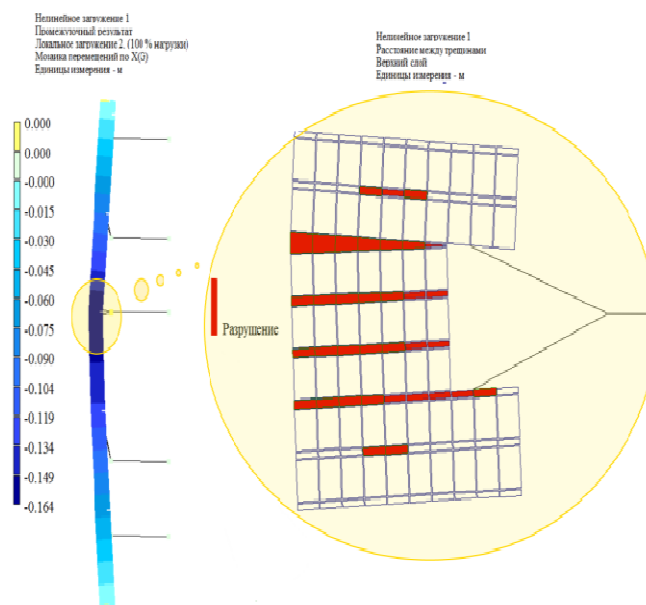


Рис. 3.12. Результати розрахунку KE моделі фрагменту цегляної стіни (відхилення стіни від вертикалі 164мм)

Нелинейное нагружение 1
 Картина разрушения
 Верхний слой
 Изополю главных напряжений N1
 Единицы измерения - кН/м**2

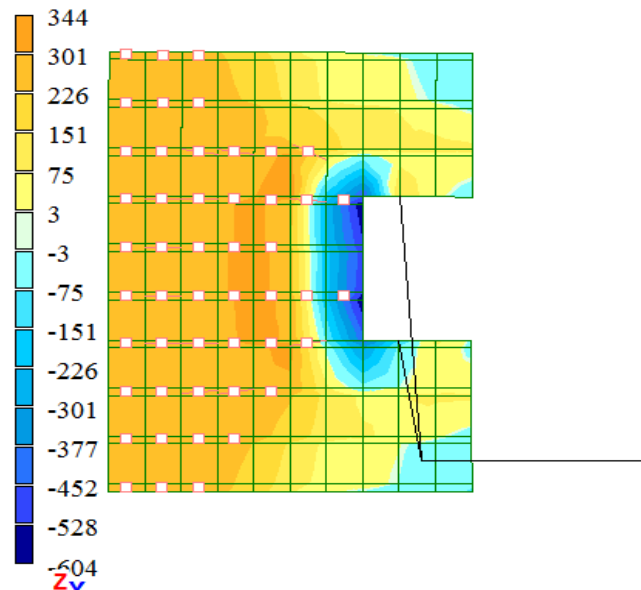


Рис. 3.13. Результати розрахунку КЕ моделі фрагменту целяної стіни (руйнування кладки по розчинним швам)

Змінився характер їх роботи (стиснений в проектному положенні шар плити виявився розтягнутим). Це спричинило до часткового руйнування плит, характер руйнування плит видно на рис. 3.14, 3.15.



Рис. 3.14. Обвалені перекриття над другим поверхом



Рис. 3.15. Обвалені перекриття над третім поверхом

Для дослідження НДС таких плит була складена скінченно-елементна модель, показана на рис. 3.16 Багатопустотна плита перекриття моделювалася оболонковими КЕ. Арматурні каркаси, верхня і нижня сітка в плиті моделювалися стержневими КЕ.

Задача вирішувалася в фізично нелінійній постановці. Зміни характеру роботи плит від нормального експлуатаційного до аварійного змодельована з використанням постпроцесора МОНТАЖ ПК ЛІРА-САПР. На першій стадії монтажу монтувалася вся КЕ модель, прикладене постійне, тривале і короткочасне навантаження. На другій стадії монтажу частково демонтувались елементи опори плит перекриття, прикладене вибухове навантаження. На третій стадії монтажу - прикладене навантаження від ваги плит перекриття, що обрушилися.

Характер деформування і руйнування скінченно-елементної моделі плити перекриття, отриманий в результаті розрахунку, схожий на реальну картину руйнування багатопустотних плит.

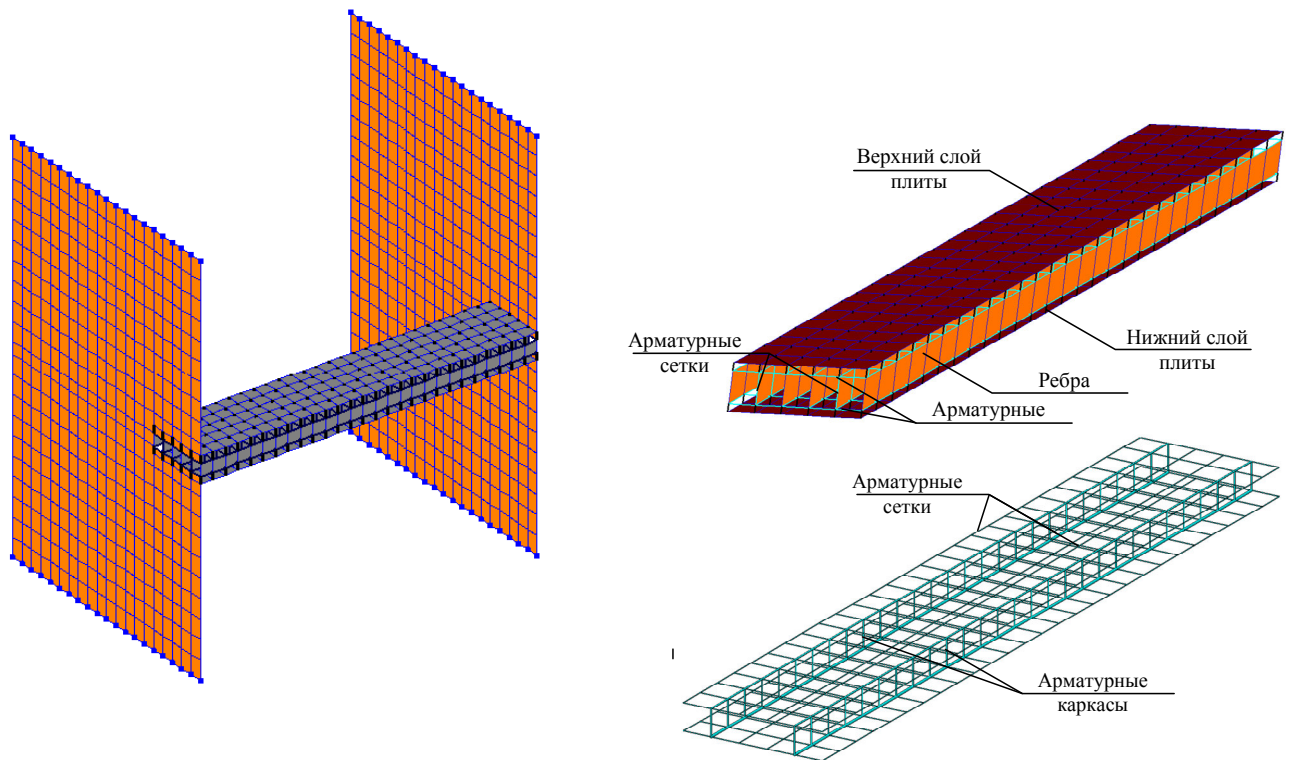


Рис. 3.16. Скінченно-елементна модель багатопустотної плити перекриття

Таким чином, завдяки поповерховим монолітним поясам не відбулося подальше обвалення будівлі. Монолітні пояси фактично забезпечують жорсткість будівлі і утримують зруйновану частину будівлі від подальшого обвалення. Однак при виникненні подібних пошкоджень можливо раптове обвалення кладки стін, які відшарувалася та фрагментів плит перекриття. Тому посилити пошкоджені конструктиви і відновити будівлю без розбирання зруйнованої частини житлового будинку технічно неможливо.

Розбирання зруйнованої будівлі являє собою складний вид робіт. Для підвищення жорсткості будівлі необхідно розкріпити будівлю тимчасовими дерев'яними стійками міжповерхові перекриття в пошкодженій частині будівлі. Розкріплення пошкоджених міжповерхових плит необхідно так само для забезпечення безпеки працівників при разборці будівлі. При демонтажі міжповерхових перекриттів і збірно-монолітних поверхових поясів в осях 3-6 між осями Б-Г при розбиранні будинку порушиться анкерівка плит перекриттів і жорсткість будівлі, що обумовлює необхідність виконання розкріплення

будівлі металевими зв'язками і додаткову анкерівку плит в пошкодженій частині житлового будинку.

Для дослідження НДС будівлі після розкріпити несучих конструкцій тимчасовими дерев'яними стійками була складена скінченно-елементна модель. Змодельовані тимчасові кріплення пошкоджених стіну по осі Г, дерев'яні стійки під перекриття в пошкодженій частині будівлі починаючи з підвального приміщення, розкріплення стіни в осях Б-Г між осями 3-6 металевими зв'язками і розпірками на відм. 0,0000, 3,000, 6,000, 9,000, 12,000 , додаткове анкерування плит перекриття в осях 4-6 між осями А-Б на відм. +3,000, +6,000, +9,000, 12,000 (рис. 3.17)

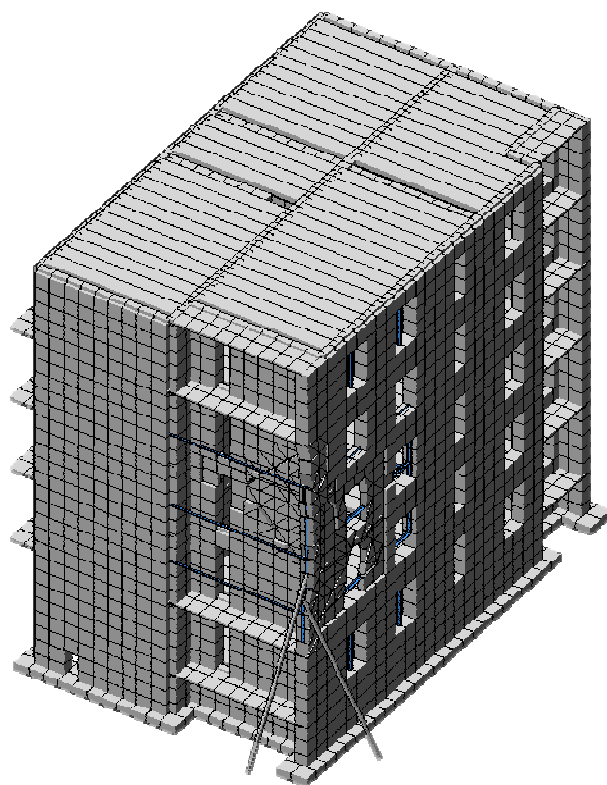


Рис. 3.17. Скінченно-елементна модель після підсилення

Після демонтажу зруйнованої частини будівлі необхідне відновлення будівлі, тому що розібране частково будівля буде представляти загрозу для жителів даного району, в зв'язку з можливістю виникнення додаткових деформацій будівлі при нерівномірному розподілі тиску на

грунт. Для дослідження НДС будівлі після демонтажу зруйнованої частини, була складена скінченно-елементна модель в якій змодельовано демонтаж конструкцій в осях 3-6 між осями Б-Г (рис. 3.18).

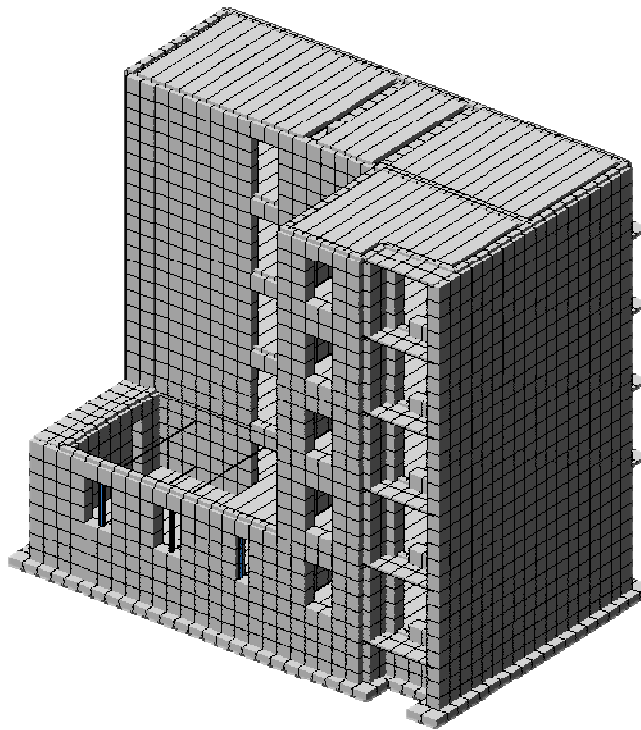


Рис. 3.18. Скінченно-елементна модель після демонтажу

Аналіз і узагальнення результатів обстеження і оцінки технічного стану будівельних конструкцій будівлі блок-секції №3 будівлі житлового будинку №3а по вул. Макерова, г Стаханові, після вибуху і обвалення будівельних конструкцій дозволив зробити наступні висновки:

Загальний технічний стан блок-секції №3 будівлі житлового будинку №3а - аварійне (4 категорія технічного стану). Аварійними є стіни і перекриття будівлі в осях Б-Г між осями 3-6.

Демонтаж пошкодженої частини будівлі можливий після тимчасового посилення і розкріплення будівельних конструкцій, підвищення просторової жорсткості пошкодженої блок-секції №3. Визначений НДС від запроектних впливів, дозволив розробити заходи щодо підвищення жорсткості конструкцій,

що збільшило загальну жорсткість будівлі на дію горизонтальних навантажень на 15%.

Токожу було проведено уточнюючий аналіз напружено-деформованого стану каркаса на вибуховий вплив, який дозволив виявити ефект пристосування конструкцій до запроектних впливів, що призвело до зниження матеріалоемності при посиленні та реконструкції аварійного житлового будинку (м. Тбілісі, II м / р-н, жив. Корп . # 25) на 18.5% (рис.3.19,3.20).

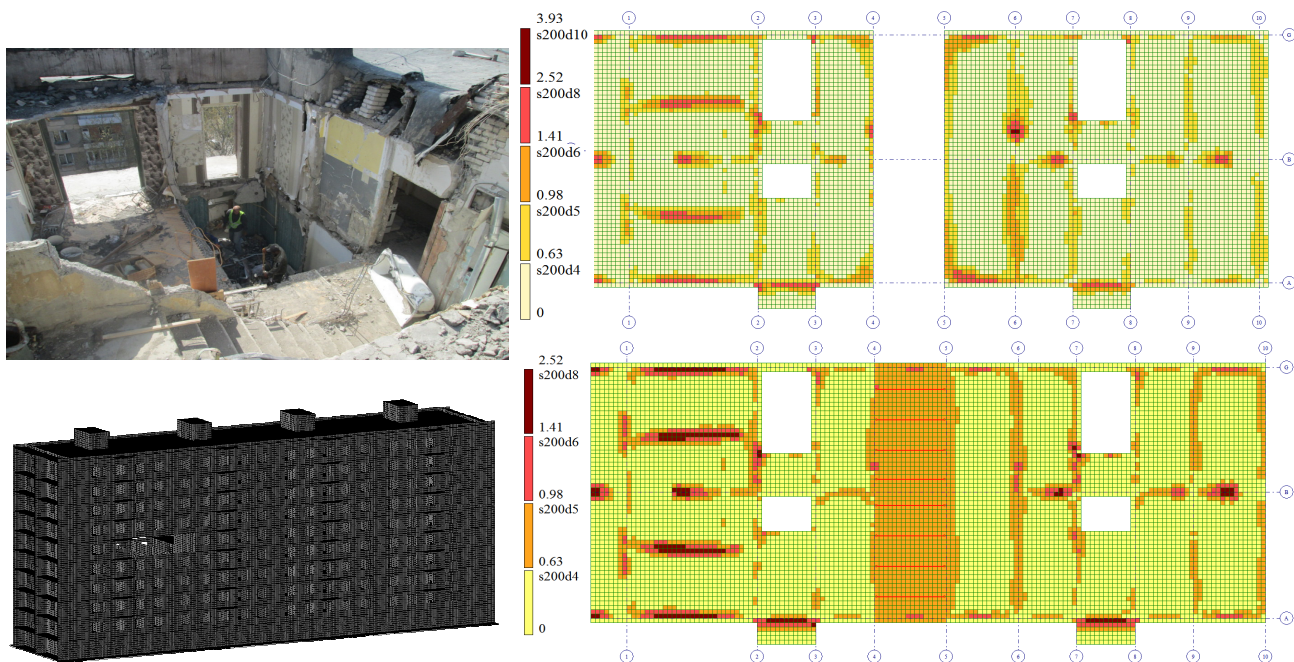


Рис.3.19. Результати чисельного експерименту та обстеження технічного стану після вибуху, фрагмент армування плити перекриття після вибуху та після підсилення

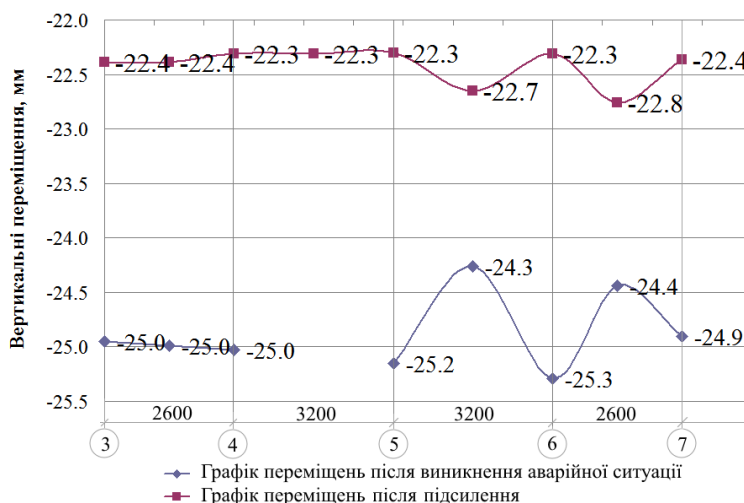


Рис.3.20. Графіки переміщень після виникнення аварійної ситуації та після підсилення

3.5. Висновки по розділу 3

1. Ймовірність вибуху газоповітряної суміші в квартирі на поточний момент все ще залишається досить високою, а наслідки таких вибухів можуть бути вельми драматичними. Аналіз аварійних ситуацій, пов'язаних з вибухами газоповітряної суміші в квартирі, показує, що попередження вибухів газу тільки за рахунок зниження можливості утворення джерела займання, не є достатнім. Знизити ймовірність вибухів можливо, виконуючи всебічний аналіз безпеки, з урахуванням статистики та виявлених причин реальних аварій. У зв'язку з цим необхідно подальше вдосконалення методології оцінки вибухових навантажень на основі імовірнісних підходів. Процедури аналізу ризику вибуху при відповідному методичному забезпеченні, які здійснюються на етапі проектування, дозволяють оптимізувати проектні рішення з урахуванням різних факторів, в тому числі витрат на реалізацію заходів безпеки.

