

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

ВИСОЧАН Ніна Костянтинівна

УДК 624.012.4:624.07

ДИСЕРТАЦІЯ
ВПЛИВ ПРОЦЕСІВ ЗВЕДЕННЯ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ
СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ НЕСУЧИХ СИСТЕМ
БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДИНКІВ

Спеціальність 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди
Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідні джерела

Н.К. Височан

Науковий керівник:

Ковров Анатолій Володимирович, кандидат технічних наук, професор

Одеса – 2020

АНОТАЦІЯ

Височан Н.К. Вплив процесів зведення на напружено-деформований стан залізобетонних елементів несучих систем багатоповерхових будинків. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (19 – Архітектура та будівництво). – Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса, 2020.

Дисертаційна робота присвячена розробці розрахункової моделі визначення напружено-деформованого стану залізобетонних статично невизначених рамних конструкцій з урахуванням тріщиноутворення, поетапного зведення конструкції та повзучості, що ґрунтується на чисельно-аналітичному методі граничних елементів та дозволяє досліджувати роботу системи аж до граничного стану і відповідає фізичному характеру їх роботи.

У **вступі** обґрунтовано вибір теми, сформульовано мету і завдання відповідно до об'єкта та предмета дослідження, визначено наукову новизну та практичне значення роботи, представлено її загальну характеристику і зв'язок з науковими планами та програмами академії, вказано практичне значення отриманих результатів і особистий внесок здобувача, наведені результати апробації дисертаційної роботи та дані про публікації, структуру і обсяг дисертації.

Наукова новизна отриманих результатів полягає у розробленні розрахункової моделі, що дозволяє визначити напружено-деформований стан залізобетонних елементів несучих систем багатоповерхових будівель, з урахуванням процесів зведення, тріщиноутворення та повзучості бетону. Також запропонована методологія застосування чисельно-аналітичного методу граничних елементів при розрахунку багатопролітних каркасних залізобетонних конструкцій з урахуванням поетапного формування розрахункової схеми та практичний спосіб побудови діаграм «згинальний

момент – кривизна» для залізобетонних згинальних елементів з урахуванням повзучості та тріщиноутворення бетону.

У **першому розділі** дисертаційної роботи виконаний аналіз літературних джерел по темі. Проаналізовані і приведені основні методи розрахунку несучих систем багатоповерхових будівель.

Розглянутий вплив процесів зведення залізобетонних каркасних будівель на формування напружено-деформованого стану конструкцій.

Викладені теоретичні основи врахування повзучості в розрахунках статично невизначених залізобетонних рамних конструкцій.

Другий розділ присвячений дослідженню закономірностей формування матриць чисельно-аналітичного методу граничних елементів для розрахунку рамно-зв'язкових каркасних конструкцій.

Розглянуті основні принципи застосування чисельно-аналітичного методу граничних елементів.

Розроблені алгоритми формування матриць при розрахунку рамно-зв'язкових каркасних конструкцій за допомогою чисельно-аналітичного методу граничних елементів.

Сформовані матриці чисельно-аналітичного методу граничних елементів двопрогінних рамно-зв'язкових каркасних конструкцій поверховістю від одного до п'яти поверхів.

У **третьому розділі** розглянутий вплив порядку формування розрахункової схеми на напружено-деформований стан залізобетонної рамно-зв'язкової каркасної конструкції.

Запропонована методика визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням процесів тріщиноутворення.

Розроблені алгоритми визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамно-зв'язкових та рамних каркасів с урахуванням процесів тріщиноутворення та історії зведення за допомогою програми, розробленої в системі комп'ютерної математики MATLAB.

Дослідження формування напружено-деформованого стану рамно-зв'язкового каркасу свідчить про те, що врахування порядку навантаження та процесів тріщиноутворення на кожному етапі зведення виявляє «розрахункове руйнування» ригелів. Порушення технології монтажу викликає значне збільшення значень прольотних згинальних моментів від дії вертикального розрахункового навантаження (до 80% в ригелях покриття і до 64% в ригелях перекриття).

Результат розрахунків каркасу на постійні характеристичні навантаження з урахуванням етапності зведення будівлі та тріщиноутворення в порівнянні з результатами розрахунку за класичною розрахунковою схемою визначає збільшення згинальних моментів в прольотах від 63% до 71%. В опорних перерізах ригелів згинальні моменти зменшуються від 31% до 37%.

При порівнянні значень згинальних моментів, отриманих в результаті розрахунку рамно-зв'язкового каркасу будівлі, слід зазначити, що порушення технології монтажу при повному розрахунковому навантаженні, з урахуванням поетапного зведення будівлі виявляє «розрахункове» руйнування ригеля в прольоті (значення згинальних моментів перевищують розрахункову несучу здатність перерізів), а при характеристичному навантаженні з урахуванням поетапного зведення будівлі забезпечується запас міцності 1,18%.

Результати розрахунків, приведені в Розділі 3 свідчать про необхідність ретельного врахування особливостей технології зведення залізобетонних каркасних будівель.

У **четвертому розділі** проведені дослідження напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного рамного каркасу з урахуванням порядку його зведення.

Пропонується методика визначення напружено-деформованого стану монолітних залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням порядку прикладання навантаження, що ґрунтується на чисельно-аналітичному методі

граничних елементів та дозволяє досліджувати роботу систем аж до граничного стану і відповідає фізичному характеру їх роботи.

У цьому розділі для досліджень використовується програма розрахунку залізобетонних конструкцій, яка розроблена під керівництвом проф. А.В.Коврова, доц. О.В.Ковтуненко з використанням моделей деформації залізобетонних згинальних елементів, розробленою за участю автора, з урахуванням вдосконаленої методики врахування процесів тріщиноутворення, наведеної у Розділі 3.

Для розрахунку монолітних залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням порядку їх зведення, а також процесів тріщиноутворення розроблено алгоритм та сформована блок-схема. Відповідно до запропонованого алгоритму проведені дослідження напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного рамного каркасу з урахуванням порядку зведення монолітного рамного каркасу.

Аналіз результатів розрахунку свідчить, що врахування порядку завантаження та тріщиноутворення при дії навантаження порівняно з результатами розрахунку за класичною розрахунковою схемою призводить до збільшення згинальних моментів в прольоті на 1,60%...6,0%. В опорних перерізах ригелів момент збільшується на 1,20%...3,40% і зменшується до 11,5%.

Роботи В.Є. Бабича, А.М. Бамбури, Л.М. Маїляна, В.С. Дорофєєва присвячені вивченню напружено-деформованого стану залізобетонних згинальних елементів, які ґрунтувалися на реальних діаграмах деформування матеріалів. В роботах О.Ф. Яременко, А.В. Коврова, В.Ф. Оробєя запропонований практичний спосіб побудови діаграм «згинальний момент – кривизна», заснований на пропозиціях І.Є. Прокоповича.

Для більш повного врахування процесів, що відбуваються у статично невизначених залізобетонних конструкціях при зміні навантажень аж до руйнування, необхідне використання діаграм «згинальний момент –

кривизна», що найбільш повно враховують роботу матеріалів та мають можливість застосування у практичних розрахунках.

Наведені лінеаризовані діаграми «згинальний момент – кривизна» при розрахунку статично невизначених залізобетонних рамних конструкцій. Приведена ілюстрація збіжності ітераційних процесів при розрахунках залізобетонного каркасу для пролітного перерізу ригеля при розрахунковому навантаженні з урахуванням процесів тріщиноутворення без урахування і з урахуванням історії зведення каркасу, яка вказує на те що при врахуванні процесів тріщиноутворення та історії зведення збіжність відбувається значно швидше.

У розділі наведено розрахунок з урахуванням тріщиноутворення та порядку зведення каркасу за запропонованою методикою та результати розрахунку з використанням ПК Ліра-САПР відрізняються в колонах нижнього поверху до 61,4%, в ригелях нижнього поверху – до 10%.

У **п'ятому розділі** розглянуто питання врахування впливу повзучості та тріщиноутворення бетону на напружено-деформований стан залізобетонних елементів.

Вивчені гіпотези, що приймаються при формуванні деформаційної моделі залізобетонних елементів з урахуванням тривалої дії навантаження і тріщиноутворення.

Розроблений алгоритм побудови діаграм «згинальний момент – кривизна» з урахуванням тривалої дії навантаження, повзучості бетону і тріщиноутворення.

Відповідно до приведенного алгоритму розроблені програми в системі MATLAB, що дозволяють будувати лінеаризовані діаграми «згинальний момент – кривизна» для визначення напружено-деформованого стану згинальних елементів, в заданому віці t при заданому віці завантаження t_0 .

Ключові слова: рамні конструкції, залізобетонні згинальні елементи, напружено-деформований стан, метод граничних елементів, історія зведення, процес тріщиноутворення.

ABSTRACT

Vysochan N.K. The influence of the processes of constructing on the stress-strain state of ferro concrete components in carrying systems of multistory buildings. – Qualifying scientific work is on rights for a manuscript.

The dissertation on competition of a scientific degree of the candidate of technical sciences (doctor of philosophy) on a specialty 05.23.01 «Building constructions, buildings and constructions» (19 – Architecture and construction). – Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, 2020.

The dissertation work is dedicated to the creation of calculation model to determine the stress-strain state of the ferro-concrete statically undeterminable frame structures taking into account the crack formation, stage-by-stage constructing of structure, and creeping, which is based on the numeral analytical method of boundary elements. This model allows exploring the work of systems to the extent of edge state and complies to the physical nature of work.

The **introduction** explains the choice of topic, defines the objective and task according to the object and subject of the research. The academic novelty and practical importance of work have been determined. There is a representation of its general characteristics and connection with science plans and programs of the academy. The practical importance of results obtained and author's contribution have also been represented. There are the results of the dissertation work approbation and information about publication and size of the dissertation.

The academic novelty of the results obtained is in developing the calculation model that allows determining the stress-strain state of the ferro-concrete elements in frame constructions of multistory buildings including the processes of constructing, crack formation and creeping of concrete. There is also a suggestion of methodology for the numeral analytical method of boundary elements during the calculation of multi-span framework structures taking into account the gradual establishment of design diagram and practical way to construct the diagrams

«moment of flection – flexure» for the ferro-concrete elements of flection, including the creeping and crack formation of concrete.

The **first section** of the dissertation work analyzes the literature sources on the topic. The basic methods of calculation carrying systems of multistory buildings have been analyzed and represented.

It considers the influence of constructing the ferro-concrete skeleton buildings on the stress-strain state of structures.

The theoretical basis of considering the creeping in the calculation of statically undeterminable ferro-concrete frame structures has been represented.

The second section is dedicated to the study of patterns to form matrices of the numeral analytical method of boundary elements for the calculation of braced frame skeleton structures.

The main principles of using the numeral analytical method of boundary elements have been considered.

The main principles of using the numeral analytical method of boundary elements have been considered.

We have created the matrices of the numeral analytical method of boundary elements of the two-pass braced frame skeleton structures with a number of floors from one to five.

The **third section** the influence of creating the calculation scheme on stress-strain state of ferro concrete braced frame skeleton structure.

There is suggestion of method of determining the stress-strain state of ferro concrete frame structures taking into account the processes of crack formation.

We have developed the algorithms of determining the stress-strain state of ferro concrete braced frame and channel frames taking into account the processes of crack formation and history of constructing using MATLAB, the system of computer mathematics.

The study of the stress-strain state of the braced frame skeleton points to the fact that taking into account the loading procedure and crack formation at every stage of constructing detects the "calculation destruction" of rigels. The violation

of installation technology causes the substantial increase of values of the span moments of flexion after the action of axial intended load (up to 80% in rigels of cover and up to 64% in rigels of overlap).

The results of calculation for the permanent characteristic loads including the sequencing of constructing and crack formation have shown that every stage comparing to the results of calculation under the classical calculation scheme leads to increase of moment of flexion in span between 63% and 71%. This moment decreases in supporting cuttings of rigel from 31% to 37%.

Comparing the values of the flexion moments that have been obtained as a result of calculation of the braced frame skeleton of a building, it is necessary to mention that violation of installation technology during the full intended load including stage-by-stage constructing of the building detects the "calculated" destruction of rigel in span (the values of flexion moments exceed the calculated bearing strength of cuttings). In the case of characteristic load including stage-by-stage constructing of the building, the safety margin is 1,18%.

The calculation results specified in Section 3 show the importance of careful consideration of the features of constructing technology for the ferro-concrete skeleton buildings.

The **fourth section** shows the study of the stress-strain state of monolith ferro concrete channel frame including its constructing procedure.

There is suggestion of method of determining the stress-strain state monolith ferro concrete frame structures taking into account the applied load based on the numeral analytical method of boundary elements. This method allows to explore the work of systems to the extent of edge state and complies to the physical nature of work.

In this section the program of calculation for the ferro concrete structures has been used for research. It has been developed under the guidance of A.V. Kovrov, and O.V. Kovtunenکو. The aforesaid method uses the models of deformation of flexion elements, involving the author and taking into account the crack formation processes, which is presented in section 3.

The algorithm and flow chart have been developed for calculation of monolith ferro concrete frame structures including their constructing procedure and crack formation processes. The research of the stress-strain state of monolith ferro concrete channel frame including constructing procedure of monolith channel frame has been performed according to the suggested algorithm.

The analysis of calculation results reflects that taking into account the load and crack formation during the loading comparing to the results of calculation under the classical calculation scheme causes increasing of moments of flection in span by an amount between 1,60 % and 6,0%. In supporting cuttings of rigel the moment increases by the amount between 1,20% and 3,40% and decreases by the amount of 11,5%.

The works by V.Ye. Babych, A.M. Bambura, L.M. Mailyan, V.S. Dorofeiev are dedicated to the study of the ferro-concrete elements of flection that were based on the real diagrams of material deformation. The practical way to construct the diagrams «moment of flection – flexure» has been suggested in the works by O.F. Yaremenko, A.V. Kovrov and V.F. Orobei. This way was based on the ideas by I.Ye. Prokopovych.

For a more complete consideration of processes that take place in the statically undeterminable ferro-concrete structures during the change of load until destruction, it is necessary to use the diagrams «moment of flection – flexure». They consider the work of materials most fully and can be used in practical calculations.

The linearized diagrams «moment of flection – flexure» during the calculation of statically undeterminable ferro-concrete structures are shown here. Here is the illustration of similarity between iterative processes in the calculation of the ferro-concrete frame for the span cutting in a rigel during the intended load taking into account the crack formation, with considering the history of frame constructing and without it. It shows that during considering the crack formation and history of constructing, the similarity occurs more quickly.

The section shows the calculation including crack formation and procedure of the framing constructing using the suggested method. The results of calculation using PC Lira-SAPR are different in the columns of a ground floor up to 61,4%, in rigels of the ground floor - up to 10%.

The **fifth** section considers the issue of taking into account the influence of creeping and crack formation of concrete on the stress-strain state of ferro-concrete elements.

There is a research of hypothesis, which is accepted during creation of deformation model of the ferro concrete components with long action of loading and crack formation.

The algorithm of constructing for diagrams «moment of flection – flexure» have been suggested. It takes into account the long action of loading creep and crack formation.

According to the described algorithm, we have developed the programs in the MATLAB system, which allow constructing the conditional linearized diagrams «moment of flection – flexure» to determine the stress-strain state of the elements of flection t at given load capacity t_0 .

Key words: frame structures, reinforced concrete bending elements, stress-strain state, boundary element method, construction history, of cracking processes.

Список публікацій здобувача за темою дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Управление строительными процессами с помощью моделирования их параметров / [О.А.Попов, О.И.Лапина, Н.К.Высочан та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2008. – №30. – С.265–268.

2. Дослідження міцності приопорних ділянок позацентрово розтягнутих залізобетонних балок. / [В.С.Дорофєєв, В.М.Карпюк,

Н.К.Высочан та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2009. – №33. – С.63-72.

3. К построению линейризованных диаграмм деформирования изгибаемых железобетонных элементов / В.С.Дорофеев, А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко, Н.К.Высочан // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. Наук. праць. – Рівне, НУВГП, 2011. – Вип. №22. – С.320-327.

4. О влиянии порядка загрузки на напряженно-деформированное состояние железобетонных рамных конструкций / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. – Макіївка, 2011. – Випуск 2011 – 4(90) – С.87-94.

5. О влиянии порядка формирования расчетной схемы на напряженно-деформированное состояние железобетонного рамно-связевого каркасу / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, ОДАБА, 2012. – №47 ч.2 – С.118-125.

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав:

6. Kovrov A.V., Kovtunencko A.V., Vysochan N.K. The effect of the loading order on the formation of the stress-strain state of reinforced concrete frame structure. Technical Journal (Tehnički glasnik). – 2016. – Vol.10, 3-4. – pp. 98 – 101.

7. О формировании напряженно-деформированного состояния железобетонных рамно-связевых каркасов с учетом изменения технологи их возведения/ А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, А.М. Кушнир, Н.К. Высочан // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник научных трудов – Минск: Колорград. – 2016. – Вып. №8. – С.84-97.

8. Kovrov A., Kovtunenکو A., Vysochan N. Strain diagrams of cross-section of reinforced concrete bending elements. Technical Journal (Tehnički glasnik). – 2017. – Vol.11, 4. – pp. 175 – 182.

Монографія

9. Напряженно-деформированное состояние железобетонных пространственных рамных конструкций [Монография] / А.В. Ковров, А.М. Кушнир, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан. – Одесса: 2015. – 215с.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

10. Kovrov A., Kovtunenکو A., Vysochan N. Strain diagrams of cross-section of reinforced concrete bending elements. International Conference Matrib 2017 June 29th-July 1st 2017 Vela Luka, p.124-131.

11. Ковров А.В., Высочан Н.К. Изменение напряженно-деформированного состояния железобетонных рамно-связевых каркасов с учетом нарушения технологии их возведения. Тези доповідей 74-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури, 17-18 травня, 2018 р. – Одеса: ОДАБА, 2018. – С.186.

12. Ковров А.В., Высочан Н.К. История загрузки как фактор формирования напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций. Тези доповідей V міжнародної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки», 22-25 травня, 2018р. – Одеса: ОДАБА, 2018. – С. 267-268.

ЗМІСТ

| | |
|--|----|
| ВСТУП..... | 18 |
| РОЗДІЛ 1. СТАН ПИТАННЯ І ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ..... | 23 |
| 1.1. Конструктивні системи і методи розрахунку несучих систем багатоповерхових будівель..... | 23 |
| 1.2. Вплив процесів зведення залізобетонних каркасних будівель на формування напружено-деформованого стану конструкцій | 30 |
| 1.3. Врахування тріщиноутворення в розрахунках статично невизначених залізобетонних рамних конструкцій | 40 |
| 1.4. Врахування повзучості в розрахунках статично невизначених залізобетонних рамних конструкцій | 46 |
| Висновки до розділу 1..... | 48 |
| РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКОНОМІРНОСТЕЙ ФОРМУВАННЯ МАТРИЦЬ ЧИСЕЛЬНО-АНАЛІТИЧНОГО МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ РАМНО- ЗВ'ЯЗКОВИХ КАРКАСНИХ КОНСТРУКЦІЙ..... | 50 |
| 2.1. Загальні відомості | 50 |
| 2.2. Формування матриць для рамно-зв'язкової каркасної конструкції...52 | 52 |
| 2.2.1. Алгоритм визначення внутрішніх зусиль і переміщень | 54 |
| 2.3. Формування матриць для рам, що мають один поверх та два прольоти | 59 |
| 2.4. Формування матриць для рам, що мають два поверхи та два прольоти | 67 |
| 2.5. Формування матриць для рам, що мають три поверхи та два прольоти | 74 |
| 2.6. Формування матриць для рам, що мають чотири поверхи та два прольоти..... | 79 |
| 2.7. Формування матриць для рам, що мають п'ять поверхів та два прольоти | 81 |
| Висновки до розділу 2..... | 82 |

| | |
|--|-----|
| РОЗДІЛ 3. ВПЛИВ ПОРЯДКУ ФОРМУВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ РАМНО-ЗВ'ЯЗКОВОЇ КАРКАСНОЇ КОНСТРУКЦІЇ | 84 |
| 3.1. Особливості формування напружено-деформованого стану залізобетонних рамно-зв'язкових каркасів з урахуванням порядку прикладання навантаження | 84 |
| 3.2. Методика визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамно-зв'язкових каркасів з урахуванням порядку прикладання навантаження | 85 |
| 3.3. Методика визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням процесів тріщиноутворення..... | 90 |
| 3.4. Дослідження напружено-деформованого стану рамно-зв'язкового каркасу з урахуванням порядку зведення каркасу | 94 |
| 3.4.1. Вихідні дані для проектування залізобетонного двопролітного п'ятиповерхового рамно-зв'язкового каркасу. | 94 |
| 3.4.2. Статичний розрахунок залізобетонного каркасу двопролітної п'ятиповерхової будівлі в пружній стадії..... | 94 |
| 3.4.3. Формування напружено-деформованого стану двопролітної п'ятиповерхової залізобетонної рамно-зв'язкової конструкції при дії розрахункового навантаження з урахуванням історії зведення каркасу..... | 99 |
| 3.4.4. Напружено-деформований стан двопролітної п'ятиповерхової залізобетонної рамно-зв'язкової конструкції на дію характеристичного навантаження..... | 103 |
| Висновки до розділу 3..... | 107 |
| РОЗДІЛ 4. ВПЛИВ ПОРЯДКУ ПРИКЛАДАННЯ НАВАНТАЖЕННЯ НА ФОРМУВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМНИХ КОНСТРУКЦІЙ. | 109 |

| | |
|---|-----|
| 4.1. Методика визначення напружено-деформованого стану монолітних залізобетонних рамних каркасів з урахуванням порядку зведення каркасу | 109 |
| 4.2. Дослідження напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного рамного каркасу з урахуванням порядку його зведення..... | 113 |
| 4.2.1. Вихідні дані для проектування залізобетонного трипролітного чотириповерхового рамного каркасу..... | 113 |
| 4.2.2. Статичний розрахунок залізобетонного каркасу трипролітної чотириповерхової будівлі в пружній стадії... | 113 |
| 4.3. Дослідження напружено-деформованого стану з урахуванням етапності зведення монолітного рамного каркасу | 116 |
| 4.4. Лінеаризовані діаграми «згинальний момент – кривизна» при розрахунку статично невизначених залізобетонних рамних конструкцій | 121 |
| 4.5. Оцінка впливу процесу зведення несучих систем на напружено-деформований стан конструкцій | 126 |
| Висновки до розділу 4..... | 131 |
| РОЗДІЛ 5. ВРАХУВАННЯ ВПЛИВУ ПОВЗУЧОСТІ ТА ТРІЩИНОУТВОРЕННЯ БЕТОНУ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ..... | |
| 5.1. Гіпотези, що приймаються при формуванні деформаційної моделі залізобетонних елементів з урахуванням тривалої дії навантаження та тріщиноутворення..... | 132 |
| 5.2. Визначення згинальної жорсткості елементів з урахуванням повзучості при тривалій дії навантаження | 133 |
| 5.3. Визначення згинальної жорсткості елементів з урахуванням тривалої дії навантаження, повзучості та тріщиноутворення..... | 138 |
| 5.4. Алгоритм побудови діаграм «згинальний момент – кривизна» з урахуванням повзучості згинальних елементів та | |

| | |
|---|-----|
| | 17 |
| тріщиноутворення бетону | 141 |
| Висновки до розділу 5..... | 151 |
| ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ..... | 152 |
| СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ..... | 154 |
| ДОДАТОК А Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації..... | 177 |
| ДОДАТОК Б Довідки про впровадження результатів досліджень..... | 180 |

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. З розвитком будівництва спостерігається тенденція до зростання поверховості об'єктів, які ускладнюються архітектурними і конструктивними формами. Актуальними стають проблеми, пов'язані з реконструкцією житлових і громадських будівель старої забудови.

Об'єми будівництва будівель підвищеної поверховості постійно збільшуються. Це вимагає пошуку нових конструктивних рішень, конструктивно-технологічних систем будівель і споруд, що безпосередньо пов'язане із структурою будівельного комплексу, що змінюється, і прагненням будівельних організацій скоротити витрати на зведення будівель і споруд, понизити терміни будівництва.

Методика розрахунку висотних будівель і споруд з різними конструктивними схемами складається з окремих послідовних операцій, а саме вибору розрахункової схеми, збору навантажень, визначення зусиль та інше. При цьому, відповідальним етапом є створення розрахункової схеми будівлі.

Сучасний рівень розвитку обчислювальної техніки дозволяє вирішувати завдання практично будь-якої складності. Практичне розуміння роботи елементів, як і усієї будівлі в цілому, часто ґрунтується на наближених теоріях і припущеннях, розроблених в минулому столітті, які базуються на значних допущеннях і ідеалізаціях.

Велике значення набуває вибір розрахункових моделей, що описують роботу несучих систем багатопверхових будівель. Це призводить до необхідності більш точної оцінки напружено-деформованого стану несучих систем. Оскільки, з одного боку, необхідно забезпечити надійність, довговічність будівлі, а з іншого – забезпечити мінімальні витрати на її зведення і експлуатацію.

Для оцінки реального напружено-деформованого стану будівель необхідно знати всю їх історію навантаження і експлуатації. Слід вивчити

поведінку елементів несучої системи, під дією вертикального навантаження в період зведення, з урахуванням реальних фізичних властивостей матеріалів конструкцій.

В процесі зведення формується напружено-деформований стан елементів несучих систем багатоповерхових будівель, який відрізняється від того, що визначається при розгляді остаточно сформованої розрахункової схеми з прикладеним сумарним навантаженням.

Актуальність дослідження формування напружено-деформованого стану елементів несучих систем багатоповерхових будівель і споруд з урахуванням порядку зведення визначила тему і зміст дисертаційної роботи.

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

Теоретичні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням впливу процесів формування розрахункової схеми і розробка методики їх розрахунку з використанням чисельно-аналітичного варіанту методу граничних елементів є частиною держбюджетної теми «Управління напружено-деформованим станом будівельних конструкцій на основі вдосконалення розрахункових моделей» (номер державної реєстрації 0112U003211), яка виконується на кафедрі опору матеріалів Одеської державної академії будівництва та архітектури.

Метою роботи є створення розрахункової моделі напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій несучих систем багатоповерхових будівель з урахуванням процесів їх зведення, тріщиноутворення і тривалості дії навантаження, що ґрунтується на чисельно-аналітичному методі граничних елементів.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити наступні **завдання**:

– розробити алгоритми формування матриць чисельно-аналітичного методу граничних елементів при розрахунку багатопрілітних каркасних конструкцій з урахуванням поетапного формування розрахункової схеми;

– розвинути методологію застосування чисельно-аналітичного методу граничних елементів для розрахунку залізобетонних каркасних конструкцій з урахуванням впливу процесів зведення будівлі та процесів їх тріщиноутворення;

– виконати теоретичні дослідження та чисельні експерименти з метою виявлення та вивчення особливостей формування напружено-деформованого стану елементів несучих систем багатопверхових будівель в процесі зведення на прикладі рамно-зв'язкових і рамних каркасних конструкцій;

– розробити пропозиції з урахування впливу повзучості та тріщиноутворення бетону на напружено-деформований стан при розрахунку залізобетонних несучих рамних систем;

– виконати порівняння результатів розрахунків за запропонованою методикою з результатами розрахунків з використанням ПК Ліра-САПР.

Об'єкт досліджень – залізобетонні каркасні конструкції, що використовуються при зведенні будівель і споруд різного призначення.

Предмет досліджень – напружено-деформований стан залізобетонних каркасних конструкцій при короткочасних і тривалих навантаженнях, перерозподіл зусиль в них при поетапному навантаженні в результаті тріщиноутворення та повзучості бетону.

Методи дослідження. аналіз літературних джерел, теоретичні та чисельні дослідження роботи каркасних залізобетонних конструкцій, методи механіки залізобетону, аналіз порівняння отриманих даних с результатами розрахунків з використанням програмних комплексів.

Наукова новизна отриманих результатів:

1. *Вперше* запропонована методика застосування чисельно-аналітичного методу граничних елементів при розрахунку багатопрілітних каркасних залізобетонних конструкцій з урахуванням поетапного формування розрахункової схеми;

2. *Вперше* запропонований практичний спосіб побудови діаграм «згинальний момент – кривизна» для залізобетонних згинальних елементів з урахуванням повзучості та тріщиноутворення бетону;
3. *Вперше* розроблена розрахункова модель, що дозволяє визначити напружено-деформований стан залізобетонних елементів несучих систем багатоповерхових будівель, з урахуванням процесів зведення, тріщиноутворення та повзучості бетону.

Практичне значення отриманих результатів:

- розроблена розрахункова модель напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій несучих систем багатоповерхових будівель з урахуванням процесів їх зведення, тріщиноутворення і тривалості дії навантаження, що ґрунтується на чисельно-аналітичному методі граничних елементів та програми, яка дозволяє її реалізувати;
- результати досліджень за дисертаційною роботою впроваджені у проектній практиці провідних будівельних організацій м. Одеси, зокрема ТОВ «Стікон» при варіантних розрахунках житлового багатоповерхового будинку за адресою: вулиця Прохоровська 40, м. Одеса;
- результати досліджень за дисертаційною роботою впроваджені у навчальний процес при викладанні курсу «Розрахунок будівельних конструкцій за допомогою чисельно-аналітичного методу граничних елементів» для студентів другого (магістерського) рівня освітньо-наукової програми «Промислове та цивільне будівництво».

Особистий внесок здобувачки полягає в тому, що основні результати дисертаційної роботи авторкою одержані самостійно.

В опублікованих статтях, написаних у співавторстві, особисто автором вдосконалена методика формування матриць розв'язуючого рівняння чисельно-аналітичного методу граничних елементів при розрахунку багатоповерхових каркасних конструкцій з урахуванням поетапного

формування розрахункової схеми, сформульовані закономірності формування матриць, що входять до розв'язуючого рівняння чисельно-аналітичного методу граничних елементів з урахуванням поетапного формування розрахункової схеми, запропонована розрахункова модель напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій несучих систем багатоповерхових будівель з урахуванням процесів їх зведення, тріщиноутворення та тривалості дії навантаження, яка базується на чисельно-аналітичному методі граничних елементів.

Апробація дисертаційної роботи.

Основні положення дисертаційної роботи доповідалися й обговорювалися на таких конференціях: International Conference Matrib 2017 (Хорватія, 2017р.), 74-ї науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури (Україна, м. Одеса, 17-18 травня 2018р.), V міжнародній конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки» (Україна, м. Одеса, 22-25 травня 2018р.).

Основні наукові результати за темою дисертаційної роботи опубліковані у 12 наукових працях, в тому числі у 5 наукових статтях у спеціалізованих фахових виданнях України, 3 статті в наукових збірниках інших держав, 1 монографію у співавторстві та 3 тези доповідей.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, 5 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел, додатків. Робота викладена на 182 сторінках, які включають 124 сторінок основного тексту, 16 таблиць та 44 рисунки, 2 додатки на 6 сторінках та список використаних джерел із 190 найменувань.

РОЗДІЛ 1

СТАН ПИТАННЯ І ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1. Конструктивні системи і методи розрахунку несучих систем багатоповерхових будівель

В сучасному висотному будівництві застосовують різні конструктивні системи і схеми з різноманітними варіантами компонування.

Конструктивну систему несучих конструкцій можна визначити як набір елементів, об'єднаних в конструктивні частини і підсистеми, які сполучені між собою і зовнішнім середовищем. Таку систему складають так, щоб вона відповідала функціональним і архітектурним вимогам, забезпечила можливість реалізації та в остаточній фазі була здатна сприймати всі навантаження і впливи, які будуть діяти на будівлю в процесі її зведення та експлуатації.

Серед категорій конструктивних систем можна виділити три основні: каркасні, стінові, змішані (каркасно-стінові).

Частіше висотні будівлі виконуються каркасними. У практиці будівництва найбільш поширені залізобетонні монолітні і збірно-монолітні каркасні висотні будівлі, рідше – металеві каркаси. У конструктивному відношенні каркасні будинки являють собою систему поздовжніх і поперечних рам, утворених колонами, ригелями і діафрагмами.

У створенні та розвитку методів розрахунку багатоповерхових каркасних конструкцій великий внесок внесли такі відомі вчені як В.М. Байков, В.М. Бондаренко, О.П. Васил'єв, О.О. Гвоздєв, П.Ф. Дроздов, Ю.В. Зайцев, О.С. Залесов, О.С. Калманок, Б.В. Карабанов, М.І. Карпенко, П.І. Кривошеєв, Л.Л. Лемиш, Д.М. Подольський, С.В. Поляков, О.Р. Ржаніцин, В.І. Травуш, В.В. Ханджи, М.М. Шапошников, Е.Н.Кодиш [13, 27, 32, 34, 57, 64, 78, 89, 133] і багато інших.

В уніфікованій системі багатоповерхових каркасних будівель прийнято розрізняти рамні та зв'язкові каркаси або їх комбінації – рамно-зв'язкові.

Дані каркаси в статичному відношенні відрізняються способом сприйняття зовнішніх навантажень, у конструктивному – вирішенням основних вузлів. У рамному каркасі основні несучі функції виконує система колон і ригелів, розташованих у двох напрямках. Ригелі жорстко з'єднані з колонами і утворюють просторову систему, що складається з плоских рам.

У зв'язковому каркасі основні несучі конструкції утворюються системою колон, горизонтальних дисків – перекриттів і вертикальних збірних елементів – пілонів. Роль перекриття в системі несучих конструкцій зв'язкового каркасу значно зростає. Зв'язкові каркаси мають шарнірні вузли в рамах поперечного та поздовжнього напрямку.

Вибір тієї чи іншої конструктивної системи залежить від багатьох факторів: об'ємно-планувальні рішення, технологія зведення, матеріал несучих конструкцій, умови будівництва, навантаження та інше. Багатокритеріальний аналіз конструктивних систем багатоповерхових будівель в повній мірі до теперішнього часу не проводився через трудомісткість і складність.

В даний час встановилася тенденція будівництва будівель і споруд з монолітного залізобетону з попутним або подальшим облицюванням зовнішніх стін каменем, цеглою, металевими та іншими елементами, що змінює історію навантаження і призводить до іншого напружено-деформованого стану елементів несучих систем багатоповерхових будівель [8, 22, 59, 77, 106, 115].

Застосування монолітних будівель і споруд дозволяє вирішувати проблеми надійності та безпеки будівельних систем на якісно новому рівні.

Досвід експлуатації монолітних будівель показав їх підвищену сейсмостійкість за умови якісного зведення при будівництві.

В монолітних будівлях ефективним чином забезпечується спільна робота всіх елементів несучих систем за рахунок жорстких зв'язків. Теоретичних і експериментальних даних про величину податливості зв'язків і про вплив жорсткосних параметрів на формування напружено-

деформованого стану елементів несучих систем багатоповерхових будинків недостатньо.

Несуча система багатоповерхової будівлі багаторазово статично невизначена, тому для її розрахунку дослідники вдаються до спрощеної ідеалізації. Це спрощення можливе за рахунок наступних факторів: монотонності структури несучої системи на всю висоту будівлі, неврахування роботи деяких груп елементів цієї системи і так далі. Проте, необхідно приймати до уваги, що для створення деякої ідеалізованої розрахункової моделі, всі прийняті передумови і спрощення, обмеження мають бути взаємообумовлені і взаємопов'язані. Несуча система багатоповерхової будівлі може бути схематизована різними розрахунковими моделями: дискретними, континуальними, дискретно-континуальними.

В дискретних моделях принцип розрахунку заснований на створенні розрахункової моделі несучої системи будівлі, в якій виконується членування елементів на більш дрібні елементи або заміна на прості стрижні. Несуча конструкція може бути представлена певною системою, що складається із стрижнів або пластинок, що працюють у своїй площині та сполучені дискретними зв'язками [15]. Розрахунок несучих систем на основі таких моделей зводиться до вирішення систем алгебраїчних рівнянь високого порядку щодо невідомих зусиль чи переміщень. Дискретні моделі використані в роботах С.В. Полякова [122, 123].

До основних методів розрахунку стрижневих систем, сформованих на основі енергетичного підходу, а також принципу можливих переміщень і інтеграла Мору, відносяться метод сил, метод переміщень і метод скінченних елементів, що реалізується у формі обох перших методів.

Метод сіток для вирішення завдань будівельної механіки успішно застосовували П.М. Варвак і Л.П. Варвак, А.П. Філін, В.О. Постнов, М.І. Карпенко, А.Г. Угодчиков, О. Зенкевич та К. Морган, Р.Ф. Габбасов, О.М. Шеїн [66, 156].

Найпоширенішим методом розрахунку по дискретним моделям є метод скінченних елементів (МСЕ). При розрахунку методом скінченних елементів (МСЕ) конструкції будівлі замінюються сукупністю плоских і просторових суцільних елементів і стрижнів, пов'язаних між собою в окремих точках (вузлах), які відповідають умовам рівноваги і спільності.

Складність застосування дискретних моделей в повсякденній практиці пов'язана з великою трудомісткістю підготовки початкових даних та великою кількістю вихідної інформації. Окрім цього, у великих будівлях кількість елементів розрахункової моделі часто виявляється такою, що вирішення завдання стає складним для обчислювальних машин середньої потужності.

Континуальні моделі розглядають будівлю як суцільну багатоступеневу призматичну оболонку з вертикальною або горизонтальною віссю, що зручно при розрахунку ядер жорсткості і подібних їм конструкцій. Проте, наявність отворів або довільне розташування в плані будівлі діафрагм жорсткості ускладнює використання таких моделей.

Дискретно-континуальні моделі є своєрідним синтезом перших двох розрахункових схем. У дискретно-континуальних моделях зберігається задане дискретне розташування вертикальних елементів несучої системи, і зосереджені зв'язки замінюються континуальними, тобто безперервно розподіленими по усій висоті будівлі.

Методи розрахунку на основі дискретно-континуальної моделі отримали розвиток в роботах П.Ф. Дроздова [55, 57], В.І. Лишака [94, 95], В.А. Люблинського [98, 102], Д.М. Подольського [121]. Дані методи засновані на теорії складових стрижнів А.Р. Ржаніцина [132, 135].

Сучасний розвиток програмного та технічного забезпечення для ЕОМ дозволило розробити алгоритми і програми для розрахунку більш складних багаторазово статично невизначених систем [1, 29].

Врахуванням геометричної нелінійності при розрахунку стрижневих систем в різний час займалися Б.В. Карабанов, О.В. Сконников, М.О. Сапожников [142].

Питаннями врахування фізичної нелінійності займалися багато вчених, у тому числі Г.Б. Бюльфингер, Н. Хофф, П.О. Лукаш, В.Н. Байков, В.М. Бондаренко, В.М. Митасов, О.Я. Яшин, та інші. [12, 26, 49, 91, 92].

Врахування нелінійності залізобетонних конструкцій розглянуто в працях М.М. Карпенко, В. Прагера, Р.М. Зубова, Г.П. Яковенко, Е.Г. Єлагіна, А.Ф. Остапенко [78, 115]. та інші.

Чисельні методи, стосовно просторових розрахунків будівель, розвивалися і збагачувалися результатами експериментально-теоретичних досліджень в роботах В.С.Дорофєєва, П.Ф. Дроздова, Б.О. Косіцина, Л.Л. Паньшина, Ю.І. Немчинова, А.В.Коврова та інші. [52, 60, 84, 90, 113, 116, 117]. В результаті була вироблена теорія для опису напружено-деформованого стану багатоповерхових будівель, що дозволяє враховувати фактори, які впливають на просторову роботу несучої системи будівлі.

Кількість комп'ютерних програм, що реалізують метод скінченних елементів, в теперішній час досить багато. Найбільше практичне застосування отримали такі програмні комплекси як: ЛИРА, SCAD Structure, ANSYS, Cosmos Works, ABAQUS, NASTRAN, Mechanical Desktop, NX Nastran, Impact, Temper-3D.