2. Порівняння картини руйнувань, отриманих в результаті чисельного моделювання, з фактичним розташуванням пошкоджень, дозволяє говорити про достовірність чисельних моделей і запропонованої технології моделювання, яку надалі можна використовувати для чисельних експериментів з різними параметрами, що впливають на силу і місце вибуху.

3. Встановлено, що не передбачене в проекті кріплення плит перекриття з монолітним поясом спричинило прогресуюче обвалення. Повне руйнування будівлі не відбулося лише завдяки монолітним поясам. Монолітні пояси, через відсутність надійних горизонтальних зв'язків з плитами і стінами, сприйняли додаткове навантаження, що з'явилося, у вертикальній площині, і утримали завислу зруйновану частину будівлі від подальшого обвалення.

4. Визначений НДС від запроектних впливів, дозволив розробити заходи щодо підвищення жорсткості конструкцій, що збільшило загальну жорсткість будівлі на дію горизонтальних навантажень на 15%.

РОЗДІЛ 4

МЕТОДИКА ВРАХУВАННЯ ЗАПРОЕКТНИХ ВПЛИВІВ ПРИ ЧИСЕЛЬНОМУ МОДЕЛЮВАННІ БУДІВЕЛЬ ЩО ПРОЕКТУЮТЬСЯ

4.1. Алгоритм чисельного моделювання та розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням повзучості бетону

Реологічні властивості бетону, обумовлені, в основному, його властивістю повзучості, дуже впливають на напружено-деформований стан (НДС) конструкції в часі, навіть якщо зовнішнє навантаження не зазнає особливих змін. Так, з плином часу відбувається наростання переміщень і перерозподіл зусиль між сильно і слабо навантаженими елементами, між арматурою і бетоном в перерізах елементів [12, 67]. Особливо це позначається на таких конструкціях, як пологі залізобетонні оболонки, для яких зменшення стріли підйому може позначитися на збільшенні зусиль в кілька разів і привести до аварії. Від правильного прогнозування перерозподілу напружень між бетоном і арматурою, що відбувається внаслідок повзучості бетону, залежить надійність і довговічність споруди, а також відповідність споруди пропонованим до неї вимогам.

Діючі норми проектування практично не враховують фактор часу і термін служби в розрахунках несучих конструкцій. Однак, з плином часу залізобетонні конструкції змінюють свої жорсткісні характеристики, зокрема знижуються міцність і модуль пружності бетону.

Надійність і довговічність залізобетонних конструкцій не може бути забезпечена без урахування важливих особливостей деформування бетону. Пошкодження будівель і споруд з високим рівнем відповідальності можуть привести до катастрофічних наслідків, тому підвищення надійності, безпеки споруд на основі розробки нових методів розрахунку і проектування з

урахуванням реальних властивостей матеріалів, а саме повзучості залізобетону, має важливе практичне значення.

У Eurocode 2: prEN 1992-1-1 [185] запропонований метод розрахунку повзучості бетону та залізобетону при врахуванні вологості навколишнього середовища, розмірів елемента і структури бетону, віку бетону з моменту прикладення навантаження вперше, її тривалість і прискорення навантаження. Як відомо, робота залізобетонних конструкцій носить нелінійний характер. Для виконання нелінійного розрахунку [59] в ПК ЛІРА-САПР, з урахуванням степеневого закону повзучості в часі, необхідно попередньо обчислити коефіцієнт повзучості φ_0 і коефіцієнт β_H , які залежать від відносної вологості (RH в%) і умовного розміру перерізу (h_0 в мм). Коефіцієнт повзучості в часі $\varphi(T)$ визначається за формулою:

$$\varphi(T) = \varphi_0 \left(\frac{T}{T + \beta_H} \right)^{0.3}, \quad (4.2)$$

де T - кількість діб (вік бетону), по закінченні яких потрібно врахувати вплив повзучості.

Якщо не потрібна велика точність, визначення коефіцієнта повзучості та коефіцієнта β_H проводиться за допомогою схем (рис. 4.7). Також в якості граничної характеристики повзучості $\varphi(\infty, t_0)$ може бути прийнято значення від 0.95, за умови, що бетон в момент часу, відповідний прикладенню навантаження, $t = t_0$, не підлягає стискаючим напруженням, більшим, ніж $0,45f_{ck}(t_0)$, де f_{ck} – характеристична циліндрична міцність бетону на стиск у віці 28 діб.

На рис. 4.1 представлений алгоритм обчислення умовного коефіцієнта повзучості для бетону φ_0 і коефіцієнта β_H , що враховує відносну вологість повітря (RH, %) та умовний розмір елемента (h_0 , мм) [185].

На рис. 4.2 представлений алгоритм точного обчислення коефіцієнта повзучості для бетону φ_0 і коефіцієнта β_H [12].

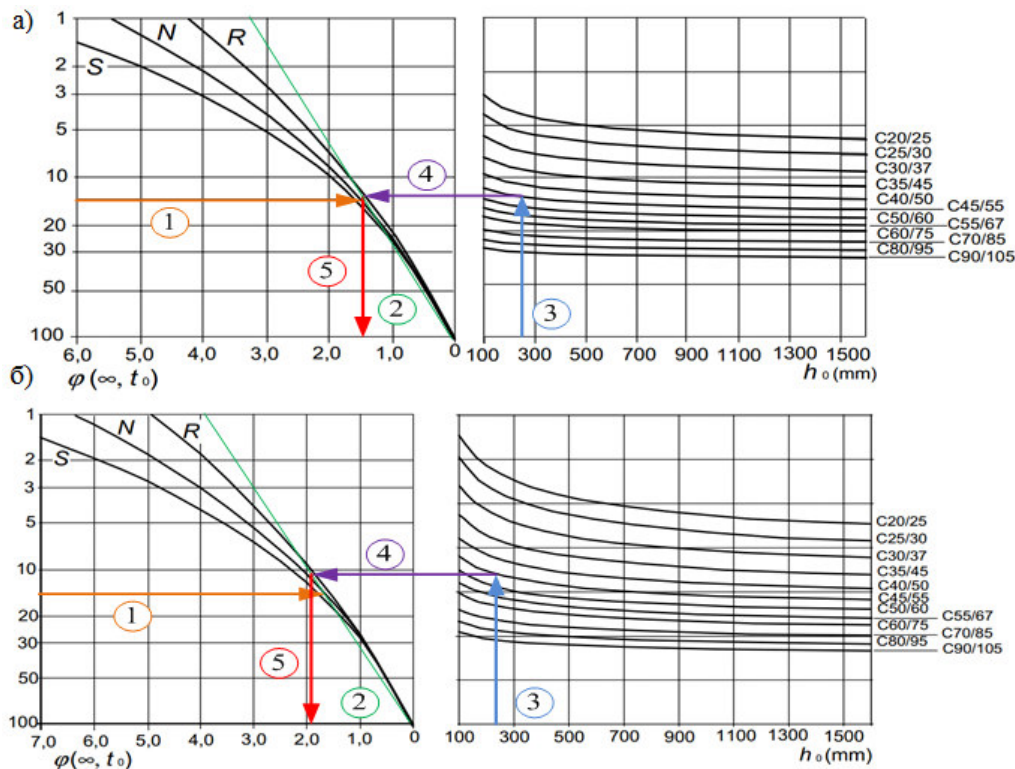


Рис. 4.1. Визначення коефіцієнта повзучості для прямокутної балки перетином (40x60 см) виготовленої з бетону класу C45, N при нормальних умовах експлуатації: а) внутрішні умови - RH = 50%; б) внутрішні умови - RH = 80%

У розроблених алгоритмах врахування повзучості реалізовано на основі модифікованої теорії старіння згідно з якою дотичний (тангенціальний) модуль пружності залежить від початкового модуля пружності E_{cm} , відносної вологості середовища RH, часу експлуатації t та напруження в бетоні σ :

$$E_c = f(E_{cm}, RH, t, \sigma), \tag{4.3}$$

Цю залежність можна виразити за допомогою коефіцієнта повзучості $\varphi(t, t_0)$:

$$E_c = \frac{E_{cm}}{\varphi(t, t_0)} \tag{4.4}$$

На повзучість та усадку бетону також впливають геометричні розміри конструктивних елементів і склад бетону, ступінь зрілості бетону (початкова міцність) при первісному прикладанні навантаження, а також тривалість

навантаження і величина навантаження. Коефіцієнт повзучості $\varphi(t, t_0)$ пов'язаний з дотичним (тангенціальним) модулем пружності E_c , який може бути прийнятий рівним $1,05E_{cm}$. ($E_c = 1.05 E_{cm}$).

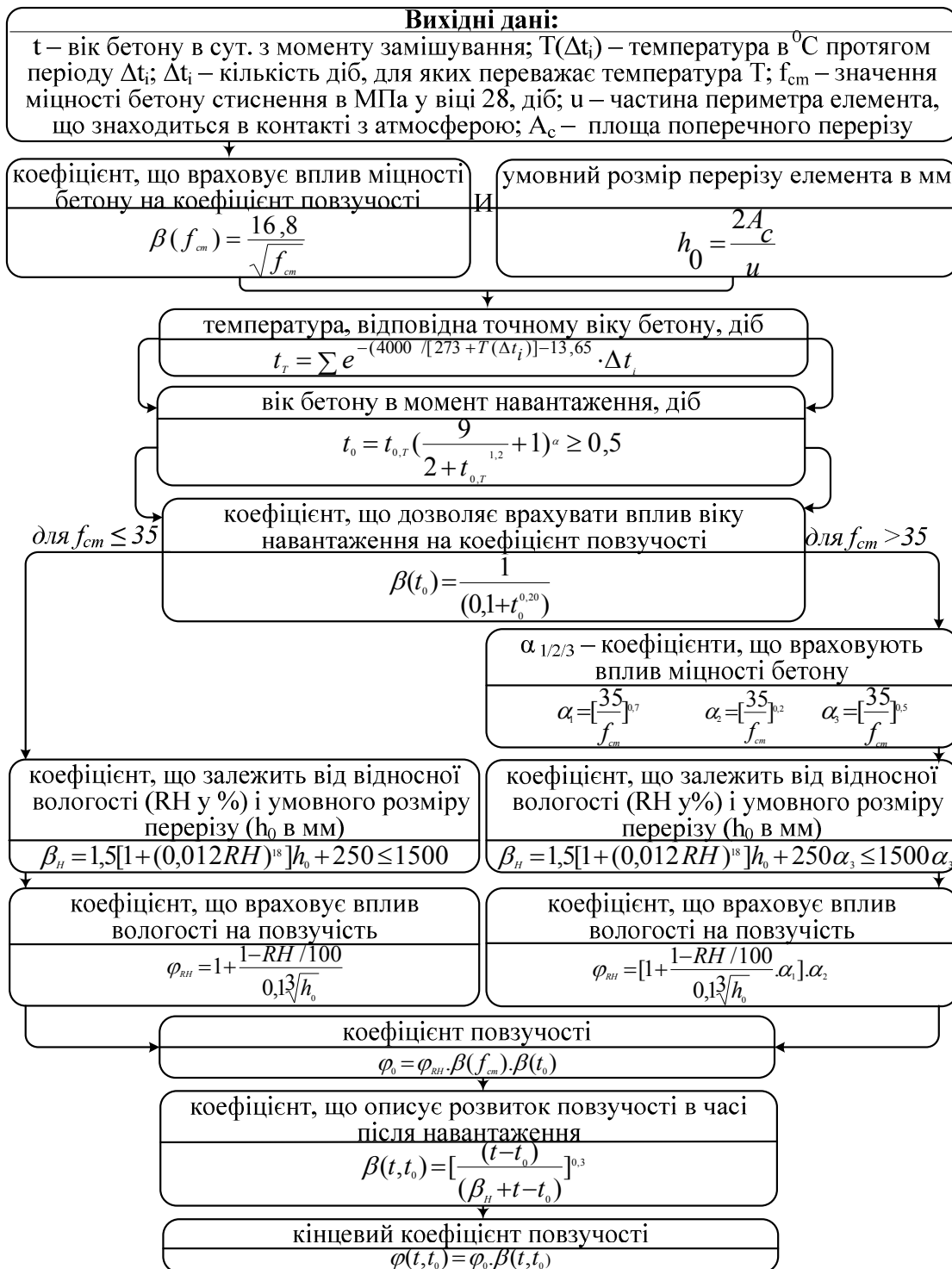


Рис. 4.2. Алгоритм обчислення coefficientа повзучості для бетону φ_0 і coefficientа β_H

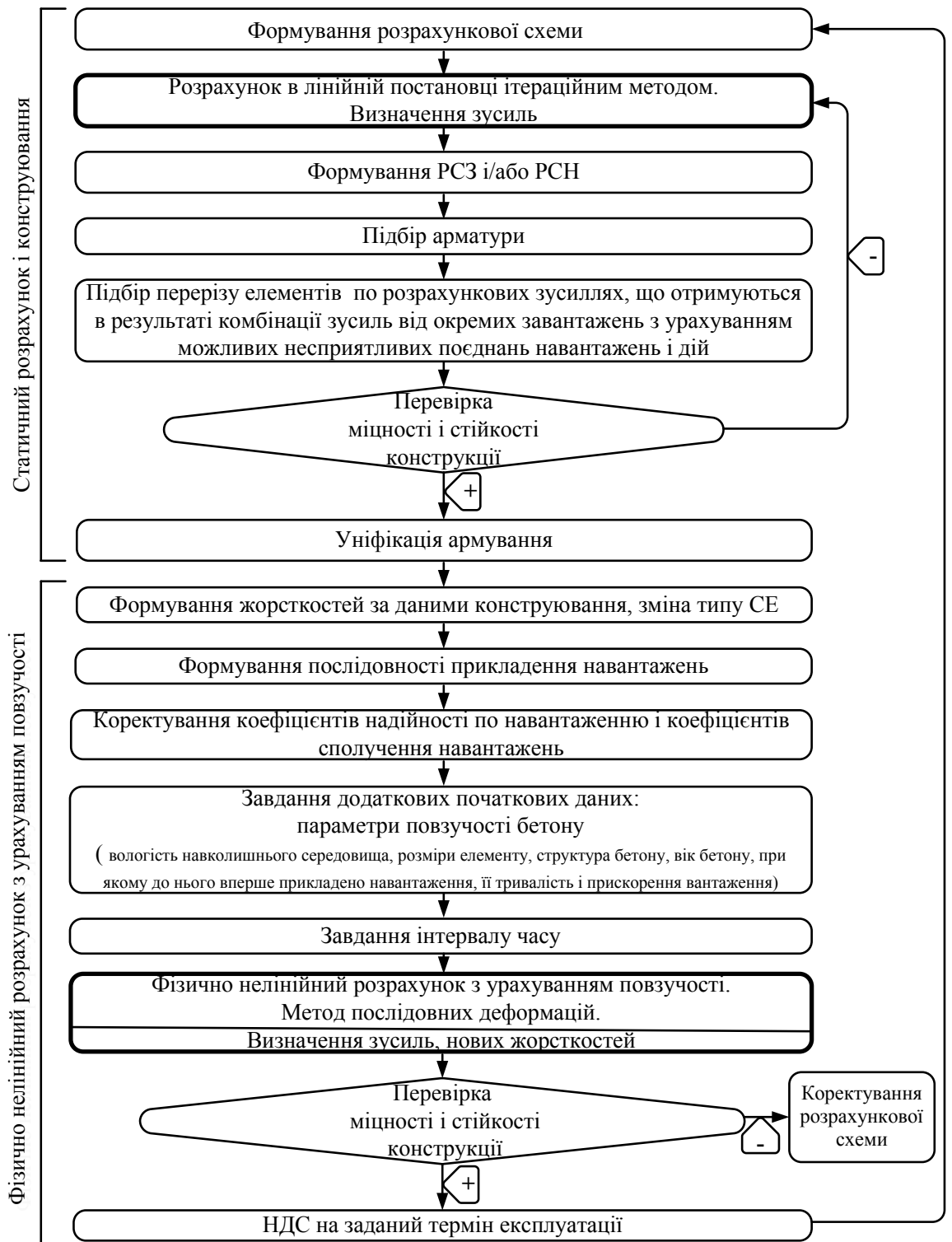


Рис. 4.3. Алгоритм розрахунку конструкцій з урахуванням повзучості бетону

Пропонується наступна методика розрахунку конструкцій в ПК ЛІРА-САПР з урахуванням повзучості бетону [12, 18] (рис.4.3):

- виконується розрахунок в нелінійній постановці на всі види навантажень (статичні, силові, статичні деформаційні, динамічні);
- визначаються розрахункові сполучення зусиль або розрахункові сполучення навантажень;
- виконується підбір арматури в перерізах стержневих і пластинчастих елементів;
- здійснюється уніфікація армування елементів;
- за результатами армування формуються нові жорсткісні характеристики конструктивних елементів для подальшого нелінійного розрахунку;
- задаються параметри повзучості бетону, що враховують вологість і усадку бетону;
- призначається навантаження, на яке буде проводитися розрахунок з урахуванням повзучості бетону;
- виконується розрахунок для заданих проміжків часу.

Як приклад було розраховано 9-ти поверховий монолітний будинок (рис. 4.4, 4.5). Отримано зусилля, переміщення, глибина, ширина розкриття тріщин. Далі наведені деякі результати розрахунку проведеного по наведеній методиці (рис. 4.3:), таб. 4.1:

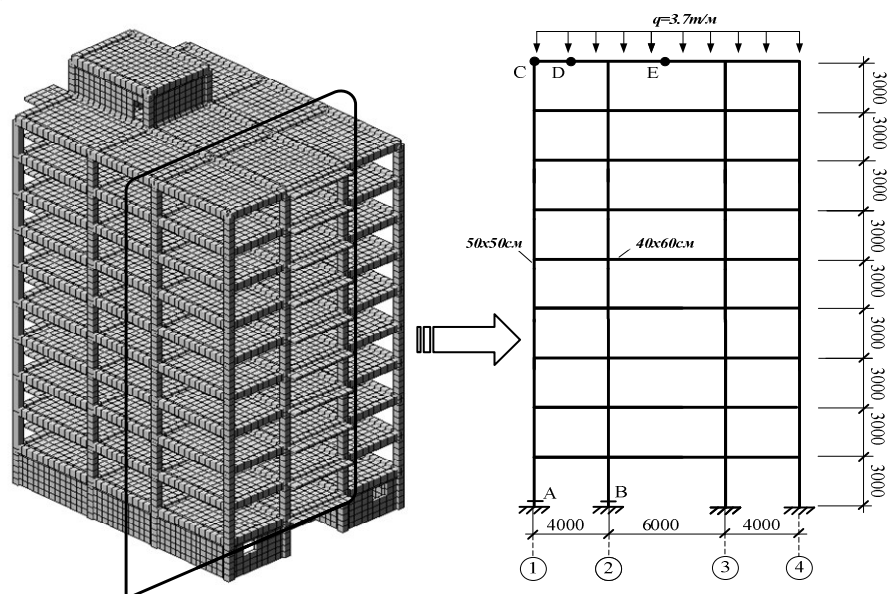


Рис. 4.4. Розрахункова схема 9-ти поверхової монолітної будівлі

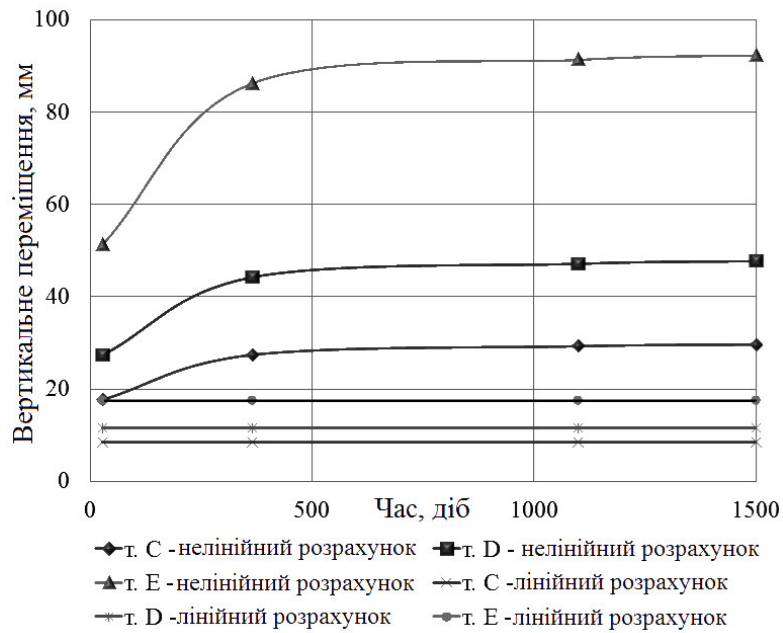


Рис. 4.5. Графік розвитку в часі величин вертикальних переміщень в багатоповерховій рамі в точках D, E, K.

Раму умовно розглянемо як фрагмент 9-ти поверхового монолітного будинку. Ригелі являють собою вирізані смуги перекриттів шириною 6 м та товщиною 0,2 м. Колони мають прямокутний переріз 50х50см. Тривале навантаження на ригель складає 9 т/м.

Таблиця 4.1.

Зусилля і переміщення елементів 9-ти поверхового будинку при пружному і нелінійному розрахунках

Параметри напружено-деформованого стану	Пружний розрахунок	Нелінійний розрахунок з повзучістю			
		28 діб	365 діб	1100 діб	1500 діб
1	2	3	4	5	6
Нормальна сила N в колоні I поверху (вісь 1, переріз A), т	-340.26	-323.52	-342.04	-344.35	-344.78

Продовження таблиці 4.1.

1	2	3	4	5	6
Нормальна сила N в колоні I поверху (вісь 2, переріз B), т	-585.7	-602.45	-583.92	-581.62	-581.19
Момент M у ригелі (опорний переріз, т.С), т*м	-13.48	-14.71	-17.92	-18.10	-18.13
Момент M у ригелі (прогінний переріз, т.В), т*м	6.83	7.13	6.21	6.17	6.16
Переміщення (z, т. С),мм	-8.48	-17.67	-27.40	-29.27	-29.65
Переміщення (z, т. В),мм	-11.59	-27.33	-44.21	-47.13	-47.71
Переміщення (z, т. Е),мм	-17.41	-51.27	-86.20	-91.30	-92.29

– В результаті проведених численних експериментів встановлено, що моделювання урахування реологічних властивостей залізобетону дозволяє виявити значне зростання переміщень і зусиль, що говорить про доцільність на етапі проектування моделювати роботу конструкцій в експлуатаційний період з урахуванням повзучості (реологічних властивостей матеріалу). В ході вирішення ряду тестових задач встановлено такі факти: при тривалій дії навантаження відбувається перерозподіл зусиль між сильно навантаженими елементами (зусилля в них зменшуються) і менш навантаженими (зусилля в них збільшуються);

– повзучість бетону зумовлює зростання переміщень, що, крім збільшення деформативності, може викликати збільшення зусиль (показовий

випадок пологої оболонки);

– в залізобетонному елементі при тривалій дії навантаження в результаті повзучості бетону відбувається перерозподіл зусиль між бетоном і арматурою;

– в центральних-стиснутих залізобетонних колонах усадка і повзучість діють в одному напрямку, зменшуючи напруження в бетоні і збільшуючи їх в поздовжній арматурі, так як бетон, деформуючись, розвантажується;

– нерівномірне осідання вертикальних елементів (колони і пілони мають більші деформації, ніж стіни і діафрагми);

– конструкції, як правило, включаються в роботу до набору бетоном розрахункової міцності (як правило, розпалубка здійснюється значно раніше, ніж бетон набере розрахункову 28-добову міцність), що призводить до збільшення деформації повзучості бетону.

4.2. Математичне моделювання прогресуючого обвалення при ушкодженні пілона (на прикладі житлового будинку громадського призначення)

Далі на реальних прикладах розглядається методика оцінки стійкості каркасів висотних будівель при обваленні різних типів: обвалення опорної колони нижнього поверху; обвалення частини плити перекриття верхнього поверху площею до 80 м².

При реалізації розрахунків на прогресуюче обвалення, необхідно брати до уваги умовність вихідних передумов, яка полягає в наступному:

- відсутня достовірна інформація про місце і причини виникнення процесу і характер руйнування;
- реальні параметри граничних руйнуючих характеристик матеріалів, як правило, відрізняються від умов міцності, прийнятих в нормах, тому в розрахункових програмних комплексах, наприклад, таких як ЛІРА-САПР, при

фізично-нелінійному розрахунку, крім нормованих даних про матеріали (бетон, арматура), передбачається завдання довільних розрахункових значень параметрів міцності (у тому числі за результатами натурних спостережень). Таким чином, в результаті чисельного моделювання можна отримати якісну оцінку характеристик стійкості конструкції по відношенню до прогресуючого обвалення, а також зіставити кілька можливих сценаріїв обвалення з метою виявлення слабких місць конструкції.

Для оцінки стійкості будинку проти прогресуючого обвалення необхідно розглядати лише найбільш небезпечні розрахункові схеми руйнування. Стійкість до прогресуючого обвалення перевіряється нелінійним розрахунком на особливу (аварійне) поєднання нормативних навантажень і впливів, що включає нормативні постійні та тривалі навантаження, а також вплив гіпотетичних локальних руйнувань несучих конструкцій. Допускається в першому наближенні після визначення зони локального обвалення, наприклад по підсистемі «ЛІТЕРА» в програмному комплексі ЛІРА-САПР (ПК ЛІРА-САПР), виконувати розрахунок конструкцій з урахуванням демонтажу зруйнованих елементів при знижених модулях пружності несучих елементів: вертикальних з коефіцієнтом - $0.6E_0$, плит перекриття (покриття) $-0.3E_0$. Переміщення елементів конструкцій і розвиток тріщин не обмежуються, але коефіцієнт запасу при перевірці стійкості такої системи з демонтованими елементами повинен бути більше двох.

Коефіцієнти надійності за навантаженнями слід приймати рівними одиниці. За розрахункові характеристики матеріалів приймаються їх нормативні значення. Крім того, розрахункові опору множать на підвищувальні коефіцієнти умов роботи, що враховують малу імовірність аварійних впливів і зростання міцності бетону після зведення будівлі, а також можливість роботи арматури за межею пружності. Така можливість введення поправочних коефіцієнтів до міцності матеріалу та модулю пружності на різних стадіях

монтажу і демонтажу реалізована в розрахунковому процесорі ПК ЛІРА-САПР (підсистема МОНТАЖ).

Мінімальна площа поздовжньої і поперечної арматури в залізобетонних перекриттях і покриттях повинна бути не менше 0.25% від площі бетону, при цьому арматура повинна бути безперервною і стикуватися відповідно до вимог з проектування залізобетонних конструкцій.

Так як передбачити всі сценарії прогресуючого обвалення неможливо то, ключовим пунктом в розрахунках на аварійне обвалення є вибір і затвердження спільно з конструктором і замовником можливих сценаріїв обвалення, максимально наближених до реальних умов розташування об'єкта на місцевості, наприклад:

- при розташуванні будівлі поряд з транспортними шляхами розрахунок споруди виконується при видаленні крайніх колон;
- при наявності вертолітної площадки, розрахунок виконується на обвалення ділянки плити;
- при наявності в спорудженні або поруч газорозподільчих станцій виконується розрахунок на вибух газу;
- при наявності підпірних стін та інших захисних споруд - розрахунок виконується на обвалення ділянки цих споруд.

При цьому, враховуючи вимоги ДБН В.2.2-24: 2009 (Додаток Е) [111], допускається обвалення окремих елементів на площі до 80м^2 :

- переріз ЗБ елементів, які видаляють не повинно бути більш 0.9м^2 ;
- переріз фібробетонних елементів, які видаляються повинен бути не більше 0.7м^2 ;
- переріз жорсткої арматури, яка видаляється не повинен бути більше 15%.
- перекриття висотного споруди має бути розраховане на сприйняття ділянки вищерозташованного перекриття площею до 80м^2 з коефіцієнтом динамічності 1.5.

Розглянемо реальний приклад виконання розрахунку на прогресуюче обвалення конструкцій висотного житлового комплексу з підземним паркінгом. Загальна висота будівлі $H = + 84,3\text{м}$, $H_{\text{підвалу}} = -4.3\text{м}$, фундаментна плита 1.5м . Для отримання достовірних даних про НДС висотної будівлі розрахунок виконаний з урахуванням поетапного зведення і з урахуванням нелінійної роботи матеріалів в програмному комплексі ЛІРА-САПР (рис.4.6).

Для оцінки стійкості будинку проти прогресуючого обвалення розглянути варіант руйнування одного з пілонів перетином $50 \times 180\text{см}$ (площа 0.9м^2) в середній частині будинку з максимальним прольотом плити 4.6м . Після видалення пілона змінює конструктивну схему і характер роботи пілонів примикають до місця руйнування. Проліт стає рівним 8.85 м , плита «зависає» в місці видалення пілона (рис.4.7).

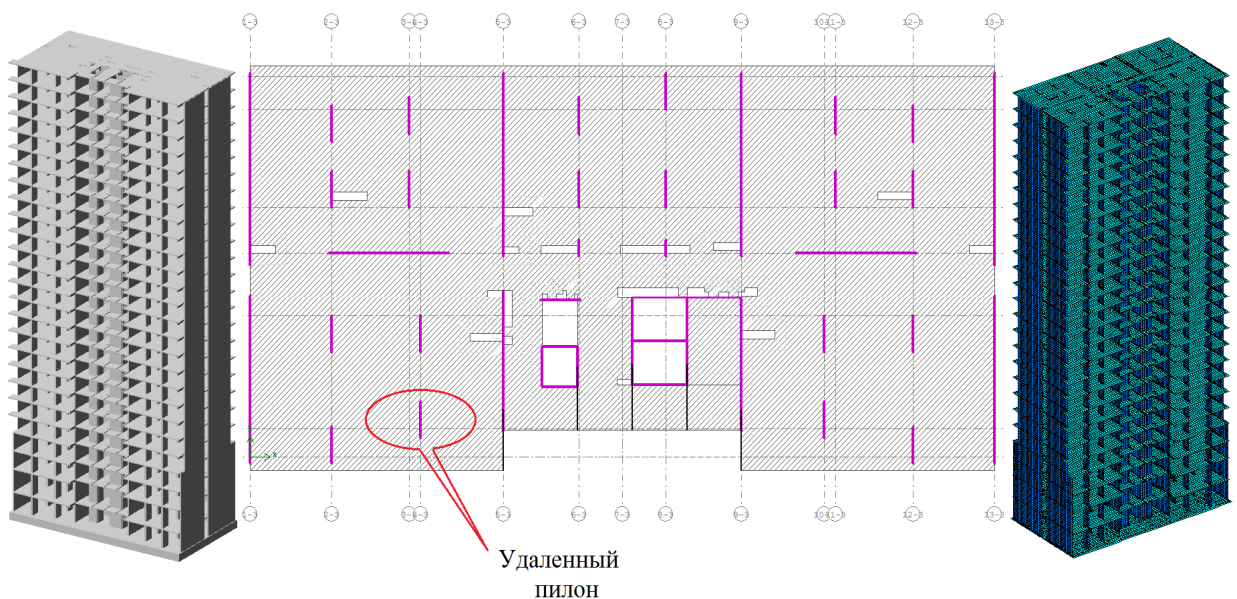


Рис.4.6. Просторова схема будівлі, плани поверхів і звичайно-елементна схема

Спочатку всі елементи працюють пружно. Після виникнення хоча б одного пластичного шарніру конструкція переходить до наступного етапу з новою розрахунковою схемою і новою системою навантажень. Перехід до цього етапу супроводжується перерозподілом зусиль.

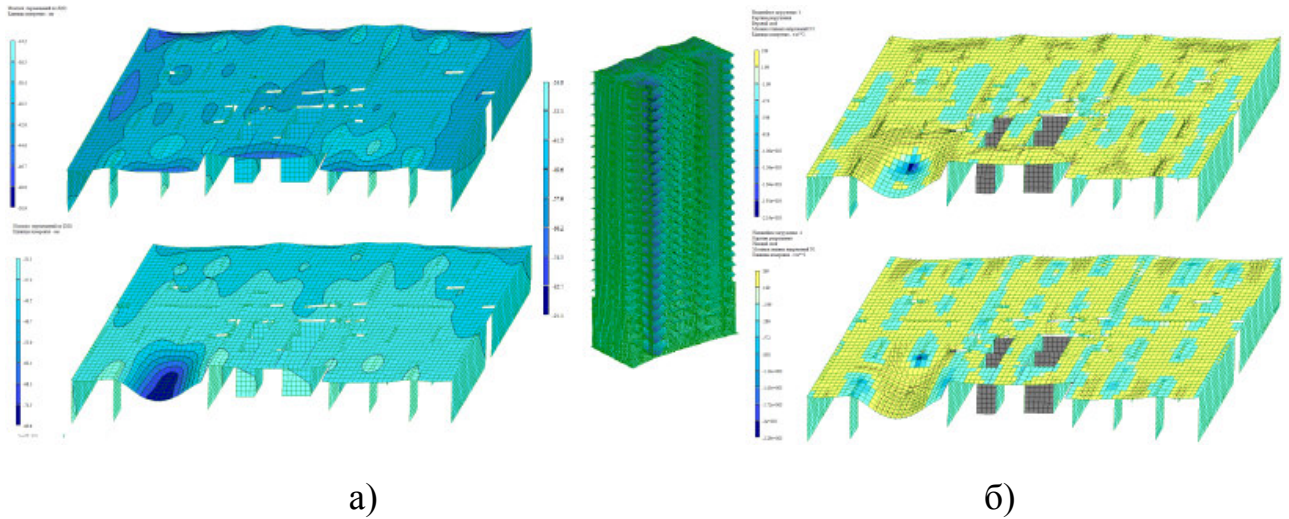


Рис.4.7. Звичайно-елементна схема каркаса (а) і непружні деформації (б) при обваленні пілона, змодельовані в ПК ЛІРА-САПР

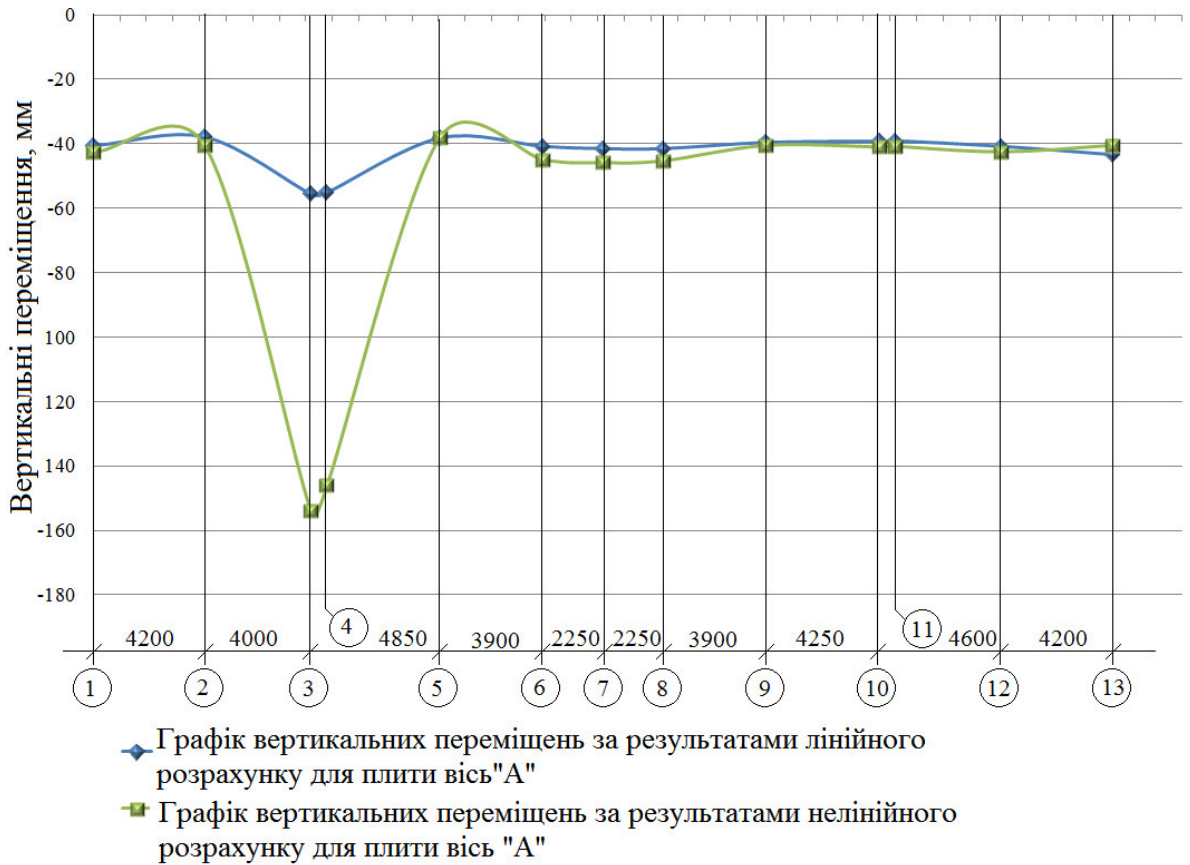


Рис.4.8. Графіки вертикальних переміщень при обваленні пілона для плити по осі «А»

Так максимальне переміщення за результатами лінійного розрахунку склало 41,5 мм, а по нелінійному розрахунку - 154 мм (рис. 4.8). Переміщення

за результатами нелінійного розрахунку більше в 3,7 рази, ніж за результатами лінійного розрахунку. Це свідчить про те, що при нелінійному розрахунку не можна врахувати реальну роботу несучих елементів конструкції при виникненні аварійних ситуацій.