А.І. Сапожников [139, 142] запропонований метод розрахунку несучої здатності та стійкості висотних будівель як просторових систем. В основі даного методу використовується припущення, що у будівлях підвищеної поверховості через відносно високу податливість поперечних стін деформацією перекриття в площині можна знехтувати.

Найбільше поширення отримала дискретно-континуальна модель, в якій вертикальні несучі конструкції зберігають задане дискретне розташування, а зосереджені зв'язки (перемички, вертикальні стикові з'єднання, перекриття) замінюють континуальними, тобто безперервно розподіленими по висоті. При цьому, для простої діафрагми жорсткості велике число невідомих сил, що виникають в дискретних зв'язках, можна замінити функцією розподілу цих сил по всій висоті діафрагми. З

математичної точки зору це виконується у вигляді заміни системи алгебраїчних рівнянь високого порядку на одне диференціальне рівняння. Для багатозв'язкової діафрагми жорсткості при визначенні функціональних невідомих записується система лінійних диференціальних рівнянь, де число рівнянь дорівнює числу вертикальних зсувних швів.

У [117] приведений автоматизований метод розрахунку елементів каркасу та несучих систем повнозбірних каркасних будівель з урахуванням фізичної нелінійності залізобетонних конструкцій та їх монтажних з'єднань, податливості основи і поздовжнього згину стислих елементів. В основу алгоритму розрахунку покладено ітераційний процес, в якому чергуються етапи статичного розрахунку систем при фіксованих значеннях жорсткості з етапами їх уточнення по знайдених на попередній ітерації зусиллях і деформаціях. Цей метод ефективно застосовується при вдосконаленні міжвидового уніфікованого каркасу серії 1.020-1/87; при розрахунку будівель з проектними та конструктивними рішеннями; малоповерхових будівель без діафрагм жорсткості; багатоповерхових будівель із загальними приміщеннями [117].

С.О. Ступниковим [147] запропонована методика розрахунку та визначення напружено-деформованого стану нарощуваних стрижневих об'єктів. Метод розрахунку наступний: система розбивається на кінцеві елементи, складаються системи інтегральних рівнянь.

Є.І. Бритвиним [29] приведена коротка характеристика програмного комплексу "Selena" для розрахунку конструкцій будівель і споруд. Програмний комплекс "Selena" дозволяє швидко і легко формувати розрахункові схеми будь-якої складності, а також аналізуватимемо отримані результати, вносячи необхідні коректування в схему конструкцій. "Selena" має потужний графічний редактор, що дозволяє максимально просто і зручно викреслити на екрані дисплея розрахункову схему конструкцій, має двох- та трьохмірне зображення. Результатами розрахунків є: визначення напружено-деформованого стану конструкцій від статичних впливів; геометрично

нелінійні розрахунки конструкцій за деформованою схемою; критичні параметри втрати стійкості; побудовані амплітудно-частотні характеристики системи; вказані найбільш не вигідні комбінації навантажень, опорні реакції.

М.Я. Розенбергом [137] представлені результати чисельних досліджень методом скінчених елементів за програмою "Веселка", що реалізує анізотропну модель нелінійного деформування і руйнування залізобетону, роботи діафрагм жорсткості каркасних будівель при спільній дії вертикальних і горизонтальних навантажень. Показаний вплив конструктивних особливостей діафрагм на їх несучу здатність і схему руйнування.

Кургузовим В.Д. [93] пропонується процедура чисельного рішення геометрично нелінійних завдань деформування стрижневих конструкцій (ферми, рами) при жорсткому навантаженні, тобто коли зовнішній вплив характеризується заданими зміщеннями вузлів ферми. Пропонований метод заснований на методі продовження рішення за параметром та є його модифікацією.

Методика розрахунку в роботі [155] дозволяє розробити систему взаємопов'язаних обмежень по міцності, жорсткості і напрузі в арматурі (клас міцності сталі) з подальшим її використанням при вирішенні завдань оптимізації конструкцій.

В роботі [108] розглянутий метод нелінійного розрахунку стрижневих бетонних елементів з використанням жорсткосних характеристик вищих порядків, заснований на квадратичній моделі деформування з чотирма константами.

В.О. Баженов, О.Ф. Дашенко, Л.В. Коломиєць, В.Ф. Оробей, М.Г. Сур'янінов, А.В. Ковров, О.Ф. Яременко в своїх працях [10, 11, 43, 44, 114, 80, 81, 82, 83, 85, 159, 160, 161] розглядають розрахунок різних конструкцій за допомогою чисельно-аналітичного методу граничних елементів.

Як зазначено в роботах [43, 44], метод чітко обґрунтований математично оскільки використовує фундаментальні рішення

диференціальних рівнянь, тобто у рамках ухвалених гіпотез дозволяє отримати точні значення параметрів завдання (зусиль, переміщень, напруги, частот власних коливань, критичних сил втрати стійкості та інше) всередині області. Також автори відмічають простоту логіки алгоритму, більш чітку збіжність рішення, високу стійкість та незначне накопичення похибок при чисельних операціях.

В роботі [145] експериментальними дослідженнями встановлено вплив тріщин на зміну не лише жорсткостей при згині, але й жорсткостей при крученні в ребристих елементах залізобетонних перекриттів. З метою визначення, як впливає зміна зусилля внаслідок утворення нормальних тріщин в ребрах монолітного перекриття готельного комплексу в м.Яремче, було проведено числовий експеримент, що передбачав використання методики визначення жорсткості при крученні елемента з нормальними тріщинами, та відомій методиці СНіП.

Відомо, що при навантаженні статично невизначеної залізобетонної конструкції відбувається перерозподіл зусиль, пов'язаний в основному зі зміною співвідношення жорсткостей елементів навантаження. Знаючи ці закономірності, можна на стадії проектування створювати такі умови, при яких перерозподіл зусиль в рамі відбувався в заданому напрямку. Це дозволяє отримати суттєвий техніко-економічний ефект, який ще далеко не повністю реалізується при проектуванні.

1.2. Вплив процесів зведення залізобетонних каркасних будівель на формування напружено-деформованого стану конструкцій

Для повного і достовірного опису напружено-деформованого стану будь-якої будівлі, необхідно не лише з точністю визначити зовнішні впливи, але і коректно виконати формування розрахункової схеми об'єкта. При цьому слід врахувати всі фактори, що описують реальний об'єкт, а саме: його геометричні параметри, фізико-механічні властивості матеріалу, зовнішні

впливи, їх характер і способи впливу, формування початкових напружень і деформацій при зведенні будівлі та багато іншого.

В дійсності практично неможливо врахувати всі зазначені фактори через їх велике різноманіття і недостатність вивчення. Тому при формуванні розрахункових моделей будівель зазвичай ідеалізують їх роботу, а саме відкидають ті параметри, якими можна знехтувати з огляду на їх незначність.

Є припущення, що традиційна розрахункова модель, згідно з якою будівля розглядається повністю зведеною, «визначає» найбільш небезпечний – екстремальний його стан завдяки врахуванню всіх можливих навантажень, у тому числі і експлуатаційних, які на стадії зведення практично відсутні і не враховуються. Проте, в рамках даного припущення ігнорується, що на стадії зведення та експлуатації будівлі просторова робота його конструкцій може значно відрізнятись. Іншими словами, традиційна розрахункова схема не враховує дані зміни, так як описує тільки один, «фінішний» стан будинку, який не обов'язково може бути найбільш небезпечним навіть з урахуванням наявності всіх навантажень.

Процес створення конструктивної системи в загальному випадку є багатоетапним і визначається заданою послідовністю виконуваних операцій по її складанню. При цьому, в певному порядку виконуються роботи по установлюванню та видаленню елементів системи і баластних вантажів, регулюванню довжин деяких елементів, зміні стану зв'язків тощо. Кожна з таких операцій визначає деякий етап монтажу, який характеризується певною розрахунковою схемою, відмінною від розрахункової схеми повністю готової конструкції.

Технологічний процес зведення багатоповерхових будівель залежить від конструктивної системи будівлі, методу зведення об'єкту, напряму процесу монтажу, а також застосовуваних матеріалів і конструкцій.

В процесі зведення конструктивна схема споруди може багаторазово змінюватися, зусилля і переміщення «заморожуватися», визначаючи перерізи елементів та конструкції вузлів саме на цій стадії.

Знаючи історію зведення будівлі, можна уникнути більшості аварій, основною причиною яких є порушення технології монтажу та відсутність інформації про поведінку елементів несучої системи будівель і споруд в період зведення.

В реальності більшість об'єктів, особливо в галузі промислового і цивільного будівництва, мають початковий напружено-деформований стан, обумовлений послідовністю їх зведення.

Елементи розрахункової моделі будівельної конструкції наділені певними характеристиками жорсткості, які традиційно приймаються незмінними. Але це не відповідає реальній поведінці будівельної конструкції, оскільки деякі з цих характеристик мають своє значення внаслідок зовнішнього втручання або ж під впливом зовнішнього середовища.

Так наприклад, при реконструкції будівель виникає необхідність збільшення навантажень на існуючі конструкції, в яких протягом життєвого циклу сформувався напружено-деформований стан, відповідний до навантажень попереднього експлуатаційного періоду. Для забезпечення нового рівня несучої здатності конструкцій виконуються заходи щодо їх посилення: нарощування перерізу колон, встановлення додаткового армування ригелів і т. п. Для підвищення несучої здатності стін із кам'яної кладки застосовуються такі методи, як ін'єкція цементними розчинами по розрядно-імпульсній технології [76], установка одно- та двосторонніх аплікацій з монолітного залізобетону [69] і метод торкретування [71].

Врахування послідовності зведення збірних каркасів з поетапним формуванням розрахункової схеми розглянуто в роботах М.С. Барабаш, А.І. Сапожникова та С.М. Григоршева, О.В. Кабанцева, А.В. Карлина, О.С. Городецького, Н.Д. Сергєєва, А.В. Перельмутера, та інших дослідників [18, 19, 20, 21, 30, 39, 40, 51, 75, 86, 118, 119, 130, 140, 141, 143, 175, 176].

О.В. Кабанцев, А.В. Перельмутер [74] описують випадки зміни жорсткостей елементів несучої системи будівлі і випадки зміни пружних (деформаційних) властивостей, що призводять до змін параметрів моделі

зовнішніх зв'язків. Наводять відомості з практики проектування про розрахункові ситуації, що виникають в процесі створення та експлуатації будівель та споруд, які призводять до зміни параметрів жорсткості окремих елементів конструкції.

Деякі теоретичні дослідження і програмні комплекси «Міраж», «Selena» використовують в розрахунках припущення про вплив процесу зведення на зусилля, що виникають в елементах несучих систем багатоповерхових будівель [2, 3, 97, 101, 102].

Використовуючи програмний комплекс Ліра-САПР, що включає систему МОНТАЖ+, можна оцінити напружено-деформований стан несучої системи будівельного об'єкта на будь-якій стадії його життєвого циклу.

Г.Б. Гильман та В.С. Борисенко виконали аналіз найпростіших конструктивних схем [36], який показує, що неврахування історії формування НДС конструкції може призвести до зміни результатів розрахункового прогнозу.

В роботі [88] проілюстровано, що процеси, які відбуваються на стадії зведення споруди, істотним чином впливають на формування НДС рамно-зв'язкових каркасів.

Автори [42, 40] вказують на важливість врахування процесів монтажу споруди в розрахунках, кажучи про те, що на стадіях зведення зусилля в деяких елементах можуть значно перевершувати відповідні зусилля на експлуатаційній стадії, а також висловлюють принципове положення про необхідність врахування зміни механічних властивостей матеріалів конструкцій протягом життєвого циклу будівлі. Так в роботі [110] продемонстровано моделювання зміни НДС залізобетонної конструкції на прикладі двопрогінної багатоповерхової рами. Умовно раму розглядали як фрагмент просторового залізобетонного монолітного каркасу будівлі. Ригелі являли собою вирізані смуги перекриттів шириною 6м. і товщиною 0,2м. Аналізуючи результати, отримані в роботі [110], автори стверджують, що моделювання роботи конструкції у часі і врахування повзучості матеріалу

може виявити важливі фактори, що впливають на стійкість і живучість конструкції.

Метою роботи [157] являлось дослідження впливу історії навантаження залізобетонної монолітної рами на напружено-деформований стан її елементів. В розрахунок були прийняті послідовність зведення будинку та одночасне врахування твердіння і повзучості бетону, які є функціями часу. Розрахунок проводився за деформованою схемою за допомогою методу сіткової апроксимації елементів [156]. В результаті проведених авторами досліджень виявлено, що врахування послідовності зведення монолітної рами дає до 40% розбіжності внутрішніх зусиль від навантажень, що враховуються на етапі зведення, у найбільш завантажених елементах, в порівнянні з визначуваним класичним розрахунком. В багатопролітних рамах також при спиранні на середні колони перевантажені опорні перерізи ригелів крайніх прольотів.

В роботі [4] проведено зіставлення прогнозованих деформацій вертикальних несучих конструкцій висотного будинку з експериментальними даними, отриманими за допомогою діючої системи інструментального моніторингу. Моделювання будівлі і прогноз НДС конструкцій виконаний з урахуванням стадійності зведення будинку та зміни деформаційних характеристик бетону в процесі будівництва. Проведене співставлення результатів з урахуванням і без урахування стадійності зведення будівлі дозволило виявити невідповідність прогнозованого і дійсного НДС несучих конструкцій, що може бути використано для оптимізації розрахункових моделей.

У статті О.В.Кабанцева і А.Г.Тамразяна [73] за результатами дослідження розроблені загальні принципи моделювання і розрахунковий інструментарій (набір основних елементарних операцій), що дозволяють виконати врахування зміни розрахункової моделі з поетапним відстеженням НДС системи несучих конструкцій. Виконано аналіз процесу зміни розрахункової схеми в режимі зведення при різних методах монтажу

конструкцій. Досліджена розрахункова ситуація, відповідна щодо технології монтажу методом нарощування конструкції, і обґрунтована необхідність урахування зміни вихідних геометричних параметрів елементів розрахункової схеми. Обґрунтовано застосування розрахункових інструментів при моделюванні змін розрахункової схеми для різних процесів будівельного та експлуатаційного періодів роботи конструкцій. Представлені пропозиції щодо виконання розрахункового аналізу в рамках розрахункового експерименту для ситуації деградації конструкції, пов'язаної з різними причинами (знос, корозія, мікро-і макроруйнування під навантаженням та інш.).

В роботах [67, 18] наведено поняття такої нелінійності, як генетична нелінійність (нелінійність, обумовлена історією створення системи) і записані закони спадкування монтажних станів конструкції. Одночасне виконання лінійних співвідношень та законів спадкування як раз і породжує генетичну нелінійність завдання. В якості ілюстрації наводяться результати вирішення за традиційною розрахунковою технологією та за технологією «Монтаж» тестової розрахункової моделі, перекриття якої завантажені рівномірно розподіленим навантаженням $1,5 \text{ т/м}^2$. Аналіз результатів розрахунків тестової моделі показує, що традиційна розрахункова технологія вносить суттєві спотворення в схему деформації конструкції.

Авторами статті [92] були проведені чисельні розрахунки плоскої рами, здійснені як з урахуванням стадії монтажу каркасу, так і без її урахування. Виконано розрахунок плоского збірно-монолітного залізобетонного каркасу з урахуванням генетичної нелінійності, проведено порівняльний аналіз отриманих результатів з даними розрахунку аналогічного каркасу, але не враховано процес монтажу. Автори дійшли висновку, що неврахування при розрахунку збірно-монолітних конструкцій генетичної нелінійності може суттєво змінити як реальні значення зусиль, так і картини їх розподілу, призвести до переармування одних перерізів і недоармування інших з відповідними наслідками.

В роботі [47] проведено дослідження несучої здатності залізобетонного плоского каркасу з використанням лінеаризованих діаграм «згинальний момент – кривизна» при збільшенні вертикального навантаження аж до граничного стану.

В роботі [50] розглянуто вплив фізичної і геометричної нелінійності залізобетонних рамних конструкцій на формування їх напружено-деформованого стану при поетапному будівництві будівлі. Запропоновано основні принципи розрахунку залізобетонних статично невизначених рамних конструкцій з урахуванням порядку створення розрахункової схеми і прикладання навантаження, а також процесів тріщиноутворення.

Наведено приклад двох етапів розрахунку поперечної рами каркасу триповерхової трипролітної будівлі адміністративно-виробничого призначення відповідно до запропонованих принципів розрахунку.

Розрахунок заснований на вивченні принципової технологічної схеми зведення будівлі з розбивкою виконання розрахунків на відповідні укрупнені етапи. Результати розрахунку на кожному етапі були вихідними для виконання розрахунків на наступному.

Проведено порівняння результатів розрахунків, виконаних в пружній стадії і з урахуванням порядку зведення і завантаження конструкції при врахуванні процесів тріщиноутворення в елементах.

У статті Є.М.Петреня та А.А.Петранін [120] пропонується методика поетапного розрахунку елементів конструкції з урахуванням фізичної нелінійності матеріалів і зміни їх характеристик в часі, в основу якої покладено алгоритм, основною метою якого є рішення системи двох нелінійних рівнянь рівноваги внутрішніх зусиль, що діють в поперечному перерізі і зовнішніх сил, приведених до даного перерізу.

Одним з основоположників дослідження нелінійної поведінки елементів конструкцій багатоповерхових будівель є П.Ф. Дроздов [55-61]. Він розробив варіант теорії складових стрижнів у застосуванні до практичних розрахунків несучих конструкцій багатоповерхових будівель.

Такими ж завданнями займалися Л.Л. Паньшин, М.І. Додонов, В.І. Лишак, О.П. Пшеничкін, А.І. Сапожников [94, 117, 142] та інші.

С.М. Сапожников та А.І. Григоршев у своїх роботах [140, 141] реалізували врахування поетапності зведення за допомогою методики, яка ґрунтується на принципах контурних та розрахункових точок (МКіТР), що може бути використана не тільки в статичних, але і динамічних розрахунках будівлі, як на стадії зведення, так і на стадії експлуатації.

Останнім часом у зв'язку з інтенсивним розвитком обчислювальної техніки і програмного забезпечення, у тому числі для персональних комп'ютерів, використання для розрахунку систем апробованих програмних комплексів стало традиційним [31, 41].

В.А. Люблінський, О.В. Ширлова [100], провели аналіз процесу монтажу конструкцій по математичній моделі, яка ґрунтується на МСЕ. У цьому завданні розглянуто два варіанти розрахунку: 1) лінійний розрахунок вже зведеної будівлі; 2) кроковий розрахунок з використанням спеціалізованого процесора Монтаж+. Чисельні експерименти в ПК Ліра-САПР показали, що при розрахунку будівлі з урахуванням або без урахування процесу зведення різниця між отриманими значеннями напружень склала 1,5%. Подібний підхід розглядався в роботі [154], однак, за результатами дискретно-континуальної моделі різниця між звичайним розрахунком і розрахунком будівлі в процесі зведення була суттєвою (до 30%).

Д.В. Бардига, І.В. Маєвська [103] виконали просторовий розрахунок багатоповерхової каркасно-монолітної будівлі за допомогою програмного комплексу Ліра-САПР. Розрахунок виконаний у двох варіантах: розрахунок у фізично лінійній постановці з одночасним підбором арматури та розрахунок у фізично нелінійній постановці після імпорту результатів підбору арматури. Показано, що перехід до просторового моделювання у фізично нелінійній постановці призводить до більш адекватної картини

розподілу внутрішніх зусиль і дозволяє для багатоповерхової каркасної будівлі одержувати більш економічні рішення.

О.Б. Зав'ялова [62] розглядає питання уточнення напружено-деформованого стану при врахуванні історії зведення і навантаженні збірних залізобетонних рам каркасних будівель, при будівництві яких допускаються порушення технологічної послідовності монтажу ригелів та плит перекриттів на прикладі двопролітної чотириповерхової промислової будівлі серії П-20/70. Для визначення величини прольоту ригеля при шарнірному обпиранні розглянуто вузол сполучення ригеля з колоною для конструкцій вказаної серії. Аналіз результатів розрахунків з урахуванням і без урахування поетапного зведення каркасних будівель показує, що найбільший ефект створюється в елементах каркасу будівель, що працюють під незначним тимчасовим навантаженням.

У статті [68] враховано вплив послідовності зведення залізобетонного рамного каркасу на величину внутрішніх зусиль у поперечній рамі на прикладі реального об'єкту в м. Астрахані. Автор враховує те, що шарнірне спирання ригеля ще до замонолічування стиків збільшує максимальний згинальний момент на 37% в прольоті крайнього ригеля і на 69% в прольоті середнього ригеля. Одночасно відбувається зменшення опорних моментів ригелів, а отже і переданий ними згинальний момент на колони (до 36%), водночас найбільший ефект виникає на крайніх колонах рами.

В роботі [70] виконано аналіз основних етапів роботи конструкцій з дефектами. Показано, що вплив локальних дефектів на НДС конструкції проявляється на одному з етапів навантаження (у загальному випадку – на першому). Обґрунтовано, що для коректної оцінки НДС конструкції з дефектами необхідне застосування розрахункових методів, що дозволяють відстежувати поетапне накопичення і перерозподіл напружень. Застосування багатоетапного розрахункового аналізу дозволяє врахувати наявні резерви несучої здатності конструкції з дефектами.

Проведені дослідження в роботах [79, 92] показали істотний вплив попереднього навантаження збірної частини на подальший напружено-деформований стан збірно-монолітної конструкції та її підсумкову несучу здатність.

Деякі зарубіжні вчені [162, 165, 180, 181, 187, 188] також провели дослідження, які підтвердили необхідність врахування поетапного зведення залізобетонного каркасу при виконанні розрахунку несучих конструкцій будівлі.

Для практичної реалізації методу скінченних елементів створені програмні комплекси, такі як «ЛИРА», «SCAD», «ANSYS» и др.

Особливо багато було виконано експериментально теоретичних досліджень і за кордоном з вивчення впливу на зміни прогинів тривалої дії навантаження [163, 164, 166 – 174, 177 – 179, 182 – 186, 189, 190].

В роботі О.В. Кабанцева [72] виконано аналіз життєвого циклу споруди, який показує, що навантаження на несучу систему не виникає миттєво і у повному обсязі, а величини навантажень в різних режимах суттєво відрізняються, більше того – можливе і розвантаження конструкції на якомусь етапі її роботи. Автор виділяє наступні основні режими роботи споруди: режим зведення будівлі, режим основного експлуатаційного періоду, режими особливих умов експлуатаційного періоду. Кожному з таких режимів відповідає вид розрахункової моделі несучих конструкцій споруд. Записані розрішальні рівняння методу переміщень, на основі яких розроблена спеціальна розрахункова технологія із умовною назвою «Монтаж», яка реалізована в розрахунковому комплексі SCAD, та дозволяє виконувати моделювання зміни розрахункової схеми з урахуванням декількох режимів роботи конструкції.

Основним недоліком методу скінченних елементів є чисельна апроксимація диференційних залежностей, що описує напружено-деформований стан конструкції. Також причиною є відсутність розуміння самих факторів, які необхідно враховувати при складанні розрахункової

моделі будівлі, а також особливостей їх спільного впливу на НДС несучої системи будівлі. Часто багато факторів розглядаються дискретно і відокремлено один від одного, що ускладнює виявлення взаємозв'язку між ними. При цьому, варто зазначити, що у 80-х роках минулого століття було доведено, що врахування спільності дії будь-яких факторів може в значній мірі впливати на стійкість споруди.

Урахування початкових і залишкових напружень може бути важливим і в менш очевидних ситуаціях. Наприклад, коли споруджена будівельна конструкція піддається ремонту або відновленню, необхідно врахувати вплив проведених робіт на розподіл навантаження як в ході ремонту, так і після його закінчення. Можливість вирішення завдань з використанням методу граничних елементів з урахуванням етапності зведення конструкції є критично важливим фактором.

У ряді випадків доцільно використовувати методи граничних елементів, знижуючи мірність вихідної крайової задачі, перейшовши до розгляду системи звичайних диференціальних рівнянь, отриманих шляхом інтегрування основного рівняння. При цьому виникає можливість віднести систему отриманих рівнянь до меж розглянутої області, яка розглядається як один складний елемент.

Проблема дослідження напружено-деформованого стану з урахуванням поетапної зміни розрахункової моделі є актуальною і вимагає своєї реалізації для розрахунків несучих конструкцій будівель і споруд.

1.3. Врахування тріщиноутворення в розрахунках статично невизначних залізобетонних рамних конструкцій

Вивченню напружено-деформованого стану і деформативності залізобетонних стрижнів присвячені роботи В.Н. Байкова [12, 13], В.М. Бондаренко [25 – 28], О.О. Гвоздева [33], О.Б. Голишева [37, 38], В.І. Мурашева [109], Я.М. Немировського [111], І.Є. Прокоповича [125 – 128,], І.І. Улицького [152, 153], В.М. Сирзанцева [148], і багато інших вчених.

Основи сучасної теорії згину залізобетонних стрижнів, працюючих з тріщинами в розтягнутій зоні, сформульовані В.І. Мурашевим [109]. У цій теорії особливості деформацій залізобетонного стрижня, що має тріщини в розтягнутій зоні, враховуються за допомогою коефіцієнтів ψ_s , ψ_b , ν .

Коефіцієнт ψ_s , рівний відношенню середніх деформацій розтягнутої арматури до деформацій в перерізі з тріщиною, враховує вплив розтягнутого бетону на середні деформації арматури; ψ_b , рівний відношенню середніх деформацій бетону стислої зони до деформацій бетону над тріщиною, враховує нерівномірність деформацій стислої зони. Коефіцієнт пружності бетону ν , рівний відношенню пружних деформацій до повних деформацій стислої зони, враховує пластичні деформації бетону і відхилення фактичної форми епюри напружень бетону стислої зони від прийнятої прямокутної.

В СНіПі прийнята методика визначення кривизн, розроблена під керівництвом О.О. Гвоздева [144] на основі теорії В.І. Мурашева.

Є пропозиції розглядати питання розрахунку залізобетонних статично невизначних систем з урахуванням непружних деформацій на основі безперервної на всіх стадіях залежності «кривизна-момент».

Дослідження, приведені в роботі [144] показали, що криву $1/\rho = f(M, N)$ досить добре можна апроксимувати поліномом виду:

$$\frac{1}{\rho} = \alpha M + \beta M^2 \operatorname{sgn} M, \quad (1.1)$$

де: $\alpha = [E_{np}]^{-1}$ – пружна гнучкість перерізу;

β – параметр, визначуваний шляхом апроксимації функції $1/\rho = f(M, N)$ параболою другого порядку при $M=(0,5\dots 0,7)M_p$ і що враховує вплив подовжніх сил;

$sgn M$ – функція, що враховує зміну знаку кривизни при зміні напрямку згинальних моментів. При спільній дії короткочасного і тривалого навантаження вираження має наступний вигляд:

$$\frac{1}{\rho(t)} = \alpha(t)M + \beta M^2 sgn M, \quad (1.2)$$

Можливість практичного застосування цієї залежності при розрахунку статично невизначних систем підтверджується зіставленнями з експериментальними даними. Проте, нині цей спосіб недопрацьований до практичного застосування, оскільки відсутні рекомендації за визначенням відповідних коефіцієнтів.

Однією з перших робіт, присвячених теоретичному вивченню впливу тріщин і непружних властивостей бетону на перерозподіл зусиль в складних статично невизначних системах, є робота [32]. При виконанні розрахунків автори зіткнулися з проблемою збіжності ітераційного процесу обчислень.

У більш пізніх дослідженнях [138] вказується, що призначення жорсткостей по зусиллях, отриманих з «пружного» розрахунку, викликає зміну жорсткостей. У [138] рекомендований спосіб визначення жорсткостей по кривизнах, що призводить до процесу обчислень, що сходяться.

Оцінці міцності залізобетонних конструкцій на основі деформаційного підходу і реальних діаграм деформації бетону і арматури присвячені дослідження А.М. Бамбури [17]. Розроблені рекомендації за уточненим розрахунком залізобетонних елементів з урахуванням повної діаграми стиску [107], розрахункам залізобетонних статично невизначних систем [12].

Розрахункам згинальних елементів, з урахуванням повної діаграми деформації бетону присвячені роботи, які виконані під керівництвом В.С. Дорофєєва [54]. Запропоновані вирази статечних функцій для опису діаграм деформації.

Розрахункам міцності і деформативності залізобетонних конструкцій з використанням деформаційних моделей присвячені роботи С.І. Рогового [136], І.А. Узуна [150, 151], В.С. Шмуклера, І.Я. Лучковського [158].

Побудові узагальненого методу розрахунку міцності залізобетонних згинальних елементів з урахуванням особливостей властивостей різних бетонів присвячені роботи [64, 65], виконувані під керівництвом А.С. Залєсова.

Нові методи розрахунку залізобетонних елементів по нормальних перерізах на основі деформаційної розрахункової моделі, а так само тріщиностійкості і деформацій залізобетонних конструкцій закладені в нових нормативних [64, 65].

Питанню про вплив повзучості бетону на роботу статично невизначних систем присвячено немало теоретичних і експериментальних досліджень.

І.Є. Прокоповичем в роботі [125] сформульовано завдання про вплив тривалої дії навантаження на міцність згинальних залізобетонних стрижнів. Граничним тривало діючим навантаженням вважається навантаження, яке, будучи прикладена в заданий момент часу, приводить стрижень до граничного стану після закінчення нескінченно тривалого періоду часу.

Найбільш повно питання про розрахунок залізобетонних балок з тріщинами в розтягнутій зоні на основі спадкової теорії старіння розроблено в роботах І.Є.Прокоповича та І.І. Темнова [127, 149].

В роботах [127, 149]. розглянута задача про згин балки із звичайною арматурою при тривалій дії навантаження. Рішення ґрунтоване на спадковій теорії і при $t = r_1$ призводить до залежностей і формулам теорії І.В. Мурашева – Я.М. Немировського [111, 112].

Жорсткість балки при чистому згину рекомендується визначати по формулі:

$$B^*(t) = \frac{E_a}{\psi(t)} F_a z^*(t) [h_0 - x^*(t)] \quad (1.3)$$

де $z^*(t)$ – плече внутрішньої пари.

Викладена методика надалі була узагальнена: В.І.Шатохіним на випадок подвійного армування, В.М. Оплачко – на предмет врахування нелінійної повзучості, В.А. Зедгенідзе – на випадок наявності нормальної сили. В усіх випадках передбачалася робота арматури в пружній стадії.

Дослідженнями встановлено, що пластичні деформації арматури періодичного профілю за наявності тріщин у бетоні розподіляються по довжині зігнутого стержня нерівномірно. Бетон на ділянках між тріщинами не повністю виключається з роботи навіть при значних пластичних деформаціях в арматурі.

В.М. Бондаренко запропонував спосіб визначення переміщень залізобетонних елементів з тріщинами при тривалій дії навантаження, ґрунтований на понятті інтегрального модуля. Цей спосіб представляє єдину методику розрахунку залізобетонних конструкцій. Найбільш розроблені пропозиції містяться в монографії [28] і ґрунтовані на використанні крокового методу.

М.І. Карпенко, Т.А. Мухамедієв [78] запропонували методику розрахунку міцності згинальних елементів, що дозволяє враховувати повні діаграми деформації арматури і бетону σ - ε і встановлювати резерви міцності перерізів внаслідок роботи арматури у стадії зміцнення.

Розрахунку нарощуваних систем приділяється велика увага. Опція активації і деактивації елемента доступна користувачеві у більшості вітчизняних і зарубіжних програмних комплексів (SCAD, ANSYS и др.). Серед робіт на цю тему можна назвати дослідження А.І. Сапожнікова та С.М. Григоршева [140], О.В. Кабанцева та А.В. Карлина [72], О.Б. Зав'ялової [63], виконані для збірних конструкцій з поперковим формуванням розрахункової схеми.

С.В. Бакушев [14] розглядає підхід до механічного розрахунку твердих тіл, що ґрунтується на нелінійних співвідношеннях теорії нелінійності пружності В.В. Новожилова. У найзагальнішому випадку рівняння нелінійної

теорії пружності є сукупністю трьох груп співвідношень. Це, по-перше, геометричні рівняння, що задають нелінійний зв'язок між переміщеннями і деформаціями і записуються в системі координат точок тіла до деформації; потім – це статичні (динамічні) рівняння, що визначають зв'язок між компонентами тензора напруги і записані в системі координат точок тіла після деформації; і, нарешті, це фізичні рівняння, що встановлюють зв'язок між компонентами тензорів деформацій і напруги. Фізичні рівняння геометрично нелінійної теорії пружності встановлюють зв'язок між компонентами тензорів деформацій і узагальненої напруги. Таким чином, для вирішення завдань розрахунку будівельних конструкцій на основі нелінійних співвідношень теорії пружності В.В.Новожилова необхідно мати замикаючі рівняння, записані в термінах деформацій і узагальненої напруги. Складність і об'ємність рівнянь нелінійної теорії пружності.

Існує ряд методів рішення нелінійних рівнянь, які ґрунтовані на їх лінеаризації, а саме метод пружних рішень, метод змінних параметрів, метод послідовних навантажень.

Геометрична лінеаризація включає, по-перше, лінеаризацію геометричних співвідношень, по-друге, лінеаризацію статичних (динамічних) рівнянь. Лінеаризація, як геометричних співвідношень, так і статичних рівнянь може бути виконана для двох рівнів спрощення. На першому рівні вводяться спрощення, можливі при малих подовженнях і зрушеннях. На другому рівні вводяться спрощення, коли малі не лише деформації, але і кути повороту.

У основі фізичної лінеаризації лежить величина деформації. Для деформацій, що не перевершують межу пропорційності, залишається справедливим Закон Гуку, тобто фізичний закон матиме вигляд лінійної функції між напругою і деформаціями. Якщо ж деформації перевершуватимуть межу пропорційності, то фізичний закон необхідно буде написати в нелінійній формі.

Розробка теорії і методів рішення завдань механіки твердого тіла, що деформується, з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності стикається зі значними труднощами фізичного і математичного характеру. Це пов'язано як із складністю розрахункових співвідношень нелінійної теорії пружності, так і з відсутністю прийнятної гіпотези для побудови замкнутої системи рівнянь.

Розробка теорії деформаційного розрахунку та на міцність твердих тіл, що деформуються, і методів їх розрахунку з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності дозволить отримати точніші розрахункові співвідношення, отже, зробить можливим більш достовірно визначати напружено-деформований стан конструкції, і значить, з більшою упевненістю прогнозувати її надійність, довговічність і безпеку. Вивченню напружено-деформованого стану і деформативності залізобетонних стрижнів присвячені роботи В.Н. Байкова [13], В.М. Бондаренко [27], О.О. Гвоздева [33], і багато інших.

В роботі [48] авторами дані пропозиції до побудови лінеаризованих діаграм на основі прийнятої деформаційної моделі роботи перерізів згинальних залізобетонних елементів, запропонований алгоритм і розроблена в системі комп'ютерної математики MATLAB програма визначення напружено-деформованого стану нормальних прямокутних перерізів залізобетонних згинальних елементів, аж до граничного стану з побудовою діаграми «згинальний момент – кривизна».

Авторами в роботах [47, 48, 53] була запропонована методика побудови лінеаризованих діаграм «згинальний момент – кривизна» для перерізів згинальних залізобетонних елементів, що дозволяє її застосування при розрахунках статично невизначених конструкцій.

1.4. Врахування повзучості в розрахунках статично невизначених залізобетонних рамних конструкцій

Теорія повзучості бетону має істотний вплив на розрахунки довготривалого опору залізобетонних конструкцій. Повзучості бетону і

залізобетонних конструкцій присвячені фундаментальні праці Ю.Н. Работнова, Н.Х. Арутюняна, О.О. Гвоздева, Р.Е. Девиса, В.Х. Гленвиля, П.І. Васильєва, С.В. Александровського, І.Є.Порокоповича, С.Є. Улицького, Л.М. Качанова, В.М. Бондаренка, А.Р. Ржаніцина, А. Фройденталя, П.Д. Арленинова та інших вчених [5 – 7, 126, 129, 131, 134].

В сучасній теорії повзучості бетону є декілька моделей, різних за рівнем розробки та використанням в реальних розрахунках.

Перш за все це нелінійна теорія повзучості Н.Х.Арутюняна [7] з миттєвими лінійними властивостями, яка застосовується в розрахунках залізобетонних конструкцій. До недоліків цієї теорії відноситься та обставина, що вона практично стирає ефект напружень, які діють безпосередньо перед моментом спостереження деформацій. Ця теорія не відображає швидкого натікання деформацій повзучості до моменту спостереження, близькому до моменту завантаження зразків, яке спостерігається в дослідах. Початкові ділянки кривих повзучості, які побудовані, ґрунтуючись на теорії Н.Х. Арутюняна, не мають характерного зростаючого до гори обрису, який спостерігається при дослідах не тільки над молодим, а і над старим бетоном. При цьому існують твердження, що вона неприйнятна для вирішення задач з процесами, які швидко змінюються в часі.

А.В. Яшин запропонував міру повзучості бетону, яка поєднувала особливості теорії спадковості і теорії старіння бетону, і таким чином виправляла недоліки міри повзучості Н.Х. Арутюняна [7]. На жаль, модель А.В. Яшина не отримала достатнього розвитку внаслідок неоднозначного її оцінювання. До її недоліків віднесли складність, а також те, що побудовані на її основі інтегральні рівняння повзучості неможливо привести до відповідних диференціальних рівнянь.

Н.І. Катін ускладнив модель А.В. Яшина, доповнивши її сингулярною функцією, аналогічною функції А.М. Фройденталя.

І.Є. Прокопович. та І.І. Улицький спростили модель повзучості бетону А.В. Яшина. Цю спрощену модель з успіхом використовував у інтегральній формі Є.А. Яценко для вирішення деяких практичних задач.

С.В. Александровський та його учні в рамках миттєво пружного матеріалу та гіпотез Н.Х. Арутюняна побудували інтегральні рівняння нелінійної повзучості, які враховують явища швидко напливаючої повзучості.

Євростандарти враховують тільки граничну характеристику повзучості бетону; в розрахунках вона додатково множиться на відношення рівнів короточасного і додаткового навантаження. В цій моделі повзучості бетон вважається пружним, таким, що необмежено працює на розтягання-стискання. Чисельні характеристики цієї моделі, отримані для випадку центрального стискання бетонного стрижня, розповсюджуються на інші випадки роботи стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів. Наближеність цього підходу, реалізованого при довготривалому навантаженні, істотно відрізняється від строгої деформаційної моделі, покладеної в основу розрахунків короточасного навантаження залізобетону. Разом з цим слід вказати на те, що результати розрахунків довготривалого навантаження колон в Єврокодах дають запас міцності несучої здатності, величина якого ніяк не оцінюється [23].

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 1

1. Проведений аналіз свідчить про те, що подальше дослідження процесів формування напружено-деформованого стану елементів несучих систем багатоповерхових будівель і споруд з урахуванням порядку зведення є актуальним і має важливе теоретичне і практичне значення.

2. Метою дослідження є створення розрахункової моделі напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій несучих систем багатоповерхових будівель, з урахуванням процесів їх зведення,

тріщиноутворення і тривалості дії навантаження, що ґрунтується на чисельно-аналітичному методі граничних елементів.

3. Для досягнення мети поставлені наступні задачі дослідження:

– розробити алгоритми формування матриць чисельно-аналітичного методу граничних елементів при розрахунку багатопролітних каркасних конструкцій з урахуванням поетапного формування розрахункової схеми;

– розвинути методологію застосування чисельно-аналітичного методу граничних елементів для розрахунку залізобетонних каркасних конструкцій з урахуванням впливу процесів зведення будівлі та процесів їх тріщиноутворення;

– виконати теоретичні дослідження та чисельні експерименти з метою виявлення і вивчення особливостей формування напружено-деформованого стану елементів несучих систем багатоповерхових будівель в процесі зведення на прикладі рамно-зв'язкових і рамних каркасних конструкцій;

– розробити пропозиції з урахування впливу повзучості та тріщиноутворення бетону на напружено-деформований стан при розрахунку залізобетонних несучих рамних систем;

– виконати порівняння результатів розрахунків за запропонованою методикою з результатами розрахунків з використанням ПК Ліра-САПР.