4.3. Математичне моделювання прогресуючого обвалення при падінні фрагменту плити (на прикладі житлового будинку громадського призначення)

Як другий приклад розглянемо будівлю торгово-офісного комплексу з об'єктами громадського призначення та вертолітним майданчиком. Фундаментна плита 1.35м, монолітний каркас + 138.9м.

Проводився розрахунок кроковим методом на прогресуюче обвалення плити перекриття верхнього технічного поверху.

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_{i-1}\} + \{\Delta\sigma_i\}, \quad \{\Delta\sigma_i\} = [D]_i \cdot \{\Delta\varepsilon\}_i \quad (4.1)$$

де $[D]$ – мінлива матриця пружнопластичного елемента з тріщинами на i -тому кроці;

$\{\Delta\varepsilon\}$ – тензор прирощення деформації;

$\{\Delta\sigma\}$ – тензор прирощення напруження.

Розрахунок будівель та споруд в разі локального руйнування несучих конструкцій проводиться тільки за граничним станом першої групи. Згідно з роботами науковців в даній сфері [6, 17, 68, 98, 117, 136, 166, 172], для перекриття можливо застосовувати два види розрахунку.

Перший вид граничного деформування перекриття (без зміни напружено-деформованого стану) - деформування конструкцій відбувається в пластичній стадії без руйнування бетону стиснутої зони в пластичних шарнірах. При цьому арматура знаходиться в стані пластического течения, а бетон стислих зон працює на низхідному відрізку діаграми деформування, але ще не зруйнований.

В цьому випадку перекриття може бути представлено, як конструкція, яка складається з жорстких дисків, з'єднаних зосередженими (в балках) або лінійними (в плитах) шарнірами пластичності. Досягнення граничного стану в перекритті буде характеризуватися граничними кутами розкриття в пластичних шарнірах або коефіцієнтом пластичності, які представляють собою відношення повного прогину до граничного пружному прогину.

За умови задоволення $\xi \leq 0,7\xi_k$ коефіцієнт пластичності $\chi \geq 3$.

Другий випадок граничного деформування перекриття може виникнути при руйнуванні бетону стиснутих зон в пластичних шарнірах, після якого з ростом переміщень всі нормальні перерізи елементів перекриття виявляються розтягнутими і їх опір забезпечується розтягуючими поздовжніми силами, які сприймаються арматурою. Розрахункова схема елемента представляється гнучкою пологої ниткою (вантами) або вантової сіткою, що деформується в пластичній стадії.

Для оцінки несучої здатності конструкції важливо визначити нормативні межі, перевищення яких передбачає руйнування конструкції. Як параметри, що лімітують ці межі, виступають граничні моменти, прогини, кривизни, кути розкриття (кути повороту) в пластичних шарнірах і т. д.

Критеріями руйнування конструкцій можуть служити геометрична змінність системи на m -том кроці; лавиноподібне зростання деформацій і переміщень системи. При цьому в ПК ЛІРА-САПР видається повідомлення «руйнування конструкції» і подальший процес розрахунку припиняється.

Виконаємо розрахунок плити на аварійну посадку або удар гелікоптера о колону вертолітної площадки. Далі проводиться аналіз тріщиноутворення на ділянці обвалення верхнього перекриття (рис. 4.9). На малюнках видно, активне тріщиноутворення розташоване в найбільш завантаженому ділянці плити.

Після видалення колони №6 виникло перерозподіл зусиль на ближні колони №11, 8, 2, (рис. 4.10, таблиця 4.2), але міцність цих колон забезпечується.

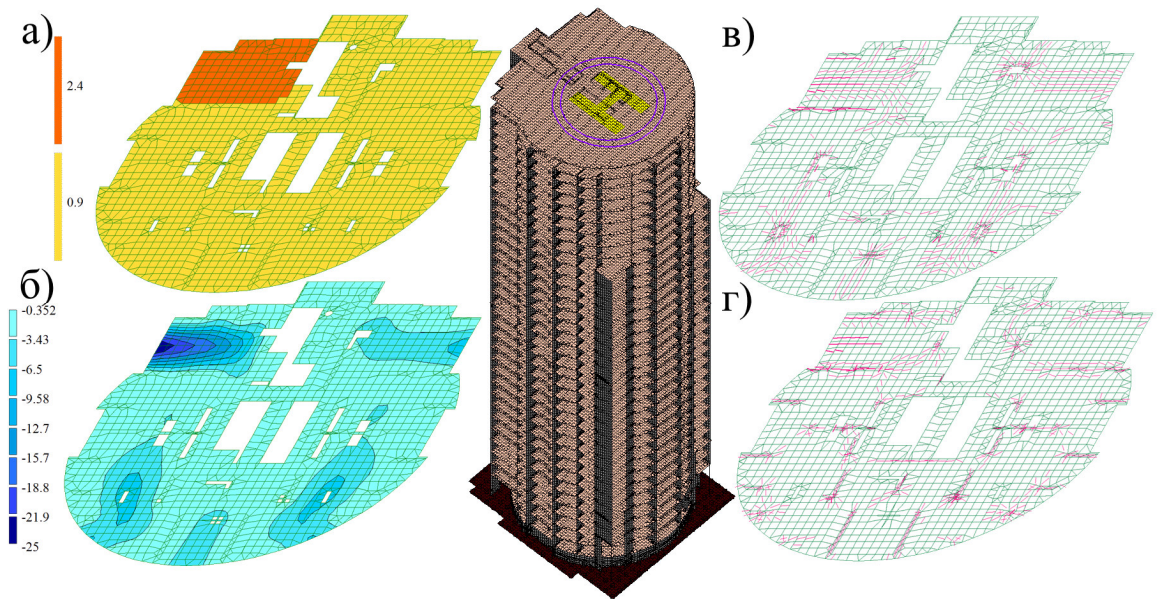


Рис. 4.9. Скінчено-елементна схема каркаса при обваленні плиті: а) додаткове динамічне навантаження на плиту від падіння верхньої плити спричинене ударом гелікоптеру; б) нелінійні деформації плити; в) тріщини в нижньому шарі плити; г) тріщини в верхньому шарі плити

Таблиця 4.2.

Зусилля в колонах при нормальній експлуатації і після аварійного впливу

№ колони	Зусилля		%
	Зусилля в колонах при нормальній експлуатації $N, (т)$	Зусилля в колонах після аварійного впливу $N, (т)$	
1	2	3	4
1	- 15.379	- 14.670	4.83
2	- 48.180	- 52.551	8.32
3	- 49.132	- 48.212	1.91
6	-68.287	-	-
7	- 64.499	- 64.447	0.08
8	- 4.049	- 11.811	65.72
9	- 41.558	- 42.032	1.13
10	- 9.348	- 9.082	2.93

Продовження таблиці 4.2.

1	2	3	4
11	- 28.658	- 66.584	56.96
12	- 16.021	- 16.045	0.15
13	- 12.454	- 9.615	29.53
14	- 28.380	- 28.246	0.47
15	- 11.710	- 11.682	0.24
16	- 3.774	- 3.803	0.76
17	- 41.585	- 41.586	0
18	- 11.246	- 11.245	0.01
19	- 64.303	- 64.300	0
20	- 67.109	- 67.219	0.16
23	- 47.853	- 47.852	0
24	- 49.441	- 49.443	0
25	- 14.724	- 14.722	0.01

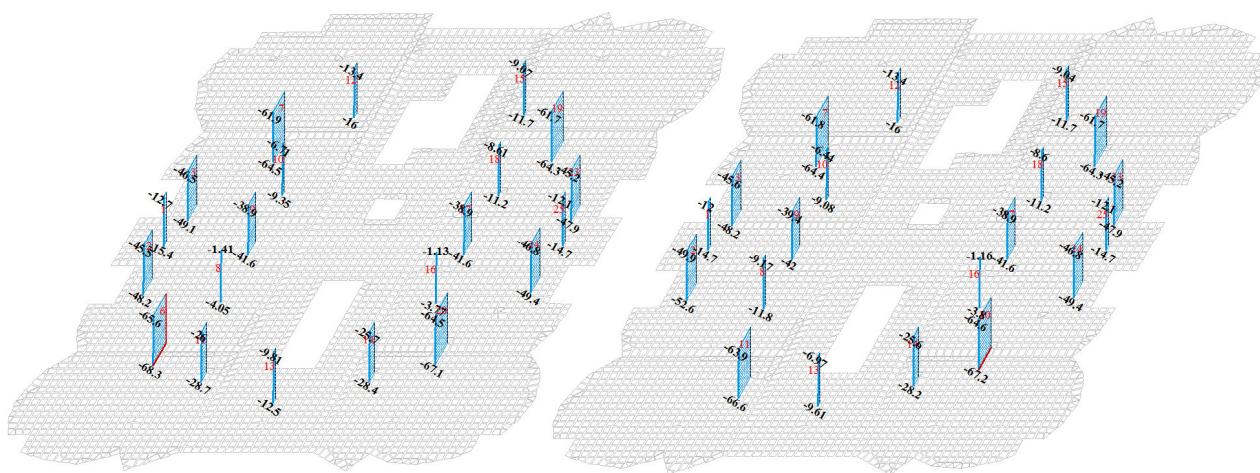


Рис. 4.10. Зусилля в колонах при нормальній експлуатації і після аварійного впливу

Розроблено методику та алгоритми визначення НДС будівель та споруд від впливу запроектованих навантажень (рис. 4.11).

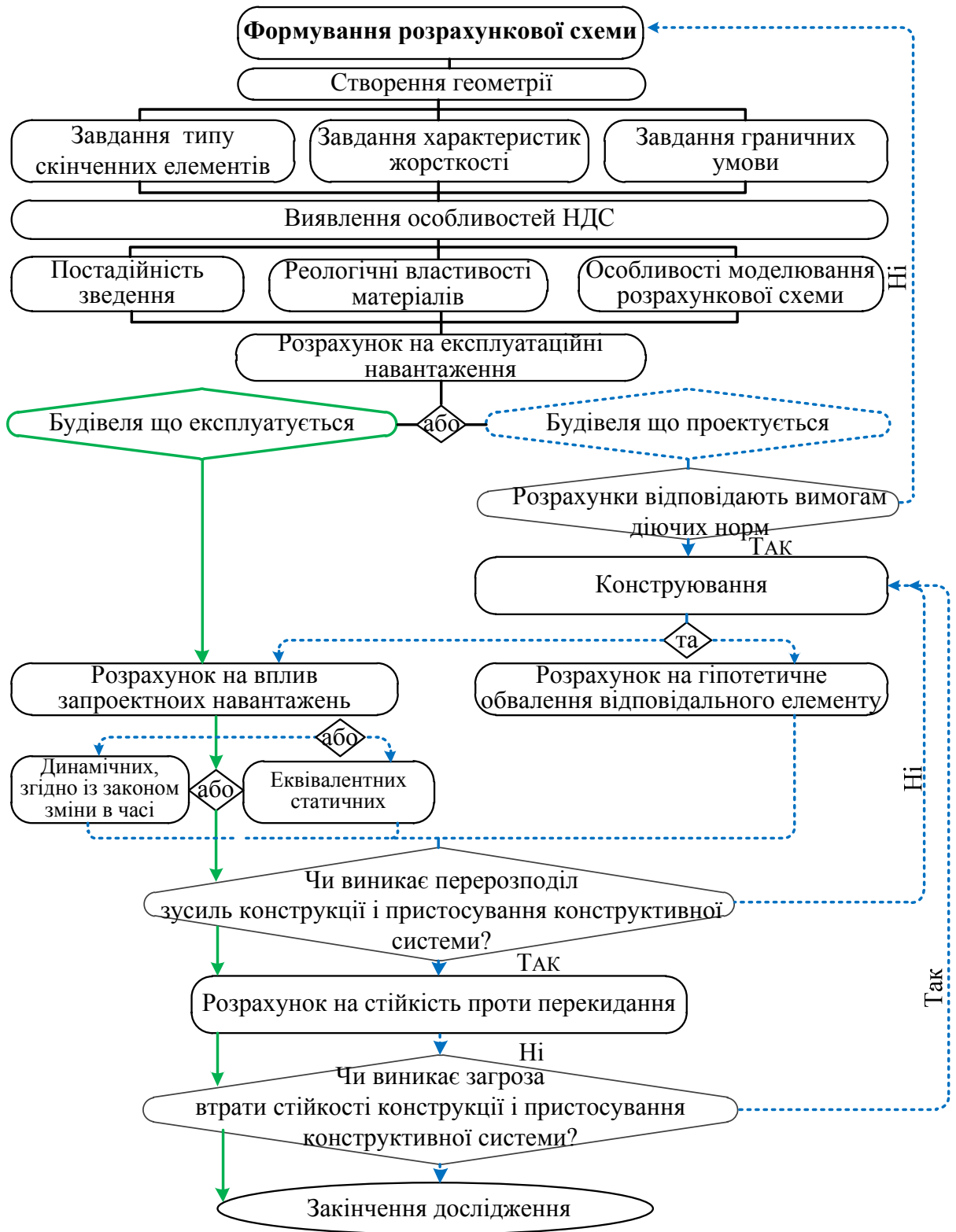


Рис.4.11 Алгоритм визначення НДС будівель та споруд від впливу запроектованих навантажень

Аварійна ситуація призводить до повної або часткової відмови конструктивного елемента або системи в цілому. Тому при проектуванні необхідно розробити попереджувальні заходи для забезпечення безпеки об'єкта протягом всього терміну експлуатації згідно нормативних документів. Для оцінки НДС при виникненні аварійної ситуації виконується моделювання розрахункової схеми об'єкту з врахування чинників, що впливають на формування НДС. Розрахунок виконується на експлуатаційні навантаження. При цьому враховується нелінійна робота конструкції.

Далі виконується моделювання аварійної розрахункової ситуації. Для об'єктів що експлуатується рекомендується виконати розрахунок на вплив запроектованих навантажень: динамічних, згідно із законом зміни в часі або еквівалентних статичних (з урахуванням коефіцієнту динамічності). В першому випадку буде визначена деформативність конструкцій від динамічного впливу в часі, в другому - НДС на кожному кроці прикладення навантаження, картини тріщин та руйнування. Ґрунтуючись на цих результатах можна визначити технічний стан будівельних конструкцій чи прогнозувати збитки від запроектованих навантажень.

Для об'єктів що проектується додатково необхідно виконати розрахунок на виключення з роботи відповідального елемента згідно можливих сценаріїв обвалення. За результатами цих розрахунків простежується характер руйнування конструктивної системи: руйнування одного елемента, декількох елементів або прогресуюче руйнування всієї конструкції. Такий підхід дозволяє на стадії проекту розробити додаткові конструктивні заходи, які дозволять при мінімальних витратах забезпечити використання додаткових резервів несучої здатності, а також визначити небезпечні руйнівні тенденції у подальшій експлуатації об'єкта, своєчасно попередити загрозу руйнування, як окремих конструктивних елементів, так і об'єкта в цілому.

4.4. Висновки по розділу 4

1. Стійкість до прогресуючого обвалення перевіряється нелінійним розрахунком на особливу (аварійне) поєднання нормативних навантажень і впливів, що включає нормативні постійні та тривалі навантаження, а також вплив гіпотетичних локальних руйнувань несучих конструкцій. При розгляді каркаса як геометрично змінну систему, не аналітична методика, не розрахунок в лінійній постановці не підходять. У цьому випадку доцільно прибігти до чисельного методу за допомогою розрахункових комплексів в яких реалізовано розрахунок за нелінійними діаграми залежності напруження - деформації матеріалу. Для вирішення такого завдання розглядаються питання визначення динамічних характеристик багатоповерхових каркасних будинків для прогнозу прогресуючого обвалення.

2. Максимальні горизонтальні непружні деформації каркасу при аварійному обваленні пілону першого поверху можуть перевищувати 30см, або перекис каркасу становить $1/253$, що менше допустимого граничного $1/150$ висоти, що не може викликати прогресуюче обвалення усієї споруди.

У відповідності з ДБН В.2.2-24:2009 була виконана додаткова перевірка каркасу на стійкість форми проти перекидання при обваленні крайнього пілону першого поверху по ПС «Устойчивость» ПК «ЛИРА САПР» зі зниженими жорсткостями несучих елементів конструкцій (врахована нелінійна робота матеріалів). Розрахунковий мінімальний коефіцієнт запасу стійкості проти перекидання при аварійному навантаженні (втрата стійкості форми, або положення) становить 8.82, що більше мінімально допустимого коефіцієнту запасу 2.0 (п.2.2.8 ДБН В.2.2-24:2009).

Загальна стійкість каркасу при аварійному обваленні плити верхнього поверху та аварійному обваленні пілону першого поверху забезпечується.

3. Розрахунок перекриття на прогресуюче обвалення участку плити на відм.+71.4м при додатковому навантаженні в $1.5\text{тс}/\text{м}^2$ (на частині нижньої

плити площею 80м^2 від падіння верхньої плити з коефіцієнтом динамічності 1.5 у відповідності з вимогами ДБН В.2.2-24:2009) по ПК «ЛИРА-САПР» на аварійне навантаження в фізично-нелінійній постановці свідчить, що в плиті розвиваються зони тріщин і утворюються пластичні шарніри, максимальні деформації плити можуть перевищувати 60мм. При цьому розрив арматури в нижній зоні плити не зафіксовано. Отримані результати свідчать, що експлуатаційна придатність плити не забезпечується, але подальше прогресуюче обвалення плит не відбувається при забезпеченні армування в нижньому шарі плит в середині прольоту не менше $11.3\text{см}^2/\text{пм}$ ($\varnothing 12\text{мм}$, кроком 100мм), та не менше $11.3\text{см}^2/\text{пм}$ ($\varnothing 12\text{мм}$, кроком 100мм) в верхніх зонах над опорами.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Проведений аналіз проектних і запроектних впливів на будівельні конструкції, дозволяє відзначити наступне. Існуюча нормативна база і методи розрахунку дозволяють оцінювати параметри граничних станів конструкцій, напружено-деформований стан на етапах, які передують настанню граничних станів. Проте, ці методи не дають можливість вести аналіз деформації і руйнування конструкції в позамежних станах. Практика експлуатації будівель і споруд показує, що крім проектних навантажень на конструкції можливі запроектні впливи і, як наслідок, деформація в позамежних станах. Ґрунтуючись на проведеному багатопараметричному порівняльному аналізі чисельних методів розв'язання тривимірних задач статички і динаміки з розвиненими нелінійностями (фізичною, геометричною і конструктивною), для вирішення поставлених в дисертаційній роботі задач, в якості основного обраний метод скінченних елементів з прямою інтеграцією рівнянь руху.

2. Розроблено методику моделювання дефлаграційного вибуху газу на будівлі та споруди, який є найбільш поширеним запроектним навантаженням. Визначено змінну в часі та просторі інтенсивність навантаження на будівельні конструкції від дефлаграційного вибуху газу.

Визначено профіль дефлаграційної хвилі, яка дозволяє уточнено змодельовати змінну в часі та просторі інтенсивність навантаження на будівельні конструкції від вибуху газу.

3. Достовірність математичних моделей та запропонованої методики моделювання дефлаграційного вибуху газу підтверджено збіжністю картини розвитку тріщин та НДС з фактичним розташуванням пошкоджень конструкцій будівлі в якій стався вибух газу . Так розрахунок скінченно-елементних моделей дав відхилення стіни від вертикалі 164мм, а в результаті обстеження встановлено, що в результаті вибуху стіни будівлі зрушили з монолітних поверхових поясів на величину до 150 мм (похибка 9.3%).

4. Розроблено методику та реалізовано алгоритми, що дозволяють проаналізувати напружено-деформований стан будівельних конструкцій будівель і споруд при запроектних впливах. Запропоновано методику і алгоритм моделювання аварійної ситуації, що дозволить більш обґрунтовано проектувати будівлі і споруди та прогнозувати залишкову несучу здатність конструкцій при реконструкції, мінімізувати відмови, що призводять до аварійної ситуації, або кількість локальних руйнувань у конструктивних системах.

Визначений НДС від запроектних впливів, дозволив розробити заходи щодо підвищення жорсткості конструкцій, що збільшило загальну жорсткість будівлі на 15%.

5. За темою дисертаційної роботи отримано 1 патент України на корисну модель: «Залізобетонна рамна конструкція».

Результати досліджень використані у програмному комплексі ЛІРА-САПР.

Результати роботи впроваджені у виробничу діяльність ТОВ «Інститут сучасного проектування» при розрахунку та проектуванні будівельних об'єктів для оцінки НДС конструкцій від впливу запроектних навантажень (офісно-житловий комплекс по бульвару Дружби Народів 14-16 в м. Києві, комплекс будівель та споруд Міжнародного виставкового центру на Броварському проспекті, 15).

Результати дисертаційної роботи впроваджені у виробничу діяльність організації «PROGRESI» LTD, для розрахунку і проектування конструкцій будівель і споруд, які проектуються на території Грузії. Впровадження методики розрахунку, наведеної в дисертаційній роботі, дозволили виявити ефект пристосування конструкцій до запроектного впливу (вибуху побутового газу), що призвело до зниження матеріалоемності при посиленні та реконструкції аварійного житлового будинку (м. Тбілісі, II м / р-н, жив. корп . # 25) на 18.5%.

Результати дисертації впроваджено у навчальний процес Національного авіаційного університету при вивченні дисциплін «Комп'ютерні технології в транспортному будівництві», «Комп'ютерні технології проектування спеціальних конструкцій будівель та споруд» для студентів, які навчаються за спеціальністю «Промислове та цивільне будівництво».

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. *Аветисян Л. А.* Прочность и деформативность сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях огневых воздействий: дис. ... кандидата техн. наук: 05.23.01 / Левон Аветисович Аветисян – Москва, МГСУ, 2015. – 215 с.
2. *Агапов В. П.* Суперэлемент колонны прямоугольного сечения с геометрической нелинейностью / В. П. Агапов, А. В. Васильев // Вестник МГСУ, 2013. – № 6. – С. 50-56.
3. *Агапов В. П.* Суперэлемент колонны прямоугольного сечения с физической нелинейностью / В. П. Агапов, А. В. Васильев // Вестник МГСУ, 2013. – № 5. – С. 29-34.
4. *Акимов В. А.* Основы анализа и управления риском в природной и техногенной сферах / В. А. Акимов, В. В. Лесных, Н. Н. Радаев. – М.: Деловой экспресс, 2004. – 352 с.
5. *Алмазов В. О.* Аварии и мониторинг. Методическое пособие для проектировщиков и строителей / Владлен Ованесович Алмазов. – М. : МГСУ, 2008. – 31 с.
6. *Алмазов В. О.* Железобетонные каркасы без прогрессирующего разрушения / Владлен Ованесович Алмазов. – М.: МГСУ, 2008. – 32 с.
7. *Алмазов В. О.* Предотвращение прогрессирующего разрушения / В. О. Алмазов, С. А. Белов, А. М. Набатников // Городской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан (научно-практическая конференция). – М.: МГСУ. – 2004. – 11 с.
8. *Ананян В. В.* Расчет геометрически и физически нелинейных стержневых систем методом конечного элемента / В. В. Ананян // Исслед. по расчету элементов пространств. систем. Сб. тр. ун-та Дружбы народов. М.: 1987 – С. 116 - 122.

9. *Баженов В. А.* Імовірнісні методи розрахунку конструкцій. Випадкові коливання пружних систем: навч. посібн. / В. А. Баженов, Є. С. Дехтярюк. –К. : КНУБА: 2005. – 420 с.

10. *Бамбура А. М.* Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. ... доктора техн. наук: 05.23.01/ Андрій Миколайович Бамбура. – Київ, НДІБК, 2005. – 379 с.

11. *Бамбура А. Н.* К оценке прочности железобетонных конструкций на основе деформационного подхода реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / Андрей Николаевич Бамбура // Бетон на рубеже третьего тысячелетия: Материалы 1-й Всерос. конф. по проблемам бетона и железобетона. – М.: 2001. – С.750–757.

12. *Барабаш М. С.* Алгоритм моделирования и расчета конструкций с учетом ползучести бетона / М. С. Барабаш, М. А. Ромашкина // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Vol. 10, Issue 2. – М. : Изд-во «АСВ», 2014. – С.56–64.

13. *Барабаш М. С.* Анализ методов оценки аварийных ситуаций строительных конструкций/ М. С. Барабаш, М. А. Ромашкина, Ю. М. Лимар // Матеріали ХІ міжнародної науково-технічної конференції, м. Київ, 21-23 травня 2013р: АВІА-2013. – Т.4. – К.: НАУ, 2013. – С. 25.60 – 25.63.

14. *Барабаш М. С.* Анализ проблем безопасности строительных объектов в районах высокой сейсмичности / М. С. Барабаш, В. П. Максименко, Л. В. Филинский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) // ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. – К.: ДП НДІБК, 2012, ТОВ «Видавництво СТАЛЬ», 2012. – № 76 – С. 222–229.

15. *Барабаш М. С.* Вплив закритичних навантажень на несучу здатність висотної будівлі/ М. С. Барабаш, М. А. Ромашкіна, Т. С. Башинська //

Матеріали XI міжнародної науково-технічної конференції, м. Київ, 28-29 квітня 2015р: АВІА-2015. – Т.4. – К.: НАУ, 2015. – С. 25.60 – 25.63.

16. *Барабаш М. С.* Исследование вопросов живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях / М. С. Барабаш, А. С. Городецкий // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. тр. – Дн-вск: ПГАСА, 2010. – № 56. – С.123–128.

17. *Барабаш М. С.* Исследование устойчивости конструкций зданий и сооружений к прогрессирующему разрушению при аварийных воздействиях / М. С. Барабаш, А. С. Городецкий О.С. // Научно-технічний журнал: Нові технології в будівництві. – 2010. – №2(20). – С.19–23.

18. *Барабаш М. С.* Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: Монография / Мария Сергеевна Барабаш. – К.: Изд-во «Сталь», 2014. – 301 с.

19. *Барабаш М. С.* Методика моделирования прогрессирующего обрушения на примере реальных высотных зданий/ М. С. Барабаш, М. А. Ромашкина // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. трудов. – Д.: ГВУЗ ПГАСА, 2014. – С. 28-37.

20. *Барабаш М. С.* Методы и технология проектирования с учетом прогрессирующего обрушения / Мария Сергеевна Барабаш // Научно-технический журнал «Строительство». – Тбилиси, 2013. –№4(31). – С.6–11.

21. *Барабаш М. С.* Методы компьютерного моделирования процессов возведения высотных зданий / Мария Сергеевна Барабаш // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – М. : Изд-во «АСВ», 2012. – Vol. 8, Issue 3. – С. 58–68.

22. *Барабаш М. С.* Моделирование жизненного цикла конструкций высотных зданий с учетом сопротивляемости прогрессирующему разрушению / Мария Сергеевна Барабаш // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – М.: Изд-во «АСВ», 2013. Vol. 9, Issue 4. –С.101–106.

23. *Барабаш М. С.* Некоторые аспекты расчета зданий на устойчивость к прогрессирующему разрушению / М. С. Барабаш, А. С. Городецкий // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. тр. – Дн-вск: ПГАСА, 2009. – № 50. – С. 157–162.

24. *Барабаш М. С.* Обеспечение конструктивной безопасности при проектировании высотных зданий с использованием ПК ЛИРА-САПР / М. С. Барабаш, М. А. Ромашкина // Перспективы развития программных комплексов для расчета несущих систем зданий и сооружений // Сб. науч. тр. Международного научного семинара 19–20 сентября 2013 г. – Курск, 2013. – С. 73–83.

25. *Барабаш М. С.* Рекомендации по моделированию конструкций высотных зданий с учетом сопротивляемости прогрессирующему разрушению / Мария Сергеевна Барабаш // Научно-технический журнал «Строительство». – Тбилиси, 2014. – №1(32). – С.6–11.

26. *Барабаш М. С.* Чисельне дослідження живучості будівлі при реконструкції (на прикладі 5-ти поверхової будівлі гуртожитку м. Луганськ) / М. С. Барабаш, М. А. Ромашкіна, О. С. Удовенко // Матеріали XII міжнародної науково-технічної конференції, м. Київ, 28-29 квітня 2015р: АВІА-2015. – Т.4. – К.: НАУ, 2015. – С. 25.60 – 25.63.

27. *Барабаш М. С.* Численное моделирование напряженно-деформированного состояния кирпичного жилого здания при взрыве бытового газа внутри помещения / М. С. Барабаш, П. Н. Кирьязов, М. А. Ромашкина // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Vol. 12, Issue 1. – М. : Изд-во «АСВ», 2016. – с. 73–85.

28. *Барашиков А. Я.* Будівельні конструкції : підручник / А. Я. Барашиков, В. М. Колякова. – К. : Слово, 2011. – 255 с.

29. *Бате К.* Численные методы анализа и метод конечных элементов; [пер. с англ.] / К. Бате, Э. Вилсон. – М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.

30. *Безпека* промислових підприємств. Загальні положення та вимоги: ДСТУ3273-95. – [Чинний від 01-07-1996]. – К.: Держстандарт України, 1995. – 44 с. (Національний стандарт України).

31. *Безухов Н. И.* Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Николай Иванович Безухов. – М. : «Высш.шк.», 1968. – 531 с.

32. *Белостоцкий А. М.* Численное моделирование состояния высотных зданий и комплексов в контексте обеспечения безопасности мегаполиса / Александр Михайлович Белостоцкий // Труды конференции «Особенности проектирования и строительства жилых и общественных высотных зданий». – СПб.: ЛенНИИПроект, 2006. – С.65–67.

33. *Белятынский А. А.* Проектирование вертолетной площадки на крыше многоэтажного здания / А. А. Белятынский, М. С. Барабаш, В. Н. Першаков, Т. В. Близнюк, М. А. Ромашкина // Сборник статей 18-й конференции молодых ученых «Наука – будущее Литвы». – Инженерия транспорта и организация перевозов, 6 мая 2015 г., Вильнюс, Литва. – 2015. – С. 118 – 123.

34. *Бетонные и железобетонные конструкции.* Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 01-07-2011]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 73 с. (Державні будівельні норми України).

35. *Бирбраер А. Н.* Экстремальные воздействия на сооружения / А. Н. Бирбраер, А. Ю. Роледер. – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. – 594 с.

36. *Биргер И. А.* Общие алгоритмы решения задач теории упругости, пластичности и ползучести.// Успехи механики деформируемых сред. 1951. Т. XV, вып.6. С. 765 – 770.

37. *Болотин В. В.* К статистической интерпретации норм расчета строительных конструкций / Владимир Васильевич Болотин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1977. – № 1. – С. 8–11.

38. *Болотин В. В.* Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / Владимир Васильевич Болотин. – М.: Стройиздат, 1982. – 351 с.

39. *Болотин В. В.* Статистические методы в строительной механике / Владимир Васильевич Болотин. – М.: Госстройиздат, 1965. – 279 с.
40. *Бондарь Н. Г.* Некоторые автономные задачи нелинейной механики / Н. Г. Бондарь– К. : Наукова думка, 1969. – 304 с.
41. *Булгаков С. Н.* Проблемы национальной безопасности в сфере создания и эксплуатации городов, зданий, сооружений, пути их решения / С. Н. Булгаков // Промышленное и гражданское строительство. - 2002. - №7. - С. 6-8.
42. *Вайнберг Д. В.* Метод конечного элемента в механике деформируемых тел / Д. В. Вайнберг, А. С. Городецкий, В. В. Киричевский, А. С. Сахаров // Прикл. мех. – 1972. – Т.8, №8. – С. 3–28.
43. *Верюжский Ю. В.* Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский. – К. : НАУ, 2006. – 808 с.
44. *Ветошкин А. Г.* Надежность технических систем и техногенный риск / Александр Григорьевич Ветошкин. – Пенза: Изд-во ПГУАиС, 2003. – 154 с.
45. *Власов В. З.* Общая теория оболочек /В. З. Власов. – М. – Л., ГИТТЛ, 1949. – 784 с.
46. *Вольмир А. С.* Гибкие пластинки и оболочки / А. С. Вольмир. – М. – Гостехиздат, 1956. – 419 с. :
47. *Галишиникова В. В.* Обобщенная геометрически нелинейная теория и методы численного анализа деформирования и устойчивости пространственных стержневых систем: дис. ... доктора техн. наук: 05.23.17/ Левон Аветисович Аветисян – Москва, РУДН, 2014. – 205 с.
48. *Гвоздев А. А.* К расчету конструкций на действие взрывной волны / А. А. Гвоздев // Строительная промышленность. – 1943. – №1-2. – С. 18–21.
49. *Гвоздев А. А.* Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А. А. Гвоздев. – М., Стройиздат, 1974. – 277 с.

50. *Геммерлинг А. В.* Расчет стержневых систем / А. В. Геммерлинг. – М.: Стройиздат, 1974. – 207 с.

51. *Гениев Г. А.* Некоторые задачи расчета стержней при общей нелинейной зависимости напряжений от деформаций / Г. А. Гениев // Сб. статей ЦНИИПС. М.: Госстройиздат, 1956. – С. 13–21.

52. *Гильман Г. Б.* Расчет пространственных систем с изменяющейся в процессе нагружения расчетной схемой / Г. Б. Гильман, В. С. Борисенко // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. – К.: КиевЗНИИСП. – 1973. – С. 27–37.

53. *Гольденблатт И. И.* Некоторые вопросы механики деформируемых сред / И. И. Гольденблатт – М.: Гостехиздат, 1955. – 271 с.

54. *Гольденвейзер А. Л.* Теория упругих тонких оболочек / А. Л. Гольденвейзер – М.: Гостехтеориздат, 1953. – 544 с.

55. *Городецкий А. С.* Вопросы расчета конструкций в упругопластической стадии с учетом применения ЭЦВМ в строительной механике / Александр Сергеевич Городецкий // Труды первого всесоюзного совещания по применению ЭЦВМ в строительной механике (г. Ленинград, 1963 г.). – Ленинград: Изд-во литературы по строительству, 1966. – С. 169–175.

56. *Городецкий А. С.* Исследование методов решения систем уравнений, описывающих задачи нелинейной теории упругости // А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров, В. С. Карпиловский. – К., 1980. – 47 с. (Деп. в УкрНИИТИ, №2194).

57. *Городецкий А. С.* К расчету тонкостенных железобетонных конструкций в неупругой стадии / Александр Сергеевич Городецкий // Строительные конструкции: сб. трудов НИИСК. – К.: Будівельник, 1965. – № 6. – С. 86–93.

58. *Городецкий А. С.* Компьютерное моделирование процесса возведения строительных конструкций / А. С. Городецкий, М. С. Барабаш // Строительная механика и расчет сооружений: Научно-технический журнал. – Москва:

ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 2014. – Вып. 5 (256). – С. 28–33.

59. *Городецкий А. С.* Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – [2-е изд., доп.]. – К. : «ФАКТ», 2007. – 394 с.

60. *Городецкий А. С.* Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений / Александр Сергеевич Городецкий. – М.: Транспорт, 1981. – 142 с.

61. *Городецкий А. С.* Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс «ЛИРА-WINDOWS» / Александр Сергеевич Городецкий – К.: "ФАКТ", 1996. – 140 с.

62. *Грин А.* Большие упругие деформации и нелинейная механика сплошной среды /А. Грин , Дж. Адкинс /М.: Мир, 1965. – 456 с.

63. *Давиденко Д. Ф.* Об одном новом методе численного решения систем нелинейных уравнений / Д. Ф. Давиденко // ДАН СССР, 1953. – № 4. – С. 601–602.

64. *Дарков А. В.* Строительная механика: учебник. 12-е изд., стер. / А. В. Дарков, Н. Н. Шапошников. – СПб. : Из-во «Лань», 2010. – 656 с

65. *Деклу Ж.* Метод конечных элементов / Ж. Деклу; [перевод с французского Б. И. Квасова]; под редакцией Н. Н. Яненко. - М.: Издательство «Мир», 1976 – 96 с.

66. *Добромыслов А. Н.* Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам: справочное пособие/ Андрей Николаевич Добромыслов – М.: Издательство АСВ, 2004. – 72 с.

67. *Добромыслов А. Н.* Ошибки проектирования строительных конструкций: научное издание/ Андрей Николаевич Добромыслов – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 184 с.

68. *Еремеев П. Г.* Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях / Павел Георгиевич Еремеев // Стр. мех. и расч. соор. – 2006. – №2. – С. 65–72.

69. *Живучесть* зданий и сооружений при запроектных воздействиях: [научное издание] / В. И. Колчунов, Н. В. Ключева, Н. Б. Андросова, А. С. Бухтиярова. – М.: Издательство АСВ, 2014. – 208 с.

70. *Забегает А. В.* Основные положения рекомендаций по проектированию железобетонных конструкций, подверженных аварийным ударным воздействиям / А. В. Забегает, А. Г. Тамразян // Методы расчета и конструирования железобетонных конструкций // Сб. научн. тр. – М.: МГСУ, 1996 г. – С. 42-57.

71. Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях. ГОСТ 30494-96. - [Введен в действие с 01-03-1999]. – М., 1999. – 12 с.

72. *Зенкевич О.* Конечные элементы: и аппроксимация: Пер. с англ. / О. Зенкевич, К. Морган – М: Мир, 1986. – 318 с.

73. *Зенкевич О.* Метод конечных элементов / Ольгерд Зенкевич; [пер. с англ.]. – Г.: Мир, 1975. – 541 с.

74. *Ильюшин А. А.* Пластичность / Алексей Антонович Ильюшин/ М. : Гостехстройиздат, 1948.– 378 с.

75. *Карпов В. В.* Применение процедуры Рунге - Кутты к функциональным уравнениям нелинейной теории пластин и оболочек / В. В. Карпов // Расчет пространственных систем в строит. механике: Сб. статей. Саратов, 1972. – С. 3 – 8.

76. *Каудерер Г.* Нелинейная механика / Г. Каудерер. – М., 1961. – 778 с.