РОЗДІЛ 2

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКОНОМІРНОСТЕЙ ФОРМУВАННЯ МАТРИЦЬ ЧИСЕЛЬНО-АНАЛІТИЧНОГО МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ РАМНО-ЗВ'ЯЗКОВИХ КАРКАСНИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1. Загальні відомості

При визначенні напружено-деформованого стану рамно-зв'язкових конструкцій з використанням чисельно-аналітичного варіанту методу граничних елементів виконується їх розбиття на окремі стрижні:

- стійки на поверх;
- ригелі на проліт.

Правила нумерації вузлів і елементів пов'язані з прийнятими напрямками локальних осей координат.

Нумерація вузлів починається з лівої крайньої стійки знизу до верху, потім нумерація триває праворуч наступної стійки знизу до верху. Приклад нумерації вузлів наведено на рисунку 2.1.

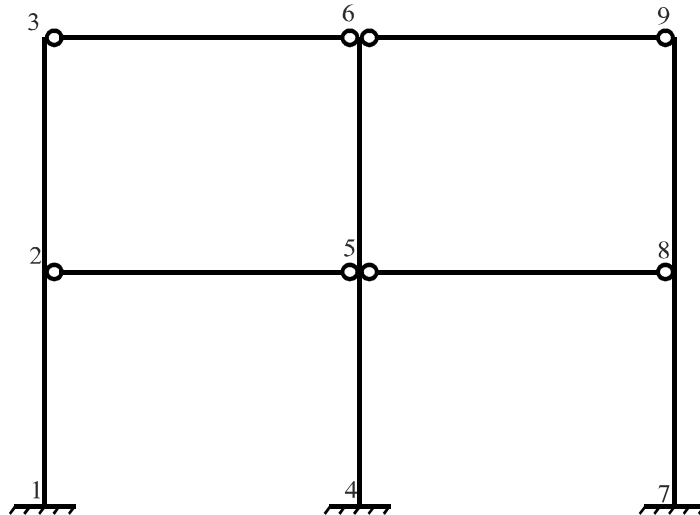


Рис. 2.1 Правило нумерації вузлів

Нумерація елементів починається з нумерації стійок. Нумерація елементів стійок починається з лівої крайньої стійки знизу до верху, потім продовжується праворуч з наступної стійки знизу до верху. Після того, як

усі елементи стійок будуть пронумеровані, виконується нумерація елементів ригелів. Нумерація елементів ригелів розпочинається з лівого крайнього прольоту знизу до верху, потім нумерація триває на праворуч у наступному прольоті знизу до верху. Приклад нумерації елементів наведений на рисунку 2.2.

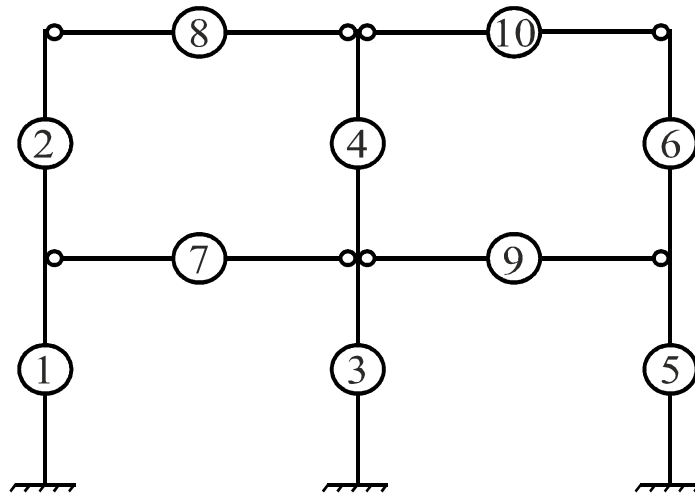


Рис. 2.2 Правило нумерації елементів

Для кожного елемента приймається лівогвинтова система координат. Напрями координатних осей для елементів стійок і ригелів представлені на рисунках 2.3, 2.4.

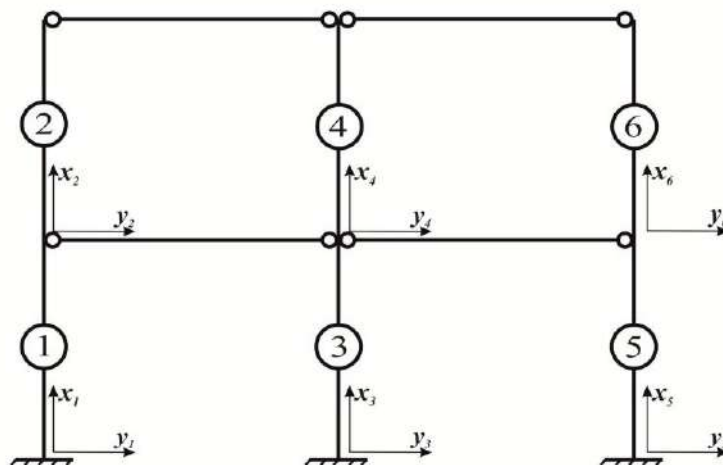


Рис. 2.3 Напрям координатних осей локальних систем координат для елементів стійок

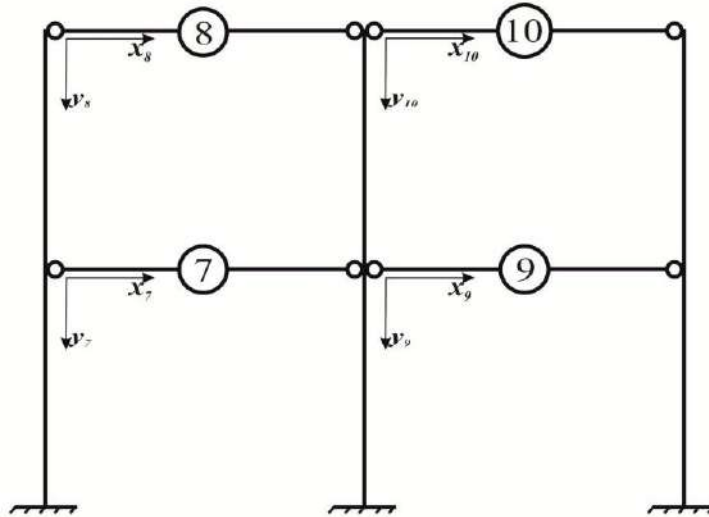


Рис. 2.4 Напрямок координатних осей локальних систем координат для елементів ригелів

2.2. Формування матриць для рамно-зв'язкової каркасної конструкції

Система рівнянь, що описують напружено-деформований стан у граничних точках елемента плоскої рамно-зв'язкової конструкції, в матричній формі має вигляд:

(2.1)

$$Y(l_i) = A(l_i) X(0) + B(l_i),$$

Матриці, що входять до неї, мають наступний вигляд:

$$Y = \begin{matrix} EIv(l_i) \\ EI\phi(l_i) \\ M(l_i) \\ Q(l_i) \\ EAu(l_i) \\ N(l_i) \end{matrix} \quad A = \begin{matrix} 1 & l_i & -l_i^2/2 & -l_i^3/6 & & \\ & 1 & -l_i & -l_i^2/2 & & \\ & & 1 & l_i & & \\ & & & 1 & & \\ & & & & 1 & l_i \\ & & & & & 1 \end{matrix} \quad (2.2)$$

$$\mathbf{X} = \begin{array}{|c|} \hline EI\nu(0) \\ \hline EI\varphi(0) \\ \hline M(0) \\ \hline Q(0) \\ \hline EAu(0) \\ \hline N(0) \\ \hline \end{array} \quad \mathbf{B} = \begin{array}{|c|} \hline B_{11}(l_i) \\ \hline B_{21}(l_i) \\ \hline -B_{31}(l_i) \\ \hline -B_{41}(l_i) \\ \hline B_{51}(l_i) \\ \hline B_{61}(l_i) \\ \hline \end{array} \quad (2.3)$$

Елементи матриці зовнішнього навантаження можуть бути сформовані за допомогою методу початкових параметрів відповідно до рівнянь (2.4)

$$\mathbf{B} = \begin{array}{|c|} \hline B_{11}(x) \\ \hline B_{21}(x) \\ \hline -B_{31}(x) \\ \hline -B_{41}(x) \\ \hline \end{array} \quad (2.4)$$

Для плоскої рамної конструкції, що складається з m елементів, формується система з $6m$ рівнянь. При цьому, матриці системи рівнянь матимуть вигляд:

$$\mathbf{Y}(l_i) = \begin{array}{|c|} \hline Y_1 \\ \hline Y_2 \\ \hline \dots \\ \hline Y_i \\ \hline \dots \\ \hline Y_m \\ \hline \end{array} \quad \mathbf{A}(l_i) = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline A_1 & & & & & \\ \hline & A_2 & & & & \\ \hline & & \dots & & & \\ \hline & & & A_i & & \\ \hline & & & & \dots & \\ \hline & & & & & A_m \\ \hline \end{array} \quad (2.5)$$

$$X(0) = \begin{array}{|c|} \hline X_1 \\ \hline X_2 \\ \hline \dots \\ \hline X_i \\ \hline \dots \\ \hline X_m \\ \hline \end{array} \quad B(l_i) = \begin{array}{|c|} \hline B_1 \\ \hline B_2 \\ \hline \dots \\ \hline B_i \\ \hline \dots \\ \hline B_m \\ \hline \end{array} \quad (2.6)$$

Матриці (2.5) і (2.6) складаються з блоків, які формуються відповідно до виразів (2.2) і (2.3) для кожного елемента, що входить в рамну конструкцію.

2.2.1. Алгоритм визначення внутрішніх зусиль і переміщень

Невідомі граничні параметри визначаються з розрішаючого рівняння чисельно-аналітичного варіанту методу граничних елементів:

$$A^* X^* = -B \quad (2.7)$$

Матриці A^* і X^* , що входять в рівняння (2.7), отримані в результаті характерних перетворень.

При виконанні перетворень в першу чергу розглядаються граничні умови елементів конструкції. В разі жорсткого закріплення стійок в перерізі елемента, суміжного із закріпленням, виникають згинальні моменти, поперечні та поздовжні сили, переміщення в перерізі відсутні (рис. 2.5).

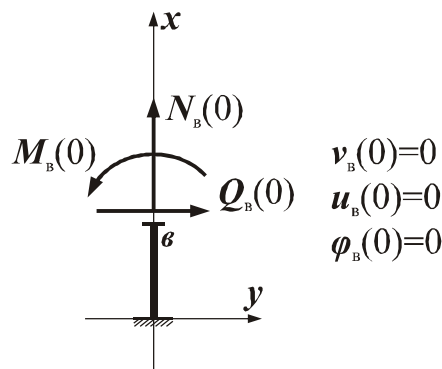


Рис. 2.5 Граничні умови для перерізу суміжному із жорстким закріпленням

Відповідно до граничних умов в матриці початкових параметрів $X(0)$ обнуляються граничні параметри переміщень, а в матриці коефіцієнтів $A(l_i)$ обнуляються стовпці, номери яких відповідають номерам параметрів, що обнуляються.

$$X(0) = \begin{matrix} EIv(0)=0 \\ EI\varphi(0)=0 \\ M(0) \\ Q(0) \\ EAu(0)=0 \\ N(0) \end{matrix} \quad A(l_i) = \begin{matrix} & & -l_i^2/2 & -l_i^3/6 & & & \\ & & -l_i & -l_i^2/2 & & & \\ & & 1 & l_i & & & \\ & & & & 1 & & \\ & & & & & & l_i \\ & & & & & & 1 \end{matrix} \quad (2.8)$$

При деформації стрижневої системи вузли отримують певні лінійні і кутові переміщення, при цьому кінематичні граничні параметри будуть пов'язані в цих вузлах рівняннями спільності переміщень.

Для встановлення зв'язку між кінематичними параметрами необхідно зобразити якісну картину деформованого стану пружної системи.

Для шарнірного вузла, в якому сходяться чотири стрижні, якісна картина деформування представлена на рисунку 2.6.

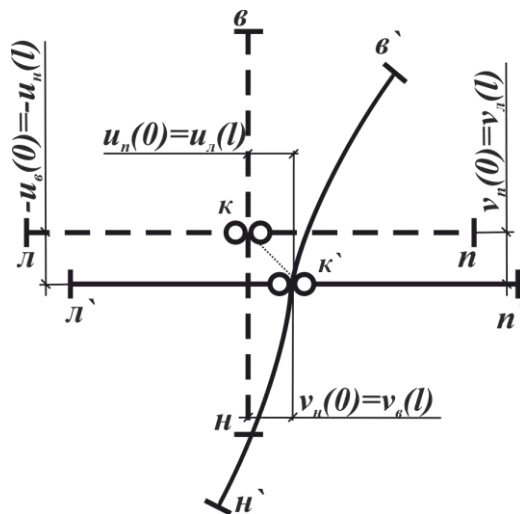


Рис. 2.6 Картина деформування шарнірного вузла, в якому сходяться чотири стрижні

Відповідно з картиною деформування між переміщеннями стрижнів, що сходяться у вузлі, встановлюються такі залежності:

$$\begin{aligned} -u_n(l_n) &= -u_e(0) = v_l(l_l) = v_n(0); \\ v_n(l_n) &= v_e(0) = u_l(l_l) = u_n(0); \\ \varphi_n(l_n) &= \varphi_e(0). \end{aligned} \quad (2.9)$$

Якщо у вузлі сходяться кілька початкових точок елементів, то в якості основних обираються початкові параметри елемента з меншим порядковим номером, а початкові параметри інших елементів зв'язуються з основними за допомогою рівнянь спільності переміщень. При цьому, в матриці початкових параметрів $X(0)$ звільняються осередки відповідні початковим параметрам, що залежать від основних, а в матрицю коефіцієнтів $A(l_i)$ вводяться компенсуючі елементи відповідно до схеми (2.10).

| | | | | | |
|----------|---------------|----------|-------------|-------------|--|
| | <i>i</i> | <i>j</i> | <i>k</i> | <i>l</i> | |
| <i>i</i> | 1 | <i>l</i> | $-\ell^2/2$ | $-\ell^3/6$ | X_{i1} X_{j1} $X_{k1} = aX_{i1}$ X_{l1} |
| <i>j</i> | | 1 | $-\ell$ | $-\ell^2/2$ | |
| <i>k</i> | | | 1 | | |
| <i>l</i> | | | | 1 | |
| | | | | | |
| | <i>i</i> | <i>j</i> | <i>k</i> | <i>l</i> | |
| <i>i</i> | $1-a\ell^2/2$ | <i>l</i> | | $-\ell^3/6$ | X_{i1} X_{j1} X_{l1} |
| <i>j</i> | $-a\ell$ | 1 | | $-\ell^2/2$ | |
| <i>k</i> | <i>a</i> | | | <i>l</i> | |
| <i>l</i> | | | | 1 | |

(2.10)

Кінцеві параметри елементів, що сходяться у вузлі, зв'язуються з основними початковими параметрами за допомогою рівнянь спільності переміщень. При цьому, в матрицю коефіцієнтів $A(l_i)$ вводяться компенсуючі елементи відповідно до схеми (2.11).

$$\begin{array}{c}
 \begin{array}{cccc}
 & i & j & k & l \\
 i & -a & e & & \\
 j & & & & \\
 k & & & & \\
 l & -1 & & &
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{c}
 X_{i1}=0; Y_{l1} \\
 X_{j1} \\
 X_{k1} \\
 X_{l1}
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \leftarrow \\
 \leftarrow \\
 - \\
 \leftarrow
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 i \\
 j \\
 k \\
 l
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 Y_{i1}=aY_{l1}-eX_{j1} \\
 Y_{j1}=0 \\
 Y_{k1}=0 \\
 Y_{l1}
 \end{array}
 \quad (2.11)
 \end{array}$$

Рівняння деформування стрижнів записуються в масштабі жорсткості, тому для складання рівнянь спільності переміщень введемо наступні коефіцієнти:

$$\begin{aligned}
 N_{ij} &= \frac{E_i I_i}{E_j I_j}; & K_{ij} &= \frac{E_i A_i}{E_j A_j}; \\
 C_{ij} &= \frac{E_i A_i}{E_j I_j}; & D_{ij} &= \frac{E_i I_i}{E_j A_j}.
 \end{aligned}
 \quad (2.12)$$

де i – номер елемента, для граничних параметрів якого складаються рівняння спільності переміщень;

j – номер елемента, з граничними параметрами якого зв'язуються граничні параметри поточного елемента.

При рівновазі всієї системи елементів, об'єднаних в лінійну систему, будуть перебувати в рівновазі і окремі вузли. При цьому статичні граничні параметри будуть задовольняти рівнянням рівноваги вузлів.

Співвідношення між статичними граничними параметрами для шарнірного вузла з чотирьох стрижнів, зображеного на рисунку 2.7, представлені в рівняннях рівноваги в глобальній системі координат:

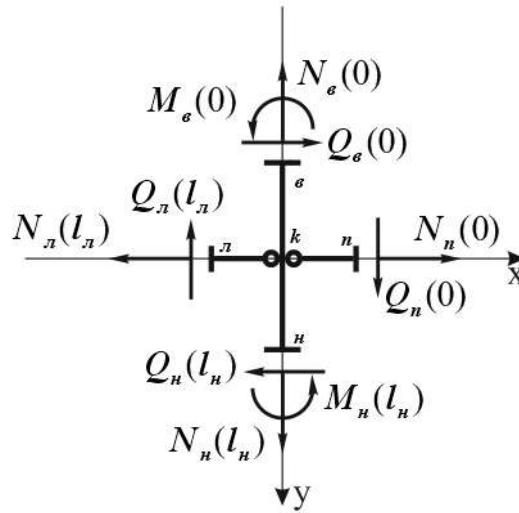


Рис. 2.7 Зусилля, що виникають у перерізах елементів,

які примикають до вузла

$$\begin{aligned}
 \sum x = 0, \quad & -Q_n(l_n) + Q_e(0) - N_l(l_l) + N_n(0) = 0 \\
 & Q_n(l_n) = Q_e(0) - N_l(l_l) + N_n(0); \\
 \sum y = 0, \quad & N_n(l_n) - N_e(0) - Q_l(l_l) + Q_n(0) = 0 \\
 & N_n(l_n) = N_e(0) + Q_l(l_l) - Q_n(0); \\
 \sum m_k = 0, \quad & -M_n(l_n) + M_e(0) = 0 \\
 & M_n(l_n) = M_e(0)
 \end{aligned} \tag{2.13}$$

Незалежні кінцеві параметри внутрішніх зусиль переносяться в осередки матриці початкових параметрів $X(0)$, що звільнилися при розгляді граничних умов і рівнянь спільності переміщень початкових точок елементів. При цьому, в матрицю коефіцієнтів $A(l_i)$ вводяться компенсуючі елементи відповідно до схеми (2.14).

| | <i>i</i> | <i>j</i> | <i>k</i> | <i>l</i> | | <i>i</i> | <i>j</i> | <i>k</i> | <i>l</i> |
|----------|----------|----------|-------------|-------------|--------------------|----------|------------|----------|----------|
| <i>i</i> | | <i>l</i> | $-\ell^2/2$ | $-\ell^3/6$ | $X_{i1}=0; Y_{k1}$ | | X_{i1} | | |
| <i>j</i> | | 1 | $-\ell$ | $-\ell^2/2$ | X_{j1} | ← | X_{j1} | | |
| <i>k</i> | $-a$ | | 1 | | X_{k1} | ← | aY_{k1} | | |
| <i>l</i> | | | | 1 | X_{l1} | | $X_{l1}=0$ | | |

(2.14)

Для залежних кінцевих параметрів внутрішніх зусиль в матрицю коефіцієнтів $A(l_i)$ відповідно до виразів (2.13) вводяться компенсуючі елементи за схемою (2.14).

В результаті рішення системи рівнянь (2.1) визначаються граничні параметри, що входять в матрицю X^* , і, які є невідомими внутрішніми зусиллями та переміщеннями елементів рамно-зв'язкової конструкції.

2.3. Формування матриць для рам, що мають один поверх та два прольоти

В якості прикладу розглянемо вид матриці невідомих X^* та матриці коефіцієнтів A^* , складених для рамно-зв'язкової конструкції, що має один поверх і два прольоти (рис. 2.8).

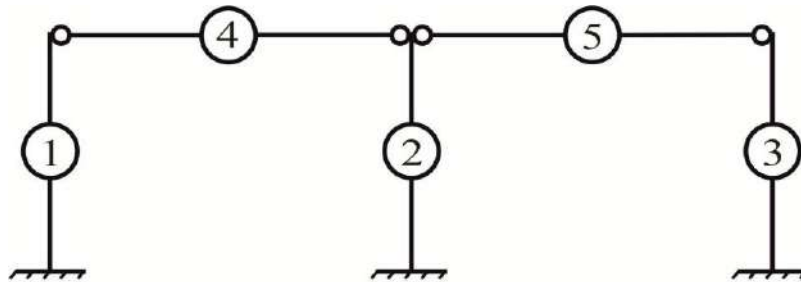


Рис. 2.8 Нумерація елементів рамно-зв'язкової конструкції, що має один поверх і два прольоти

$$A^* = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ \hline 1 & \mathbf{A}_{11} + \mathbf{A}_{61} & & & \mathbf{A}_{31} & \\ \hline 2 & \mathbf{A}_{72} & \mathbf{A}_{12} + \mathbf{A}_{92} & & & \mathbf{A}_{32} \\ \hline 3 & \mathbf{A}_{83} & & \mathbf{A}_{13} + \mathbf{A}_{113} & & \mathbf{A}_{53} \\ \hline 4 & & \mathbf{A}_{124} & & \mathbf{A}_{24} & \mathbf{A}_{44} \\ \hline 5 & & & \mathbf{A}_{135} & \mathbf{A}_{145} & \mathbf{A}_{25} + \mathbf{A}_{105} \\ \hline \end{array} \quad (2.15)$$

В результаті дослідження топології матриці коефіцієнтів (2.15) розрешаючого рівняння чисельно-аналітичного варіанту методу граничних елементів для рамно-зв'язкових каркасних конструкцій, що мають S поверхів ($S = 1$) та T прольотів ($T = 2$) та складаються з m елементів, пропонується нижчеописана методика її формування.

Блоки $A_{1,i}$, $A_{2,i}$ відносяться до елементів, які мають обнулені початкові параметри, що враховують граничні умови конструкції і формуються відповідно до виразу:

$$A_{1,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & -l_i^2/2 & -l_i^3/6 & & \\ \hline & & -l_i & -l_i^2/2 & & \\ \hline & & 1 & l_i & & \\ \hline & & & 1 & & \\ \hline & & & & & l_i \\ \hline & & & & & 1 \\ \hline \end{array} \quad (2.16)$$

Блоки $A_{1,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовпців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i = j &= (t_1 - 1)S + 1 \\ i = j &= (T + 1)S + (t_1 - 1)S + 1 \end{aligned} \quad (2.17)$$

де t_1 – змінюється від 1 до T .

$$A_{2,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline 1 & -l_i & & -l_i^3/6 & & \\ \hline & 1 & & -l_i^2/2 & & \\ \hline & & & l_i & & \\ \hline & & & 1 & & \\ \hline & & & & 1 & l_i \\ \hline & & & & & 1 \\ \hline \end{array} \quad (2.18)$$

Блоки $A_{2,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків і стовпців яких визначаються за формулами:

$$i = j = (T + 2) \quad (2.19)$$

Блоки $A_{3,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для кінцевих параметрів елементів стійок і початкових параметрів елементів ригелів, що сходяться в одному вузлі і формуються відповідно до виразу:

$$A_{3,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & -EI/EA & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & -1 \\ \hline EA/EI & & & & & \\ \hline & & & 1 & & \\ \hline \end{array} \quad (2.20)$$

Блоки $A_{3,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовпців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = N \quad (2.21)$$

$$j = T + 2$$

Блоки $A_{4,i}$, $A_{5,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь спільності переміщень для елементів ригелів, що сходяться в одному вузлі, і формуються відповідно до виразу:

$$A_{4,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline EI/EI & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & EA/EA & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.22)$$

Блоки $A_{4,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= T + 2 \\ j &= 2T + 1 \end{aligned} \quad (2.23)$$

$$A_{5,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & -EI/EA & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & 1 & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.24)$$

Блоки $A_{5,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= T + 1 \\ j &= 2T + 1 \end{aligned} \quad (2.25)$$

Блоки $A_{6,i}$, $A_{7,i}$, $A_{8,i}$, $A_{9,i}$, $A_{10,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться у зв'язку з участю незалежних кінцевих параметрів в рівняннях рівноваги і спільності деформацій та формуються відповідно до виразів:

$$A_{6,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline -1 & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.26)$$

Блоки $A_{6,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = j = T + 1 \quad (2.27)$$

$A_{7,i} =$

| | | | | | |
|--|----|--|--|--|--|
| | | | | | |
| | -1 | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

(2.28)

Блоки $A_{7,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = j = T + 1 \quad (2.29)$$

$A_{8,i} =$

| | | | | | |
|--|--|--|--|----|--|
| | | | | | |
| | | | | -1 | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

(2.30)

Блоки $A_{8,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = j = T + 1 \quad (2.31)$$

$$A_{9,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & 1 & \\ \hline & & & & & \\ \hline & -1 & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.32)$$

Блоки $A_{9,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= (S + 1) \cdot T \\ j &= 2 \cdot S \cdot T \end{aligned} \quad (2.33)$$

$$A_{10,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & -1 & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.34)$$

Блоки $A_{10,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= (K - 1) \\ j &= (K - T) \end{aligned} \quad (2.35)$$

де K – кількість елементів рами.

Блоки $A_{11,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для кінцевих

параметрів елементів стійок і початкових параметрів елементів ригелів, що сходяться в одному вузлі, і формуються відповідно до виразу:

$$A_{11,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline EA/EI & & & & & \\ \hline & & & & -1 & \\ \hline \end{array} \quad (2.36)$$

Блоки $A_{11,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= (T + 1) + T \\ j &= i - T \end{aligned} \quad (2.37)$$

Блоки $A_{12,i}$, $A_{13,i}$, $A_{14,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для кінцевих параметрів елементів стійок і початкових параметрів елементів ригелів, що сходяться в одному вузлі і формуються відповідно до виразів:

$$A_{12,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline -1 & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & -1 & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & -1 & \\ \hline \end{array} \quad (2.38)$$

Блоки $A_{12,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = (T + 1) \cdot S \quad (2.39)$$

$$j = S$$

$$A_{13,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline -1 & & & & & \\ \hline & -1 & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & -1 & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.40)$$

Блоки $A_{13,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = (T + 1) \quad (2.41)$$

$$A_{14,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & -1 & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.42)$$

Блоки $A_{14,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = (T + 2) + 1 \quad (2.43)$$

$$j = i - 1$$

2.4. Формування матриць для рам, що мають два поверхи та два прольоти

Розглянемо вид матриці невідомих X^* і матриці коефіцієнтів A^* , складених для рамно-зв'язкової конструкції, що має два поверхи та два прольоти (рис. 2.9).

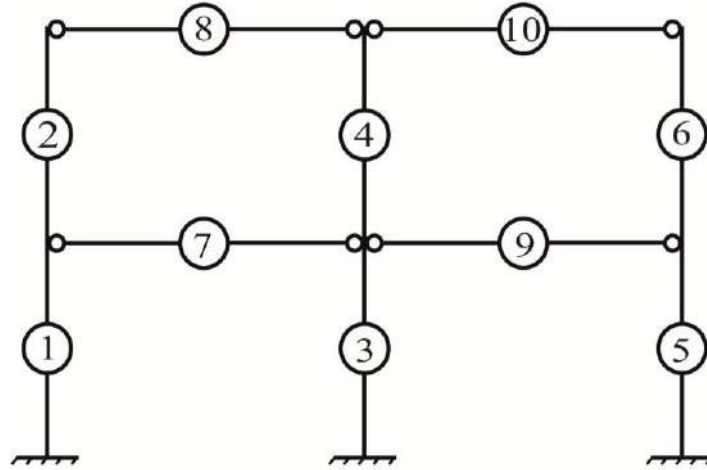


Рис. 2.9 Нумерація елементів рамно-зв'язкової каркасної конструкції, що має два поверхи та два прольоти

| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | |
|---------|----------|-----------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|----------------------|----|
| $A^* =$ | A_{11} | A_{171} | | | | | A_{191} | | | | 1 | |
| | A_{62} | A_{152} | | | | | | A_{182} | | | 2 | |
| | | | $A_{13} + A_{93}$ | A_{173} | | | | | A_{193} | | 3 | |
| | A_{74} | | | A_{154} | A_{94} | | | | | A_{184} | 4 | |
| | | | | | A_{15} | A_{175} | A_{205} | | | | | 5 |
| | A_{86} | | | | | A_{156} | | A_{216} | A_{226} | A_{236} | 6 | |
| | | A_{247} | A_{127} | A_{247} | | | | A_{167} | | | | 7 |
| | | | | | A_{128} | | | | A_{28} | | A_{48} | 8 |
| | | | | A_{249} | | A_{249} | A_{259} | | | A_{169} | | 9 |
| | | | | | | | | | A_{2710} | A_{2610} | $A_{210} + A_{1010}$ | 10 |

(2.44)

В результаті дослідження топології матриці коефіцієнтів (2.44) розрешаючого рівняння чисельно-аналітичного варіанту методу граничних елементів, для рамно-зв'язкових конструкцій, що мають S поверхів ($S = 2$) і T

прольотів ($T = 2$), що складаються з m елементів, пропонується нижчеописана методика її формування.

Блоки $A_{15,i}$ відносяться до елементів, всі початкові параметри яких є невідомими і не пов'язані з граничними параметрами інших елементів, і формуються відповідності до виразу:

$$A_{15,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline 1 & -l & -l_i^2/2 & -l_i^3/6 & & \\ \hline & 1 & -l_i & -l_i^2/2 & & \\ \hline & & 1 & l_i & & \\ \hline & & & 1 & & \\ \hline & & & & 1 & l_i \\ \hline & & & & & 1 \\ \hline \end{array} \quad (2.45)$$

Блоки $A_{15,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i = j &= (t_2 - 1)S + S \\ i = j &= (T + 1)S + (t_1 - 1)S + S \end{aligned} \quad (2.46)$$

де t_2 – змінюється від 1 до $T+1$.

Блоки $A_{16,i}$ відносяться до елементів, які мають обнуленні початкові параметри, що враховують граничні умови конструкції і формуються відповідно до виразу:

$$A_{16,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & -l & & -l_i^3/6 & & \\ \hline & 1 & & -l_i^2/2 & & \\ \hline & & & l_i & & \\ \hline & & & 1 & & \\ \hline & & & & & l_i \\ \hline & & & & & 1 \\ \hline \end{array} \quad (2.47)$$

Блоки $A_{16,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= 3T \\ j &= 3T + 1 \end{aligned} \quad (2.48)$$

Блоки $A_{17,i}$, $A_{18,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для елементів стійок, що сходяться в одному вузлі, і формуються відповідно до виразів:

$$A_{17,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline -EJ/EJ & & & & & \\ \hline & -EJ/EJ & & & & \\ \hline & & -1 & & & \\ \hline & & & -1 & & \\ \hline & & & & -EA/EA & \\ \hline & & & & & -1 \\ \hline \end{array} \quad (2.49)$$

$$A_{18,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & -EI/EA & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & -1 \\ \hline EA/EJ & & & & & \\ \hline & & & 1 & & \\ \hline \end{array} \quad (2.50)$$

Блоки $A_{17,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= (t_2 - 1)S + 1 \\ j &= i + 1 \end{aligned} \quad (2.51)$$

Блоки $A_{18,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= S \\ j &= S + 4T \end{aligned} \quad (2.52)$$

Блоки $A_{19,i}$, $A_{20,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться у зв'язку з участю незалежних кінцевих параметрів в рівняннях рівноваги і спільності деформацій, і формуються відповідно до виразів:

$$A_{19,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & -1 \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & 1 & & \\ \hline \end{array} \quad (2.53)$$

$$A_{20,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & 1 & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & -1 & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.54)$$

Блоки $A_{19,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= (S - 1) \\ j &= (T + 1)S + 1 \end{aligned} \quad (2.55)$$

Блоки $A_{20,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = (2S + 1) \quad (2.56)$$

$$j = (3S + 1)$$

Блоки $A_{21,i}$, $A_{22,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень у елементах стійок, що сходяться в одному вузлі, і формуються відповідно до виразів:

$$A_{21,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & EA/EJ & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.57)$$

$$A_{22,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & -EI/EA & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & -1 & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.58)$$

Блоки $A_{21,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = 2S \quad (2.59)$$

$$j = 2S + T$$

Блоки $A_{22,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = (T + 1)S \quad (2.60)$$

$$j = K - 2$$

Блоки $A_{23,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться у зв'язку з участю незалежних кінцевих параметрів в рівняннях рівноваги і спільності деформацій, і формуються відповідно до виразу:

$$A_{23,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & 1 & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.61)$$

Блоки $A_{23,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = (T + 1)S \quad (2.62)$$

$$j = K$$

Блоки $A_{24,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для елементів стійок, що сходяться в одному вузлі, і формуються відповідно до виразу:

$$A_{24,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & -EI/EA & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline EA/EJ & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.63)$$

Блоки $A_{24,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = (T + 1)S + (t_3 - 1)S + S$$

$$j = i + S \quad (2.64)$$

Блоки $A_{25,i}$, $A_{26,i}$, $A_{27,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться у зв'язку з участю незалежних кінцевих параметрів в рівняннях рівноваги і спільності деформацій, і формуються відповідно до виразів:

$$A_{25,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & -1 & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & -1 & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & -1 \\ \hline \end{array} \quad (2.65)$$

$$A_{26,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & -1 & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & -1 & & \\ \hline & & & & & -1 \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.66)$$

$$A_{27,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & -1 & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.67)$$

Блоки $A_{25,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= (T + 1)S + 2 \\ j &= 3S \end{aligned} \quad (2.68)$$

Блоки $A_{26;i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= K - 1 \\ j &= K - 2 \end{aligned} \quad (2.69)$$

де K – кількість елементів рами.

Блоки $A_{27;i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= (t_1 - 1) + 1; \\ j &= (T + 1) + t_1. \end{aligned} \quad (2.70)$$

де t_1 – змінюється від 1 до T .

2.5. Формування матриць для рам, що мають три поверхи та два прольоти

Розглянемо вид матриці невідомих X^* та матриці коефіцієнтів A^* , складених для рамно-зв'язкової конструкції, що має три поверхи та два прольоти (рис. 2.10).

В результаті дослідження топології матриці коефіцієнтів (2.72) розрішального рівняння чисельно-аналітичного варіанту методу граничних елементів, для рамних конструкцій, що мають S поверхів ($S = 3$) і T прольотів ($T = 2$), що складаються з m елементів, пропонується нижчеописана методика її формування.

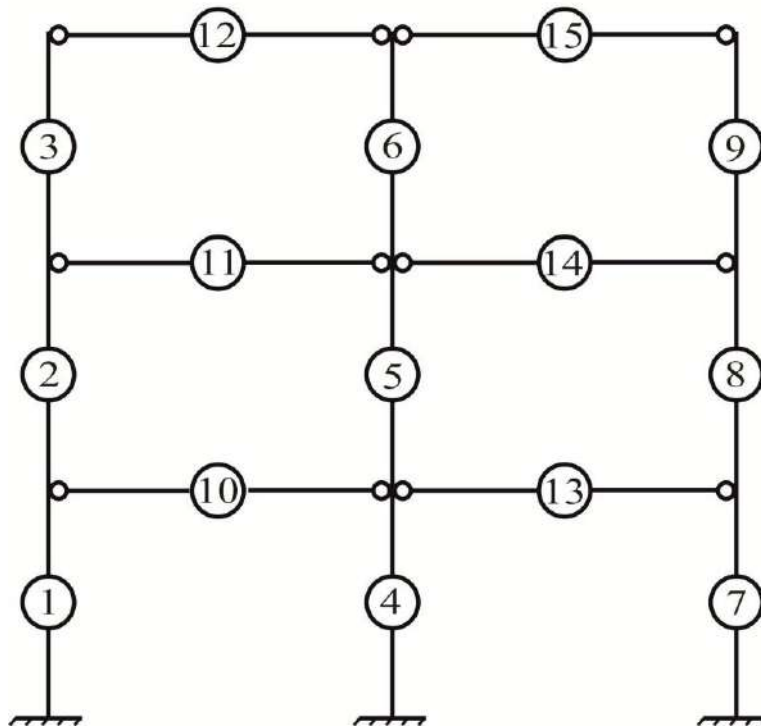


Рис. 2.10 Нумерація елементів рамно-зв'язкової каркасної конструкції, що має три поверхи і два прольоти

Блоки $A_{28,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для елементах стійок, що сходяться в одному вузлі, і формуються відповідно до виразу:

$$A_{28,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & EA/EJ & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.71)$$

$$A^* = \begin{array}{c|ccccccccccccccc|c} & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12 & 13 & 14 & 15 & \\ \hline & A_{11} & A_{171} & & & & & & & & A_{191} & & & & & & 1 \\ \hline & & A_{152} & A_{172} & & & & & & & & A_{192} & & & & & 2 \\ \hline A_{63} & & & A_{153} & & & & & & & & & A_{183} & & & & 3 \\ \hline & & & & A_{14}+A_{93} & A_{174} & & & & & & & & A_{194} & & & 4 \\ \hline & & & & & A_{155} & A_{175} & A_{95} & & & & & & & A_{195} & & 5 \\ \hline A_{76} & & & & & & A_{156} & & & & A_{206} & & & & & A_{186} & 6 \\ \hline & & & & & & & A_{17} & A_{177} & & & A_{207} & & & & & 7 \\ \hline & & & & & & & & A_{158} & A_{178} & & & & A_{298} & & & 8 \quad (2.72) \\ \hline A_{89} & & & & & & & & & A_{159} & & & & A_{289} & A_{229} & A_{239} & 9 \\ \hline & & A_{2410} & & A_{1210} & A_{2410} & & & & & A_{1610} & & & & & & 10 \\ \hline & & & A_{2411} & & & A_{2411} & A_{1211} & & & & A_{1611} & & & & & 11 \\ \hline & & & & & & & & & & A_{2512} & & A_{212} & & & A_{412} & 12 \\ \hline & & & & & A_{2413} & & & A_{2413} & & & A_{2513} & & A_{1613} & & & 13 \\ \hline & & & & & & A_{2414} & & & A_{2414} & & & A_{3214} & A_{3114} & A_{1614} & & 14 \\ \hline & & & & & & & & & & & & & A_{3015} & A_{2615} & A_{215}+A_{1015} & 15 \\ \hline \end{array}$$

Блоки $A_{28,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= (T + 1)S \\ j &= K - 3 \end{aligned} \quad (2.73)$$

Блоки $A_{29,i}$, $A_{30,i}$, $A_{31,i}$, $A_{32,i}$ складаються з компенсуючих елементів, які вводяться у зв'язку з участю незалежних кінцевих параметрів в рівняннях рівноваги і спільності деформацій, і формуються відповідно до виразів:

$$A_{29,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & 1 & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline -1 & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.74)$$

$$A_{30,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & -1 & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.75)$$

$$A_{31,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline -1 & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & -1 & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.76)$$

$$A_{32,i} = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & & & & & \\ \hline & & -1 & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline \end{array} \quad (2.77)$$

Блоки $A_{29,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= 2(S + 2) \\ j &= 4S \end{aligned} \quad (2.78)$$

Блоки $A_{30,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= K - 1 \\ j &= K - 3 \end{aligned} \quad (2.79)$$

де K – кількість елементів рами.

Блоки $A_{31,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} i &= (T + 1)S + 4 \\ j &= 4S \end{aligned} \quad (2.80)$$

Блоки $A_{32,i}$ поєднуються з елементами, номери рядків (i) і стовбців (j) яких визначаються за формулами:

$$i = (T + 1)S + 4$$

$$j = 4S - 1$$
(2.81)

2.6. Формування матриць для рам, що мають чотири поверхи та два прольоти

В якості прикладу розглянемо вид матриці невідомих X^* та матриці коефіцієнтів A^* , складених для рамно-зв'язкової конструкції, що має чотири поверхи і два прольоти (рис. 2.11).

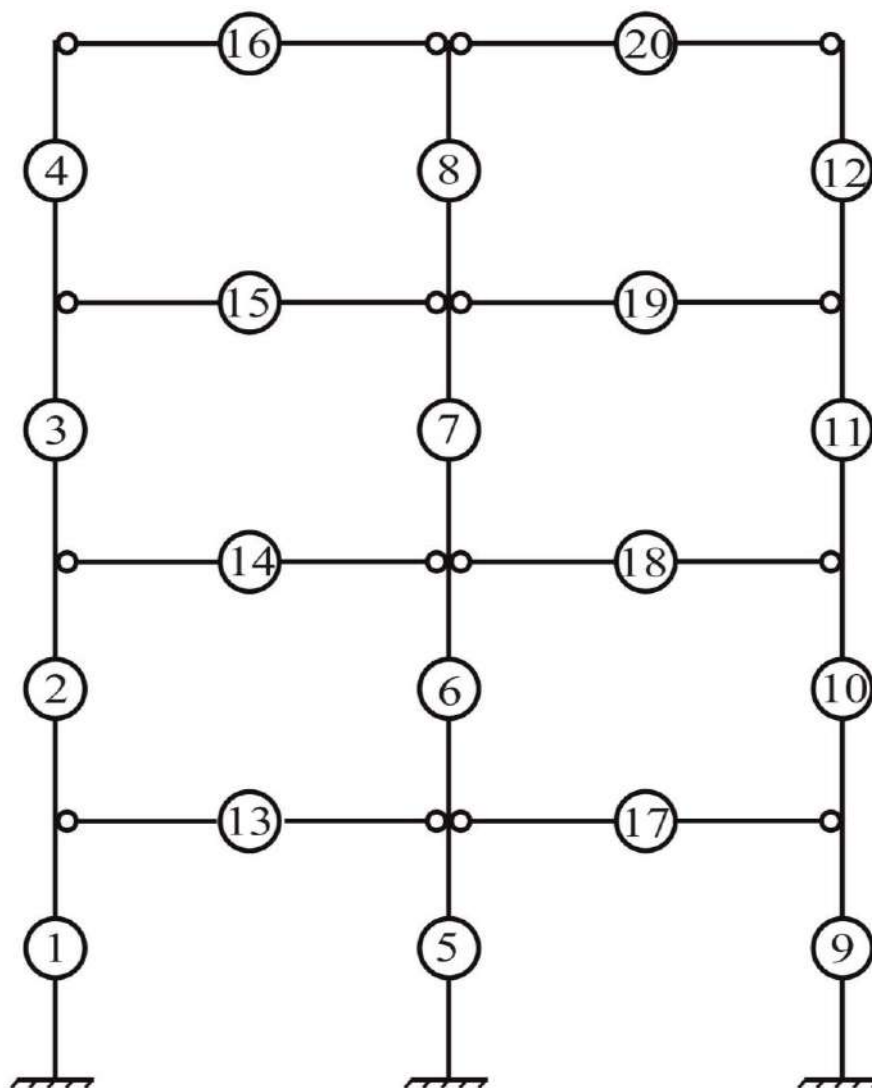


Рис. 2.11 Нумерація елементів рамно-зв'язкової каркасній конструкції, що має чотири поверхи та два прольоти

В результаті дослідження топології матриці коефіцієнтів (2.82) розрішаючого рівняння чисельно-аналітичного варіанту методу граничних

| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
|----|----------|------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|--------------------|
| 1 | A_{11} | A_{171} | | | | | | | | | | | A_{191} | | | | | | | |
| 2 | | A_{152} | A_{172} | | | | | | | | | | | A_{192} | | | | | | |
| 3 | | | A_{153} | A_{173} | | | | | | | | | | | A_{193} | | | | | |
| 4 | A_{64} | | | A_{154} | | | | | | | | | | | | A_{184} | | | | |
| 5 | | | | | $A_{15}+A_{95}$ | A_{175} | | | | | | | | | | | A_{195} | | | |
| 6 | | | | | | A_{156} | A_{176} | | A_{96} | | | | | | | | | A_{196} | | |
| 7 | | | | | | | A_{157} | A_{177} | | | | | A_{207} | | | | | | | A_{197} |
| 8 | A_{74} | | | | | | | A_{158} | | | | | | A_{208} | | | | | | A_{188} |
| 9 | | | | | | | | | A_{19} | A_{179} | | | | | A_{209} | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | A_{1510} | A_{1710} | | | | | A_{2910} | | | | |
| 11 | | | | | | | | | | | A_{1511} | A_{1711} | | | | | | A_{2911} | | |
| 12 | A_{84} | | | | | | | | | | | A_{1512} | | | | | | A_{2812} | A_{2212} | A_{2312} |
| 13 | | A_{2413} | | | A_{1213} | A_{2413} | | | | | | | A_{1613} | | | | | | | |
| 14 | | | A_{2414} | | | | A_{2414} | | A_{1214} | | | | | A_{1614} | | | | | | |
| 15 | | | | A_{2415} | | | | A_{2415} | | | | | A_{2515} | A_{1615} | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | | | | | A_{2516} | A_{216} | | | | | A_{416} |
| 17 | | | | | | A_{2417} | | | | A_{2417} | | | | | A_{2517} | A_{1617} | | | | |
| 18 | | | | | | | A_{2418} | | | | A_{2418} | | | | | A_{3218} | A_{3118} | A_{1618} | | |
| 19 | | | | | | | | A_{2419} | | | | A_{2419} | | | | | A_{819} | A_{3119} | A_{1619} | |
| 20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | A_{3020} | A_{2620} | $A_{220}+A_{1020}$ |

(2.82)

елементів, для рамно-зв'язкових конструкцій, що мають S поверхів ($S = 4$) та T прольотів ($T = 2$), які складаються з m елементів, нових блоків не виявлено. Всі блоки відповідають тим, які присутні в рамах, що мають три поверхи і менше.

2.7. Формування матриць для рам, що мають п'ять поверхів та два прольоти

В якості прикладу розглянемо вид матриці невідомих X^* та матриці коефіцієнтів A^* , складених для рамно-зв'язкової конструкції, що має п'ять поверхів і два прольоти (рис. 2.12).

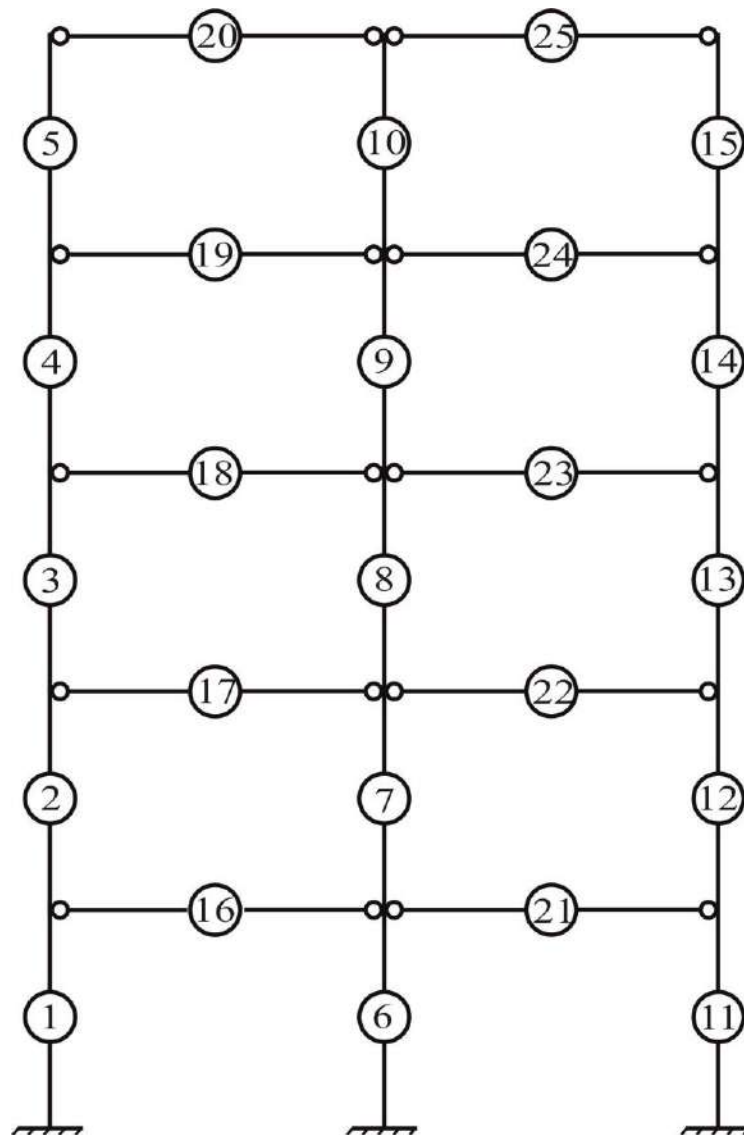


Рис. 2.12 Нумерація елементів рамно-зв'язкової каркасної конструкції, що має п'ять поверхів і два прольоти

В результаті дослідження топології матриці коефіцієнтів (2.83) розрішаючого рівняння чисельно-аналітичного варіанту методу граничних елементів, для рамно-зв'язкових конструкцій, що мають S поверхів ($S = 5$) та T прольотів ($T = 2$), які складаються з m елементів, нових блоків не виявлено. Всі блоки відповідають тим, які присутні в рамах, що мають чотири поверхи і менше.

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 2

1. Розроблені алгоритми формування матриць при розрахунку рамно-зв'язкових каркасних конструкцій за допомогою чисельно-аналітичного методу граничних елементів.

2. Сформовані матриці чисельно-аналітичного методу граничних елементів двопролітних рамно-зв'язкових каркасних конструкцій поверховістю від одного до п'яти поверхів.

| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 |
|----|-----------|------------|------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|--------------------|
| 1 | A_{11} | A_{171} | | | | | | | | | | | | | | A_{191} | | | | | | | | | |
| 2 | | A_{152} | A_{172} | | | | | | | | | | | | | | A_{192} | | | | | | | | |
| 3 | | | A_{153} | A_{173} | | | | | | | | | | | | | | A_{193} | | | | | | | |
| 4 | | | | A_{154} | A_{174} | | | | | | | | | | | | | | A_{194} | | | | | | |
| 5 | A_{65} | | | | A_{155} | | | | | | | | | | | | | | | A_{185} | | | | | |
| 6 | | | | | | $A_{16}+A_{96}$ | A_{176} | | | | | | | | | | | | | | A_{196} | | | | |
| 7 | | | | | | | A_{157} | A_{177} | | | A_{97} | | | | | | | | | | | A_{197} | | | |
| 8 | | | | | | | | A_{158} | A_{178} | | | | | | | A_{208} | | | | | | | A_{198} | | |
| 9 | | | | | | | | | A_{159} | A_{179} | | | | | | | A_{209} | | | | | | | A_{199} | |
| 10 | A_{710} | | | | | | | | | A_{1510} | | | | | | | | A_{210} | | | | | | | A_{1810} |
| 11 | | | | | | | | | | | A_{111} | A_{1711} | | | | | | | A_{211} | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | A_{1512} | A_{1712} | | | | | | | | A_{2912} | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | A_{1513} | A_{1713} | | | | | | | | A_{2913} | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | | | | A_{1514} | A_{1714} | | | | | | | | A_{2914} | | |
| 15 | A_{815} | | | | | | | | | | | | | | A_{1515} | | | | | | | | A_{2815} | A_{2215} | A_{2315} |
| 16 | | A_{2416} | | | A_{1216} | A_{2416} | | | | | | | | | | A_{1616} | | | | | | | | | |
| 17 | | | A_{2417} | | | | A_{2417} | | | A_{1217} | | | | | | | A_{1617} | | | | | | | | |
| 18 | | | | A_{2418} | | | | A_{2418} | | | | | | | | A_{2518} | | A_{1618} | | | | | | | |
| 19 | | | | | A_{2419} | | | | A_{2419} | | | | | | | | A_{2519} | | A_{1619} | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | A_{2520} | | A_{220} | | | | | A_{420} |
| 21 | | | | | | | A_{2421} | | | | A_{2421} | | | | | | | | A_{2521} | | A_{1621} | | | | |
| 22 | | | | | | | | A_{2422} | | | | A_{2422} | | | | | | | | A_{3222} | A_{3122} | A_{1622} | | | |
| 23 | | | | | | | | | A_{2423} | | | | A_{2423} | | | | | | | | A_{823} | A_{3123} | A_{1623} | | |
| 24 | | | | | | | | | | A_{2424} | | | | A_{2424} | | | | | | | | A_{824} | A_{3124} | A_{1624} | |
| 25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | A_{3025} | A_{2625} | $A_{225}+A_{1025}$ |

$A^* =$

(2.83)

РОЗДІЛ 3

ВПЛИВ ПОРЯДКУ ФОРМУВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ НА НАПРУЖЕНО - ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ РАМНО-ЗВ'ЯЗКОВОЇ КАРКАСНОЇ КОНСТРУКЦІЇ

3.1. Особливості формування напружено-деформованого стану залізобетонних рамно-зв'язкових каркасів з урахуванням порядку прикладання навантаження

В практиці проектування, в тому числі каркасних конструкцій, статичний розрахунок проводиться на повні розрахункові навантаження (комбінації постійних та тимчасових навантажень). Розрахунок на міцність і конструювання конструкцій проводиться на розрахункові зусилля, отримані в результаті такого розрахунку.

У той же час, в статично невизначених залізобетонних конструкціях в результаті зміни жорсткості елементів, викликаних тріщиноутворенням, відбувається суттєвий перерозподіл зусиль.

Таким чином, нелінійність роботи елементів залізобетонних зв'язкових каркасів призводить до того, що її поведінка під навантаженням істотно залежить від процесу зведення.

При визначенні внутрішніх зусиль у поперечних рамах цивільних і промислових будівель проектувальник працює з розрахунковою схемою рами, що має проектну поверховість, причому навантаження ригелів такої рами постійними і тимчасовими навантаженнями виконується одночасно на всіх поверхах.

В реальних рамних системах монтаж ригелів наступного поверху відбувається тільки після укладання плит перекриття на попередньому поверсі. Це означає, що на відміну від застосовуваної класичної розрахункової схеми, де навантаження від нижчих ригелів викликає появу внутрішніх зусиль у стійках та ригелях верхніх поверхів, при реальному

навантаженні велика частина постійного навантаження не впливає на зусилля в конструкціях верхніх поверхів.

Також особливість зведення об'єктів призводить до появи і накопичення дефектів силового опору конструкцій будівель.

Технологічні карти на монтаж ригелів багатопверхових будівель із залізобетонним збірним каркасом передбачають виконання ванного зварювання випусків арматури, що забезпечує жорстке сполучення ригеля з колоною, відразу після установки останнього в проектне положення. Реально ж на будівельних майданчиках монтаж нерідко виконується в такій послідовності: встановлюються ригелі монтованого поверху, прихоплюються монтажних швом закладні в консолях колон і ригелях, проводиться монтаж плит перекриття даного поверху і тільки потім виконується зварювання випусків арматури ригеля.

Розглянемо, як зазначене порушення технологічної послідовності відбивається на формуванні розрахункової схеми і величині внутрішніх зусиль в елементах рам. При виборі розрахункових схем, в цьому випадку, слід врахувати, що частина постійного навантаження прикладена до шарнірно опертого ригеля, а саме: власна вага міжповерхових перекриття і покриття.

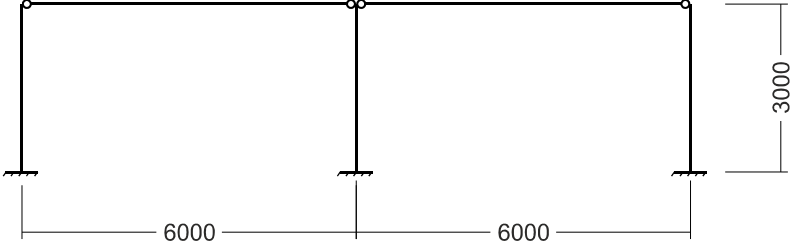
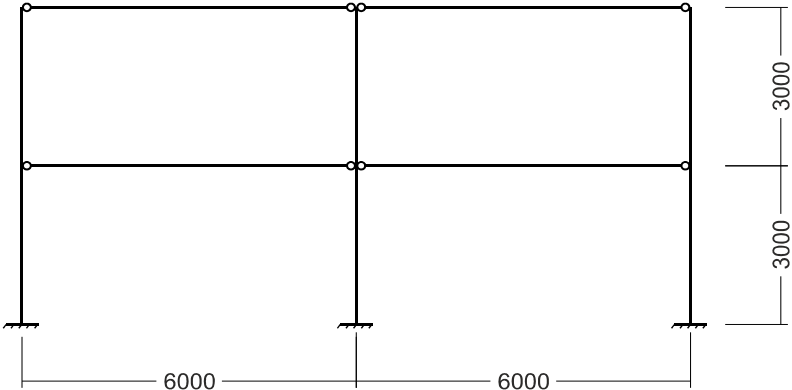
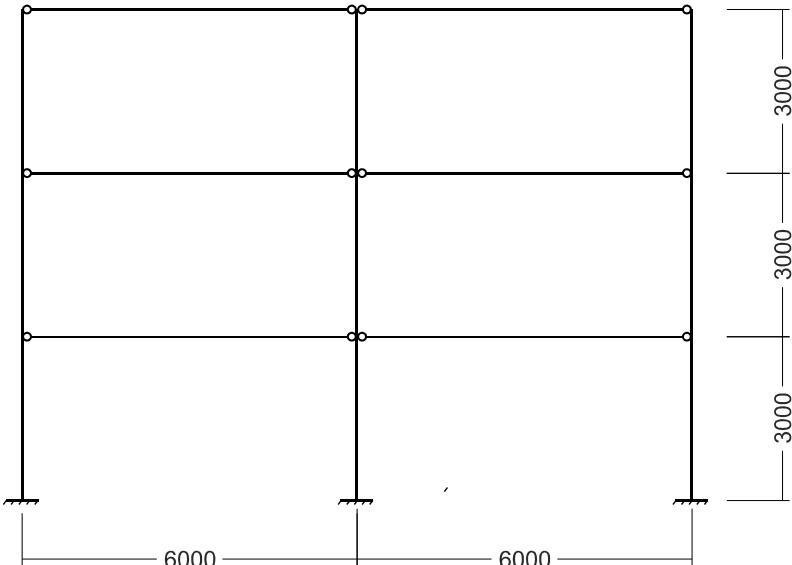
Принципово важливим є аналіз тимчасового навантаження.

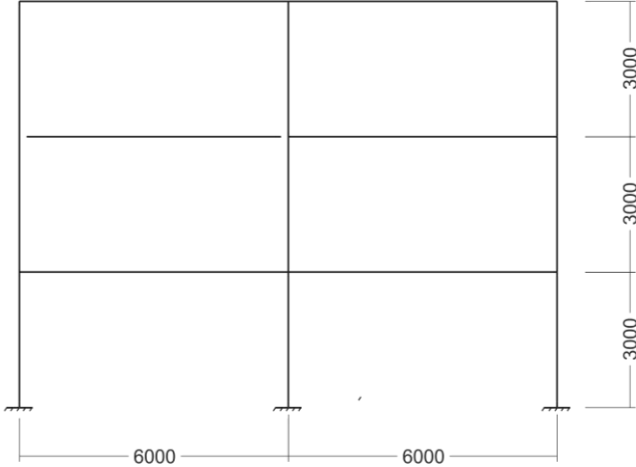
3.2. Методика визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамно-зв'язкових каркасів з урахуванням порядку прикладання навантаження

Перед виконанням розрахунків, необхідно представити принципову технологічну схему зведення будівлі, розбивши виконання розрахунків на відповідні укрупнені етапи, наведені в таблиці 3.1.

Результати розрахунку на кожному етапі є вихідними для виконання розрахунків на наступному.

Етапи розрахунку рамно-зв'язкових конструкцій
з урахуванням історії зведення

| Етап | Розрахункова схема | Навантаження |
|------|--|--------------|
| 1 |  | Постійне |
| 2 |  | Постійне |
| 3 |  | Постійне |
| n | і т.д. до останнього поверху | Постійне |
| n+1 | Повний каркас будівлі після замонолічування вузлів рами | Повне |

| Етап | Розрахункова схема | Навантаження |
|------|---|---|
| 1 | <p style="text-align: center;">Повний каркас будівлі після замонолічування вузлів рами</p>  | <p>Повне (постійне + тимчасове)</p> |

Визначати напружено-деформований стан залізобетонних рамно-зв'язкових каркасів з урахуванням процесів тріщиноутворення та історії зведення пропонується виконувати у відповідності з наступним алгоритмом:

1. Виконується статичний розрахунок класичної розрахункової схеми N поверхів (розглядається класична готова розрахункова схема в пружній стадії).

2. На першому етапі задається розрахункова схема першого поверху рами $n = 1$;

3. Проводиться статичний розрахунок рами першого поверху з урахуванням шарнірного обпирання ригеля і процесів тріщиноутворення на постійне навантаження.

4. Фіксуються жорсткості ділянок рами, отримані в результаті пружного розрахунку.

5. На наступному етапі виконується нарощування конструкції, тобто задається розрахункова схема двох поверхів рами $n + 1$.

6. Формується розрахункова схема з додатково зведеним поверхом. При розгляді розрахункової схеми, що являє двоповерхову раму, спочатку

приймається шарнірне спирання ригеля, на який діє навантаження від ваги перекриття (включаючи власну вагу ригеля). Жорсткість ділянок елементів першого поверху приймається за результатами першого етапу розрахунку та є фіксованою величиною, а жорсткість елементів другого поверху – з припущення роботи в пружній стадії.

Після того як визначаються жорсткості кожної ділянки, проводиться розрахунок рамно-зв'язкової конструкції із новими жорсткостями. На ділянках, де згинальні моменти перевищують тріщиноутворенні, жорсткість перерізу елемента визначається відповідно до лінеаризованих діаграм «згинальний момент – кривизна». На ділянках, де згинальні моменти не перевищують тріщиноутворенні, жорсткості не змінюються (Блок-схема на рис. 3.3).

7. Виконується статичний розрахунок рами з додатково зведеним поверхом з урахуванням шарнірного обпирання ригеля й процесів тріщиноутворення на постійне навантаження.

8. Фіксуються жорсткості ділянок. Спочатку жорсткості ділянок нарощеного поверху приймаються пружні, а нижчих поверхів – за результатами попередніх розрахунків, при цьому, ставиться умова, що вони не можуть збільшуватися.

Після зведення повного каркасу, тобто виконання умови $N - n = 0$, жорсткості зведеного каркасу фіксуються і приймаються остаточними.

9. Виконується розрахунок остаточно зведеного каркасу з жорсткими вузлами (після замоноличування вузлів) з фіксованими жорсткостями з урахуванням процесів тріщиноутворення на повне (постійне і тимчасове) навантаження.

Блок-схема, алгоритму розрахунку залізобетонних рамно-зв'язкових конструкцій з урахуванням процесів тріщиноутворення та історії зведення, приведена на рисунку 3.1.

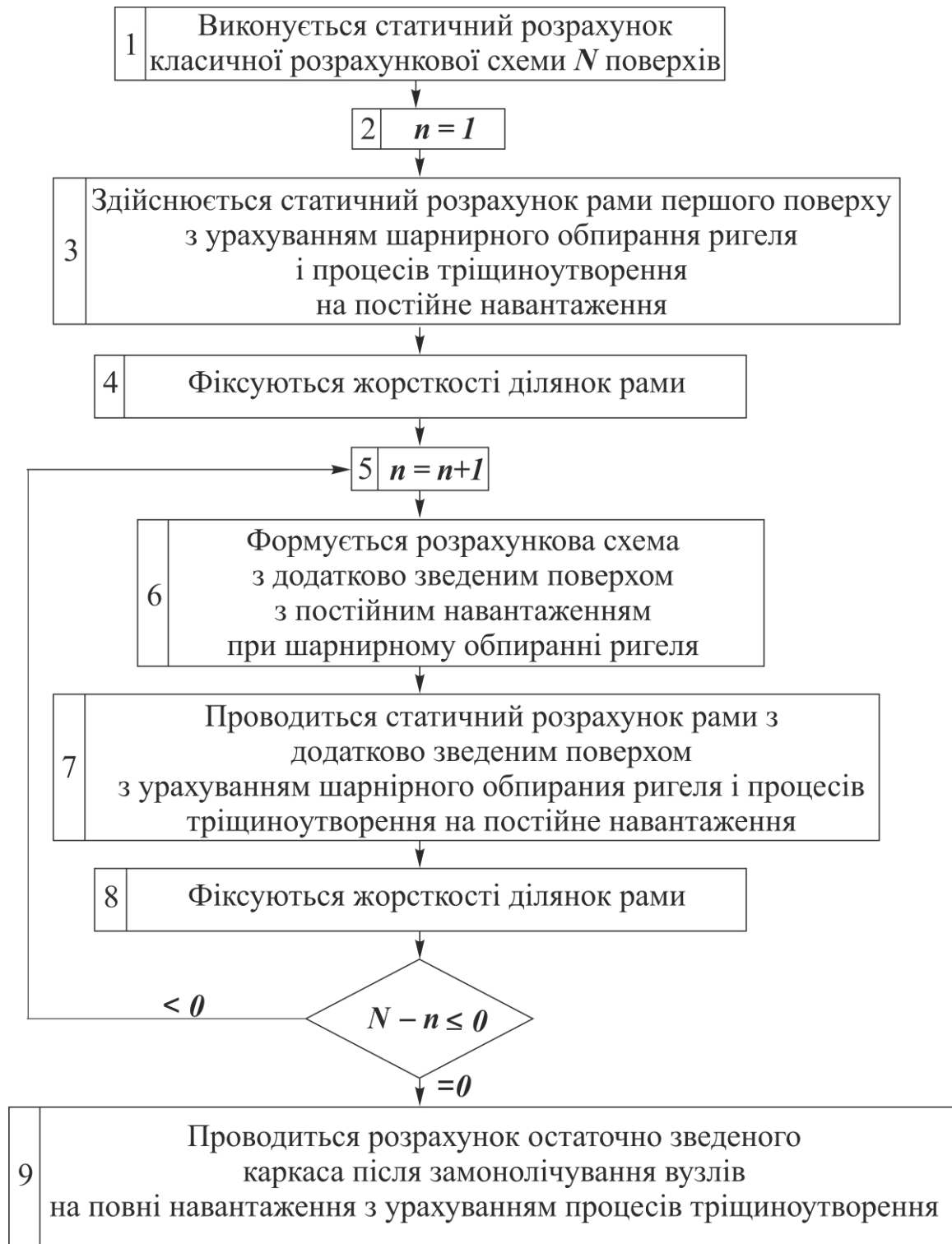


Рис. 3.1 Блок-схема визначення жорсткостей згинальних елементів, залізобетонного рамно-зв'язкового каркасу конструкцій з урахуванням процесів тріщиноутворення та історії зведення каркасу

3.3. Методика визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням процесів тріщиноутворення

Методика визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій ґрунтується на моделі деформації згинальних залізобетонних елементів з використанням деформаційної теорії.

При цьому, відповідно до роботи А.В. Геммерлінга [35], приймається, що при порівняно невеликих деформаціях рамних конструкцій впливом деформацій стиснення на викривлення осі можна знехтувати.

Відомо, що розподіл внутрішніх зусиль в статично невизначених конструкціях залежить від жорсткостей складових її елементів. У зв'язку з тріщиноутворенням жорсткість залізобетонних елементів в свою чергу залежить від рівня внутрішніх зусиль, що виникають в них.

У зв'язку з цим завдання визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій пропонується вирішувати методом послідовного уточнення жорсткостей.

Впливом процесу тріщиноутворення на зміну поздовжньої жорсткості елемента нехтуємо.

Визначати напружено-деформований стан залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням процесів тріщиноутворення пропонується за наступним алгоритмом:

1. Елементи вихідної розрахункової схеми розбиваються на ділянки з кусочно-постійною жорсткістю. Приклад розбиття конструкції та порядок нумерації ділянок приведений на рисунку 3.2.

2. Для кожної ділянки конструкції з постійною згинальною жорсткістю відповідно до пропозицій, викладених в роботах А.В. Коврова, О.В. Ковтуненко [47, 48, 53], будується лінеаризована діаграма «згинальний момент – кривизна».

3. В нульовому наближенні розрахунок здійснюється в припущенні пружної роботи ділянок елементів.

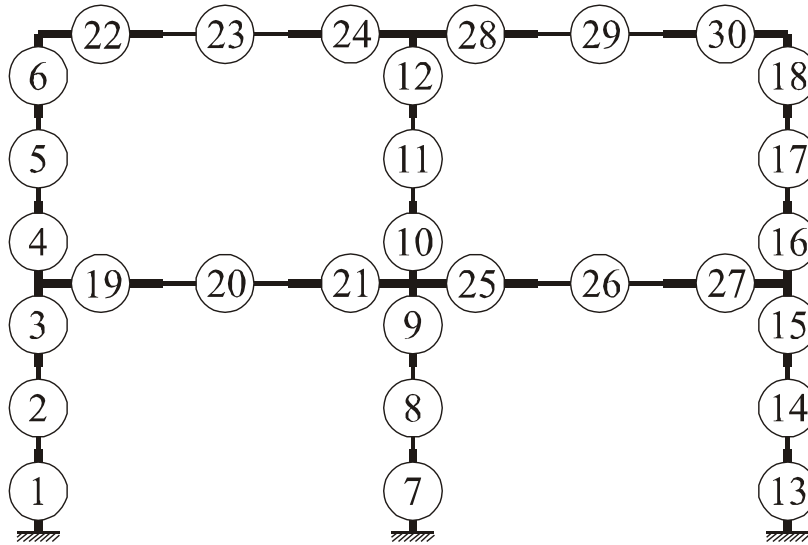


Рис. 3.2 Правило нумерації ділянок рами

4. На основі фізичного закону деформування перерізів залізобетонної рами

$$M = B\chi, \quad (3.1)$$

де M – згинальний момент;

B – згинальна жорсткість перерізу;

χ – кривизна перерізу

визначається згинальна жорсткість всіх елементів, яка приймається в пружній стадії як відношення моменту тріщиноутворення до кривизни, що відповідає початку роботи елемента з тріщинами

$$B_i^0 = \frac{M_i^0}{\chi_i} = \frac{M_{crc,i}}{\chi_{crc,i}} \quad (3.2)$$

де M_{crc} – згинальний момент тріщиноутворення.

5. В результаті розрахунку заданої конструкції визначаються значення згинальних моментів, поперечних і поздовжніх сил M, V, N , що виникають в елементах конструкції.

4.3 формули (3.1) за прийнятими значеннями жорсткостей та отриманими значеннями згинальних моментів, визначаються значення кривизн

$$\chi_i^{(s)} = \frac{M_i^{(s)}}{B_i^{(s)}}. \quad (3.3)$$

7. Переходимо до наступної ітерації розрахунку.

8. На другому і наступних етапах розрахунку, відповідно до отриманих на попередній ітерації значень кривизн, по діаграмах «згинальний момент – кривизна» для кожної ділянки уточнюється значення згинальної жорсткості

$$B_i^{(s)} = \frac{M_i^{(s-1)}(\chi_i^{(s-1)})}{\chi_i^{(s-1)}}. \quad (3.4)$$

9. В результаті розрахунку заданої конструкції з урахуванням уточнених значень згинальних жорсткостей визначаються значення згинальних моментів поперечних та поздовжніх сил M, V, N , що виникають в елементах конструкції.

10. Значення згинальних моментів, отримані в результаті розрахунку на другому і подальших етапах, порівнюються зі значеннями, отриманими на попередній ітерації. Розрахунок продовжується доти, доки різниця між значеннями на поточній і попередній ітерації не виявиться менше заданої величини ξ , що характеризує точність розрахунку

$$\left| \frac{M^{(s)} - M^{(s-1)}}{M^{(s)}} \right| \leq \xi. \quad (3.5)$$

Блок-схема, що ілюструє запропонований алгоритм розрахунку залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням процесів тріщиноутворення, приведена на рисунку 3.3.



Рис. 3.3 Блок - схема розрахунку залізобетонних рам з урахуванням процесів деформування перерізів

Відповідно до запропонованого алгоритму, в системі комп'ютерної математики MATLAB складена програма для визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій з довільною кількістю поверхів і прольотів. Запропонована методика дозволяє оцінювати несучу здатність залізобетонних статично невизначених рамних конструкцій при послідовному збільшенні навантаження.

3.4. Дослідження напружено-деформованого стану рамно-зв'язкового каркасу з урахуванням порядку зведення каркасу

3.4.1. Вихідні дані для проектування залізобетонного двопролітного п'ятиповерхового рамно-зв'язкового каркасу

У роботі розглядається залізобетонний рамно-зв'язковий каркас п'ятиповерхової двопролітної житлової будівлі із плоскою покрівлею. Сітка колон 6×6м. Висота поверху 3м. Будівля зводиться у м.Одеса.

Клас бетону стійки прийнятий С30, з наступними характеристиками матеріалу: $f_{cd} = 17$ МПа, $f_{ctd} = 1,2$ МПа, $f_{ck} = 22$ МПа, $f_{ctk,0,05} = 1,8$ МПа, $E_c = 3.25 \cdot 10^4$ МПа, переріз колон приймається $h_c \times b_c = 40 \times 40$ см.

Клас бетону ригеля прийнятий С25, з наступними характеристиками матеріалу: $f_{cd} = 14,5$ МПа, $f_{ctd} = 1,05$ МПа, $f_{ck} = 18,5$ МПа, $f_{ctk,0,05} = 1,5$ МПа, $E_c = 3 \cdot 10^4$ МПа; переріз ригелів приймається $h_p \times b_p = 50 \times 30$ см.

За чинними нормативними документами [45] виконано збір постійних та тимчасових навантажень на кожен поверх.

Власна вага погонного метра ригелів склала $q^p = 3,75$ кН/м.

З урахуванням коефіцієнта надійності по навантаженню $q^p = 4,13$ кН/м.

Характеристичне навантаження на ригель склало $q^n = 49,5$ кН/м.

Розрахункове навантаження на ригель склало $q = 60,06$ кН/м.

Повне навантаження на ригель з урахуванням його власної ваги склало $q_y = 65,0$ кН/м.

3.4.2. Статичний розрахунок залізобетонного каркасу двопролітної п'ятиповерхової будівлі в пружній стадії

З використанням програми, розробленої в системі комп'ютерної математики MATLAB, заснованої на чисельно-аналітичному МГЕ, проведений розрахунок каркасу двопролітної п'ятиповерхової будівлі в

пружній стадії на повні розрахункові навантаження, визначені вище. Розрахункова схема остаточно сформованого класичного каркасу приведена на рисунку 3.4.

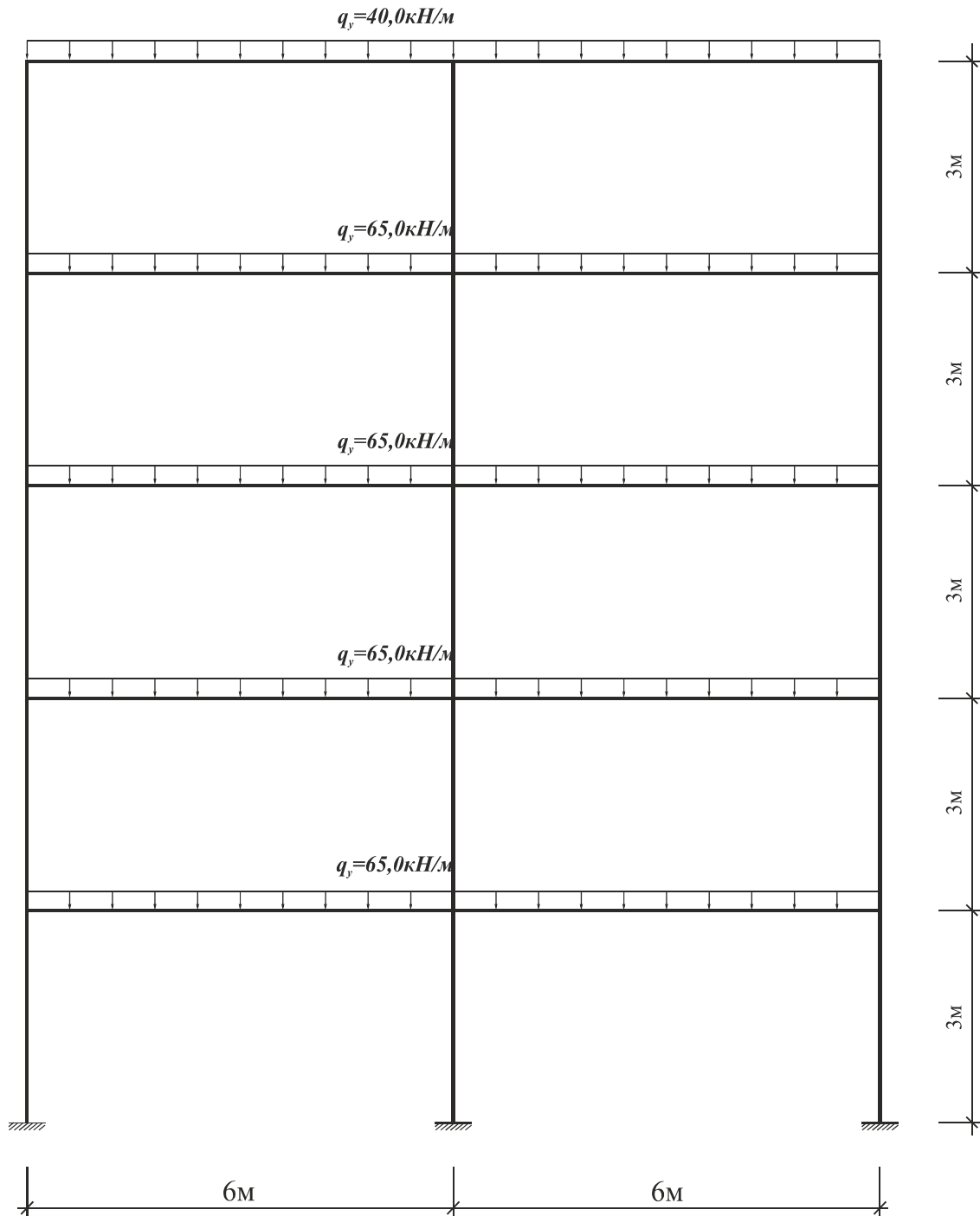


Рис.3.4 Розрахункова схема каркасу двопролітної, п'ятиповерхової будівлі

В таблиці 3.2 приведені значення згинальних моментів і поздовжніх сил.