77. *Качанов Л. М.* Упруго-пластическое состояние твердых тел. // ПММ, т. V, вып.3 М., 1941.

78. *Кирияев П. Н.* Компьютерные модели узлов примыкания перекрытия к диафрагме / П. Н. Кирияев, Ю. В. Гензерский, М. А. Ромашкина // Науково-технічний збірник: Проблеми розвитку міського середовища. – К.: НАУ, 2014. – № 2 (12) – С. 236 – 246.

79. Кір'язев П. М. Спосіб чисельного моделювання конструкцій висотної споруди в нелінійній постановці / М. С. Барабаш, П. М. Кір'язев, М. А. Ромашкіна // Науково-технічний журнал: Нові технології в будівництві. – 2013. – №25-26. – С.67–70.

80. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С. Ф. Клованич. – Запорожье : ООО «ИПО "Запорожье"», 2009. – 400 с.

81. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко. – Одесса: Издательство ОНМУ, 2009. – 89с.

82. Ключева Н. В. Основы теории живучести железобетонных конструктивных систем при запроектных воздействиях : автореф. дис. на соискание науч. степени доктора техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Н. В. Ключева. – М., 2009. – 42 с.

83. Ковале А. П. Оценка пожарной безопасности передвижных трансформаторных подстанций 110/35/6 кВ /А. П. Ковалев, А. В. Шевченко, И. В. Белоусенко //Промышленная энергетика – 1991. – №6 – с.28 – 31.

84. Ковалев А. П. О проблемах оценки безопасности электротехнических объектов / А. П. Ковалев // Электричество. – 1991 – № 7. – С. 50–55.

85. Ковалев А. П. Об оценке взрывобезопасности квартир, эксплуатирующих бытовой газ / А. П. Ковалев, И. И. Лехтман, В. П. Вьюнов // Збірник наукових праць Донецького національного технічного університету. Сер. «Електротехніка і енергетика». – 2009. – № 9. – С. 127–134.

86. Комаров А. А. Моделирование аварийных выбросов взрывоопасных веществ в помещении / А. А. Комаров, Е. В. Бузаев, Г. В. Васюков, Р. А. Загуменников // Журнал «МГСУ», 2014. – №10. – С. 132–140.

87. Комаров А. А. Прогнозирование динамических нагрузок при аварийных взрывах в помещениях / А. А. Комаров // Журнал «Механизация строительства», 2000. – №6. – С.21–26.

88. *Корнеев В. Г.* Сопоставление метода конечных элементов с вариационно-разностным методом решения задач теории упругости / В. Г. Корнеев // Изв. Всесоюз. НИИ Гидротехники, 1967. – Т. 83. – С. 286–307.

89. *Корнишин М. С.* Нелинейные задачи теории пластин и пологих оболочек и методы их решения / М. С. Корнишин. – М.: Наука, 1964. – 191 с.

90. *Кудишин Ю. И.* Живучесть конструкций в аварийных ситуациях / Ю. И. Кудишин, Д. Ю. Дробот // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2007. – № 2. – С. 49–55.

91. *Кудишин Ю. И.* К вопросу о живучести строительных конструкций / Ю. И. Кудишин, Д. Ю. Дробот // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – № 2 (217). – С. 36–43

92. *Лалин В. В.* Построение и тестирование конечного элемента геометрически нелинейного стержня Бернулли-Эйлера / В. В. Лалин, А. В. Яваров // Жилищное строительство. – 2013. – № 5. – С. 51–54.

93. *Лантух-Лященко А. И.* ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций: учебное пособие / Альберт Иванович Лантух-Лященко. – К. : – М.: 2001. – 312 с.

94. *Лелетко А. А.* Эволюционная оптимизация балок и рам с учетом внезапных структурных изменений: дис. ... кандидата техн. наук: 05.23.17/ Андрей Александрович Лелетко – Брянск, БГИТА, 2010. – 152 с.

95. *Лионе Ж. Л.* Некоторые методы решения нелинейных краевых задач / Жак Луи Лионе.– М.: Мир, 1972. – 588 с.

96. *Лукаш П. А.* Основы нелинейной строительной механики / П. А. Лукаш. – М., Стройиздат, 1978. – 208 с.

97. *Лурье А. И.* Нелинейная теория упругости / А. И. Лурье. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1980. – 512 с.

98. *Максименко В. П.* Моделирование прогрессирующего обрушения в программных комплексах семейства ЛИРА / В. П. Максименко, А. А. Роман //

Науково-технічний збірник: Проблеми розвитку міського середовища. – К.: НАУ, 2014 – № 2(12) – С. 268– 281.

99. *Мельчаков А. П.* О формате технического регламента на величину риска аварии зданий и сооружений / А. П. Мельчаков, А. Г. Васильев, М. В. Косогорова // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2007. – № 22. – С. 29–33.

100. *Мельчаков А. П.* Расчет и оценка риска аварии и безопасного ресурса строительных объектов (Теория, методики и инженерные приложения): учеб. пособ. / А. П. Мельчаков. – Челябинск: ЮУрГУ, 2006. – 49 с.

101. *Методика* оценки последствий аварийных взрывов топливоздушных смесей: РД 03-409-01. – [Введен в действие постановлением Госгортехнадзора России от 26-06-2001]. – М., 2001. – 16 с.

102. *Механика* грунтов, основания и фундаменты. Учебник / [Ухов С. Б., Семенов В. В., Знаменский В. В. и др.] – М.: АСВ, 1994. – 527 с.

103. *Многофункциональные* высотные здания и комплексы. Временные нормы и правила: МГСН 4.19-2005. – [Введен в действие с 28-12-2005]. – М.: ОАО ЦНИИЭП жилища, 2006. – 126 с. – (Региональные нормативы градостроительного проектирования).

104. *Московские* городские строительные нормы. Многофункциональные высотные здания и комплексы: МГСН 4.19-05. – [Введен в действие с 28-12-2005]. – М., 2005. – 71 с. (Московские городские строительные нормы).

105. *Муштари Х. М.* Нелинейная теория упругих оболочек / Х. М. Муштари, К. З. Галимов. – Казань: Таткнигиздат, 1957. – 431 с.

106. *Нагрузки* и воздействия. Нормы проектирования: ДБН В.1.2-2:2006. – [Введен в действие с 01-01-2007]. – К.: Минстрой Украины, 2006. – 78 с. (Государственные строительные нормы Украины).

107. *Нелинейные* задачи многослойных оболочек / [Баженов В. А., Сахаров А. С., Гондляр А. В., Мельников С. Л.]. – К.: НД Будмеханики, 1994. – 264 с.

108. *Николаи Е. Л.* Труды по механике / Е. Л. Николаи. – М.: Гостехтеориздат, 1955. – 582 с.
109. *Новожилов В. В.* Основы нелинейной теории упругости / Валентин Валентинович Новожилов. – М.: Гостехиздат, 1948. – 218 с.
110. *Новожилов В. В.* Теория упругости / Валентин Валентинович Новожилов. – Л.: Судпромгиз, 1958. – 368 с.
111. *Общие* принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений строительных конструкций и оснований: ДБН В.1.2-14-2009. – [Введен в действие с 01-12-2009]. – К.: Минрегионстрой Украины, 2009. – 45 с. (Государственные строительные нормы Украины).
112. *Огибалов П. М.* Оболочки и пластины / П. М. Огибалов, М. А. Колтунов. – М.: изд-во МГУ, 1969. – 696 с.
113. *Павлов А. С.* Численное моделирование нелинейных процессов разрушения конструкций большепролетных сооружений: дис. ... кандидата техн. наук: 05.13.18 / Андрей Сергеевич Павлов – Москва, МГСУ, 2011. – 178 с.
114. *Пангаев В. В.* О деформативных характеристиках цементных кладочных растворов / В. В. Пангаев, В. М. Сердюк // Изв. вузов. Строительство, 2004. – №9. – С. 110 - 113.
115. *Пат.* 94254 Україна, МПК (2006.01) Е 04 В 1/30. Залізобетонна рамна конструкція / заявники Першаков В. М., Белятинський А. О., Барабаш М. С., Лисницька К. М., Ромашкіна М. А.; власник Національний авіаційний Університет. – № у 2014 04076; заявл. 16.04.2014; публ. 10.11.2014, Бюл. №21. – 4 с.
116. *Перельмутер А. В.* Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / Анатолий Викторович Перельмутер. – К.: Изд-во УкрНИИпроектстальконструкция, 2000. – 254 с.
117. *Перельмутер А. В.* Прогрессирующее обрушение и методология проектирования конструкций / Анатолий Викторович Перельмутер // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. – № 6. – С. 38–41.

118. *Перельмутер А. В.* Расчетные модели сооружений и возможности их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К.: Сталь, 2002. – 600 с.

119. *Петров В. В.* Метод последовательных нагружений в нелинейной теории пластинок и оболочек / В. В. Петров. – Саратов, 1975. – 118 с.

120. *ПК ЛИРА*, версия 9. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций : справочно-теоретическое пособие / [под. ред. А. С. Городецкого]. – К.-М. : «Факт», 2003. – 464 с.

121. *Плотников А. И.* Динамика упруго-пластичных железобетонных балок при действии интенсивных кратковременных нагрузок аварийного характера: автореф. дис. на соискание науч. степени кандидата техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / А. И. Плотников. – М., 1994. – С. 25.

122. *Покровский А. А.* Численный метод расчета дважды нелинейных стержневых систем различного назначения / А. А. Покровский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1980. – №1. – С. 36–40.

123. *Попов Н. Н.* Вопросы динамического расчета железобетонных конструкций / Н. Н. Попов, О. Г. Кумпяк, В. С. Плевков. – Томск: Изд-во ТГУ, 1990. – 288 с..

124. *Попов Г. И.* Железобетонные конструкции подверженные действию импульсных нагрузок / Г. И. Попов. – М.: Стройиздат, 1986. – 128 с.

125. *Попов Н. Н.* Расчет железобетонных элементов на кратковременные динамические нагрузки с учетом реальных свойств материалов / Н. Н. Попов, Б. С. Расторгуев, О. Г. Кумпяк // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – №3. – С. 7 – 11.

126. *Попов Н. Н.* Расчет конструкций на динамические специальные нагрузки / Н. Н. Попов, Б. С. Расторгуев, А. В. Забегаев. – М.: Высшая школа, 1992. – 319 с.

127. *Постнов В. А.* Метод суперэлементов в расчетах инженерных сооружений / [В. А. Постнов, С. А. Дмитриев, Б. К. Елтышев, А. А. Родионов]. – Л.: Судостроение, 1979. – 288 с.

128. *Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций ЛИРА версия 9.0: руководство пользователя. Кн. 1: Основные теоретические и расчетные положения. Некоторые рекомендации* / [под. ред. А. С. Городецкого]. – К. : НИИАСС, 2002. – 148 с.

129. *Программный комплекс ЛИРА-САПР 2015. Учебное пособие* / [Д. А. Городецкий, М. С. Барабаш, Р. Ю. Водопьянов и др.]; под ред. академика РААСН А. С. Городецкого. – М., 2015. – 376 с.

130. *Проектирование высотных жилых и гражданских сооружений: ДБН В.2.2-24:2009.* – [Введен в действие с 01-09-2009]. – К.: Минрегионстрой Украины, 2009. – 103 с. (Государственные строительные нормы Украины).

131. *Пугачев В. И.* Расчет внецентренно сжатых гибких железобетонных элементов на действие кратковременных динамических нагрузок: дис. на соискание науч. степени кандидата техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / В. И. Пугачев. – М., 1987. – 180 с.

132. *Пчелинцев А. В.* Влияние совместной работы конструкций на огнестойкость зданий и сооружений /А. В. Пчелинцев // Обеспечение огнестойкости зданий и сооружений при применении новых строительных материалов и конструкций: Материалы семинара. – М.: МДНТП. 1988. – С. 5–20.

133. *Рабинович И.М.* Вопросы теории статического расчета сооружений с односторонними связями / И. М. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1975. – 149 с.

134. *Расторгуев Б. С.* Деформирование конструкций перекрытий каркасных зданий после внезапного разрушения одной колонны / Б. С. Расторгуев, К. Н. Мутка // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2006. – № 1. – С. 12–15.

135. *Расторгуев Б. С.* Динамика железобетонных плит при взрывных нагрузках / Б. С. Расторгуев // Аварии и Катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий. – М: издательство Ассоциации строительных Вузов, 2003. – С. 343–365.

136. *Расторгуев Б. С.* Обеспечение живучести зданий при особых динамических воздействиях/ Б. С. Расторгуев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.– 2003. – № 4. – С. 45–48.

137. *Расторгуев Б. С.* Предельные динамические нагрузки для каркасных производственных зданий при внешних взрывах / Б. С. Расторгуев // Динамика железобетонных конструкций и сооружений при интенсивных кратковременных воздействиях. – М:МИСИ,1992. – С.18 – 37.

138. *Расторгуев Б. С.* Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных воздействиях: учебное пособие / Б. С. Расторгуев, А. И. Плотников, Д. З. Хуснутдинов. – М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 152 с.

139. *Расторгуев Б. С.* Расчёт несущих конструкций монолитных железобетонных зданий на прогрессирующее разрушение с учётом динамических эффектов / Б. С. Расторгуев, А. И. Плотников // Сборник научных трудов института строительства и архитектуры. – М.: МГСУ, 2008. – С. 68–75.

140. *Расчет* и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона: проблемы, опыт, возможные решения и рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии / [А. С. Городецкий, Л. Г. Батрак, Д. А. Городецкий и др.]. – К. : Факт, 2004. – 106 с.

141. *Рекомендации* по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. - М.: Москомархитектура, 2002. - 18с.

142. *Рекомендации* по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. – М.: Москомархитектура, 2005. – 38с.

143. *Ржаницын А. Р.* Теория расчета строительных конструкций на надежность / Алексей Руфович Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.
144. *Ржаницын А.Р.* Расчет сооружений с учетом пластических свойств материала. Изд. 2-е. / Алексей Руфович Ржаницын. – М., Госстройиздат, 1954. – 287 с.
145. *Розин Л. А.* Основы метода конечных элементов теории упругости / Леонид Александрович Розин. – Л. : Из-во ЛПИ, 1971. – 77 с.
146. *Розин Л. А.* Метод конечных элементов. Расчет гидротехнических сооружений на ЭЦВМ / Леонид Александрович Розин. – Л.: «Энергия», 1971. – 214 с.
147. *Ройтман А. Г.* Предупреждение аварий жилых зданий / Альфредо Герцевич Ройтман. – М.: Стройиздат, 1990. – 240 с.
148. *Ромашкина М. А.* Компьютерные модели узлов примыкания перекрытия к диафрагме / П. Н. Кирьязов, Ю. В. Гензерский, М. А. Ромашкина // Науково-технічний збірник: Проблеми розвитку міського середовища. – К.: НАУ, 2014 – № 2(12) – С. 236 - 246.
149. *Ромашкина М. А.* Численное исследование напряженно-деформированного состояния кирпичного жилого здания при запроектом воздействии (взрыв бытового газа внутри помещения) / Марина Андреевна Ромашкина // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. трудов. – Д.: ГВУЗ ПГАСА, 2015. – С. 28–37.
150. *Ромашкіна М. А.* Визначення ймовірності вибуху газоповітряної суміші в газифікованій квартирі / М. А. Ромашкіна // Науково-технічний збірник: Проблеми розвитку міського середовища. – К.: НАУ, 2016 – № 2(16) – С. 157–167.
151. *Ромашкіна М. А.* Вплив закритичних навантажень на несучу здатність висотної будівлі/ М. А. Ромашкіна, Т. С. Башинська // Тези доповідей XV міжнародної науково-практичної конференції молодих учених і студентів,

м. Київ, 8-9 квітня 2015р: Політ. Сучасні проблеми науки.– К.: НАУ, 2015. – С. 4.

152. *Рябінін І. М.* Фактори, які впливають на характер руйнувань при аварійних вибухах в приміщеннях/ І. М. Рябінін // Збірка наукових праць. – 2013. – № 18. – С. 210–216.

153. *Савицький М. В.* Урахування різних видів нелінійностей при комп'ютерному моделюванні заглиблених споруд / М. В. Савицький Г. Е. Гуслиста, // Теоретичні основи будівництва : збірник наукових праць Придніпровської державної академії будівництва та архітектури та Варшавського технічного університету. – Варшава, 2007. – № 15. – С. 225–230.

154. *Сегерлинд Л.* Применение метода конечных элементов / Л. Сегерлинд.– М.: Мир, 1977. – 349 с.

155. *Семко О. В.* До аналізу ризиків помилкової діагностики при обстеженні несучих будівельних конструкцій / О. В. Семко, О. П. Воскобійник // Сб. науч. труд.: Строительство. Материаловедение. Машиностроение. – Днепропетровск, ПГАСА, 2008. – № 47. – С. 573–578.

156. *Семко О. В.* Імовірнісні аспекти розрахунку сталі залізобетонних конструкцій: монографія / Олександр Володимирович Семко – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. – 320 с.

157. *Сендеров Б. В.* Аварии жилых зданий / Борис Владимирович Сендеров. – М.: Стройиздат, 1991. – 216 с.

158. *Стрелецкий Н. С.* Основы статистического учета коэффициентов запаса прочности сооружений / Николай Станиславович Стрелецкий. – М.: Стройиздат, 1947. – 92 с.

159. *Строительная механика. Компьютерные технологии и моделирование: Учебник* [В. А. Баженов, А. В. Перельмутер, О. В. Шишов]; под общей ред. В. А. Баженова. – М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательский Дом АСВ, 2014. – 911 с.

160. *Стругацкий Ю. М.* Обеспечение прочности панельных зданий при локальных разрушениях их несущих конструкций / Ю. М. Стругацкий // Сб.: Исследования несущих бетонных и железобетонных конструкций сборных многоэтажных зданий. – М.: МНИИТЭП, 1980. – С. 3–19.

161. *Тамразян А. Г.* Расчет надежности строительных конструкций, основанный на моделировании функции безопасности / Ашот Георгиевич Тамразян // Сейсмическое строительство. Безопасность сооружений. – 2003. – № 4. – С. 48–50.

162. *Тимошенко С. П.* Курс теории упругости / Степан Прокофьевич Тимошенко. – К: Наукова Думка, 1972. – 501 с.

163. *Тимошенко С.П.* Сопротивление материалов / Степан Прокофьевич Тимошенко. – М.: Наука. 1965. – 363 с.

164. *Толоконников Л.А.* Уравнения нелинейной теории упругости в перемещениях / Л.А. Толоконников // ПММ. – 1957. – Т. 21, вып. 6. –С. 815–822.

165. *Феодосьев В.И.* Геометрически нелинейные задачи теории пластин и оболочек / В. И. Феодосьев // Труды VI всесоюзн. конф. по теории оболочек и пластин – М. : Наука, 1966.

166. *Франівський А. А.* Загальні підходи до розрахунку висотного монолітно-каркасного будинку відповідно до вимог нового нормативного документа «проектування висотних житлових і громадських будинків» / А. А. Франівський, В. П. Максименко, П.В. Войтенко // Науково-технічний журнал: Нові технології в будівництві. – 2010. – № 2 (20). – С.11–19.