Таблиця 3.2

Значення згинальних моментів і поздовжніх сил в пружній стадії

| № елемента | № перерізу | Зусилля | | № елемента | № перерізу | Зусилля | |
|------------|------------|-----------|----------|------------|------------|-----------|----------|
| | | M , кНм | N , кН | | | M , кНм | N , кН |
| 1,11 | 1 | 34,11 | -874,8 | 16 | 1 | -158,52 | 25,7 |
| | 2 | -16,38 | -874,8 | | 2 | 108,45 | 25,7 |
| | 3 | -66,86 | -874,8 | | 3 | -209,58 | 25,7 |
| 2,12 | 1 | 91,66 | -688,3 | 17 | 1 | -171,06 | -2,5 |
| | 2 | 2,57 | -688,3 | | 2 | 106,73 | -2,5 |
| | 3 | -86,52 | -688,3 | | 3 | -200,47 | -2,5 |
| 3,13 | 1 | 84,53 | -498,2 | 18 | 1 | -173,19 | 1,2 |
| | 2 | -0,73 | -498,2 | | 2 | 107,23 | 1,2 |
| | 3 | -86,00 | -498,2 | | 3 | -197,36 | 1,2 |
| 4,14 | 1 | 87,19 | -307,2 | 19 | 1 | -175,97 | 3,1 |
| | 2 | 0,09 | -307,2 | | 2 | 107,17 | 3,1 |
| | 3 | -87,02 | -307,2 | | 3 | -194,70 | 3,1 |
| 5,15 | 1 | 88,95 | -115,4 | 20 | 1 | -94,52 | -61,2 |
| | 2 | -2,79 | -115,4 | | 2 | 71,53 | -61,2 |
| | 3 | -94,52 | -115,4 | | 3 | 122,42 | -61,2 |
| 6 | 1 | 0 | -1,85 | 21 | 1 | -209,58 | 25,7 |
| | 2 | 0 | -1,85 | | 2 | 108,45 | 25,7 |
| | 3 | 0 | -1,85 | | 3 | -158,52 | 25,7 |
| 7 | 1 | 0 | -1,44 | 22 | 1 | -200,47 | -2,5 |
| | 2 | 0 | -1,44 | | 2 | 106,73 | -2,5 |
| | 3 | 0 | -1,44 | | 3 | -171,06 | -2,5 |
| 8 | 1 | 0 | -1,04 | 23 | 1 | -197,36 | 1,2 |
| | 2 | 0 | -1,04 | | 2 | 107,22 | 1,2 |
| | 3 | 0 | -1,04 | | 3 | -173,19 | 1,2 |
| 9 | 1 | 0 | -645,5 | 24 | 1 | -194,70 | 3,1 |
| | 2 | 0 | -645,5 | | 2 | 107,17 | 3,1 |
| | 3 | 0 | -645,5 | | 3 | -175,97 | 3,1 |
| 10 | 1 | 0 | -249,3 | 25 | 1 | -122,42 | -61,2 |
| | 2 | 0 | -249,3 | | 2 | 71,53 | -61,2 |
| | 3 | 0 | -249,3 | | 3 | -94,52 | -61,2 |

На рисунку 3.5 наведена еюра згинальних моментів при постійному навантаженні в пружній стадії.

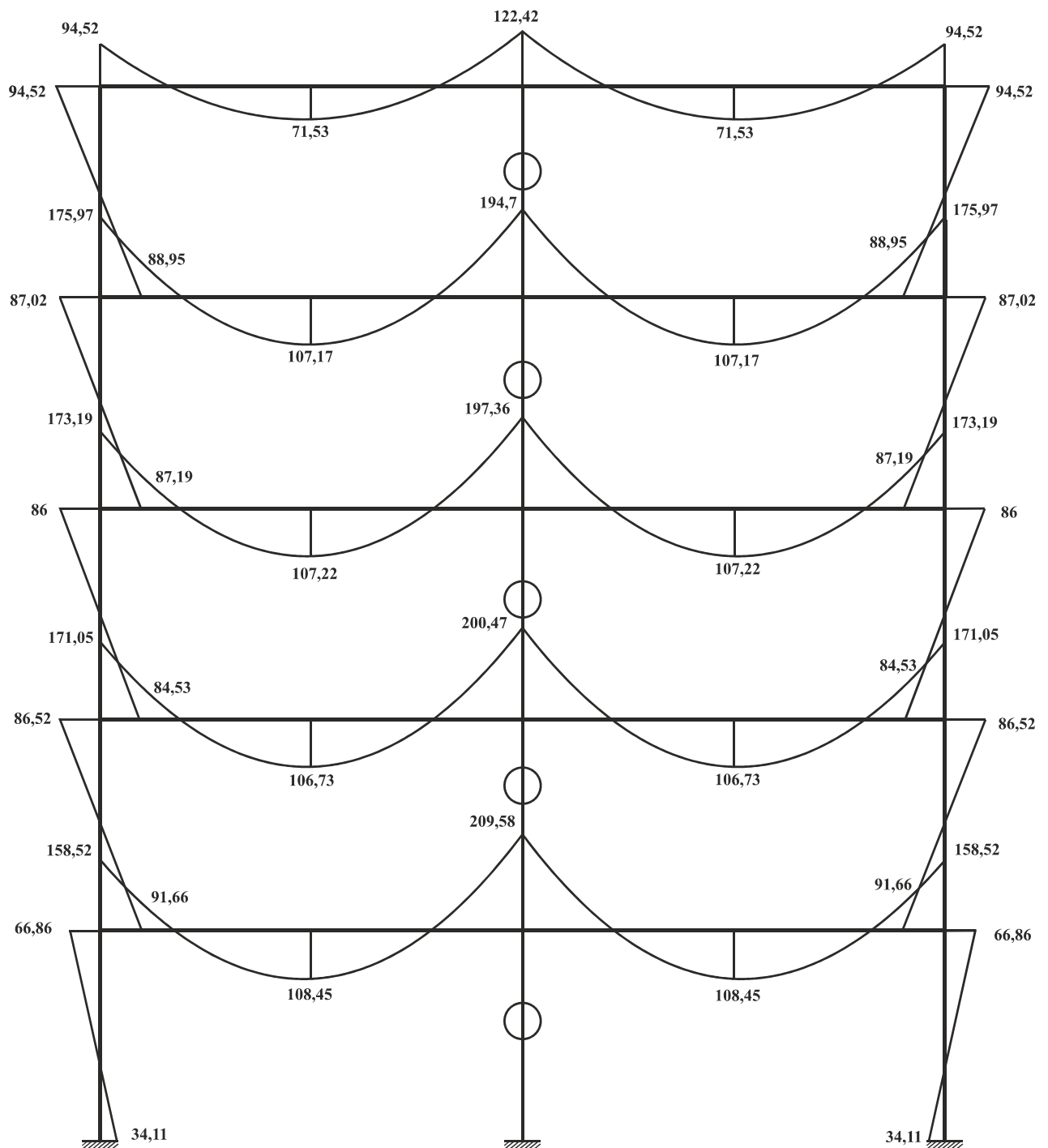


Рис. 3.5 Еюра згинальних моментів
при постійному навантаженні в пружній стадії

Підбір арматури умовно виконуємо по розрахунковим зусиллям M і N для найбільш небезпечного елемента в конструкції.

Армування всіх елементів каркасу прийняте із стрижневої арматури класу А400С з розрахунковим опором $f_{yd} = 360$ МПа і модулем пружності $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

За результатами розрахунку каркасу на дію розрахункових навантажень на ригелі перекриття $q_y = 65,0$ кН/м і ригелі покриття $q_y = 40,0$ кН/м в припущенні пружної роботи конструкції прийнято наступне армування (рис. 3.6):

– армування стійок приймається симетричним $(3+3)\varnothing 16$ А400С з площею $A_s = A_s' = 6,03$ см²;

– ригель в прольоті армується робочою арматурою $2\varnothing 16$ і $2\varnothing 18$ А400С з площею $A_s = 9,12$ см² і конструктивною арматурою $2\varnothing 16$ А400С з площею $A_s' = 4,02$ см²;

– ригель в опорних зонах армується робочою арматурою $2\varnothing 16$ і $2\varnothing 25$ А400С з площею $A_s = 13,84$ см² і конструктивною арматурою $2\varnothing 16$ А400С з площею $A_s' = 4,02$ см².

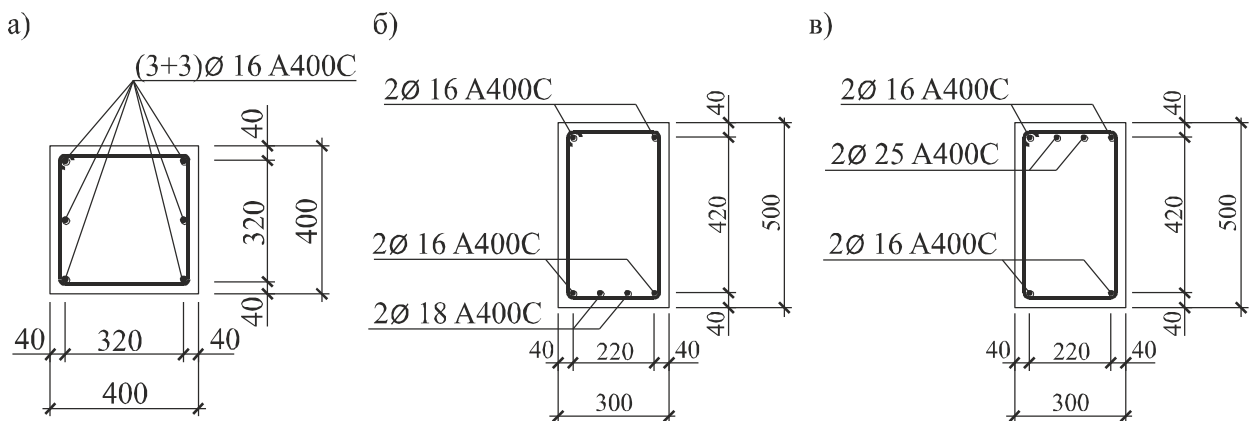


Рис. 3.6 Армування елементів залізобетонного рамного каркасу:

а) – колон; б) – ригелів в прольоті в) – ригелів в опорних зонах

3.4.3. Формування напружено-деформованого стану двопролітної п'ятиповерхової залізобетонної рамно-зв'язкової конструкції при дії розрахункового навантаження з урахуванням історії зведення каркасу

Розглянемо розрахунок двопролітного п'ятиповерхового рамно-зв'язкового каркасу на постійні розрахункові навантаження з урахуванням етапності зведення будівлі, остаточно розрахункова схема якого представлена на рисунку 3.7.

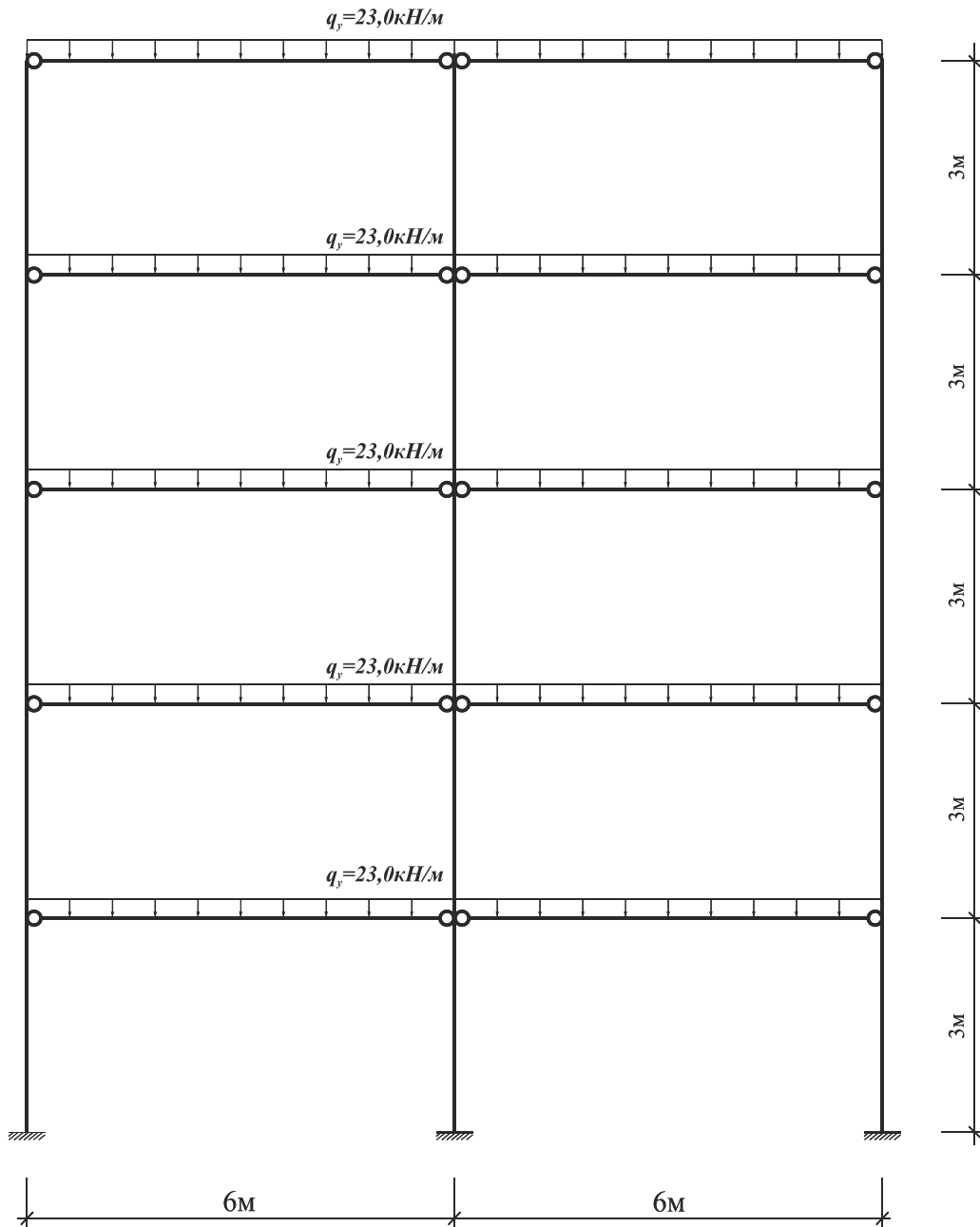


Рис. 3.7 Розрахункова схема п'ятиповерхового двопролітного залізобетонного рамно-зв'язкового каркасу на дію постійного розрахункового навантаження

В якості навантаження приймається розрахункове навантаження від несучих конструкцій (ригелів і плит перекриття), яке дорівнює $q = 23$ кН/м.

На рисунках 3.8, 3.9 приведені лінеаризовані діаграми «згинальний момент – кривизна» для прольотного та опорного перерізів ригеля.

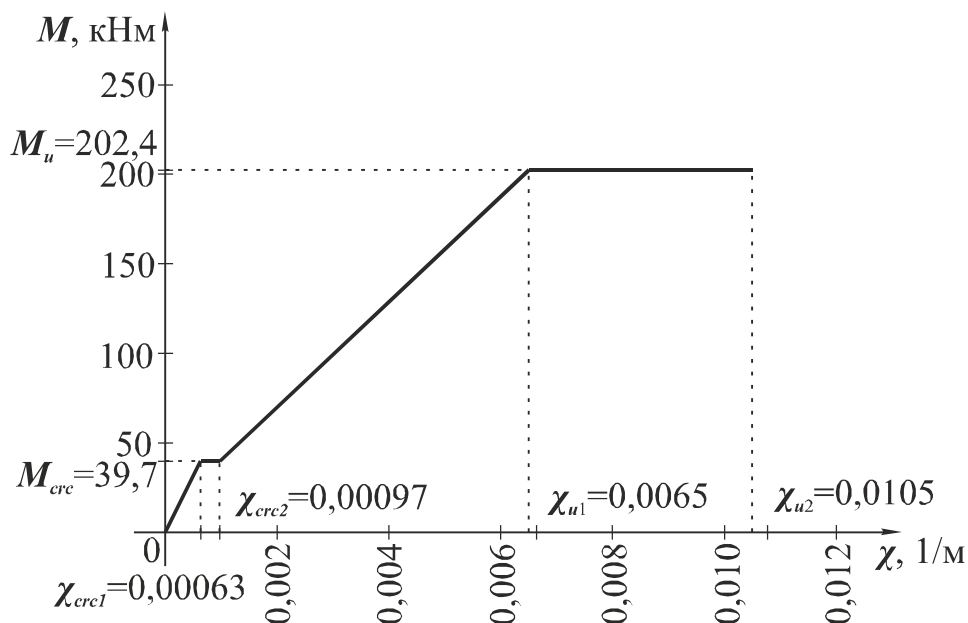


Рис.3.8 Діаграма «згинальний момент – кривизна»
для опорного перерізу ригеля

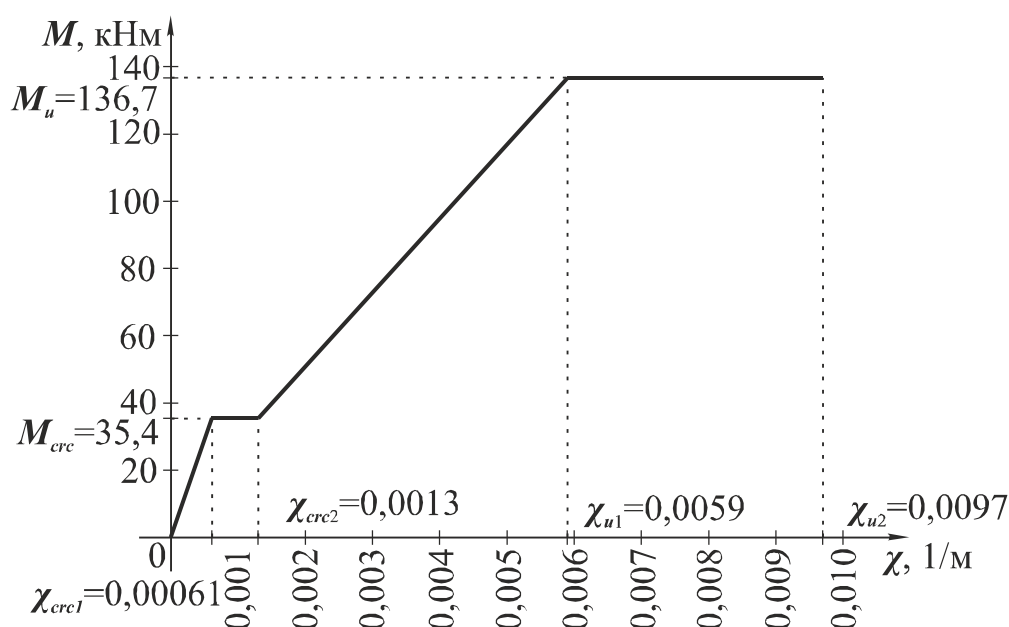


Рис. 3.9 Діаграма «згинальний момент – кривизна»
для прольотного перерізу ригеля

В таблиці 3.3 приведені значення згинальних моментів, що виникають в характерних перерізах каркасу з урахуванням тріщиноутворення без

урахування і з урахуванням історії зведення споруди при дії постійного розрахункового навантаження.

Таблиця 3.3

Значення згинальних моментів і поздовжніх сил
з урахуванням процесів тріщиноутворення

| № ел-ту | № перерізу | Значення згинальних моментів, M | | |
|---------|------------|-----------------------------------|--------------------------------|----------------------|
| | | З урахуванням тріщиноутворення | | Різниця $\Delta, \%$ |
| | | без урахування історії зведення | з урахуванням історії зведення | |
| 1 | 1 | 40,40 | 27,03 | 33,1 |
| | 3 | -79,45 | -53,01 | -33,3 |
| 2 | 1 | 99,30 | 72,63 | 26,9 |
| | 3 | -95,46 | -66,28 | -30,6 |
| 3 | 1 | 89,54 | 62,96 | 29,7 |
| | 3 | -94,29 | -64,31 | -31,8 |
| 4 | 1 | 87,03 | 65,68 | -24,5 |
| | 3 | -93,51 | -70,20 | -24,9 |
| 5 | 1 | 78,86 | 56,61 | 28,2 |
| | 3 | -80,78 | -50,24 | -37,8 |
| 6 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 7 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 8 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 9 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 10 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 16 | 1 | -178,75 | -125,64 | -27,9 |
| | 2 | 96,47 | 157,33 | 63,1 |
| | 3 | -213,32 | -144,70 | -32,2 |
| 17 | 1 | -185,00 | -129,24 | -30,1 |
| | 2 | 96,68 | 158,09 | 63,5 |
| | 3 | -206,63 | -139,57 | -32,5 |
| 18 | 1 | -181,32 | -129,98 | -28,3 |
| | 2 | 97,96 | 157,88 | 61,2 |
| | 3 | -207,75 | -139,26 | -33,0 |
| 19 | 1 | -172,37 | -126,81 | -26,4 |
| | 2 | 100,44 | 159,10 | 58,4 |
| | 3 | -211,75 | -139,99 | -33,9 |
| 20 | 1 | -80,78 | -50,24 | -37,8 |
| | 2 | 71,62 | 127,56 | 78,1 |
| | 3 | -135,99 | -54,64 | 59,8 |

На рисунку 3.10 приведені епюри згинальних моментів, що виникають в залізобетонному рамно-зв'язковому каркасі з урахуванням тріщиноутворення на дію повного розрахункового навантаження.

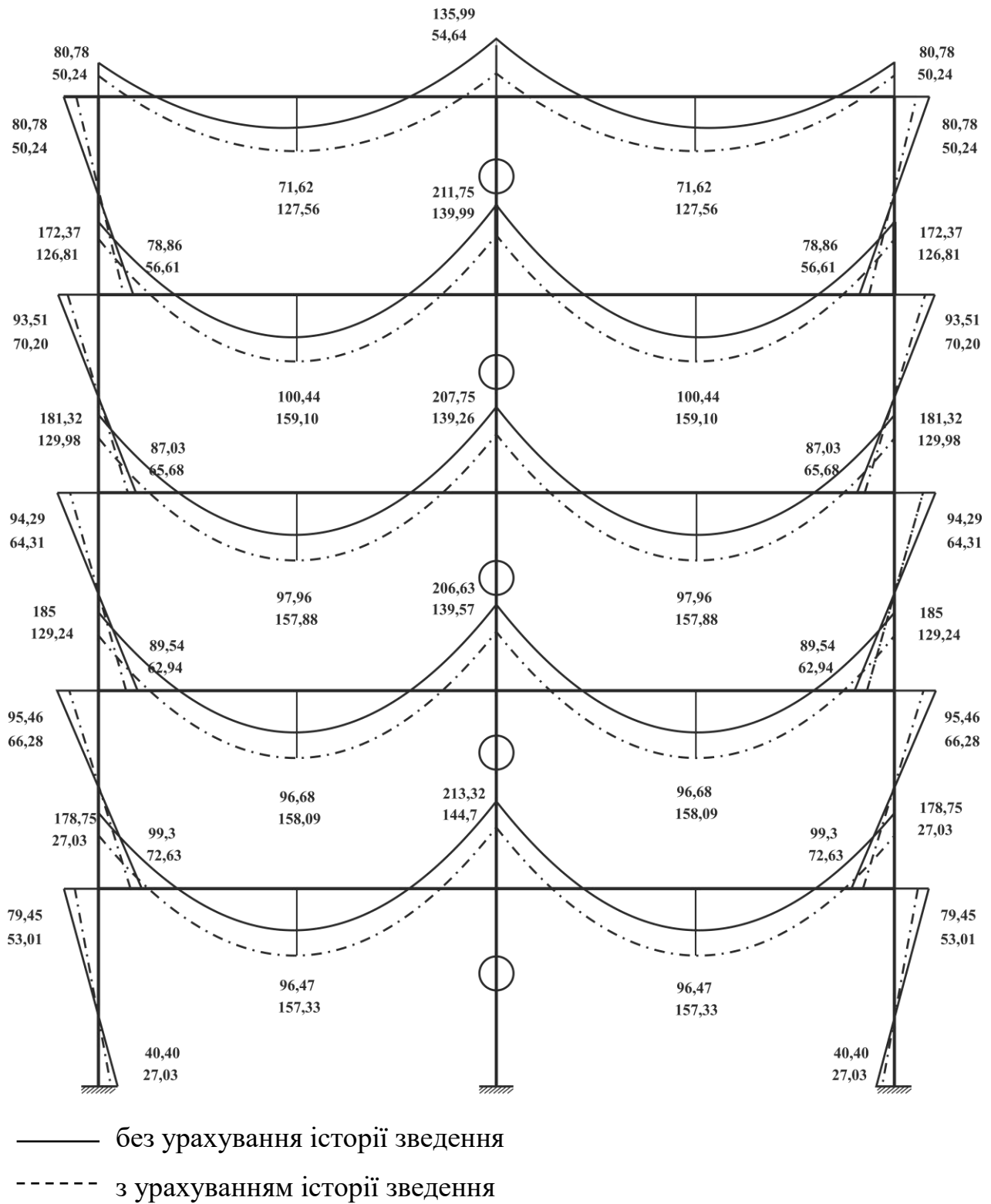


Рис. 3.10 Епюри згинальних моментів, що виникають в залізобетонному рамно-зв'язковому каркасі з урахуванням тріщиноутворення на дію повного розрахункового навантаження

Аналіз результатів розрахунків каркасу свідчить про те, що врахування порядку навантаження та процесів тріщиноутворення на кожному етапі зведення виявляє «розрахункове» руйнування ригелів. Порушення технології монтажу викликає значне збільшення значень прольотних згинальних моментів від дії вертикального розрахункового навантаження (до 80% в ригелях покриття і до 64% в ригелях перекриття).

3.4.4. Напружено-деформований стан двопролітної п'ятиповерхової залізобетонної рамно-зв'язкової конструкції на дію характеристичного навантаження

Розглянемо розрахунок двопролітного, п'ятиповерхового рамно-зв'язкового каркасу на постійні характеристичні навантаження з урахуванням етапності зведення будівлі, розрахункова схема якого представлена на рисунку 3.11.

Вихідні дані для проектування залізобетонного двопролітного, п'ятиповерхового рамно-зв'язкового каркасу зазначені у п.3.4.1.

Підбір арматури умовно виконуємо по розрахунковим зусиллям M і N для найбільш небезпечного елемента в конструкції.

Армування всіх елементів каркасу прийняте із стрижневої арматури класу А400С з розрахунковим опором $f_{yd} = 360$ МПа і модулем пружності $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

За результатами розрахунку каркасу на дію розрахункових навантажень на ригелі перекриття $q_y = 65,0$ кН/м і ригелі покриття $q_y = 40,0$ кН/м в припущенні пружної роботи конструкції прийнято армування згідно п.3.2.2.

В таблиці 3.4 приведені значення згинальних моментів, що виникають в характерних перерізах каркасу при повному характеристичному навантаженні з урахуванням тріщиноутворення, без урахування і з урахуванням процесу зведення.

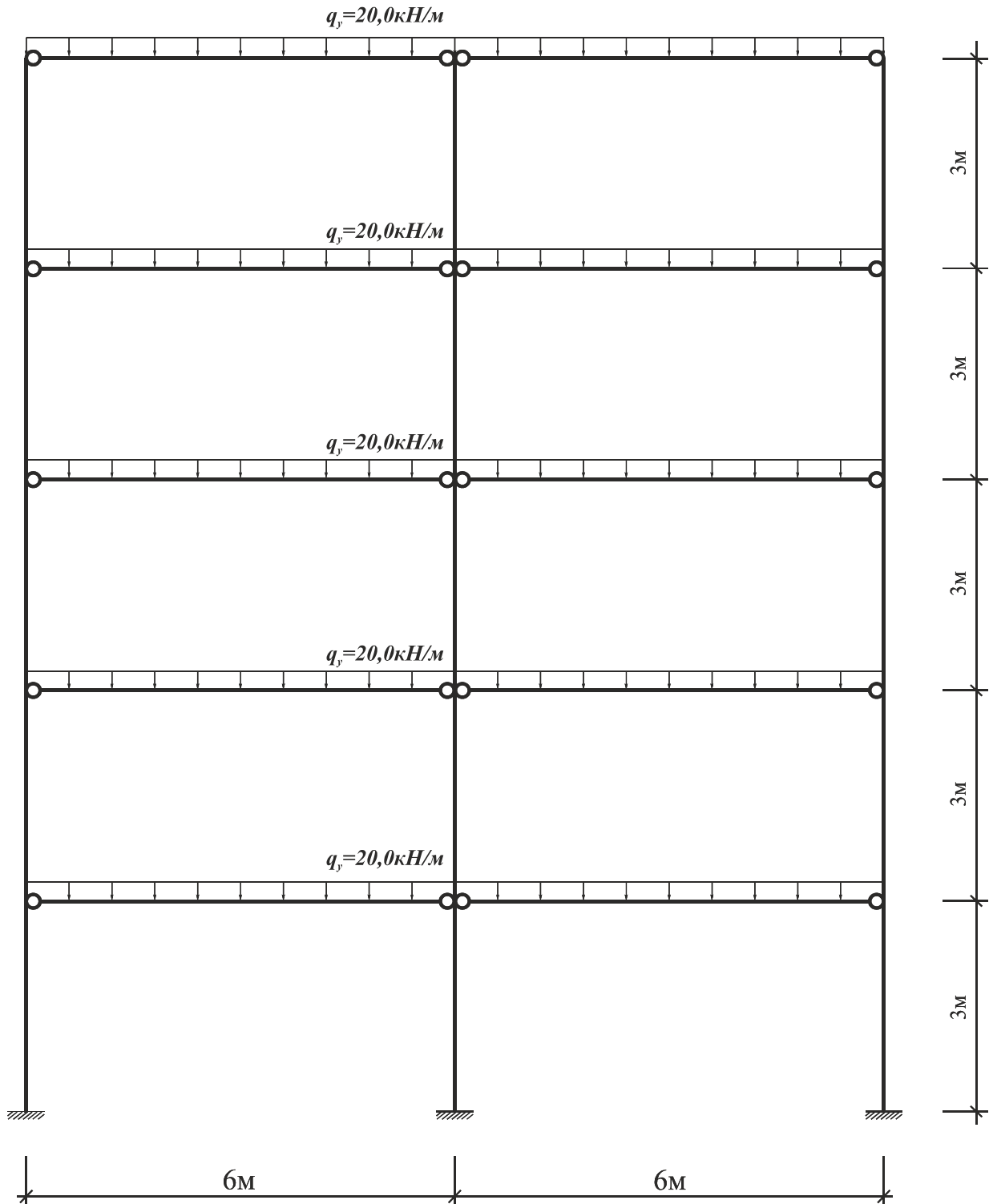


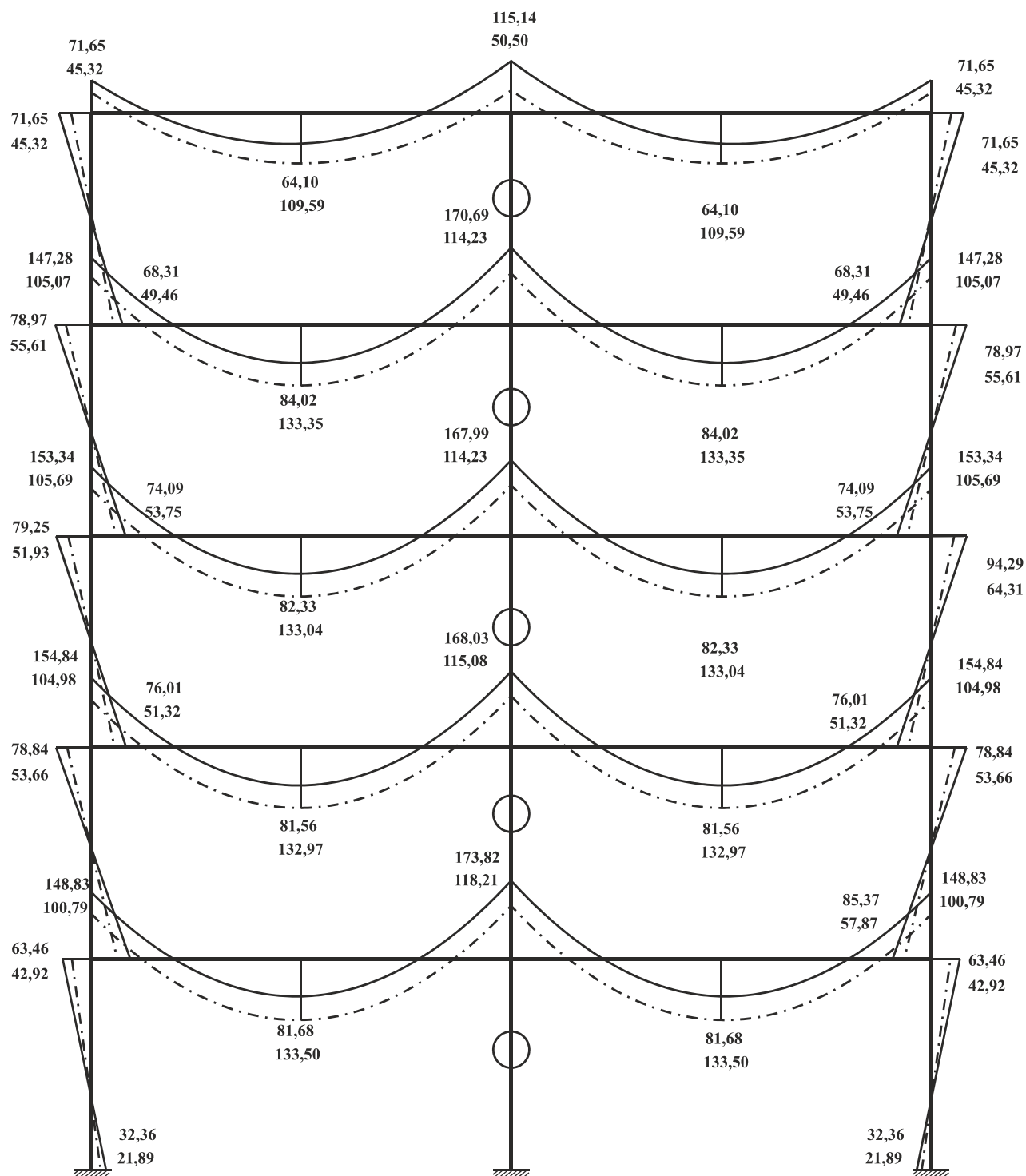
Рис. 3.11 Розрахункова схема двопролітного п'ятиповерхового залізобетонного рамно-зв'язкового каркасу на дію постійного характеристичного навантаження

Таблиця 3.4

Значення згинальних моментів і поздовжніх сил з урахуванням тріщиноутворення без урахування і з урахуванням історії зведення каркасу

| № ел-ту | № перерізу | Значення згинальних моментів, M | | |
|---------|------------|-----------------------------------|--------------------------------|----------------------|
| | | З урахуванням тріщиноутворення | | Різниця $\Delta, \%$ |
| | | без урахування історії зведення | з урахуванням історії зведення | |
| 1 | 1 | 32,36 | 21,89 | 32,4 |
| | 3 | -63,46 | -42,92 | -32,4 |
| 2 | 1 | 85,37 | 57,87 | 32,2 |
| | 3 | -78,84 | -53,66 | -31,9 |
| 3 | 1 | 76,01 | 51,32 | 32,5 |
| | 3 | -79,25 | -51,93 | -34,5 |
| 4 | 1 | 74,09 | 53,75 | 27,5 |
| | 3 | -78,97 | -55,61 | -29,6 |
| 5 | 1 | 68,31 | 49,46 | 27,6 |
| | 3 | -71,65 | -45,32 | -36,8 |
| 6 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 7 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 8 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 9 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 10 | 1 | 0,00 | 0,00 | — |
| | 3 | 0,00 | 0,00 | — |
| 16 | 1 | -148,83 | -100,79 | -32,3 |
| | 2 | 81,68 | 133,50 | 63,5 |
| | 3 | -173,82 | -118,21 | -32,0 |
| 17 | 1 | -154,84 | -104,98 | -32,2 |
| | 2 | 81,56 | 132,97 | 63,1 |
| | 3 | -168,03 | -115,08 | -31,5 |
| 18 | 1 | -153,34 | -105,69 | -31,1 |
| | 2 | 82,33 | 133,04 | 61,6 |
| | 3 | -167,99 | -114,23 | -32,0 |
| 19 | 1 | -147,28 | -105,07 | -28,7 |
| | 2 | 84,02 | 133,35 | 58,7 |
| | 3 | -170,69 | -114,23 | -33,1 |
| 20 | 1 | -71,65 | -45,32 | -36,8 |
| | 2 | 64,10 | 109,59 | 71,0 |
| | 3 | -115,14 | -50,50 | -56,1 |

На рисунку 3.12 приведені епюри згинальних моментів, що виникають в залізобетонному рамно-зв'язковому каркасі при дії повного характеристичного навантаження.



———— без урахування історії зведення

----- з урахуванням історії зведення

Рис. 3.12 Епюри згинальних моментів, що виникають в залізобетонному рамно-зв'язковому каркасі при дії повного характеристичного навантаження

Аналіз результатів розрахунків каркасу на постійні характеристичні навантаження з урахуванням етапності зведення будівлі та тріщиноутворення в порівнянні з результатами розрахунку за класичною розрахунковою схемою, що наведені у таблиці 3.4, визначає збільшення згинальних моментів в прольотах від 63% до 71%. В опорних перерізах ригелів згинальні моменти зменшуються від 31% до 37%.

При порівнянні значень згинальних моментів, наведених у таблицях 3.3 і 3.4, отриманих в результаті розрахунку каркасу будівлі, слід зазначити, що порушення технології монтажу при повному розрахунковому навантаженні, з урахуванням поетапного зведення будівлі виявляє «розрахункове» руйнування ригеля в прольоті (значення згинальних моментів перевищують розрахункову несучу здатність перерізів), а при характеристичному навантаженні з урахуванням поетапного зведення будівлі забезпечується запас міцності 1,18%.

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 3

1. Запропонована методика визначення напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням процесів тріщиноутворення.
2. Результати дослідження формування напружено-деформованого стану рамно-зв'язкового каркасу показує наступне:
 - 2.1. Аналіз результатів розрахунків каркасу свідчить про те, що врахування порядку навантаження та процесів тріщиноутворення на кожному етапі зведення виявляє «розрахункове руйнування» ригелів. Порушення технології монтажу викликає значне збільшення значень прольотних згинальних моментів від дії вертикального розрахункового навантаження (до 80% в ригелях покриття і до 64% в ригелях перекриття).
 - 2.2. Результат розрахунків каркасу на постійні характеристичні навантаження з урахуванням етапності зведення будівлі та

тріщиноутворення в порівнянні з результатами розрахунку за класичною розрахунковою схемою визначає збільшення згинальних моментів в прольотах від 63% до 71%. В опорних перерізах ригелів згинальні моменти зменшуються від 31% до 37%.

3. Результати досліджень, наведених у Розділі 3, свідчать про необхідність ретельного врахування особливостей технології зведення залізобетонних каркасних будівель.
4. Наведені результати розрахунків представлені в роботі [86].

РОЗДІЛ 4

ВПЛИВ ПОРЯДКУ ПРИКЛАДАННЯ НАВАНТАЖЕННЯ НА ФОРМУВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМНИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. Методика визначення напружено-деформованого стану монолітних залізобетонних рамних каркасів з урахуванням порядку зведення каркасу

Дослідження, що проведені багатьма авторами, свідчать про необхідність врахування порядку формування напружено-деформованого стану монолітних залізобетонних рамних конструкцій.

Пропонується методика визначення напружено-деформованого стану монолітних залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням порядку прикладання навантаження, яка заснована на чисельно-аналітичному методі граничних елементів, що надає можливість досліджувати роботу систем аж до граничного стану і відповідає фізичному характеру їх роботи.

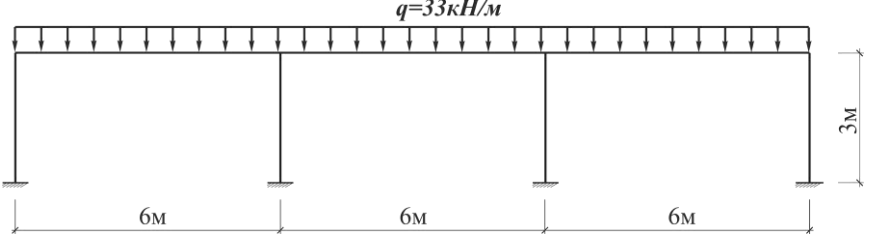
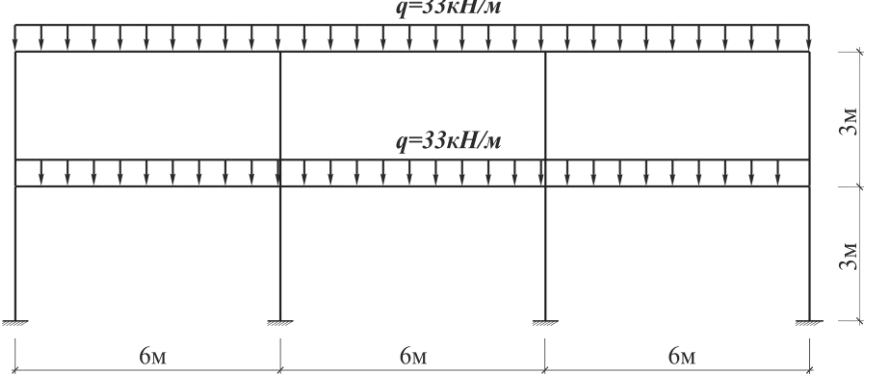
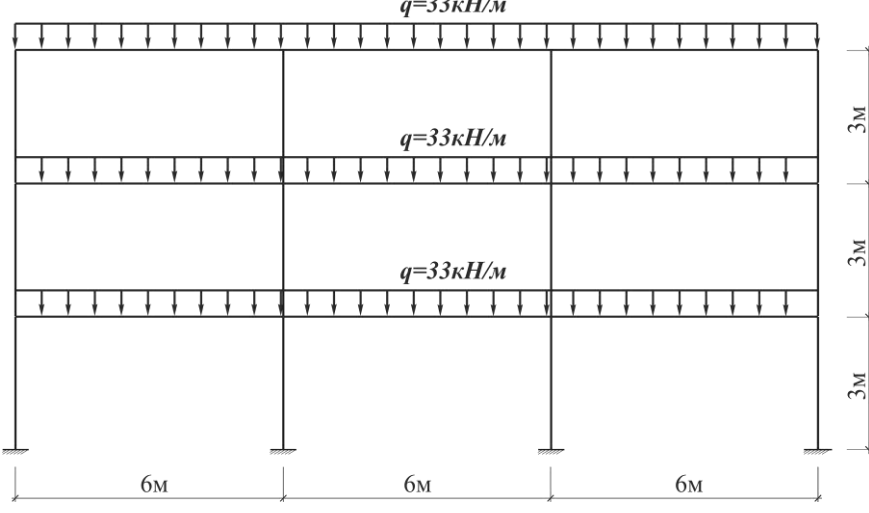
В даному розділі для досліджень використовується програма розрахунку залізобетонних конструкцій, яка розроблена під керівництвом професора А.В.Коврова доцентом О.В.Ковтуненко з використанням моделей деформації залізобетонних згинальних елементів, розробленою за участю автора, з урахуванням вдосконаленої методики врахування процесів тріщиноутворення, наведеної у Розділі 3.

З метою врахування порядку прикладання навантажень на каркас будівлі перед виконанням розрахунків, необхідно детально вивчити технологічну схему зведення будівлі, для чого і розіб'ємо процес розрахунку на відповідні укрупнені етапи, що наведені у таблиці 4.1.

Результати розрахунку на кожному етапі є вихідними для виконання розрахунків на наступному.

Таблиця 4.1

Етапи розрахунку монолітної рамної конструкції
з урахуванням порядку завантаження

| Етап | Розрахункова схема | Навантаження |
|------|--|-----------------------------------|
| 1 |  | Постійне |
| 2 |  | Постійне |
| 3 |  | Постійне |
| n | і т.д. до останнього поверху | Постійне |
| n+1 | Остаточо зведений каркас | Повне (постійне+ тимчасове) |

Для розрахунку монолітних залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням порядку їх зведення, а також процесів тріщиноутворення, розроблено алгоритм, блок - схема якого представлена на рисунку 4.1.

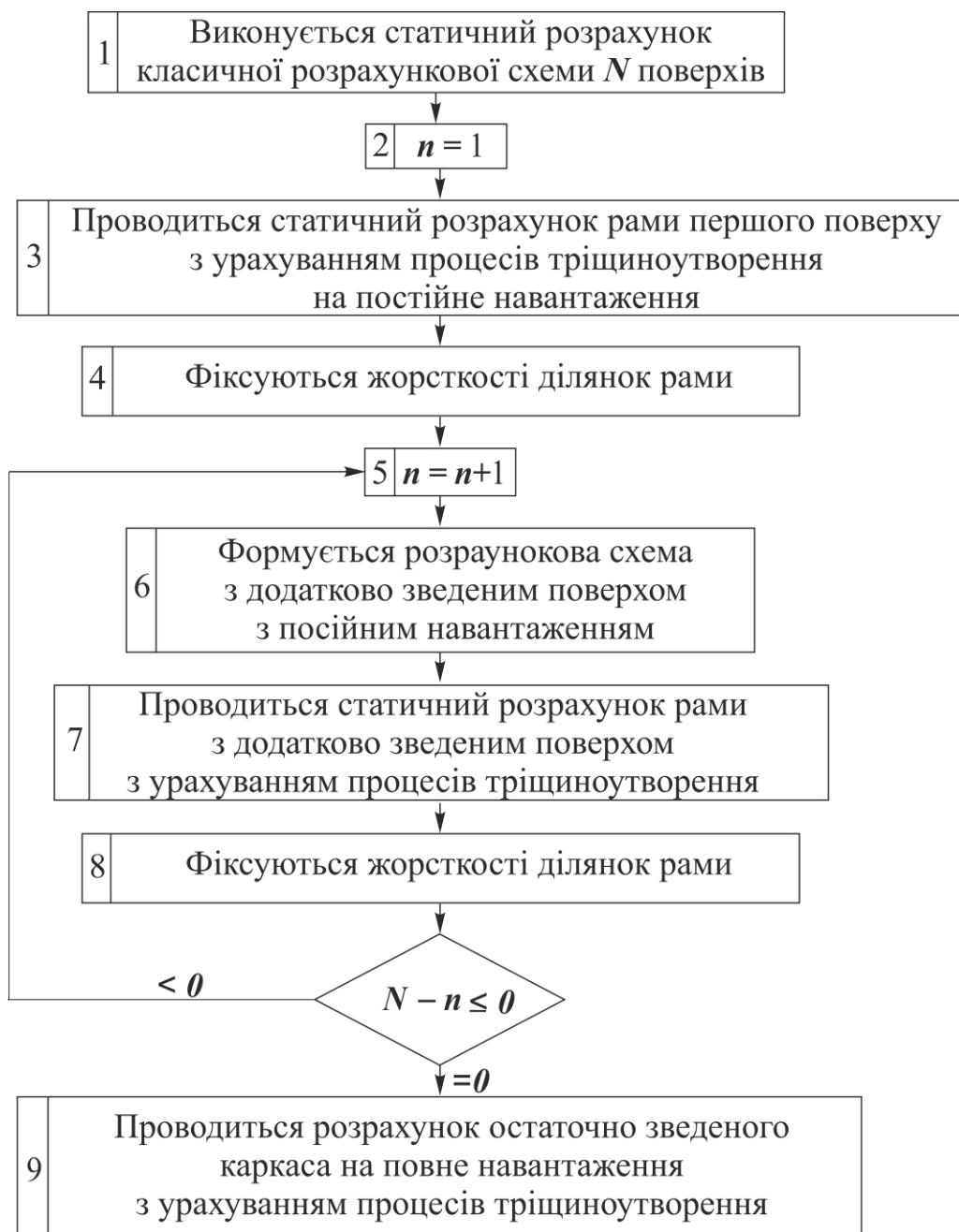


Рис. 4.1 Блок - схема визначення жорсткостей згинальних елементів залізобетонного монолітного рамного каркасу з урахуванням процесів тріщиноутворення та історії зведення каркасу

Відповідно до наведеної блок-схеми (Рис. 4.1)

1. Виконується конструювання елементів рами (розглядається класична готова розрахункова схема в пружній стадії).

2. На першому етапі задається розрахункова схема першого поверху рами $n = 1$;

3. Виконується статичний розрахунок першого поверху з урахуванням процесів тріщиноутворення на постійне навантаження.

4. Фіксуються жорсткості ділянок, отримані в результаті пружного розрахунку.

5. На наступному етапі виконується нарощування конструкції, тобто задається розрахункова схема двох поверхів рами $n+1$.

6. Формується розрахункова схема з додатково зведеним поверхом. При розгляді розрахункової схеми, що являє двоповерхову раму, спочатку жорсткість ділянок елементів першого поверху приймається за результатами першого етапу розрахунку та є фіксованою величиною, а жорсткість елементів другого поверху – з припущення роботи в пружній стадії.

Після того як визначаються жорсткості кожної ділянки, проводиться розрахунок рамної конструкції з новими жорсткостями. На ділянках, де згинальні моменти перевищують тріщиноутворенні, жорсткість перерізу елемента визначається відповідно до лінеаризованих діаграм «згинальний момент – кривизна». На ділянках, де згинальні моменти не перевищують тріщиноутворенні, жорсткості не змінюються. (Блок-схема на рис. 3.3).

7. Виконується статичний розрахунок рами з додатково зведеним поверхом з урахуванням процесів тріщиноутворення на постійне навантаження.

8. Фіксуються жорсткості ділянок. Спочатку жорсткості ділянок нарощеного поверху приймаються пружні, а нижчих поверхів – за результатами попередніх розрахунків, при цьому є умова, що вони не можуть збільшуватися.

Після зведення повного каркасу, тобто виконання умови $N - n = 0$, жорсткості повного каркасу фіксуються і приймаються остаточними.

9. Виконується розрахунок остаточно зведеного каркасу з фіксованими жорсткостями з урахуванням процесів тріщиноутворення на повне (постійне та тимчасове) навантаження.

4.2. Дослідження напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного рамного каркасу з урахуванням порядку його зведення

4.2.1. Вихідні дані для проектування залізобетонного трипролітного чотириповерхового рамного каркасу

У роботі розглядається залізобетонний монолітний рамний каркас трипролітної чотириповерхової житлової будівлі із плоскою покрівлею в пружній стадії. Сітка колон 6×6 м. Висота поверху 3 м.

Клас бетону стійки прийнятий С30, з наступними характеристиками матеріалу: $f_{cd} = 17$ МПа, $f_{ctd} = 1,2$ МПа, $f_{ck} = 22$ МПа, $f_{ctk,0,05} = 1,8$ МПа, $E_c = 3,25 \cdot 10^4$ МПа, переріз колон приймається $h_c \times b_c = 40 \times 40$ см.

Клас бетону ригеля прийнятий С25, з наступними характеристиками матеріалу: $f_{cd} = 14,5$ МПа; $f_{ctd} = 1,05$ МПа, $f_{ck} = 18,5$ МПа, $f_{ctk,0,05} = 1,5$ МПа, $E_c = 3 \cdot 10^4$ МПа; переріз ригелів приймається $h_p \times b_p = 50 \times 30$ см.

Власна вага погонного метра ригелів склала $q^p = 3,75$ кН/м.

З урахуванням коефіцієнта надійності по навантаженню: $q^p = 4,13$ кН/м.

Характеристичне навантаження на ригель склало $q^n = 49,5$ кН/м.

Розрахункове навантаження на ригель склало $q = 60,06$ кН/м.

Повне навантаження на ригель з урахуванням його власної ваги склало:
 $q_y = 65,0$ кН/м

4.2.2. Статичний розрахунок залізобетонного каркасу трипролітної чотириповерхової будівлі в пружній стадії

З використанням програми, розробленої в системі комп'ютерної математики MATLAB, заснованої на чисельно аналітичному МГЕ, проведений розрахунок каркасу трипролітної чотириповерхової будівлі в пружній стадії на повні розрахункові навантаження, визначені вище.

Розрахункова схема остаточно сформованого класичного каркасу приведена на рисунку 4.2.

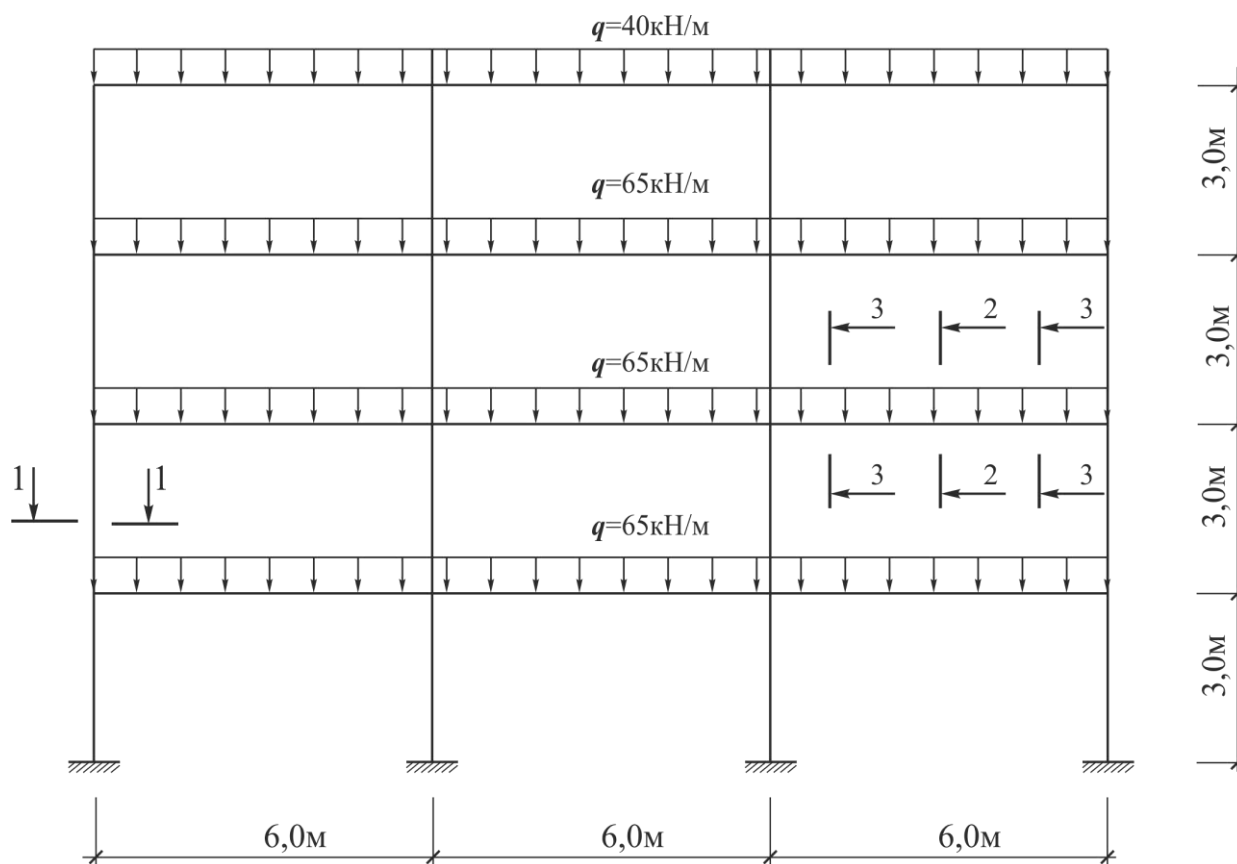


Рис. 4.2 Розрахункова схема каркасу трипролітної чотириповерхової будівлі на дію постійного розрахункового навантаження

На рисунку 4.3 приведена епюра згинальних моментів в пружній стадії.

Підбір арматури умовно виконуємо за розрахунковими зусиллями M і N для найбільш небезпечного елемента в конструкції.

Армування всіх елементів каркасу прийняте із стрижневої арматури класу А400С з розрахунковим опором $f_{yd} = 360$ МПа і модулем пружності $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

За результатами розрахунку каркасу на дію розрахункових навантажень на ригелі перекриття $q_y = 65,0$ кН/м і ригелі покриття $q_y = 40,0$ кН/м в припущенні пружної роботи конструкції прийнято наступне армування (рис. 4.4):

– армування стійок приймається симетричним $(3+3)\text{Ø}16$ А400С з площею $A_s = A_s' = 6,03$ см²;

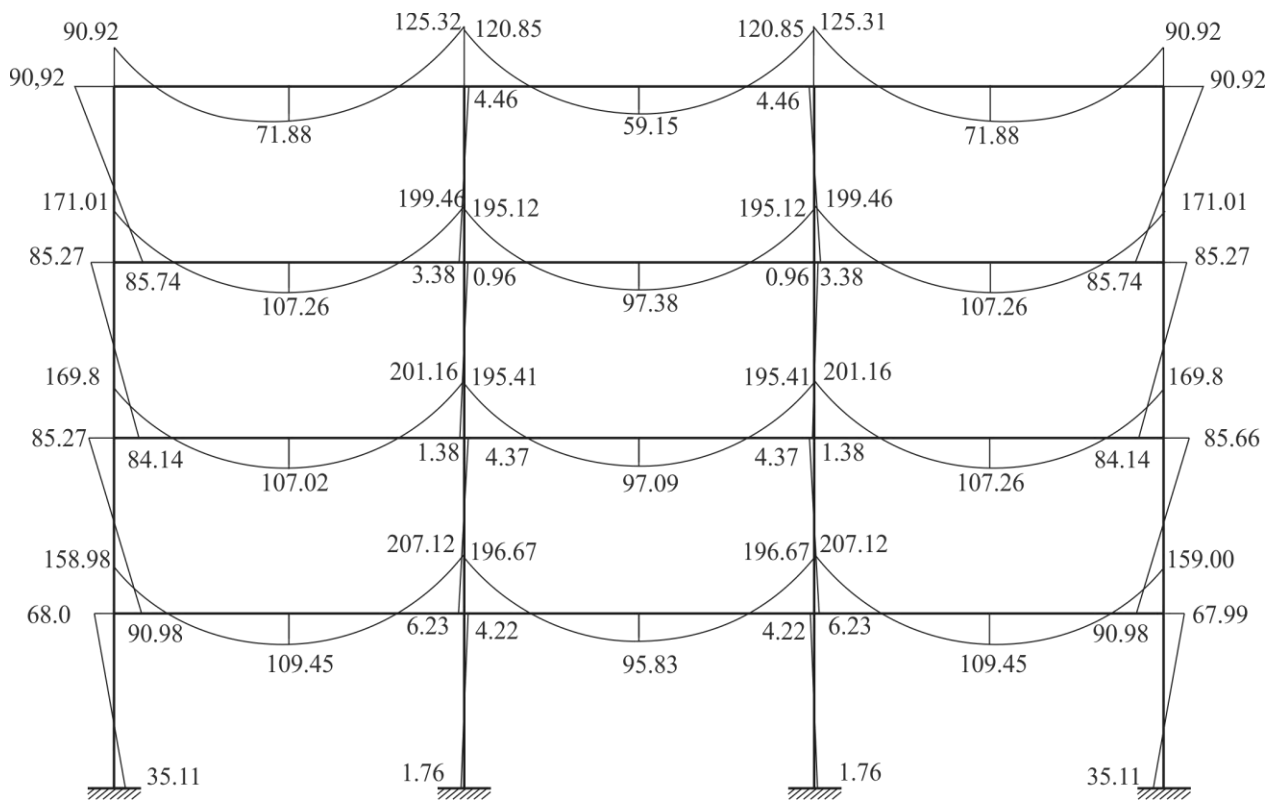


Рис. 4.3 Епюра згинальних моментів
при постійному навантаженні в пружній стадії

– ригель в прольоті армується робочою арматурою $2\text{Ø}16$ і $2\text{Ø}18$ А400С з площею $A_s = 9,12 \text{ см}^2$ і конструктивною арматурою $2\text{Ø}16$ А400С з площею $A_s' = 4,02 \text{ см}^2$;

– ригель в опорних зонах армується робочої арматурою $2\text{Ø}16$ і $2\text{Ø}25$ А400С з площею $A_s = 13,84 \text{ см}^2$ і конструктивною арматурою $2\text{Ø}16$ А400С з площею $A_s' = 4,02 \text{ см}^2$.

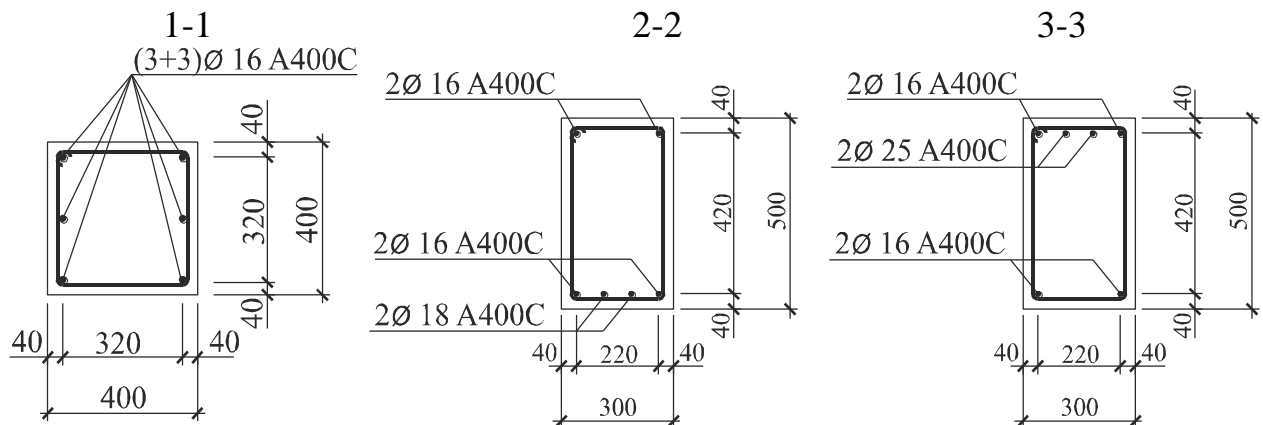


Рис. 4.4 Армування елементів залізобетонного рамного каркасу:

1-1) колон 2-2) ригелів в прольоті 3-3) ригелів в опорних зонах

4.3. Дослідження напружено-деформованого стану з урахуванням етапності зведення монолітного рамного каркасу

Відповідно етапам, наведеними в таблиці 4.1, виконано дослідження впливу поетапного формування розрахункової схеми на напружено-деформований стан монолітного рамного каркасу.

На першому етапі приймається розрахункова схема каркасу будівлі у вигляді одноповерхової рами, завантаженою постійним навантаженням (Табл. 4.1).

На рисунку 4.5 приведена епюра згинальних моментів одноповерхової рами, завантаженої постійним навантаженням з урахуванням процесів тріщиноутворення.

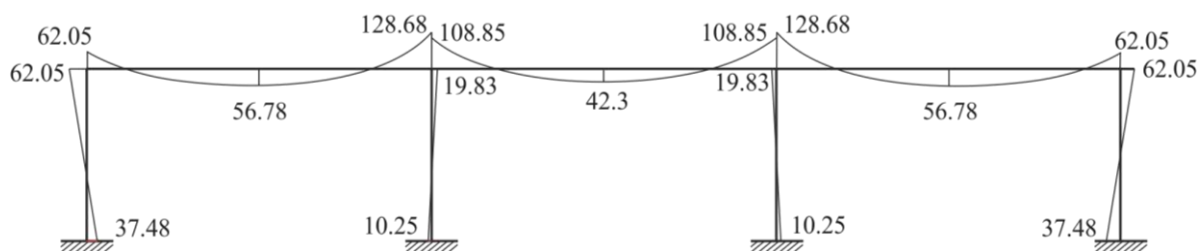


Рис. 4.5 Епюра згинальних моментів першого поверху чотириповислої рами при постійному навантаженні з урахуванням процесів тріщиноутворення

На рисунку 4.6 приведена епюра згинальних моментів двоповерхової рами, завантаженої постійним навантаженням з урахуванням процесів тріщиноутворення.

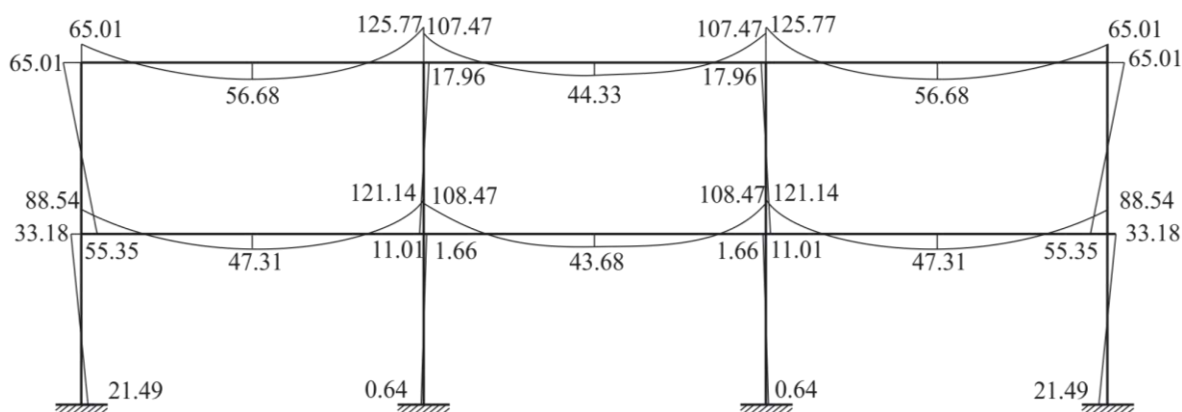


Рис. 4.6 Епюра згинальних моментів двоповерхової рами при постійному навантаженні з урахуванням процесів тріщиноутворення

На рисунку 4.7 приведена еюра згинальних моментів чотириповерхової рами, завантаженої постійним навантаженням з урахуванням процесів тріщиноутворення.

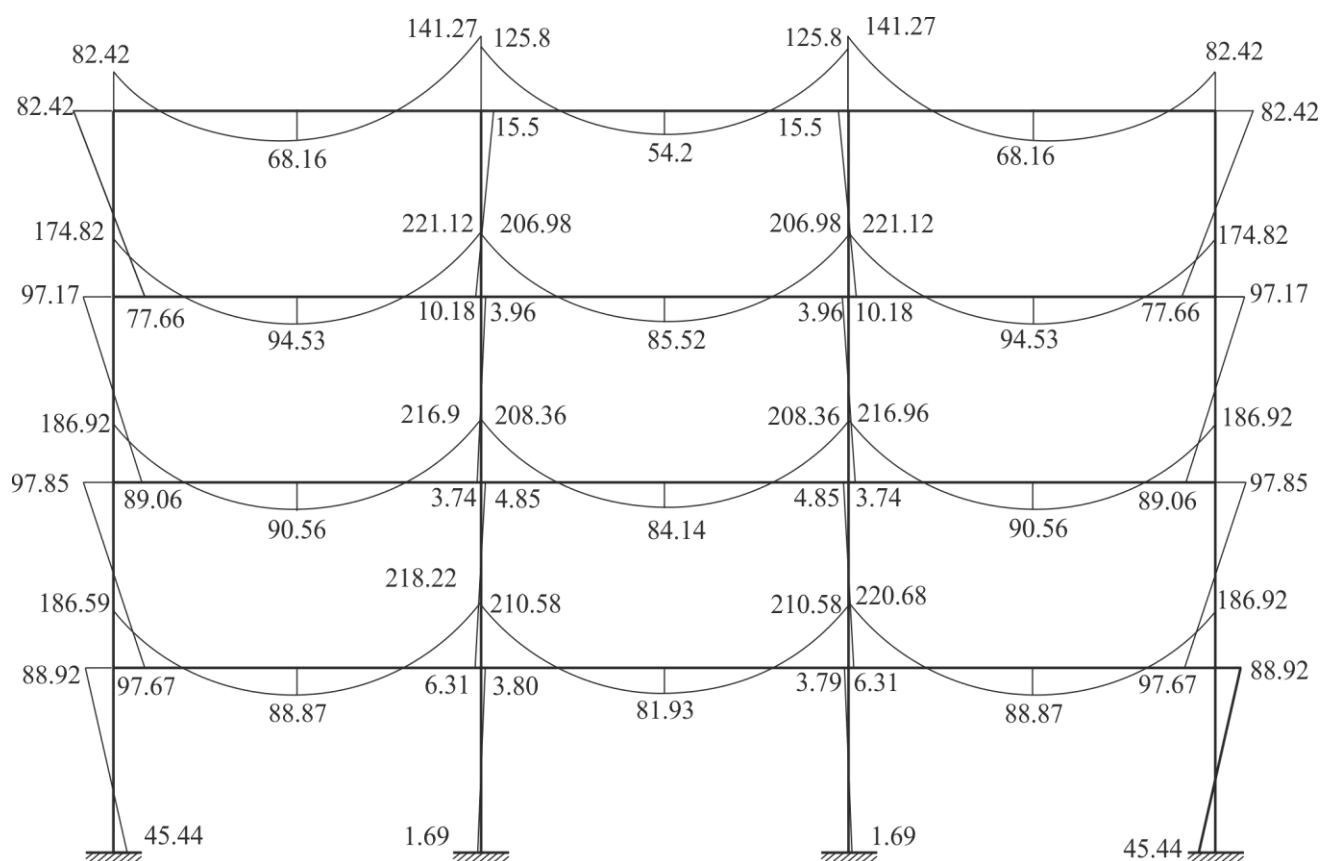
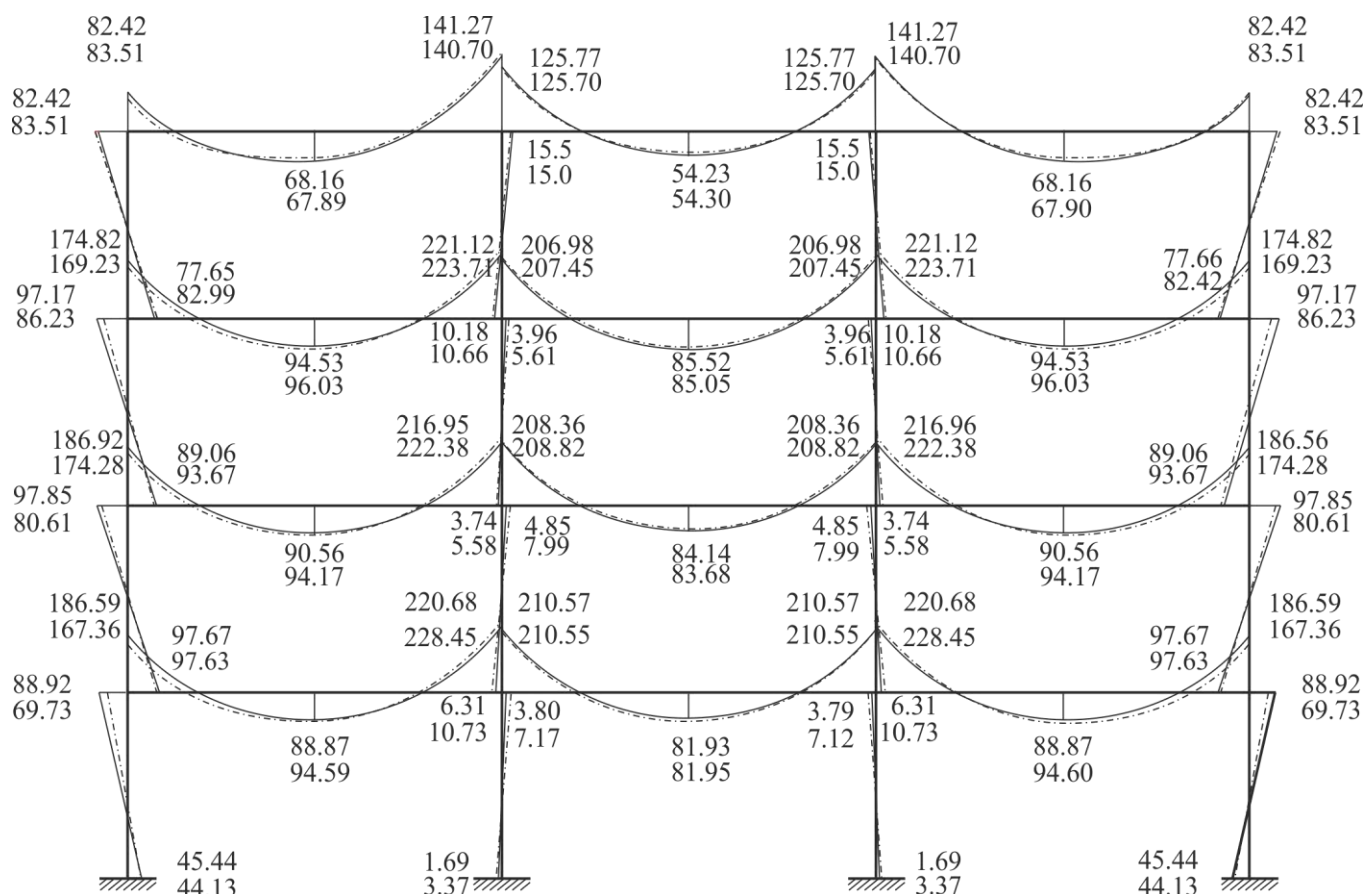


Рис. 4.7 Еюра згинальних моментів, що виникають у монолітному залізобетонному рамному каркасі з урахуванням процесів тріщиноутворення на дію постійного навантаження

На рисунку 4.8 приведені еюри згинальних моментів, що виникають у монолітному залізобетонному рамному каркасі при дії постійного навантаження з урахуванням процесів тріщиноутворення та поетапного зведення каркасу.

Аналіз результатів розрахунку, що наведені у Табл. 4.2 свідчить, що врахування порядку завантаження та тріщиноутворення при дії навантаження порівняно з результатами розрахунку за класичною розрахунковою схемою призводить до збільшення згинальних моментів в прольоті на 1,60%...6,0%. В опорних перерізах ригелів момент збільшується на 1,20%...3,40% і зменшується до 11,5%.



— З урахуванням тріщиноутворення, без урахування історії зведення
 - - - - З урахуванням тріщиноутворення та історії зведення

Рис. 4.8 Епюри згинальних моментів, що виникають у монолітному залізобетонному рамному каркасі при дії постійного навантаження з урахуванням процесів тріщиноутворення та поетапного зведення будівлі

Аналіз результатів розрахунку, що наведені у Табл. 4.3 свідчить, що врахування порядку завантаження та тріщиноутворення при дії навантаження порівняно з результатами розрахунку у пружній стадії призводить до зменшення значень згинальних моментів в прольоті на 5,87%...16,9%. В опорних перерізах ригелів момент збільшується на 2,57%...10,93% і зменшується до 8,88%.

Наведенні розрахунки вказують на необхідність врахування порядку прикладання навантаження та тріщиноутворення, що значно впливає на перерозподіл внутрішніх зусиль.

Таблиця 4.2

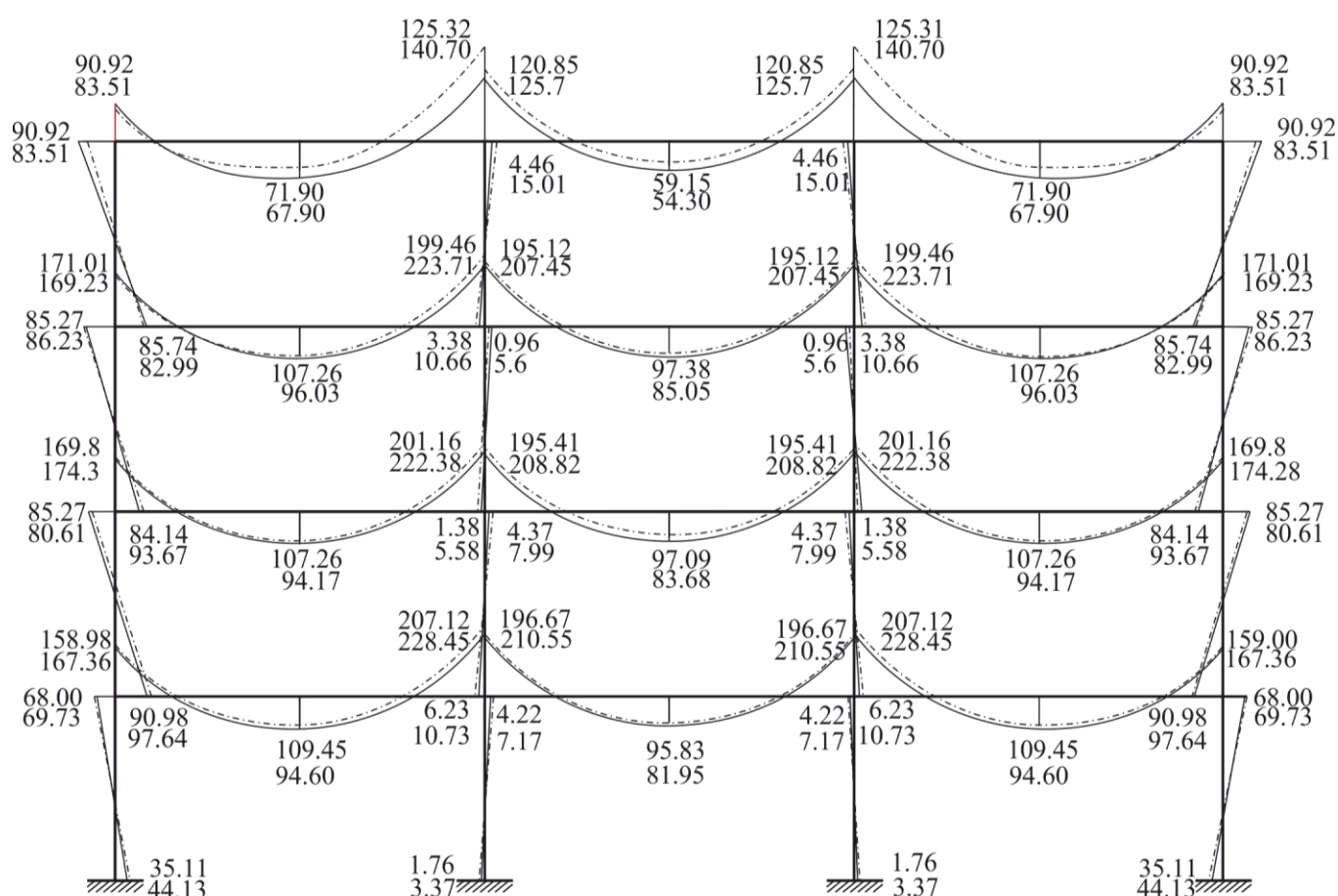
Значення згинальних моментів з урахуванням тріщиноутворення без
урахування і з урахуванням історії зведення каркасу

| № ел-ту | № перерізу | Значення згинальних моментів, <i>M</i> | | |
|---------|------------|--|---|-------------------------|
| | | ЧАМГЕ | | Різниця $\Delta, \%$ |
| | | Нелінійний розрахунок | З урахуванням поетапного зведення | |
| 1 | 1 | 45,44 | 44,13 | -2,98 |
| | 3 | -88,92 | -69,73 | -27,52 |
| 2 | 1 | 97,67 | 97,6 | -0,04 |
| | 3 | -97,85 | -80,61 | -21,39 |
| 3 | 1 | 89,06 | 93,67 | 4,92 |
| | 3 | -97,17 | -86,23 | -12,68 |
| 4 | 1 | 77,66 | 82,99 | 6,43 |
| | 3 | -82,42 | -83,51 | 1,30 |
| 5 | 1 | -1,69 | -3,37 | 49,87 |
| | 3 | 3,79 | 7,17 | 47,02 |
| 6 | 1 | -6,31 | -10,73 | 41,19 |
| | 3 | 4,85 | 7,99 | 39,22 |
| 7 | 1 | -3,74 | -5,58 | 32,83 |
| | 3 | 3,96 | 5,6 | 29,30 |
| 8 | 1 | -10,18 | -10,66 | 4,53 |
| | 3 | 15,50 | 15,00 | -3,30 |
| 17 | 1 | -186,92 | -167,36 | -11,49 |
| | 2 | 88,87 | 94,59 | 6,06 |
| | 3 | -220,68 | -228,45 | 3,40 |
| 18 | 1 | -186,92 | -174,28 | -7,25 |
| | 2 | 90,56 | 94,17 | 3,83 |
| | 3 | -216,96 | -222,38 | 2,44 |
| 19 | 1 | -174,82 | -169,23 | -3,31 |
| | 2 | 94,53 | 96,03 | 1,56 |
| | 3 | -221,12 | -223,71 | 1,16 |
| 20 | 1 | -82,42 | -83,51 | 1,30 |
| | 2 | 68,16 | 67,90 | -0,38 |
| | 3 | -141,27 | -140,70 | -0,40 |
| 21 | 1 | -210,58 | -210,55 | -0,01 |
| | 2 | 81,93 | 81,95 | 0,03 |
| | 3 | -210,58 | -210,55 | -0,01 |
| 22 | 1 | -208,36 | -208,82 | 0,22 |
| | 2 | 84,14 | 83,68 | -0,55 |
| | 3 | -208,36 | -208,82 | 0,22 |
| 23 | 1 | -206,98 | -207,45 | 0,23 |
| | 2 | 85,52 | 85,05 | -0,55 |
| | 3 | -206,98 | -207,45 | 0,23 |
| 24 | 1 | -125,77 | -125,70 | -0,06 |
| | 2 | 54,3 | 54,30 | 0,14 |
| | 3 | -125,77 | -125,70 | -0,06 |

Таблиця 4.3

Значення згинальних моментів без урахування та з урахуванням тріщиноутворення та історії зведення каркасу

| № ел-ту | № перерізу | Значення згинальних моментів, <i>M</i> | | |
|---------|------------|--|--------------------------------|----------------------|
| | | Пружна стадія | З урахуванням історії зведення | Різниця Δ , % |
| 1 | 1 | 35,11 | 44,13 | 20,43 |
| | 3 | -68,00 | -69,73 | 2,48 |
| 2 | 1 | 90,98 | 97,63 | 6,82 |
| | 3 | -85,27 | -80,61 | -5,78 |
| 3 | 1 | 84,14 | 93,67 | 10,18 |
| | 3 | -85,27 | -86,23 | 1,11 |
| 4 | 1 | 85,74 | 82,99 | -3,30 |
| | 3 | -90,92 | -83,51 | -8,88 |
| 5 | 1 | -1,76 | -3,37 | 47,84 |
| | 3 | 4,22 | 7,12 | 41,12 |
| 6 | 1 | -6,23 | -10,73 | 41,93 |
| | 3 | 4,37 | 7,99 | 45,29 |
| 7 | 1 | -1,38 | -5,57 | 75,25 |
| | 3 | 0,96 | 5,61 | 82,86 |
| 8 | 1 | -3,38 | -10,66 | 68,30 |
| | 3 | 4,46 | 15,00 | 70,27 |
| 17 | 1 | -158,98 | -167,36 | 5,01 |
| | 2 | 109,45 | 94,60 | -15,70 |
| | 3 | -207,12 | -228,45 | 9,34 |
| 18 | 1 | -169,8 | -174,28 | 2,57 |
| | 2 | 107,02 | 94,17 | -13,64 |
| | 3 | -201,16 | -222,38 | 9,54 |
| 19 | 1 | -171,01 | -169,23 | -1,05 |
| | 2 | 107,26 | 96,03 | -11,70 |
| | 3 | -199,46 | -223,71 | 10,84 |
| 20 | 1 | -90,92 | -83,51 | -8,88 |
| | 2 | 71,88 | 67,89 | -5,87 |
| | 3 | -125,32 | -140,70 | 10,93 |
| 21 | 1 | -196,67 | -210,55 | 6,59 |
| | 2 | 95,83 | 81,95 | -16,94 |
| | 3 | -196,67 | -210,55 | 6,59 |
| 22 | 1 | -195,41 | -208,82 | 6,42 |
| | 2 | 97,09 | 83,68 | -16,02 |
| | 3 | -195,41 | -208,82 | 6,59 |
| 23 | 1 | -195,12 | -207,45 | 5,94 |
| | 2 | 97,38 | 85,05 | -14,50 |
| | 3 | -195,12 | -207,45 | 5,94 |
| 24 | 1 | -120,85 | -125,7 | 3,86 |
| | 2 | 59,15 | 54,31 | -8,93 |
| | 3 | -120,85 | -125,7 | 3,86 |



— пружна стадія
 - - - з урахуванням тріщиноутворення та історії зведення

Рис. 4.9 Епюри згинальних моментів при постійному навантаженні в пружній стадії і з урахуванням процесів тріщиноутворення та історії зведення

4.4. Лінеаризовані діаграми «згинальний момент – кривизна» при розрахунку статично невизначених залізобетонних рамних конструкцій

Роботи [9, 16, 17, 54, 104, 105] присвячені вивченню напружено-деформованого стану залізобетонних згинальних елементів, що проводились під керівництвом А.М.Бамбури, Л.Р.Маїляна, В.С.Дорофєєва, Є.М.Бабича, які ґрунтувалися на реальних діаграмах деформування матеріалів. В роботах [47, 53] запропонований практичний спосіб побудови діаграм «згинальний момент – кривизна», заснований на пропозиціях І.Є.Прокоповича.