167. *Хенли Э. Дж.* Надёжность технических систем и оценка риска / Э. Дж. Хенли, Х. Кумамото; [пер. с англ.] – М.: Машиностроение, 1984. – 528 с.

168. *Хечумов Р. А.* Применение метода конечных элементов к расчету конструкций / Р. А. Хечумов, Х. Кеплер, В. И. Прокопьев – М.: Издательство АСВ, 1994. – 353 с.

169. *Хечумов Р.А.* Смешанная форма МКЭ в расчетах стержневых систем с учетом геометрической и физической нелинейности / Р. А. Хечумов, А.А. Покровский // *Строительная механика и расчет сооружений.* –1991. – № 2. – С. 5–11.

170. *Хоциалов Н. Ф.* Запасы прочности / Н. Ф. Хоциалов // *Строительная промышленность.* – М.: 1929. – №10. – С. 840–844.

171. Чисельні методи в механіці / [Баженов В. А., Дащенко А. Ф., Коломиец Л. В. та ін.]. –К. : КНУБА: 2004. – 564 с.

172. *Шапиро Г. И.* Методика расчета монолитных жилых зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения / Г. И. Шапиро, В. В. Гурьев, Ю. А. Эйсман. – М.: МНИИТЭП, 2004. – 40 с.

173. *Шимановский А. В.* Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений / [А. В. Шимановский, В. Н. Гордеев, В. П. Королев и др.]; под общ. ред. А. В. Шимановского. – К.: «Сталь», 2008. – 463 с.

174. *Яценко Е. А.* Влияние длительных нагрузок и ползучести бетона на предельные состояния железобетонных конструкций / Е. А. Яценко // *Бетон и железобетон.* – 1990. – № 8. – С. 21–22.

175. *American Society of Civil Engineers (ASCE), (2005), —Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,|| SEI/ASCE 7-05, Reston, Va Analysis of Complex Structures // J.Aero.Sci. 1956. Vol.23(9). Pp. 805-823.*

176. *Barabash M. S.* Method of progressive collapse modeling based on real high-rise building examples / M. S. Barabash, M. A. Romashkyna // *Proceedings the sixth world congress "Aviation in the XXI-st century: "Safety in Aviation and Space Technologies" Kyiv, September 23 – 25, 2014. – Volume 3. – Kyiv: NAU, 2014. – P. 10.57 – 10.61.*

177. *Belytscko, T., Liu, W., Moran, B.* Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures. J Wiley & Sons, 2000. ISBN 0-948-749-261.

178. *Bonet, J., Wood, R.* Nonlinear Continuum Mechanics for Finite Element Analysis. Cambridge University Press, 1997. ISBN 0-521-57272-X.

179. British Standards Institute, (2000), —Structural Use of Steelwork in Building, Part 1: Code of Practice for Design - Rolled and Welded Sections, BS 5950-1:2000

180. *Burnett, E.F.P.* "The Avoidance of Progressive Collapse: Regulatory Approaches to the Problem," NBS-GCR 75-48, National Bureau of Standards, Washington, D.C. 1975.

181. *Chryssaphinou, O.* Multi-state reliability systems under discrete time semi-Markovian hypothesis [Text] / *O. Chryssaphinou, N. Limnios, S. Malefaki* // IEEE Trans. on Reliability. – 2013. – Vol. 60, № 1. – P. 80–87.

182. *Courant R.* Bull. Amer. Math. Soc. - 1943, том 49, стр. 1-43

183. *Crisfield, M.A.* Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. Vol.1. J. Wiley & Sons. 1997. ISBN 0-471-97059.

184. *Eurocode 2: Design of concrete structures.* – Part 1-1: General rules and rules for buildings (p.30).

185. *Eurocode 2: Design of concrete structures.* Annex B (p.202).

186. *Ficken F.A.* The continuation method for functional equation. – Commun. Pure Appl. Math., 1951, v.4, p.435 – 456.

187. *Fintel, M. and Schultz, D.M.,* 1976, "Philosophy for Structural Integrity of Large Panel Buildings," Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol.21, No3. – P. 46–69.

188. General Services Administration (GSA), (2003), —Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects

189. *Gilmour J.R. and Viridi K.S.* Numerical modelling of the progressive collapse of a framed structures as a result of impact or explosion. 2nd int. PhD. Symposium in civil engineering, Budapest 1998.

190. *Haitao, G.* Automatic creation of Markov models for reliability assessment of safety instrumented systems [Text] / *G. Haitao, Y. Xianhui* // *Reliability Engineering & System Safety*. – 2011. – Vol. 93, № 6. – P. 829–837

7. *Codetta-Raiteri, D.* Integrating several formalisms in order to increase fault trees' modeling power [Text] / *D. Codetta-Raiteri* // *Reliability Engineering & System Safety*. – 2011. – Vol. 96, № 5. – P. 534–544.

191. *Hughes, T.J.R.* (1987) *The Finite Element Method*, Prentice-Hall; EnglewoodCliffs.

192. *Izzudin B.A., Vlassis A.G., Elghazouli A.Y., Nethercot D.A.* Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss, Part I, *Engineering structures* 20 (2008), 1308-1318; part II, *Engineering structures* 30 (2008). – P. 1424–1438.

193. *James M. Ortega.* Iterative solution of nonlinear equations in several variables / *M. Ortega James, C. Rheinboldt Werner*. – New York and London: Academic Press, 1970.

194. *Kaewkulchai G. and Williamson E.B.* Dynamic behavior of planar frames during progressive collapse. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, 2003.

195. *Kaewkulchai G.* Dynamic effect progressive collapse of frame structures. PhD dissertation, The University of Texas at Austin, 2003 Pretlove, A.J., Ramsden, M. and Atkins, A.G., 1991, "Dynamic Effects in Progressive Failure of Structures," *International Journal of Impact Engineering*, Vol.11, No.4, pp.539–546.

196. *Kaewkulchai G. and Williamson E. B.* Beam element formulation and solution procedure dor dynamic progressive collapse analysis, *Journal "Computer and Structures"* 82 (2004).– P. 639–651.

197. *Kleiber, M.* *Incremental Finite Element Modeling in Nonlinear Solid Mechanics*. J.Wiley & Sons, 1989. ISBN 0470-20832-5.

198. *Lahage E.* Une methode de resolution d'une categorie d'equotions trancendantes / *E. Lahage*. – C. R., 1934.

199. *Leyendecker, E. V. and Ellingwood, B. R.*, 1977, "Design Methods for Reducing the Risk of Progressive Collapse in Buildings," NBS Building Science Series 98, National Bureau of Standards, Washington, DC.
200. *Leyendecker, E.V. and Burnett, E.F.P.*, 1976, "The Incidence of Abnormal Loading in residential Buildings," NBS Building Science Series 98, National Bureau of Standards, Washington, DC.
201. *Lozynsky, O. Y.* Failure intensity determination using Markov reliability model for renewal nonredundancy systems [Text] / *O. Y. Lozynsky, S. V. Shcherbovskykh* // *Przeglad Elektrotechniczny*. – 2014. –Vol. 85, № 4. –P. 89-91.
202. *Maier M.* Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen / *M. Maier*. – Berlin, Springer-Verlag, 1926.
203. *Marchand K. A.* Blastand Progressive Collapse / *Kirk A. Marchand, Farid Alfawakhive*. – AISC, 2005.
204. *McGuire, W.*, 1974, "Prevention of Progressive Collapse," Proceedings of the regional Conference on Tall Buildings, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
205. National Research Council of Canada, (1975, 1977, 1980, 1990, 1995), —National Building Code of Canada,|| Ottawa, Canada
206. New York City Building Code, (1998), —Resistance to Progressive Collapse Under Extreme Local Loads||
207. *Newmark N.M., Rosenblueth E.* Fundamentals of Earthquake Engineering. Prentice- Hall, Inc. Englewood Cliffs, New York, 1971, 344 p.
208. *Powell, Graham.* Progressive Collapse: Case Studies Using Nonlinear Analysis. SEAOC Annual Convention, Monterey, August, 2004.
209. *Pretlove, A. J., Ramsden, M. and Atkins, A. G.*, 1991, "Dynamic Effects in Progressive Failure of Structures," *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 11, No.4, pp.539–546.

210. *Remington P.J., et al.* Wheel Rail Noise and Vibration. U.S. Department of Transportation Report UMTA-MA-06-0025-75-10 and 11, in two volumes, 1975.

211. *Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Roman Point // Caning Town; MSO, 1968.*

212. *Ruiz-Castro, J. E.* Modelling a reliability system governed by discrete phase-type distributions [Text] / *J. E. Ruiz-Castro, R. Pérez-Ocón, G. Fernández-Villodre // Reliability Engineering & System Safety. – 2008. – Vol. 93, № 11. – P. 1650–1657.*

213. *Shcherbovskykh, S. V.* Mathematical models and methods for reliability characteristic determination of k-terminal systems with load-sharing taking into account [Text] / *S. V. Shcherbovskykh. – Lviv Polytechnic Press, 2014. – 296 p.*

214. *Transportation Noise Reference Book.* Ed. by P.M.Nelson. London, Butterworths, 1987. – 427 p.

215. *Turner M.R., Clough R., Martin H., Topp L.* Stiffness and Deflection

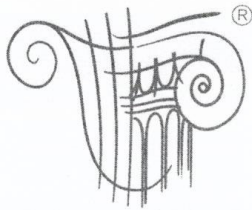
216. *Wriggers, P.* Nichtlineare Finite-Element-Methoden. Springer Verlag, 2001. ISBN 3-540-67747-X.

217. *Yong, L.* Reliability evaluation of composite power systems using Markov cut-set method [Text] / *L. Yong, C. Singh // IEEE Trans. on Power Systems. – 2015. – Vol. 25, № 2. – P. 777-785.*

218. *Zhong, Z.H.* Finite Element Procedures for Contact-Impact Problems. Oxford University Press, 1993. ISBN 0-19-856383-3

ДОДАТОК А

**ДОКУМЕНТИ, ЩО ПІДТВЕРДЖУЮТЬ АВТОРСЬКЕ ПРАВО ТА
ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ**



ЛІРА САПР

Товариство з обмеженою відповідальністю «ЛІРА САПР»
 Україна, 04053, м. Київ, Киянівський провулок, 7-а
 Р/р 26005013002518 в ПАТ «Дочірній банк СБЕРБАНКУ РОСІЇ»
 МФО 320627, ЄДРПОУ 37472235
 Т./ф. +38(044) 590-58-86,
 e-mail: info@liraland.com.ua
 http://www.liraland.com

Дата 17.12.2015 № 104
 На № _____ от _____

ДОВІДКА

про впровадження наукових результатів кандидатської дисертації
 асистента кафедри комп'ютерних технологій будівництва НАУ
 Ромашкіної Марини Андріївни за темою:
 «Вплив запроектних навантажень на напружено-деформований стан
 конструкцій будівель та споруд»
 (спеціальність «05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди»)

Результати науково-дослідної роботи Ромашкіної М.А. було використано при розробці та реалізації методики розрахунку на прогресуюче обвалення у підсистемі «Динаміка в часі», що є складовою частиною програмного комплексу «ЛІРА-САПР», який впроваджено в практику проектування в усі проектні організації України, а також країн ближнього і далекого зарубіжжя.

Заступник директора
 ТОВ «ЛІРА-САПР»



О.С. Городецький

სამშენებლო ობიექტების
კომპიუტერული ტექნოლოგიებით
პროექტირების საინჟინრო ცენტრი
შპს პროგრესი
ს/კ 204970380



ENGINEERING CENTER OF
COMPUTER AIDED
DESIGN
PROGRESI LTD
I/C 204970380

საქართველო, 0160 თბილისი, ვაჟა-ფშაველას გამზ. №16, II სართული
16 Vazha-pshavela Ave., II fl., 0160 Tbilisi, GEORGIA

№25.03.2016.

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ

Результаты диссертационной работы Ромашкиной Марины Андреевны «Влияние запроектных нагрузок на напряженно-деформированное состояние конструкций зданий и сооружений» по специальности 05.23.01 - строительные конструкции, здания и сооружения внедрены в производственную деятельность организации «PROGRESI» LTD, для расчета и проектирования конструкций зданий и сооружений, которые проектируются на территории Грузии, в частности был произведен анализ для следующего реконструируемого объекта:

- жилое здание города Тбилиси, р-н Глдани, II м/р-н, жил. корп. #25. Проведен уточненный анализ напряженно-деформированного состояния несущего каркаса на взрывное воздействие.

Внедрение методики расчета, приведенной в диссертационной работе, позволили обнаружить эффект приспособляемости конструкций к запроектным воздействиям (взрыв бытового газа), что привело к снижению материалоемкости при усилении и реконструкции здания на 18.5%.

Директор «PROGRESI» LTD



გიორგი გიგინეიშვილი

г. Тбилиси
25.03.2016

შპს "პროგრესი"

სამშენებლო ობიექტების კომპიუტერული ტექნოლოგიებით პროექტირების საინჟინრო ცენტრი
tel: +995 237 10 09; mob. +995 599 18 55 26;

PROGRESI LTD. ENGINEERING CENTER OF COMPUTER AIDED DESIGN

ІНСТИТУТ СУЧАСНОГО ПРОЕКТУВАННЯ

Юридична адреса:
вул. Жуковського, 8, м. Київ 03039, Україна
Фактична адреса:
вул. Мельникова 83-Д, м. Київ 04119, Україна
тел./факс 537-52-75, E-mail: office@icp.com.ua

Р/р 26007001146131 у ПАТ КБ
„Хрещатик” Іпотечне відділення
МФО 300670



04.11.2015 № 1514

Довідка

про впровадження результатів дисертації

«Вплив запроектованих навантажень на напружено-деформований стан конструкцій будівель та споруд» на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю «05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди» здобувача

Ромашкіної Марини Андріївни.

Цією довідкою підтверджується, що результати дисертаційної роботи на тему «Вплив запроектованих навантажень на напружено-деформований стан конструкцій будівель та споруд» використовувались при розрахунках та проектуванні таких об'єктів: "Офісно-житловий комплекс по бульвару Дружби Народів 14-16 в м. Києві (25 поверхів) та "Комплекс будівель та споруд Міжнародного виставкового центру на Броварському проспекті, 15 " в м. Києві, третя черга будівництва, перший пусковий комплекс (великопрогінні конструкції перекриттів та покриттів).

Директор ТОВ «Інститут сучасного проектування»



Файнберг Р. Б.



УКРАЇНА
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

просп. Космонавта Комарова, 1, м. Київ, 03058 тел. (044) 497-51-51, факс: (044) 408-30-27
 E-mail post@nau.edu.ua Http://www.nau.edu.ua

Система менеджменту якості університету сертифікована за ISO 9001:2008, ДСТУ ISO 9001:2009

23.02.2016 № 1001/423

На № _____ від _____



ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор з
 навчальної та методичної роботи
 Т.В. Іванова

АКТ

про впровадження наукових результатів кандидатської дисертації
 асистента кафедри комп'ютерних технологій будівництва НАУ
 Ромашкіної Марини Андріївни за темою:
 «Вплив запроектних навантажень на напружено-деформований стан конструкцій
 будівель та споруд»
 (спеціальність «05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди») в навчальний процес Національного авіаційного університету

Результати дисертаційних досліджень Ромашкіної М. А. у 2015-2016 н.р. впроваджено та нині використовуються при організації навчального процесу на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва Науково-навчального Інституту аеропортів Національного авіаційного університету. Матеріали дисертаційної роботи впроваджені в навчальні програми з дисциплін: «Комп'ютерні технології в транспортному будівництві»; «Комп'ютерні технології проектування спеціальних конструкцій будівель та споруд» (курсове проектування; дипломне проектування; цикл лабораторних робіт «Розрахунок на прогресуюче обвалення», «Розрахунок спеціальних конструкцій», «Розрахунок конструкцій з врахуванням фізичної нелінійності»).

Матеріали дисертаційної роботи впроваджені при підготовці магістерських робіт та сумісних публікаціях зі студентами («Чисельне дослідження живучості будівлі при реконструкції (на прикладі 5-ти поверхової будівлі гуртожитку м. Луганськ); «Вплив закритичних навантажень на несучу здатність висотної будівлі»; «Аналіз методів оцінки аварійних ситуацій строительних конструкцій»; «Вплив закритичних навантажень на несучу здатність висотної будівлі» та ін.).

Відповідальний за науково-методичну роботу ННІАП
 завідувач кафедри реконструкції аеропортів та автошляхів НАУ
 д.т.н., професор

А. О. Белятинський

Завідувач кафедри комп'ютерних технологій будівництва
 д.т.н., професор

О. І. Лапенко

015029



(11) 94254

(19) UA

(51) МПК
E04B 1/30 (2006.01)

- | | |
|--|--|
| <p>(21) Номер заявки: u 2014 04076</p> <p>(22) Дата подання заявки: 16.04.2014</p> <p>(24) Дата, з якої є чинними права на корисну модель: 10.11.2014</p> <p>(46) Дата публікації відомостей про видачу патенту та номер бюлетеня: 10.11.2014, Бюл. № 21</p> | <p>(72) Винахідники:
 Першаков Валерій
 Миколайович, UA,
 Белятинський Андрій
 Олександрович, UA,
 Барабаш Марія Сергіївна,
 UA,
 Лисницька Катерина
 Миколаївна, UA,
 Ромашкіна Марина
 Андріївна, UA</p> <p>(73) Власник:
 НАЦІОНАЛЬНИЙ
 АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ,
 пр. Комарова, 1, м. Київ,
 03680, UA</p> |
|--|--|

(54) Назва корисної моделі:

ЗАЛІЗОБЕТОННА РАМНА КОНСТРУКЦІЯ

(57) Формула корисної моделі:

1. Залізобетонна рамна конструкція, яка складається з піврам зі стійок та ригелів та виконана щонайменше з двох з'єднаних між собою блок-модулів, яка **відрізняється** тим, що піврами в блок-модулях з'єднані в різних конфігураціях і в різних площинах, утворюючи просторові рамні каркаси блок-модулів, прямокутні, квадратні та круглі в плані.
2. Залізобетонна рамна конструкція за п. 1, яка **відрізняється** тим, що блок-модулі можуть з'єднуватися (нарощуватися) між собою в трьох площинах з утворенням секцій просторового рамного каркаса.