Для більш повного врахування процесів, що відбуваються у статично невизначених залізобетонних конструкціях при зміні навантажень аж до

руйнування, необхідне використання діаграм «згинальний момент – кривизна», що найбільш повно враховують роботу матеріалів та мають можливість застосування у практичних розрахунках.

В ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» [24] для визначення несучої здатності перерізів залізобетонних елементів пропонується побудова діаграм «згинальний момент – кривизна» за допомогою кроково-ітераційного методу.

В роботі проведено порівняння діаграм «згинальний момент – кривизна», побудованих для опорного та прольотного перерізів з використанням двох методик: кроково-ітераційного методу, заснованого на деформаційній теорії, яка приведена в роботі А.В.Коврова, А.В.Ковтуненко [87] і практичного способу, заснованого на пропозиції І.Ю.Прокоповича, запропонованого А.В.Ковровим [53].

На рисунках 4.10 і 4.11 представлені суміщені діаграми «згинальний момент – кривизна» в прольотному та приопорному перерізі ригеля.

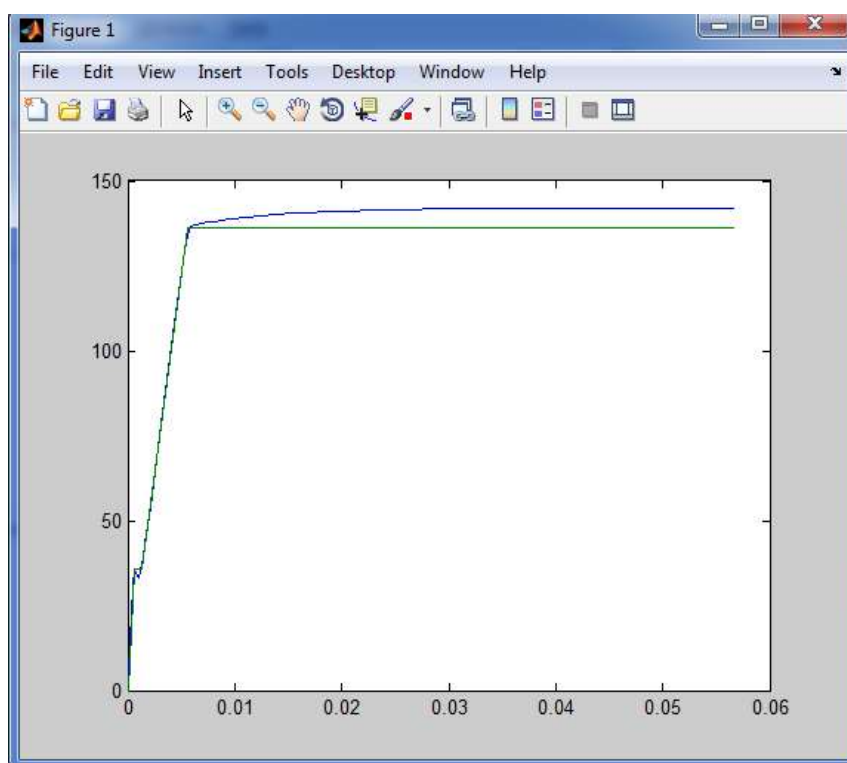


Рис. 4.10 Діаграма «згинальний момент – кривизна»
в прольотному перерізі ригеля

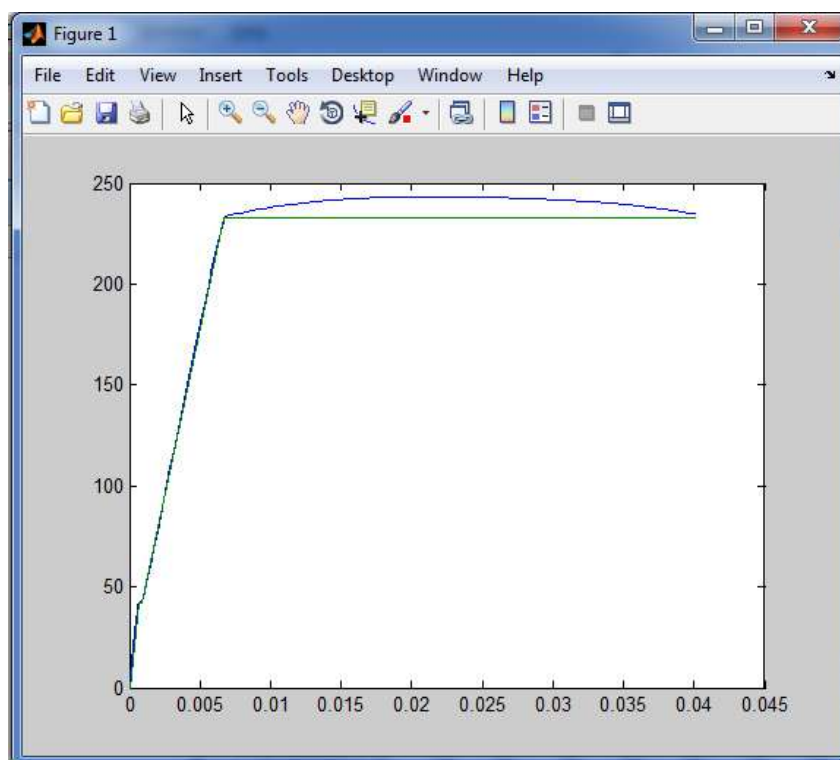


Рис. 4.11 Діаграма «згинальний момент – кривизна»
в припорному перерізі ригеля

Наведені на рисунках 4.10 і 4.11 діаграми відрізняються тільки після досягнення згинальними моментами граничних значень. При цьому, відповідна жорсткість на цих ділянках мало відрізняється.

У зв'язку з тим, що використання практичного способи значно простіше, можна рекомендувати його для застосування у практичних розрахунках.

На рисунках 4.12 і 4.13 приведений аналіз збіжності ітераційних процесів при розрахунках залізобетонного каркасу для прольотного перерізу ригеля при розрахунковому навантаженні з урахуванням процесів тріщиноутворення та історії зведення каркасу.

Для приклада розглядався 19-тий елемент каркасу (ригель третього поверху). Розрахунок продовжувався доти, доки різниця між значеннями на поточній і попередній ітераціях не виявилась менше заданої величини ξ , що характеризує точність розрахунку.

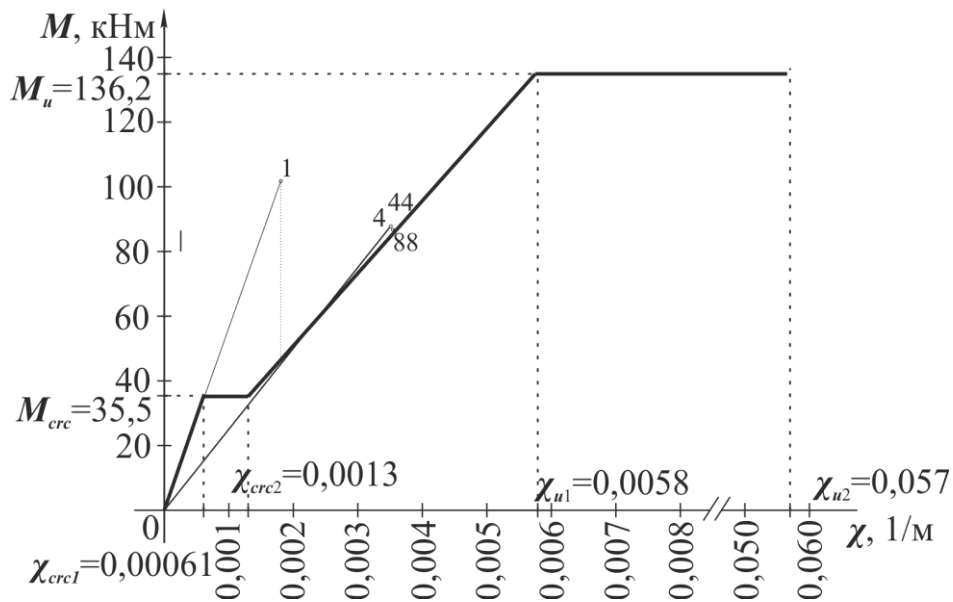


Рис. 4.12 Діаграма «згинальний момент – кривизна» в прольотному перерізі ригеля з урахуванням процесів тріщиноутворення (для 19-го елемента)

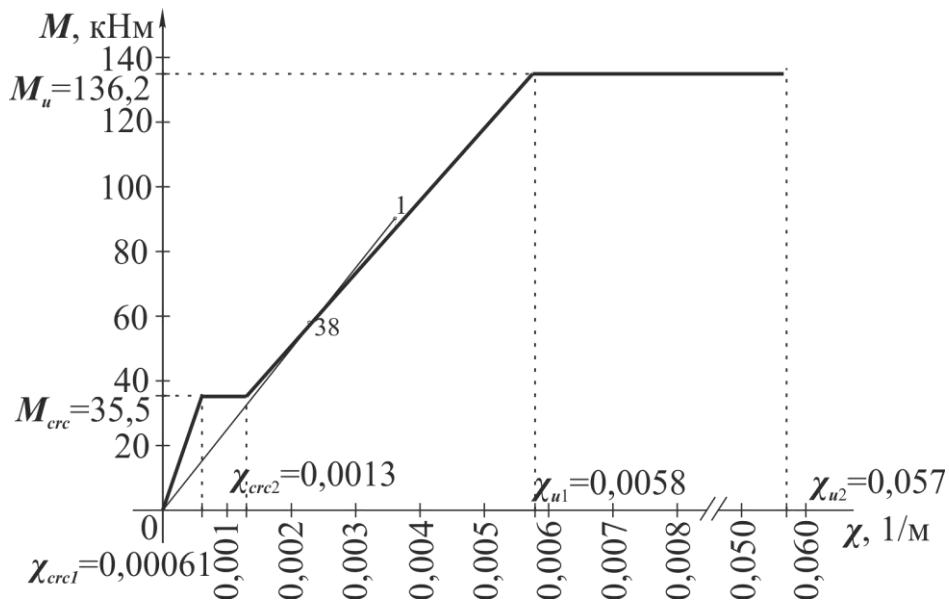


Рис. 4.13 Діаграма «згинальний момент – кривизна» в прольотному перерізі ригеля з урахуванням процесів тріщиноутворення та історії зведення (для 19-го елемента)

На рисунках 4.14 і 4.15 приведена ілюстрація збіжності ітераційних процесів при розрахунках залізобетонного каркасу для опорного перерізу ригеля при розрахунковому навантаженні з урахуванням процесів тріщиноутворення без урахування і з урахуванням історії зведення каркасу.

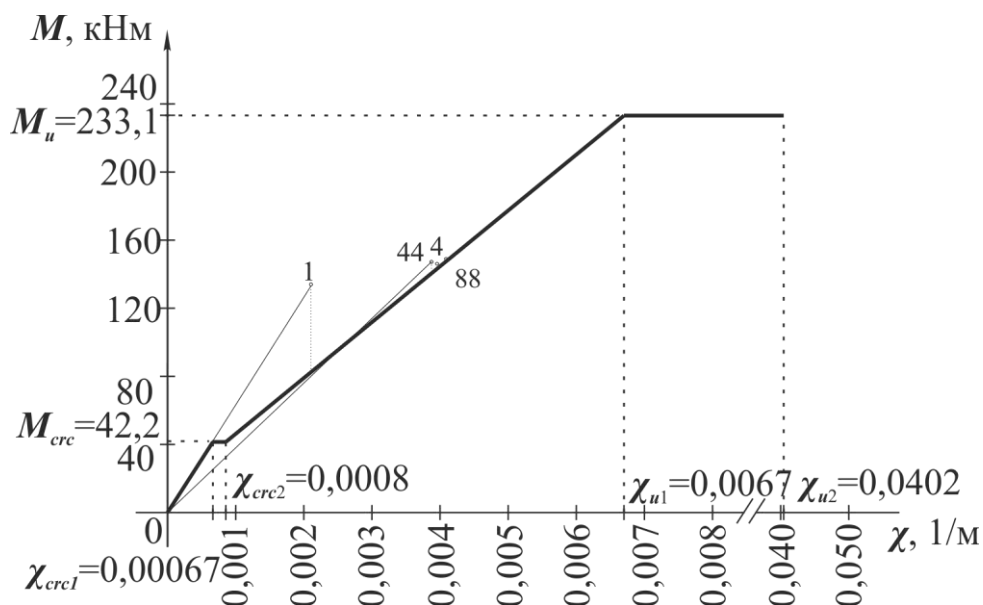


Рис. 4.14 Діаграма «згинальний момент – кривизна» в опорному перерізі ригеля з урахуванням процесів тріщиноутворення (для 19-го елемента)

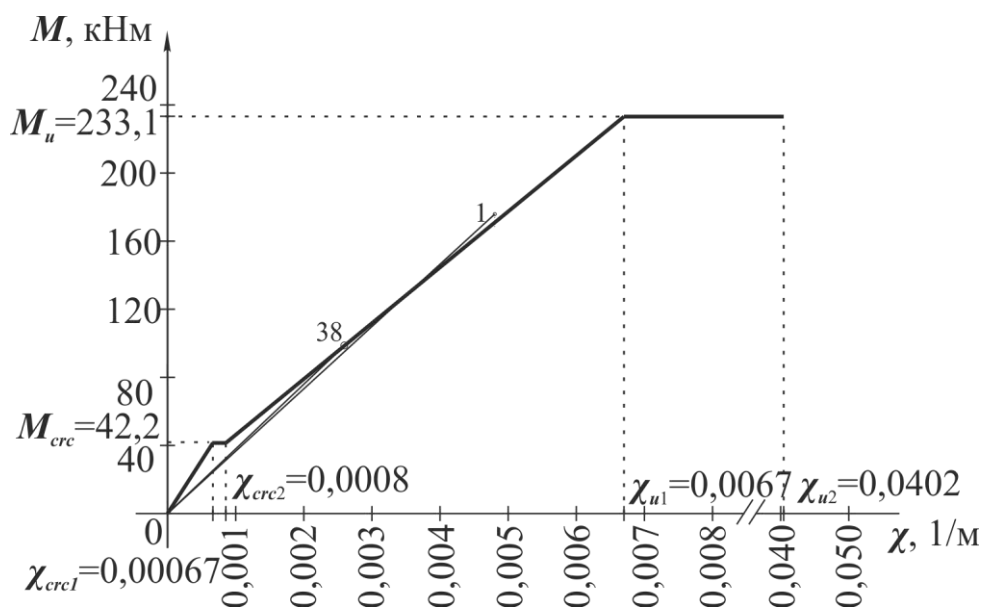


Рис. 4.15 Діаграма «згинальний момент – кривизна» в опорному перерізі ригеля з урахуванням процесів тріщиноутворення та історії зведення (для 19-го елемента)

З наведених діаграм видно, що при врахуванні процесів тріщиноутворення та історії зведення збіжність ітераційних процесів відбувається значно швидше.

4.5. Оцінка впливу процесу зведення несучих систем на напружено-деформований стан конструкцій

В практиці проектування багатопверхових будівель використовують розрахункову схему готової будівлі, задають навантаження і виконують розрахунок, але не враховують процес зведення, який в свою чергу впливає на напружено-деформований стан несучих конструкцій.

Висотні будівлі ставляться до такого класу споруд, для яких процес зведення може суттєво впливати на проектне рішення. Це питання розглядалося в роботах В.А. Люблинського, О.А. Чаєвської [96, 99, 154]. Комп'ютерне моделювання цього процесу виконане із використання спеціалізованого процесора Монтаж + програмного комплексу ПК Ліра-САПР [146]. Він призначений для розрахунку на міцність конструкцій з урахуванням процесу зведення.

В ПК Ліра-САПР для розв'язання фізично і геометрично нелінійних, а також задач з наявністю конструктивної нелінійності і попереднього напруження призначений нелінійний процесор [31, 41]. В лінійних задачах існує лінійна залежність між навантаженнями і переміщеннями внаслідок малості переміщень. Напруження (зусилля) і деформації пов'язані лінійним законом Гука. Тому для лінійних задач справедливий принцип суперпозиції і незалежності дії сил. В фізично нелінійних задачах відсутня лінійна залежність між напруженнями і деформаціями. Матеріал конструкції підкоряється нелінійному закону деформування (нелінійна пружність). Закон деформування може бути симетричним і несиметричним – з різними межами опору розтягу та стисненню. Розв'язання цих задач виконується кроковим методом. В геометрично нелінійних задачах відсутня лінійна залежність між деформаціями і переміщеннями. На практиці найбільше розповсюдження має випадок великих переміщень при малих деформаціях. Розв'язання цих задач виконується кроковим методом, причому крок обирається автоматично. В задачах конструктивної нелінійності має місце зміна розрахункової схеми по мірі деформування конструкції. Так, наприклад, в контактних задачах при

досягненні деякою точкою конструкції певної величини переміщення виникає контакт цієї точки з опорою. При розв'язанні задач конструктивної нелінійності, а також задач з однобічними зв'язками і задач, що враховують наявність тертя, застосовується кроково–ітераційний метод. При розв'язанні задач, моделюючих пружно-пластичну роботу матеріалу, що описується діаграмою Прандтля, також застосовується кроково – ітераційний метод.

В даній задачі розглянемо два варіанти розрахунку за допомогою ЧАМГЕ та ПК Ліра–САПР: 1) лінійний розрахунок вже зведеної будівлі; 2) кроковий розрахунок з використанням спеціалізованого процесора Монтаж +, потім виконаємо порівняльний аналіз отриманих результатів.

Розрахунок в процесорі Монтаж + складається з циклу завдань:

- створюється розрахункова схема з усіма монтованими елементами і виконується завантаження;
- створюється монтажна таблиця і моделювання нелінійного завантаження;
- виконується нелінійний розрахунок.

Наведено приклад розрахунку чотириповерхової трьохролітної будівлі в пружній стадії, з урахуванням процесів тріщиноутворення і порядку зведення каркасу.

Вихідні дані для розрахунку приймаємо з п.4.2.1.

В таблиці 4.4 наведено результати розрахунку чотириповерхової трьохролітної будівлі в пружній стадії. Результати розрахунків приведенного залізобетонного каркасу в пружній стадії співпадають з результатами розрахунків в ПК Ліра–САПР.

В таблиці 4.5 наведені результати нелінійного розрахунку даної будівлі з урахуванням тріщиноутворення в порівнянні з ПК Ліра-САПР.

В таблиці 4.6 приведені значення згинальних моментів, що виникають в характерних перерізах каркасу при розрахунковому навантаженні з урахуванням процесів тріщиноутворення та порядку зведення каркасу в порівнянні з ПК Ліра-САПР.

Таблиця 4.4

Значення згинальних моментів в пружній стадії

| № ел-ту | № перерізу | Значення згинальних моментів, <i>M</i> | | |
|---------|------------|--|---------|-------------------------|
| | | Пружна стадія | | Різниця Δ , % |
| | | ЧАМГЕ | ПК Ліра | |
| 1 | 1 | 35,11 | 35,04 | -0,20 |
| | 3 | -68,00 | -67,84 | -0,24 |
| 2 | 1 | 90,98 | 90,8 | -0,20 |
| | 3 | -85,27 | -85,5 | 0,27 |
| 3 | 1 | 84,14 | 84,0 | -0,17 |
| | 3 | -85,27 | -85,1 | -0,20 |
| 4 | 1 | 85,74 | 85,6 | -0,16 |
| | 3 | -90,92 | -90,7 | -0,24 |
| 5 | 1 | -1,76 | -1,78 | 1,12 |
| | 3 | 4,22 | 4,26 | 0,94 |
| 6 | 1 | -6,23 | -6,25 | 0,32 |
| | 3 | 4,37 | 4,38 | 0,23 |
| 7 | 1 | -1,38 | -1,4 | 1,43 |
| | 3 | 0,96 | 0,99 | 3,03 |
| 8 | 1 | -3,38 | -3,36 | -0,60 |
| | 3 | 4,46 | 4,43 | -0,68 |
| 17 | 1 | -158,98 | -159,0 | 0,01 |
| | 2 | 109,45 | 110,0 | 0,50 |
| | 3 | -207,12 | -207,0 | -0,06 |
| 18 | 1 | -169,8 | -169,0 | -0,47 |
| | 2 | 107,02 | 107,0 | -0,02 |
| | 3 | -201,16 | -201,0 | -0,08 |
| 19 | 1 | -171,01 | -171,0 | -0,01 |
| | 2 | 107,26 | 107,0 | -0,24 |
| | 3 | -199,46 | -199,0 | -0,23 |
| 20 | 1 | -90,92 | -90,7 | -0,24 |
| | 2 | 71,88 | 72,4 | 0,72 |
| | 3 | -125,32 | -125,0 | -0,26 |
| 21 | 1 | -196,67 | -196,57 | -0,05 |
| | 2 | 95,83 | 95,8 | -0,03 |
| | 3 | -196,67 | -196,57 | -0,05 |
| 22 | 1 | -195,41 | -196,57 | 0,08 |
| | 2 | 97,09 | 97,1 | 0,01 |
| | 3 | -195,56 | -195,57 | 0,01 |
| 23 | 1 | -195,12 | -194,01 | -0,57 |
| | 2 | 97,38 | 97,4 | 0,02 |
| | 3 | -195,12 | -194,01 | -0,57 |
| 24 | 1 | -120,85 | -120,86 | 0,01 |
| | 2 | 59,15 | 59,1 | -0,08 |
| | 3 | -120,85 | -120,86 | 0,01 |

Таблиця 4.5

Значення згинальних моментів з урахуванням тріщиноутворення

| № ел-ту | № перерізу | Значення згинальних моментів, M | | |
|---------|------------|-----------------------------------|---------|----------------------|
| | | Нелінійний розрахунок | | Різниця Δ , % |
| | | ЧАМГЕ | ПК Ліра | |
| 1 | 1 | 45,44 | 52,8 | 13,94 |
| | 3 | -88,92 | -84,5 | -5,23 |
| 2 | 1 | 97,67 | 90,4 | -8,04 |
| | 3 | -97,85 | -90,7 | -7,89 |
| 3 | 1 | 89,06 | 86,7 | -2,73 |
| | 3 | -97,17 | -92,9 | -4,59 |
| 4 | 1 | 77,66 | 79,5 | -2,32 |
| | 3 | -82,42 | -83,5 | 1,30 |
| 5 | 1 | -1,69 | 3,0 | 156,38 |
| | 3 | 3,80 | 0,114 | -3230,7 |
| 6 | 1 | -6,31 | -7,21 | 12,49 |
| | 3 | 4,85 | 4,57 | 6,23 |
| 7 | 1 | -3,74 | -2,05 | -82,68 |
| | 3 | 3,96 | 1,72 | -130,21 |
| 8 | 1 | -10,18 | -6,54 | -55,66 |
| | 3 | 15,5 | 8,6 | -80,23 |
| 17 | 1 | -186,59 | -175,0 | -6,62 |
| | 2 | 88,87 | 101,0 | 12,01 |
| | 3 | -220,68 | -209,0 | -5,59 |
| 18 | 1 | -186,92 | -177,0 | -5,60 |
| | 2 | 90,56 | 100,0 | 9,44 |
| | 3 | -216,9 | -207,0 | -4,81 |
| 19 | 1 | -174,82 | -172,0 | -1,64 |
| | 2 | 94,53 | 102,0 | 7,33 |
| | 3 | -221,12 | -208,0 | -6,31 |
| 20 | 1 | -82,42 | -83,8 | 1,65 |
| | 2 | 68,16 | 72,3 | 5,73 |
| | 3 | -141,27 | -132,0 | -7,02 |
| 21 | 1 | -210,58 | -202,0 | -4,24 |
| | 2 | 81,93 | 90,7 | 9,67 |
| | 3 | -210,58 | -202,0 | -4,24 |
| 22 | 1 | -208,36 | -202,0 | -3,15 |
| | 2 | 84,14 | 90,8 | 7,33 |
| | 3 | -208,36 | -202,0 | -3,15 |
| 23 | 1 | -206,98 | -201,0 | -2,98 |
| | 2 | 85,52 | 91,4 | 6,43 |
| | 3 | -206,98 | -201,0 | -2,98 |
| 24 | 1 | -125,77 | -128,0 | -1,74 |
| | 2 | 54,2 | 56,3 | 3,68 |
| | 3 | -125,8 | -128,0 | 1,74 |

Таблиця 4.6

Значення згинальних моментів з урахуванням історії зведення

| № ел-ту | № перерізу | Значення згинальних моментів, M | | |
|---------|------------|-----------------------------------|---------|----------------------|
| | | З урахуванням історії зведення | | Різниця $\Delta, \%$ |
| | | ЧАМГЕ | ПК Ліра | |
| 1 | 1 | 44,13 | 72,2 | 38,88 |
| | 3 | -69,73 | -112,0 | 37,74 |
| 2 | 1 | 97,63 | 60,5 | -61,38 |
| | 3 | -80,61 | -103,0 | 21,74 |
| 3 | 1 | 93,67 | 64,7 | -44,78 |
| | 3 | -86,23 | -104,0 | 17,09 |
| 4 | 1 | 82,99 | 54,8 | -51,45 |
| | 3 | -83,51 | -76,4 | -9,30 |
| 5 | 1 | -3,37 | 2,76 | 222,25 |
| | 3 | 7,17 | 3,16 | -126,79 |
| 6 | 1 | -10,73 | -2,52 | -325,75 |
| | 3 | 7,99 | 7,64 | -4,55 |
| 7 | 1 | -5,58 | -0,076 | -7236,45 |
| | 3 | -5,61 | 6,82 | 17,88 |
| 8 | 1 | -10,66 | -5,6 | -90,42 |
| | 3 | 15,00 | 2,58 | -481,55 |
| 17 | 1 | -167,36 | -173,0 | 3,26 |
| | 2 | 94,59 | 102,0 | 7,26 |
| | 3 | -228,45 | -207,0 | -10,36 |
| 18 | 1 | -174,28 | -168,0 | -3,74 |
| | 2 | 94,17 | 104,0 | 9,45 |
| | 3 | -222,38 | -209,0 | -6,40 |
| 19 | 1 | -169,23 | -158,0 | -7,11 |
| | 2 | 96,03 | 107,0 | 10,25 |
| | 3 | -223,71 | -214,0 | -4,54 |
| 20 | 1 | -83,51 | -76,4 | -9,30 |
| | 2 | 67,89 | 75,55 | 10,13 |
| | 3 | -140,7 | -142,0 | 0,91 |
| 21 | 1 | -210,55 | -202,0 | -4,23 |
| | 2 | 81,95 | 90,7 | 9,65 |
| | 3 | -210,55 | -202,0 | -4,23 |
| 22 | 1 | -208,82 | -202,0 | -3,37 |
| | 2 | 83,68 | 90,8 | 7,84 |
| | 3 | -208,82 | -202,0 | -3,37 |
| 23 | 1 | -207,45 | -201,0 | -3,21 |
| | 2 | 85,05 | 91,4 | 6,95 |
| | 3 | -207,45 | -201,0 | -3,21 |
| 24 | 1 | -125,70 | -128,0 | 1,80 |
| | 2 | 54,30 | 56,3 | 3,55 |
| | 3 | -125,70 | -128,0 | 1,80 |

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4

1. Запропоновано використання укрупнених етапів розрахунку залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням порядку завантаження.
2. Розроблений алгоритм для розрахунку монолітних залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням порядку їх зведення, а також процесів тріщиноутворення та програма розрахунку в комп'ютерній математиці MATLAB.
3. Виконаний розрахунок трипролітного чотириповерхового залізобетонного каркасу з урахуванням процесів тріщиноутворення та етапності зведення.
4. Аналіз результатів розрахунку свідчить, що врахування порядку завантаження та тріщиноутворення при дії навантаження порівняно з результатами розрахунку за класичною розрахунковою схемою призводить до збільшення згинальних моментів в прольоті на 1,60%...6,0%. В опорних перерізах ригелів момент збільшується на 1,20%...3,40% і зменшується до 11,5%.
5. Приведений аналіз свідчить про можливість застосування практичного способу побудови діаграм «згинальний момент – кривизна», який запропонував А.В.Ковров при розрахунку залізобетонних рамних каркасів.
6. Результати розрахунків приведенного залізобетонного каркасу в пружній стадії співпадають з результатами розрахунків в ПК Ліра-САПР.
7. Розрахунок з урахуванням тріщиноутворення та порядку зведення каркасу за запропонованою методикою та результати розрахунку з використанням ПК Ліра-САПР відрізняються в колонах нижнього поверху до 61,4%, в ригелях нижнього поверху – до 10%.

РОЗДІЛ 5

ВРАХУВАННЯ ВПЛИВУ ПОВЗУЧОСТІ ТА ТРІЩИНОУТВОРЕННЯ БЕТОНУ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

5.1. Гіпотези, що приймаються при формуванні деформаційної моделі залізобетонних елементів з урахуванням тривалої дії навантаження та тріщиноутворення

В даній роботі модель деформування поетапно зведеної конструкції з урахуванням фактора часу побудована на лінійній теорії повзучості – на основі лінійних залежностей як між напруженнями і пружними деформаціями, так і між напруженнями та деформаціями повзучості.

При врахуванні тріщиноутворення та повзучості, жорсткості залізобетонних елементів (а отже, і переміщення) залежать від величин внутрішніх зусиль і характеру зміни їх за проміжок $t - t_0$. Передбачається, що t – час визначення напружено-деформованого стану конструкції; t_0 – вік бетону в момент прикладання навантаження, тобто момент завантаження.

Початок відліку часу поєднано з моментом початку твердіння бетону; застосовується термін «вік» бетону – проміжок часу від початку твердіння бетону до розглянутого часу (t або t_0).

Введений в розрахунок клас бетону за міцністю на стиск C приймається згідно з ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 [24] для віку бетону $t = 28$ діб.

У розрахунку з урахуванням повзучості вік бетону в момент завантаження його тривалим навантаженням на ранніх стадіях твердіння в природних умовах (при $t < 28$ діб.) приймається як приведена характеристика t_0 , яка залежить від кубикової міцності бетону в момент завантаження $R_c^G(t)$.

В роботі використовуються наступні позначення згинальної жорсткості елементів:

$B^*(t)$ – тривала згинальна жорсткість при дії тривалих навантажень в момент часу t з урахуванням повзучості бетону;

$B_L^*(t)$ – тривала згинальна жорсткість при дії тривалих навантажень в момент часу t з урахуванням повзучості бетону та тріщиноутворення.

5.2. Визначення згинальної жорсткості елементів з урахуванням повзучості при тривалій дії навантаження

Початкові тривалі згинальні жорсткості ділянок за відсутності тріщин пропонується приймати відповідно до роботи [131] по наступній формулі:

$$B^*(t) = E_c(t) I_{red} \frac{1 + \rho_f \rho_1 \alpha (1 + \varphi)}{(1 + \varphi) [1 + \rho_f \alpha (1 + \varphi)]}, \quad (5.1)$$

де $B^*(t)$ – умовна тривала згинальна жорсткість при дії тривалих навантажень в момент часу t з урахуванням повзучості бетону;

$E_c(t)$ – модуль деформації бетону в момент часу t ;

I_{red} – момент інерції приведенного перерізу елементу відносно його центру ваги, що визначається згідно до [24];

ρ_f – коефіцієнт армування перерізу, що приймається рівним відношенню площі перерізу арматури S до площі перерізу бетону (при робочій висоті h_0 і без урахування стислих звисів полиць), але не більше 0,02;

$$\rho_f = A_s / A_c, \quad (5.2)$$

ρ_1 – коефіцієнт, що характеризує геометрію поперечного перерізу елементу, розташування арматури і напружений стан;

α – коефіцієнт, який визначається як співвідношення модулів пружності арматури і бетону;

$$\alpha = E_s / E_c, \quad (5.3)$$

φ – характеристика повзучості бетону.

Значення модуля деформації бетону $E_c(t)$ в момент часу t пропонується визначати за формулою, запропонованою в [131]:

$$E_c(t) = \frac{400 s f_{ck, cube}^G(t)}{s P_T + f_{ck, cube}^G(t)}, \quad (5.4)$$

де $f_{ck, cube}^G(t)$ – гарантоване характеристичне значення кубикової міцності бетону у віці t при стиску із забезпеченістю 0,95, МПа;

s – параметр, що характеризує вплив пружних властивостей заповнювача в бетоні, який визначається в [131]; для гранітного щебеню $s = 135$ МПа ;

Гарантоване значення кубикової міцності бетону у віці t при стиску $f_{ck, cube}^G(t)$ визначається відповідно до рекомендацій [131] за формулою:

$$f_{ck, cube}^G(t) = \left\{ 1 + \left[\frac{23}{(55 + C)} \right] \left[\frac{(t - 28)}{(t + 11)} \right] \right\} C, \quad (5.5)$$

де C – клас бетону за міцністю на стиск, МПа;

t – час визначення напружено-деформованого стану.

Обчислення коефіцієнта ρ_1 І.Є.Прокопович [129] запропонував визначати наступним чином:

$$\rho_1 = 1 + A_c h_1^2 / I_{c0}, \quad (5.6)$$

де I_{c0} – момент інерції бетонного перерізу,

h_1 – відстань між центрами ваги поперечних перерізів бетону та нижньої арматури, визначається відповідно до [129] :

$$h_1 = h_0 - h/2, \quad (5.7)$$

де h_0 – робоча висота перерізу, $h_0 = h - c$;

h – висота поперечного перерізу бетону;

c – товщина захисного шару бетону.

В тому випадку якщо проміжок часу обмежений, відповідно до [131] пропонується характеристику повзучості бетону визначати наступним чином:

$$\varphi = \varphi(t, t_0) = E_c(t_0) C(t, t_0), \quad (5.8)$$

де $C(t, t_0)$ – міра повзучості бетону до моменту часу t при навантаженні його у віці t_0 .

Міру повзучості бетону $C(t, t_0)$ до моменту часу t при навантаженні його у віці t_0 приймаємо відповідно до [131]:

$$C(t, t_0) = [1/E_c(t_0)] - [1/E_c(t)] + C(\infty, 28) \Omega(t_0) f(t - t_0), \quad (5.9)$$

де $C(\infty, 28)$ – граничне значення міри повзучості;

$\Omega(t_0)$ – функція, яка враховує вплив старіння бетону на міру повзучості;

$f(t - t_0)$ – функція, яка враховує наростання в часі міри повзучості.

Запропоноване значення міри повзучості обчислюється за формулою:

$$C(\infty, 28) = C^N(\infty, 28) \xi_{2c} \xi_{3c}, \quad (5.10)$$

де $C^N(\infty, 28)$ – граничне значення міри повзучості бетону, завантаженого у віці $t_0 \leq 28$ доб. після твердіння в природних умовах;

ξ_{ic} – коефіцієнт, що приймається по таблицях 5.1, 5.2 з [131], і залежні від модуля відкритої поверхні M_0 та відносної вологості середовища.