(11) **94254**

Пронумеровано, прошито металевими люверсами та скріплено печаткою
2 арк.
10.11.2014

Уповноважена особа





(підпис)



УКРАЇНА

(19) **UA** (11) **94254** (13) **U**(51) МПК
E04B 1/30 (2006.01)

ДЕРЖАВНА СЛУЖБА
ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ
ВЛАСНОСТІ
УКРАЇНИ

(12) ОПИС ДО ПАТЕНТУ НА КОРИСНУ МОДЕЛЬ

(21) Номер заявки: **u 2014 04076**
 (22) Дата подання заявки: **16.04.2014**
 (24) Дата, з якої є чинними права на корисну модель: **10.11.2014**
 (46) Публікація відомостей про видачу патенту: **10.11.2014, Бюл.№ 21**

(72) Винахідник(и):
**Першаков Валерій Миколайович (UA),
 Беятинський Андрій Олександрович (UA),
 Барабаш Марія Сергіївна (UA),
 Лисницька Катерина Миколаївна (UA),
 Ромашкіна Марина Андріївна (UA)**

(73) Власник(и):
**НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ
 УНІВЕРСИТЕТ,
 пр. Комарова, 1, м. Київ, 03680 (UA)**

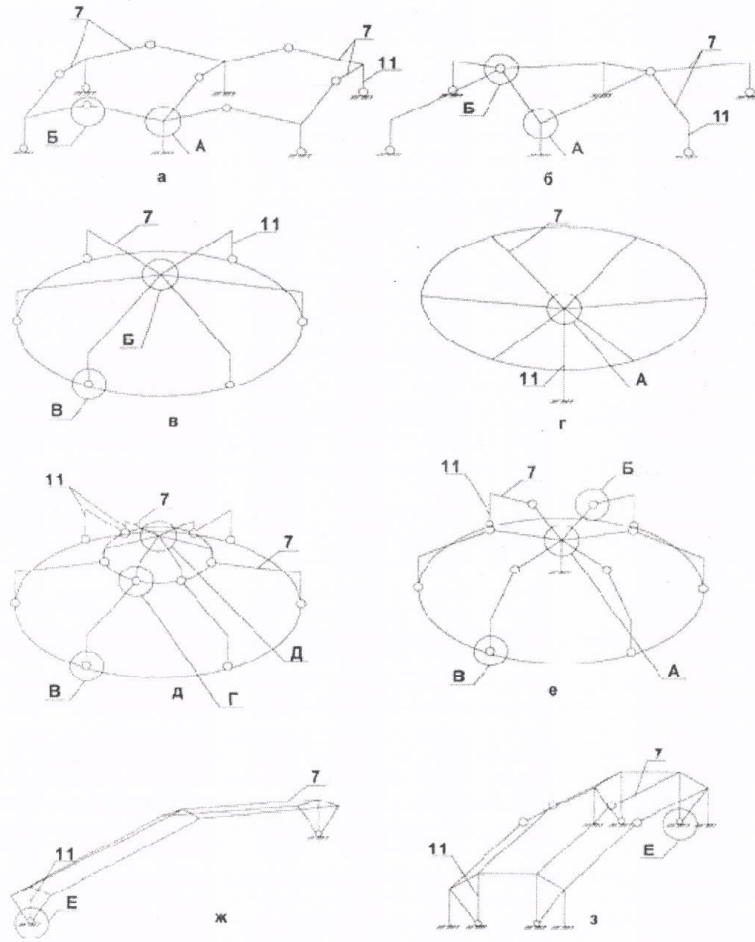
(54) ЗАЛІЗОБЕТОННА РАМНА КОНСТРУКЦІЯ

(57) Реферат:

Залізобетонна рамна конструкція складається з піврам зі стійок та ригелів та виконана щонайменше з двох з'єднаних між собою блок-модулів. Піврами в блок-модулях з'єднані в різних конфігураціях і в різних площинах, утворюючи просторові рамні каркаси блок-модулів, прямокутні, квадратні та круглі в плані. Блок-модулі можуть з'єднуватися (нарошуватися) між собою в трьох площинах з утворенням секцій просторового рамного каркаса.

UA 94254 U

UA 94254 U



Фиг. 1

UA 94254 U

Корисна модель належить до будівництва та може бути використана при зведенні залізобетонних рамних блок-модулів для виробничих, громадських, адміністративних та сільськогосподарських будівель.

5 Відома металічна рама, що складається зі стійок та ригелів з навісними стіновими панелями, що призначені для зменшення згинаючих моментів в ригелі. (Металічні конструкції. Загальний курс: Підручник для вузів/ Е.І. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Веденников та ін.; Під заг. ред. Е.І. Беленя. - 6-е вид., перероб. та доп. М.: Стройіздат, 1986. - 560 с., ілюстр. - С. 407., рис. 17.9).

10 Недоліком відомої конструкції є низька її ефективність через необхідність введення додаткових в'язів або діафрагм жорсткості в кожному ряді вертикальних опор для забезпечення просторової жорсткості системи, що зменшує можливість використання робочого простору.

15 Відома металічна рама, що складається з опорних стійок і ригелів з короткими консолями, розміщеними в продовженні ригеля (Архітектурні конструкції/ З.А. Казбек-Казиев, В.В. Беспалов, Ю.А. Диховичний та ін.; Під ред. З.А. Казбек-Казиева: Підручник для вузів за спец. "Архітектура". - М.: Вища шк., 1989. - 324 с.: ілюстр. - С. 134. рис. XII. 14).

Недоліком відомої конструкції є низька її ефективність через необхідність встановлення зв'язків в рядах опорних стійок для забезпечення просторової жорсткості, що призводить до обмеження раціонального використання внутрішнього простору, а також через виконання коротких консолей, що є недостатніми для улаштування додаткових критих площ.

20 Найближчим аналогом є рама, що містить вертикальні стійки і ригелі з консолями. Модуль виконаний в вигляді стійки з хрестоподібною вершиною. (Патент Росії № 46512 МПК E04B 1/24, опублікований 2005.07.10).

25 Недоліком найближчого аналога є низька ефективність конструкції: через наявність чотирьох коротких консолей, неможливість влаштування тільки трьох чи двох консолей, перевищеної металоємності, необхідності встановлення зв'язків в ряду опорних стійок для забезпечення просторової жорсткості, що призводить до обмеження раціонального використання внутрішнього простору для влаштування критих площ.

30 Задачу корисної моделі є підвищення ефективності роботи залізобетонної рамної конструкції, покращення раціонального використання внутрішнього робочого простору приміщення будівлі, зниження металоємності без погіршення її міцності та стійкості.

35 Поставлена задача вирішується тим, що залізобетонна рамна конструкція, що складається з піврам зі стійок та ригелів, виконана щонайменше з двох, з'єднаних між собою блок-модулів, згідно до корисної моделі, піврами в блок-модулях з'єднані в різних конфігураціях і в різних площинах, утворюючи просторові рамні каркаси блок-модулів, прямокутні, квадратні та круглі в плані.

Крім того, блок-модулі можуть з'єднуватися (нарощуватися) між собою в трьох площинах з утворенням секцій просторового рамного каркасу.

Розроблені нові конструктивні схеми і вузли каркасних будинків із тришарнірних залізобетонних рам (Фіг. 1 та Фіг. 2).

40 На Фіг. 1а показана конструктивна схема рамного каркасу будинку, де блок-модуль складається з чотирьох рам, причому блок-модулі можуть нарощуватися в обох напрямках у плані. Крайні кутові стійки передбачені з шарнірною опорою у фундаменті, середні - з жорсткою. У вузлі А з'єднання прямолінійних залізобетонних елементів у розтягнутій зоні виробляється шляхом заведення відрізків труб малого діаметра 1, приварених до гнutoї закладної деталі 2 ригеля в прямокутний отвір металевої труби 3 з наступною їхньою фіксацією за допомогою П-подібного стрижня 4, а в стиснутій зоні шляхом установки закладної деталі у вигляді швелера 5, що виключає взаємний зсув ригеля і стійки (Фіг. 2а).

45 На Фіг. 1б представлена схема рамного каркасу будинку, що складається з блок-модулів, що включають дві залізобетонні рами, які перетинаються в коньковому вузлі під деяким кутом. Конструкція розроблялася з такою умовою, щоб блок-модуль можна було нарощувати в обох напрямках будинку. При цьому необхідно вирішувати вузли сполучення двох-чотирьох ригелів з однією стійкою. Ці вузли аналогічні вузлу А, показаному на Фіг. 1а. Для схеми на Фіг. 1б був розроблений вузол Б, що включає сполучення чотирьох ригелів (Фіг. 2б). Необхідною умовою конструювання цього вузла є шарнірне з'єднання ригелів. Між торцями ригелів встановлюється залізобетонний куб 6, сторона якого дорівнює висоті торця ригеля 7. З чотирьох сторін куба встановлюються закладні деталі 8, до яких по осі куба приварюються відрізки труб 9. Такого ж діаметра відрізок трубки 10 приварюється до закладної деталі, розташованої в торці ригеля. Під час монтажу відрізки трубок на ригелі і кубі сполучаються і шплінтуються.

55 На Фіг. 1в представлена схема будинку, круглого в плані, що включає залізобетонні піврами. 60 При цьому залізобетонне кільце служить фундаментом для каркасу будинку, що сприймає

UA 94254 U

розпір. Сійка піврами з'єднана з фундаментом шарнірно (Фіг. 2в). Улаштовують фундамент таким чином, щоб він міг сприймати горизонтальну і вертикальну складову зусилля від п'яти рами. Коньковий вузол виконаний з умови з'єднання декількох ригелів і являє собою залізобетонне кільце, що забезпечує шарнірне з'єднання (Фіг. 2б). Тут замість залізобетонного

5 куба використовується залізобетонне кільце.
На Фіг. 1г представлена схема рамного каркасу будинку, круглого в плані. Конструктивною особливістю є пристрій загальної залізобетонної сійки декількох ригелів, що розташовуються вздовж радіусів окружності. Сійка жорстко кріпиться до фундаменту. До сійки може кріпитися різна кількість ригелів. На Фіг. 2а показаний вузол А - місце кріплення ригелів до сійки.

10 На Фіг. 1д представлена рамна конструкція, яка зведена шляхом улаштування малого рамного каркасу на великий. У конструкції використовується три залізобетонних кільця, що служать:

- велике кільце влаштовується у вигляді фундаменту по всьому периметру великої окружності. Воно служить для шарнірного обпирання сійок нижніх піврам на кільце-фундамент. Вузол опирання В приведений на Фіг. 2в;

15 - середнє кільце перемінної товщини виконує дві функції. Воно є місцем пристрою конькового вузла для нижньої піврами і шарнірного обпирання сійок верхніх піврам. Перемінна товщина збільшує надійність кільця в місцях з'єднання ригеля нижньої піврами і сійки верхньої піврами. З'єднання виробляється в одному перетині, тому що верхня і нижня рами утворюють одну площину. Конструкція вузла Г приведена на Фіг. 2г. Конструктивна особливість викликана тим, щоб зменшити величину розпору ригеля 7 нижньої піврами за рахунок дії розпору від сійки 11 верхньої піврами. До закладної деталі 8, розташованої в торці ригеля, приварюють відрізок стрижня малого діаметра 12, який, упираючись у закладну деталь сійки 13 піврами, утворює шарнір;

25 - мале кільце несе функції конькового вузла для верхніх піврам. Конструкція вузла Д приведена на Фіг. 2д. Це кільце має невеликий діаметр. Виготовляється воно перемінної товщини з приєднанням гнutoї закладної деталі. Шарнірне обпирання ригеля забезпечується зварюванням до закладної деталі ригеля відрізка стрижня 12.

30 На Фіг. 1е представлена рамна конструкція круга в плані. Для збільшення корисної площі тришарнірні рами розташовуються по окружності з одною загальною сійкою, що жорстко закріплена у фундаменті. Сійки піврам, розташовані по окружності, мають шарнірні обпирання. Вузли А, Б, В приведені відповідно на Фіг. 2 а, б, в.

35 На Фіг. 1ж представлений рамний каркас однопрогонового будинку, що включає три тришарнірні рами, які з'єднані між собою розпірками. Розпірки з'єднують між собою ригелі піврам с кроком, що підбирається в залежності від навантаження на ригель від матеріалу і від ряду інших факторів. Виконують розпірки зі сталі, що працюють тільки на розтягання. Для даної схеми розроблена конструкція фундаменту дрібного закладення, що забезпечує шарнірне обпирання сійок на нього (Фіг. 2е). Це кутовий фундамент, на який спираються три сійки піврам, причому одна вертикально, а дві інші з симетричним нахилом. Можуть бути запропоновані схеми багатпрогонових будинків, що складаються з двох і більше прольотів каркасів. У цьому випадку проміжні сійки жорстко закріплюють у фундаменті.

40 На Фіг. 1з представлена схема каркасного будинку, виконаного із залізобетонних піврам. Представлена конструкція є модульним каркасом для такого типу будинків, що складається з двох вертикальних тришарнірних рам і двох похилих. При цьому утворюється пара з похилої вертикальної рами, шарнірно обертої у фундамент дрібного закладення - вузол Е (Фіг. 2е). Для забезпечення стійкості рамні конструкції з'єднані сталевими розпірками.

45 В залежності від схеми розміщення сійок і ригелів піврам просторові блок-модулі можуть створюватися в будь-якій конфігурації: багатпрольотні в двох площинах і багатповерхові рамні каркаси.

50 Просторовий рамний каркас володіє просторовою жорсткістю за рахунок роботи рамної схеми в поздовжньому та поперечному напрямках.

Виготовлення збірних та суцільних піврам і монтаж каркасу може виконуватися, як із модулів заводського виготовлення, так і з відправних елементів, шляхом укрупненої збірки на місці монтажу. Покриття може бути виконаним, наприклад, профільованим настилом або залізобетонною оболонкою.

55 Особливістю поданої залізобетонної рамної конструкції є те, що в ній реалізується просторова схема роботи рамного каркаса зі збірних і суцільних піврам, що випускаються. Це дозволяє більш повно використовувати внутрішній простір будівлі. В цілому виконання конструкції блок-модульного типу дозволяє здійснювати раціональний монтаж при менших витратах.

60

UA 94254 U

Вказані особливості свідчать про високу ефективність залізобетонної рамної конструкції прольотом 12, 18, 21 і 24 м.

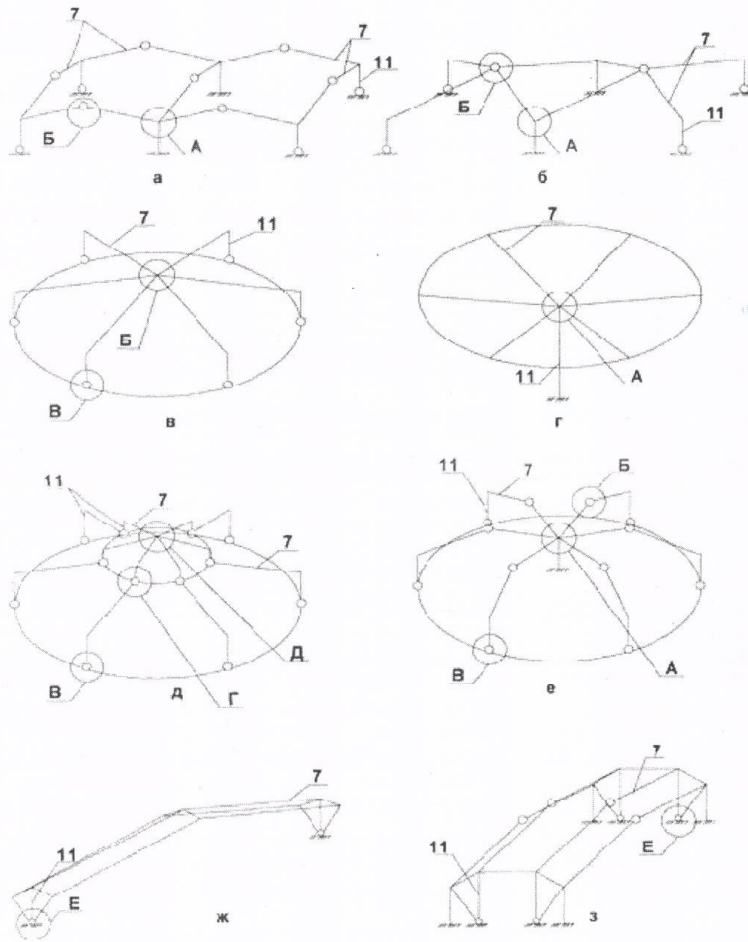
Таким чином, отримані конструктивні схеми і вузли будинків і споруд з піврам, що серійно випускаються, мають архітектурну виразність.

- 5 Розглянуті будинки і споруди можуть бути використані для сільських виробничих громадських будинків (павільйони, торговельні зали, ринки, басейни, спортзали, виставки та ін.), а також будинки і споруди сільгоспавіації.

ФОРМУЛА КОРИСНОЇ МОДЕЛІ

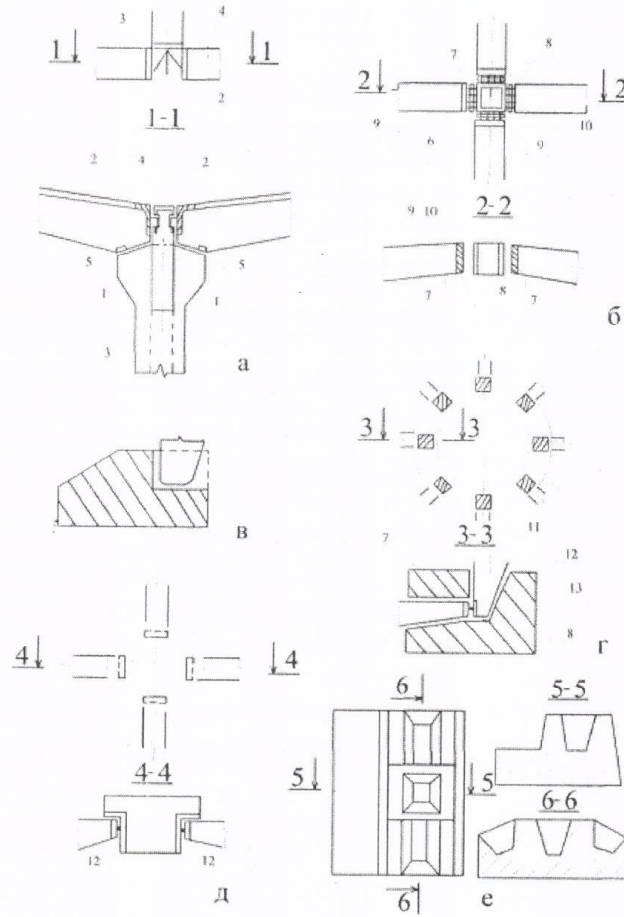
- 10
1. Залізобетонна рамна конструкція, яка складається з піврам зі стійок та ригелів та виконана щонайменше з двох з'єднаних між собою блок-модулів, яка відрізняється тим, що піврами в блок-модулях з'єднані в різних конфігураціях і в різних площинах, утворюючи просторові рамні каркаси блок-модулів, прямокутні, квадратні та круглі в плані.
- 15
2. Залізобетонна рамна конструкція за п. 1, яка відрізняється тим, що блок-модулі можуть з'єднуватися (нарощуватися) між собою в трьох площинах з утворенням секцій просторового рамного каркаса.

UA 94254 U



Фиг. 1

UA 94254 U



Фіг. 2

Комп'ютерна верстка А. Крулевський

Державна служба інтелектуальної власності України, вул. Урицького, 45, м. Київ, МСП, 03680, Україна

ДП "Український інститут промислової власності", вул. Глазунова, 1, м. Київ – 42, 01601