Модуль відкритої поверхні M_0 визначається за наступною формулою:

$$M_0 = P / A, \quad (5.11)$$

де P – периметр поперечного перерізу, що відповідає вказаній відкритій поверхні елементу, м;
 A – площа поперечного перерізу елемента, м².

Таблиця 5.1

Для визначення коефіцієнтів ξ_{2c} і ξ_{2s} ,

| Модуль відкритої поверхні елемента $M_0, \text{м}^{-1}$ | 0 | 5 | 10 | 20 | 40 | 60 | 80 і більше |
|---|------|------|------|------|------|------|-------------|
| ξ_{2c} | 0,51 | 0,65 | 0,76 | 0,93 | 1,11 | 1,23 | 1,30 |
| ξ_{2s} | 0,22 | 0,54 | 0,66 | 0,92 | 1,10 | 1,18 | 1,22 |

Таблиця 5.2

Для визначення коефіцієнтів ξ_{3c} і ξ_{3s} ,

| Відносна вологість середовища $W, \%$ | 40 і більше | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
|---------------------------------------|-------------|------|------|------|------|------|------|
| ξ_{3c} | 1,27 | 1,13 | 1,00 | 0,87 | 0,73 | 0,60 | 0,47 |
| ξ_{3s} | 1,14 | 1,08 | 1,00 | 0,91 | 0,79 | 0,63 | 0 |

Для елементів типових конструкцій, кліматичний район експлуатації, для яких не відомий, допускається приймати коефіцієнти ξ_{2c} і ξ_{3c} рівними 1.

Граничне значення міри повзучості бетону, завантаженого у віці $t_0 \leq 28$ діб після твердіння в природних умовах (при відомих характеристиках складу бетонної суміші), обчислюють за формулою [131]:

$$C^N(\infty, 28) = k_c \left[\frac{(W + v)}{(C + 4,0)} \right], \quad (5.12)$$

де k_c – безрозмірний коефіцієнт, що приймається рівним $15,5 \times 10^{-6}$ для бетонів на крупному заповнювачі;
 W – питома (за обсягом) кількість води затворення;

ν – зміст залученого повітря в ущільненій бетонній суміші, л/м³;
для бетону, в якому відсутні добавки, що додають повітря,
приймаємо $\nu = 30 \text{ л} / \text{м}^3$;

C – клас бетону за міцністю на стиск, МПа.

Функція, яка враховує вплив старіння бетону на міру повзучості:

$$\Omega(t_0) = ck + d e^{-\gamma t_0}, \quad (5.13)$$

де c_k – постійна величина (безрозмірний коефіцієнт), за рекомендаціями [131] приймається 0,5;

d – постійна величина, приймається по таблиці 5.3 і залежить від віку завантаження t_0 та модулю відкритої поверхні;

γ і γ_1 – постійні параметри, що приймаються по таблиці 5.4 і також залежні від модулю відкритої поверхні.

Таблиця 5.3

Для визначення коефіцієнту d

| Параметри | t_0 , доб | Значення параметра d при модулі відкритої поверхні M_0 , м ⁻¹ | | | |
|-----------|-------------|--|-------|-------|-------------|
| | | 10 і менш | 20 | 40 | 60 і більше |
| d | 7 і менш | 0,752 | 0,842 | 0,942 | 1,052 |
| | 28 і менш | 0,625 | 0,700 | 0,785 | 0,875 |

Таблиця 5.4

Для визначення коефіцієнтів γ, γ_1

| Параметри | Значення параметрів γ, γ_1 при модулі відкритої поверхні M_0 , м ⁻¹ | | | |
|--------------------------------|--|-------|-------|-------------|
| | 10 і менш | 20 | 40 | 60 і більше |
| γ , доб ⁻¹ | 0,008 | 0,012 | 0,016 | 0,020 |
| γ_1 , доб ⁻¹ | 0,004 | 0,006 | 0,008 | 0,010 |

Функція, що враховує наростання в часі міри повзучості, визначається відповідно до Рекомендацій [131] за запропонованою формулою:

$$f(t - t_0) = 1 - ke^{-\gamma_1(t-t_0)}, \quad (5.14)$$

де k – постійна величина, що приймається відповідно до [131] $k = 1$.

5.3. Визначення згинальної жорсткості з урахуванням тривалої дії навантаження, повзучості та тріщиноутворення

Жорсткість з урахуванням повзучості і тріщиноутворення $B_L^*(t)$ визначається по формулі:

$$B_L^*(t) = \frac{B_L}{\left[1 + \varphi \left(\beta_1 + \beta_2 \left(\frac{M_{crc}}{M_L} \right)^2 \right) \right]}, \quad (5.15)$$

де B_L – згинальна жорсткість елемента з урахуванням тріщиноутворення при короткочасній дії постійних і тривалих навантажень;

φ – характеристика повзучості бетону;

β_1, β_2 – коефіцієнти залежать від параметрів поперечного перерізу балки, визначаються по таблиці 5.5;

Таблиця 5.5

Для визначення коефіцієнтів β_1 і β_2 ,

| | 1 | 2-4 | 5-6 | 7-8 |
|-----------|-------|-------|-------|---|
| β_1 | 0,278 | 0,226 | 0,258 | $0,276 - 0,025(\alpha - 5)(10\gamma - 1)$ |
| β_2 | 0,178 | 0,187 | 0,197 | $0,211 - 0,025(\alpha - 6)(10\gamma - 1)$ |

Значення $\gamma = h'_n / h$,

де h'_n, h – висота полиці перерізу, за їх відсутності $\gamma = 0$.

M_{crc} – момент тріщиноутворення;

M_L – момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури s , від постійних і тривалих навантажень (за винятком навантажень, паралельних поздовжній осі елемента).

$$\alpha_2 = \frac{b'_n}{b}, \quad (5.16)$$

де b'_n – ширина полиць перерізу, за їх відсутності $\alpha_2 = 0$.

Для прямокутного перерізу $\beta_1 = 0,278$, $\beta_2 = 0,178$.

Згинальна жорсткість елемента з урахуванням тріщиноутворення при короткочасній дії постійних і тривалих навантажень визначається відповідно до [131]:

$$B_L = k_b E_c A_c h_0^2 \sqrt{\mu \alpha}, \quad (5.17)$$

$$k_b = b_1 + b_2 \xi^2 \quad (5.18)$$

де b_1, b_2 – коефіцієнти, залежать від параметрів поперечного перерізу балки та значення $\alpha = b'_n / b$.

$$\xi = \frac{M_{crc}}{M_L} \quad (5.19)$$

Згинальний момент тріщиноутворення M_{crc} в загальному вигляді визначається наступним чином [83]:

$$M_{crc} = W_{pl} f_{ctk}, \quad (5.20)$$

де W_{pl} – пружнопластичний момент опору перерізу;

f_{ctk} – характеристичний опір бетону на розтяг.

Граничний згинальний момент $M_u(t)$, що сприймається перерізом, визначається з урахуванням впливу тільки робочої арматури за наступною формулою:

$$M_u(t) = \left\{ \left[f_{ck, prism} x_{min}^2(t, t_0) \right] / (2 + f_0) \right\} \\ \left\{ b + (b'_f - b) \left[1 - (1 - h'_f / x_{min}(t, t_0))^{2+f_0} \right] \right\} + \sigma_s A_s \left[h_0 - x_{min}(t, t_0) \right] + \\ + \sigma'_s A'_s \left[x_{min}(t, t_0) - a' \right] \quad (5.21)$$

Гранична стиснутої зони перерізу обчислюється за формулою:

$$\xi_R = \left[1 + \frac{R_{sk} E_c^f(t, t_0)}{f_{ck, prism}(t) E_s} \right]^{-1} \quad (5.22)$$

де $f_{ck, prism}(t)$ – характеристичне значення призмової міцності бетону,

R_{sk} – розрахунковий опір арматури стиску для граничних станів першої групи.

Тривалий модуль деформації крайнього волокна стиснутої зони, що відповідає нелінійній залежності між напруженнями та деформаціями, визначається з вираження:

$$E_c^f(t, t_0) = \left(\frac{1 + \nu_k}{E_c(t)} + (1 + \nu_c) C(t, t_0) \right)^{-1} \quad (5.23)$$

ν_k, ν_c – коефіцієнти, визначаються в залежності від класу бетону за міцністю на стиск.

Нормативне значення призмової міцності бетону у віці t визначається за наступною формулою:

$$f_{ck, prism}(t) = \left\{ 1 + \left[\frac{23}{(55 + C)} \right] \left[\frac{(t - 28)}{(t + 11)} \right] \right\} f_{ck, prism} \quad (5.24)$$

$$f_{ck, prism} = (0,77 - 0,001C) C \quad (5.25)$$

Вирішуючи рівняння, визначаємо висоту стиснутої зони, попередньо приймаючи $\sigma_s = R_{sk}$

В прямокутних перетинах ненапружуваних елементів висота стиснутої зони визначається із квадратного рівняння:

$$A x_{\min}^2(t, t_0) + B x_{\min}(t, t_0) - C = 0 \quad \text{звідси}$$

$$x_{\min} = 0,128 \cdot \xi_R \times h_0$$

$$A = f_{ck, prism}(t) b / (1 + f_0)$$

f_0 – параметр, що характеризує кривизну епюри напружень у стиснутій зоні бетону, який приймається по таблиці 5.6.

Таблиця 5.6

Залежність параметру f_0 від класа бетону

| Параметр | Клас бетону | | | | | | | | |
|----------|-------------|------|------|------|------|------|------|------|--------------|
| | B12,5 | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 і більше |
| f_0 | 0,05 | 0,06 | 0,08 | 0,10 | 0,12 | 0,13 | 0,14 | 0,15 | 0,16 |

$$B = \varepsilon_b^f(t, t_0) E_s' A_s' - R_{sk} A_s$$

$$C = \varepsilon_b^f(t, t_0) E_s' A_s' \alpha$$

$$\varepsilon_b^f(t, t_0) = f_{ck, prism}(t) / E_c^f(t, t_0)$$

$$M_u(t) = f_{ck, prism}(t) x_{\min}^2(t, t_0) / (2 + f_0) b + R_{sk} A_s [h_0 - x_{\min}(t, t_0)] \quad (5.26)$$

Граничні значення кривизн визначаються наступним чином:

$$k_1 = \frac{M_{crc}}{B^*(t)}, \quad k_2 = \frac{M_{crc}}{B_L^*(t)}, \quad k_3 = \frac{M_u(t)}{B_L^*(t)} \quad (5.27)$$

5.4. Алгоритм побудови діаграм «згинальний момент – кривизна» з урахуванням повзучості згинальних елементів та тріщиноутворення бетону

Нижче на підставі параграфів 5.1...5.3 наведено алгоритм побудови діаграм «згинальний момент – кривизна» з урахуванням повзучості згинальних елементів та тріщиноутворення бетону.

**Алгоритм побудови діаграм «згинальний момент – кривизна»
з урахуванням повзучості згинальних елементів
і тріщиноутворення бетону**

Вихідні данні:

| | |
|------------------|---|
| <p>1.</p> | <ol style="list-style-type: none"> 1. Клас бетону ригеля прийнятий С25; 2. E_s – модуль пружності арматури; 3. b – ширина поперечного перерізу; 4. h – висота поперечного перерізу; 5. вид цементу; 6. осадка конусу; 7. W – відносна вологість середи; 8. наявність пластифікуючих та прискорюючих твердіння добавок; 9. $v = 30 \text{ л/м}^3$ – кількість залученого повітря; 10. вид заповнювача; 11. В/Ц – водо-цементне відношення; 12. M_0 – модуль відкритої поверхні; 13. γ – табличний коефіцієнт, котрий залежить від модуля відкритої поверхні; 14. γ_1 – табличний коефіцієнт, котрий залежить від модуля відкритої поверхні; 15. d – табличний коефіцієнт, що залежить від часу завантаження зразка та від модуля відкритої поверхні; 16. c_k – безрозмірний коефіцієнт; 17. s – табличний параметр, що характеризує вплив пружних властивостей заповнювача в бетоні (залежить від заповнювача); 18. k – безрозмірний коефіцієнт; 19. k_c – безрозмірний коефіцієнт для бетонів на крупному заповнювачі та для дрібнозернистих бетонів на кварцовому піску; 20. P_T – питомий по масі зміст цементного тіста в бетонній суміші; |
|------------------|---|



| |
|--|
| ↓ |
| <p>1.</p> <p>21. ξ_{2c} – табличний коефіцієнт, котрий залежить від модуля відкритої поверхні, %;</p> <p>22. ξ_{3c} – табличний коефіцієнт, котрий залежить від вологості середовища;</p> <p>23. R_{sk} – розрахунковий опір арматури стиску для граничного стану першої групи;</p> <p>24. ν_k, ν_c – коефіцієнти, що визначаються в залежності від класу бетону по міцності на стиск;</p> <p>25. f_0 – параметр, що характеризує кривизну епюри напруги в стислій зоні бетону.</p> |

| | |
|----|---|
| ↓ | |
| 2. | <p>Коефіцієнт, що залежить від параметрів поперечного перерізу балки</p> $\alpha(t) = \frac{E_s}{E_c(t)}$ |

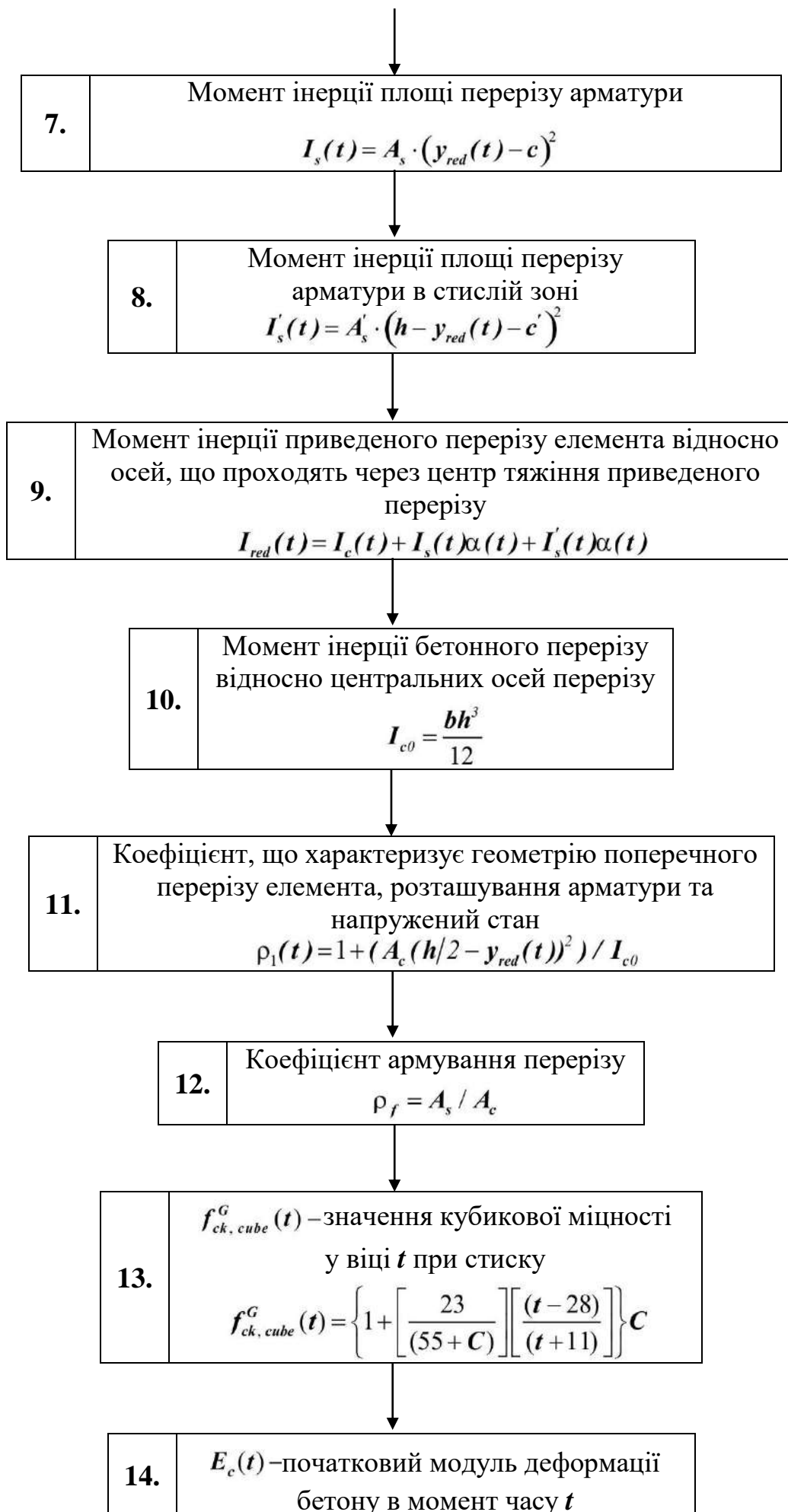
| | |
|----|--|
| ↓ | |
| 3. | <p>Статичний момент приведенного перерізу, відносно вісі, що проходить через нижню грань перерізу</p> $S_{red}(t) = A_c h / 2 + \alpha(t) A_s c + \alpha(t) A_s' (h - c')$ |

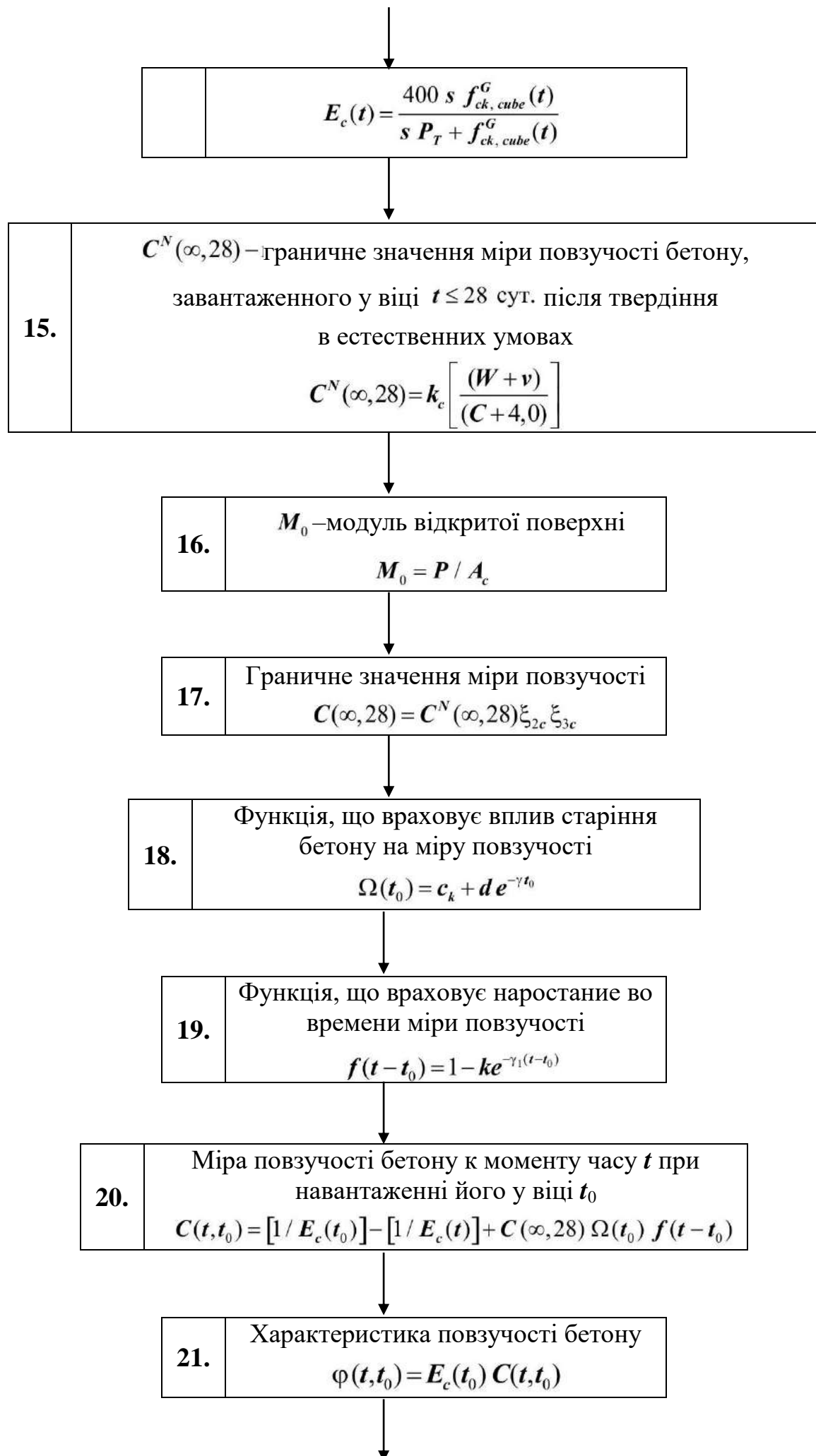
| | |
|----|--|
| ↓ | |
| 4. | <p>Площа приведенного перерізу</p> $A_{red}(t) = A_c + \alpha(t) A_s + \alpha(t) A_s'$ |

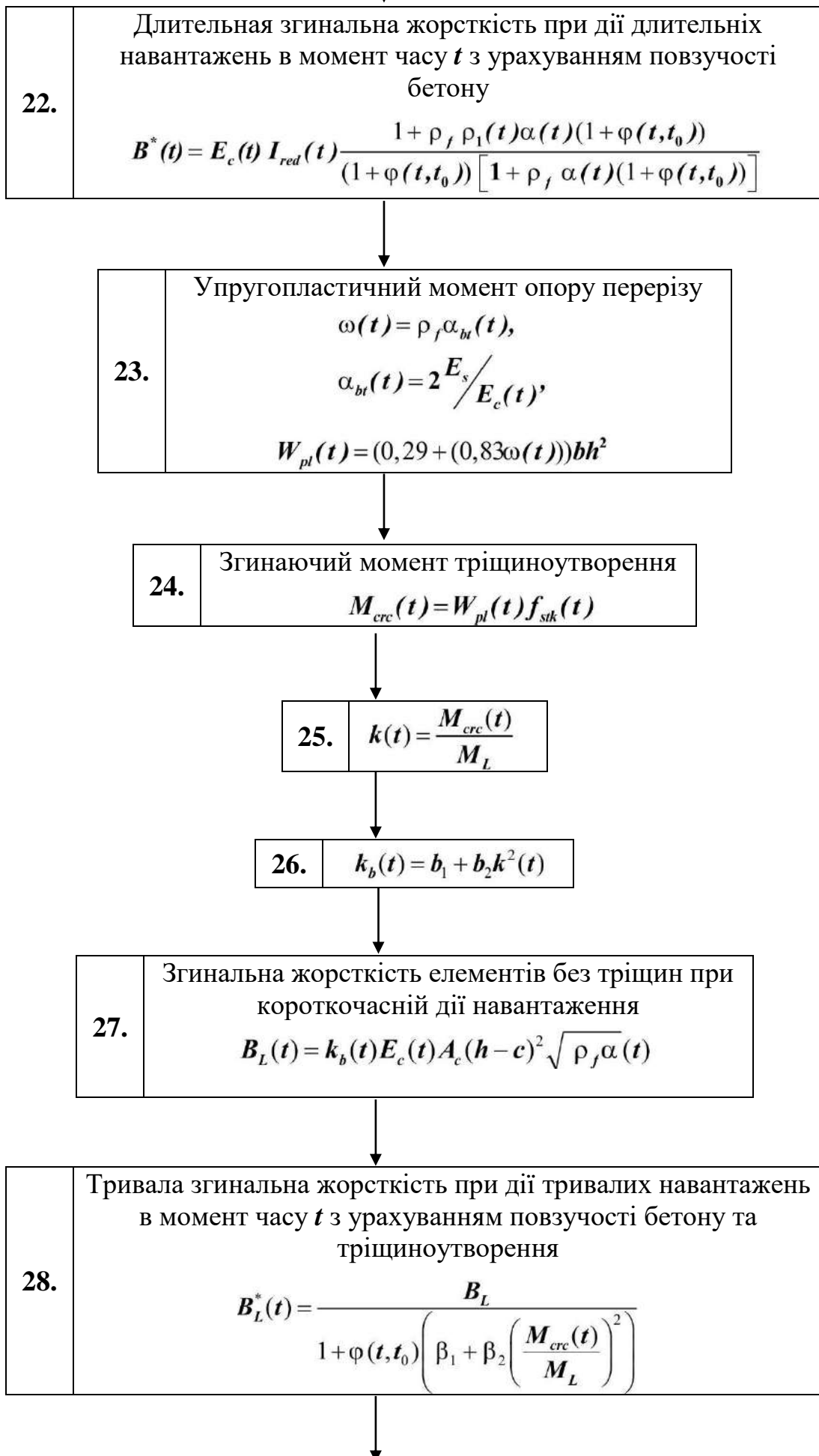
| | |
|----|---|
| ↓ | |
| 5. | <p>Координата центру тяжіння приведенного перерізу відносно осі, що проходить через нижню грань перерізу</p> $y_{red}(t) = \frac{S_{red}(t)}{A_{red}(t)}$ |

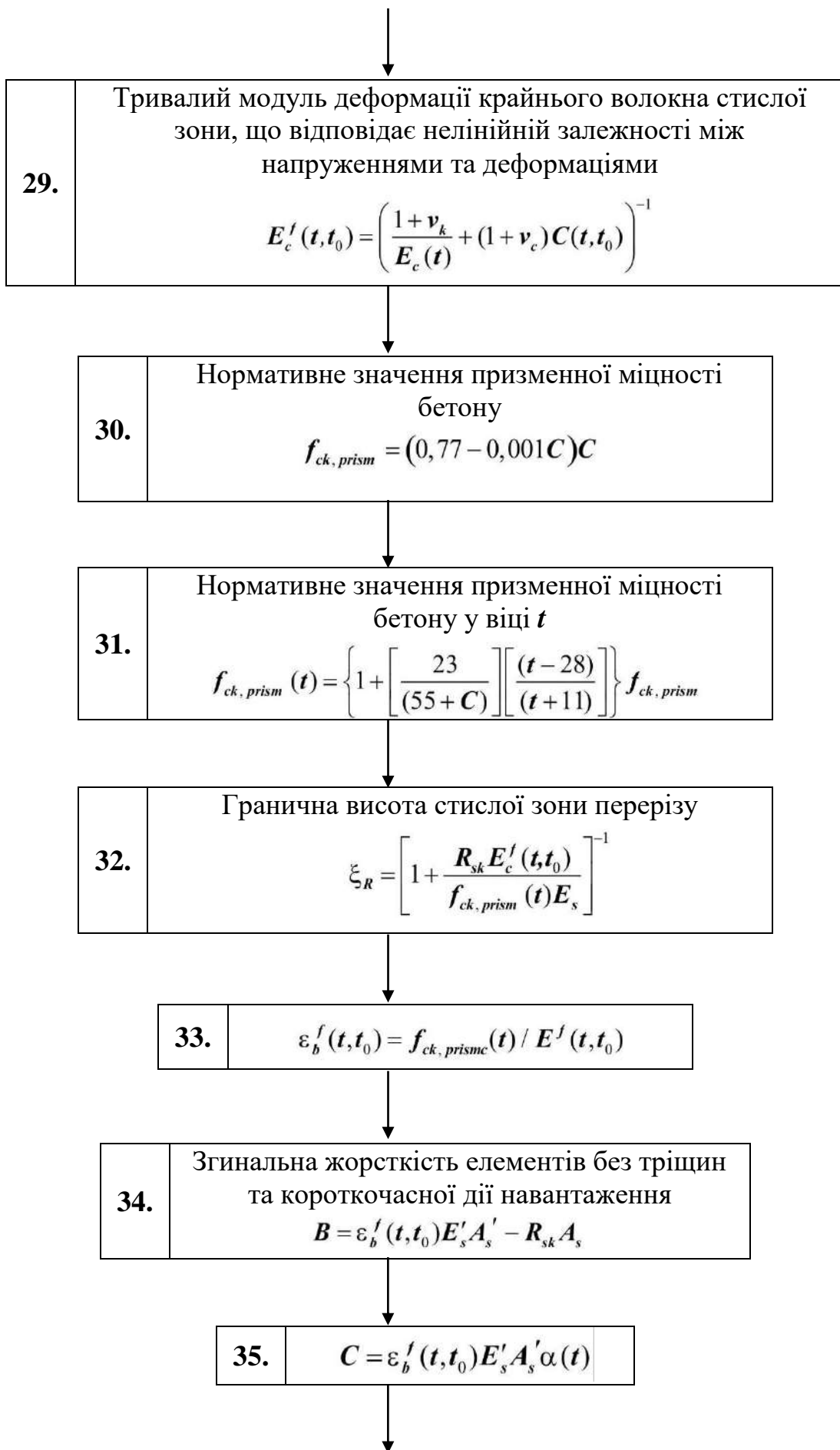
| | |
|----|--|
| ↓ | |
| 6. | <p>Момент інерції бетону відносно приведених вісей</p> $I_c(t) = \frac{bh^3}{12} + \left(\frac{h}{2} - y_{red}(t) \right)^2 bh$ |

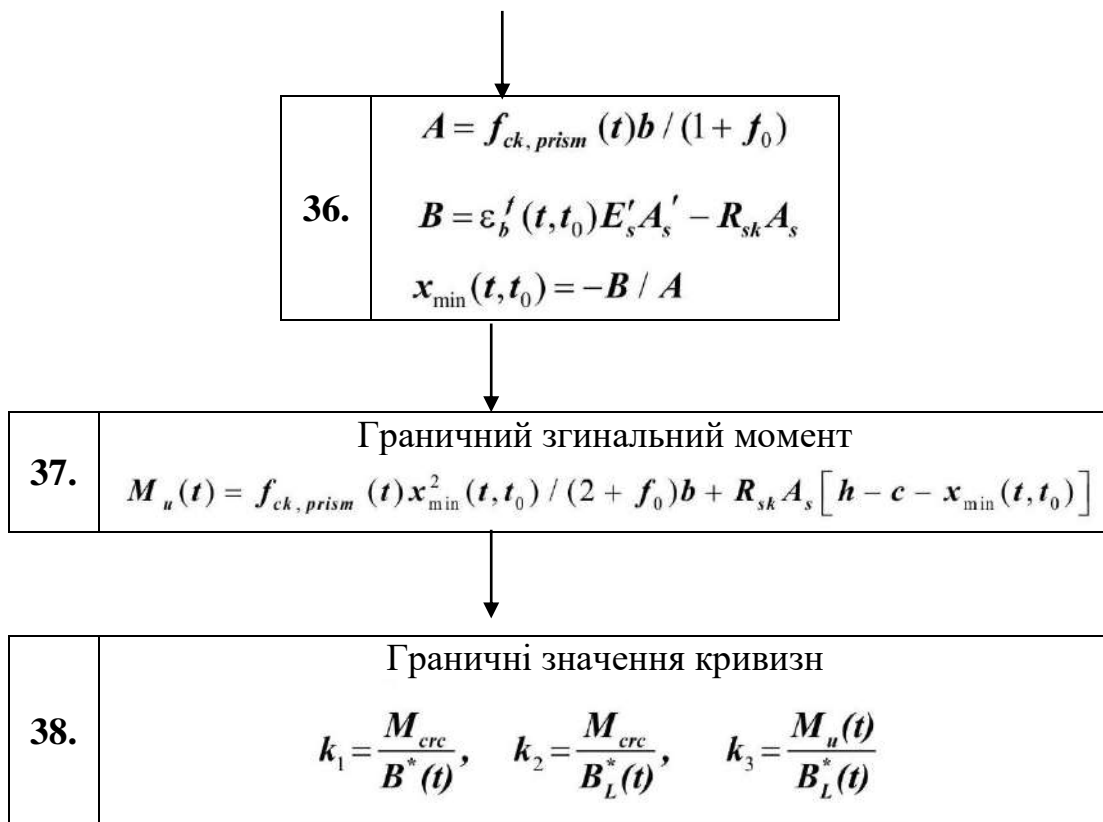












Відповідно до приведеного алгоритму розроблені програми в системі MATLAB, що дозволяють будувати лінеаризовані діаграми «згинальний момент – кривизна» для визначення напружено-деформованого стану згинальних елементів, в заданому віці t при заданому віці завантаження t_0 .

На рис. 5.1...5.5 приведено сімейство діаграм «згинальний момент – кривизна» у віці $t = 28, 100, 200, 300$ діб.

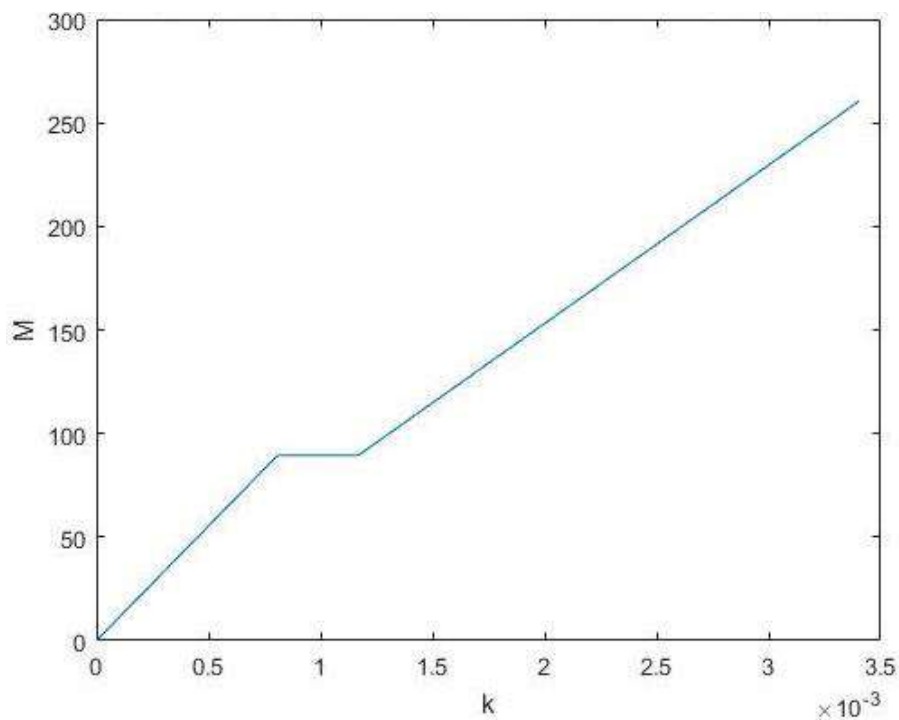


Рис.5.1 Діаграма «згинальний момент – кривизна» при $t = 28$ діб

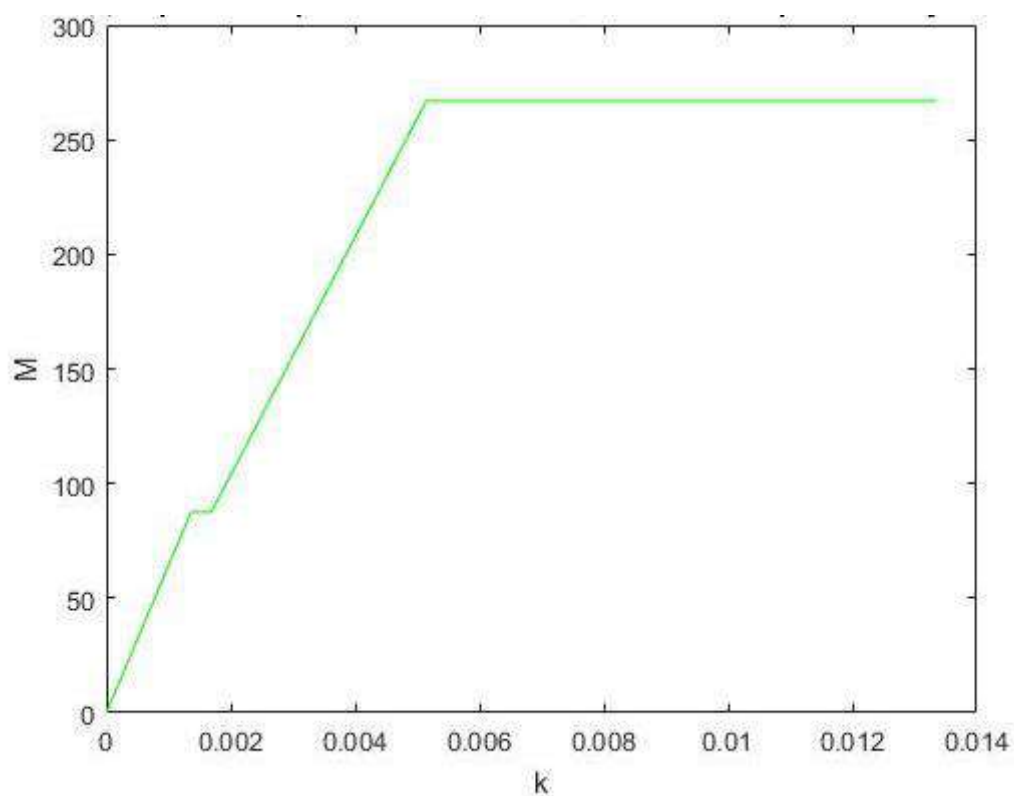


Рис.5.2 Діаграма «згинальний момент – кривизна» при $t = 100$ діб

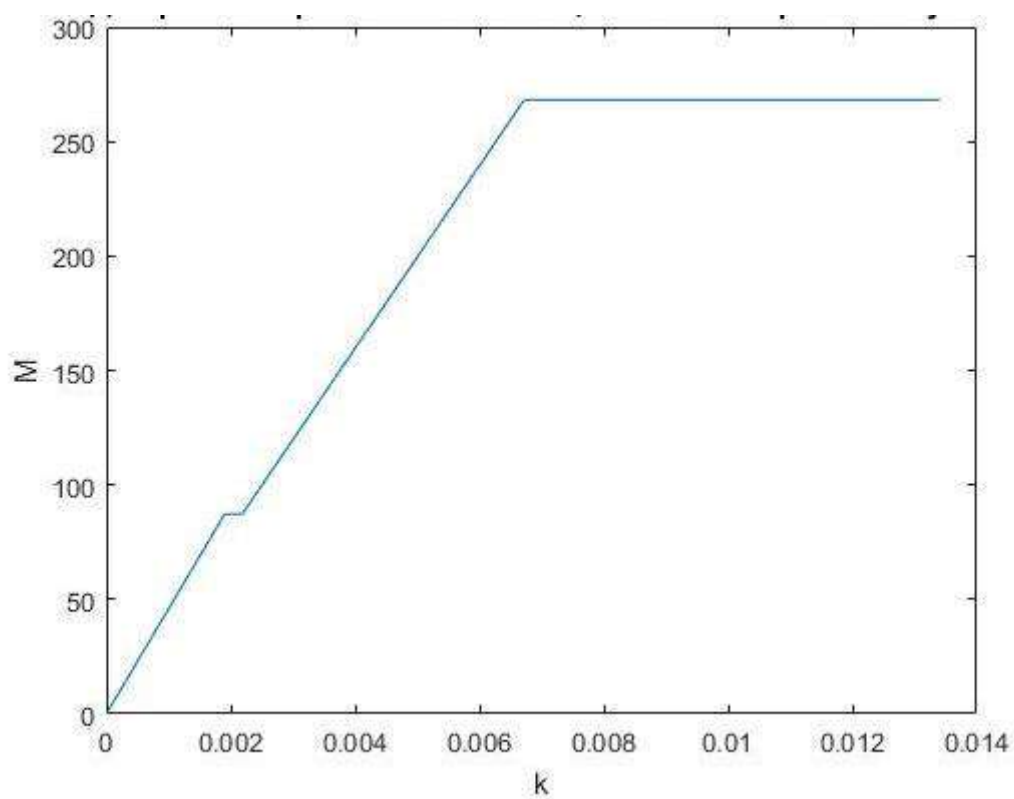


Рис.5.3 Діаграма «згинальний момент – кривизна» при $t = 200$ діб

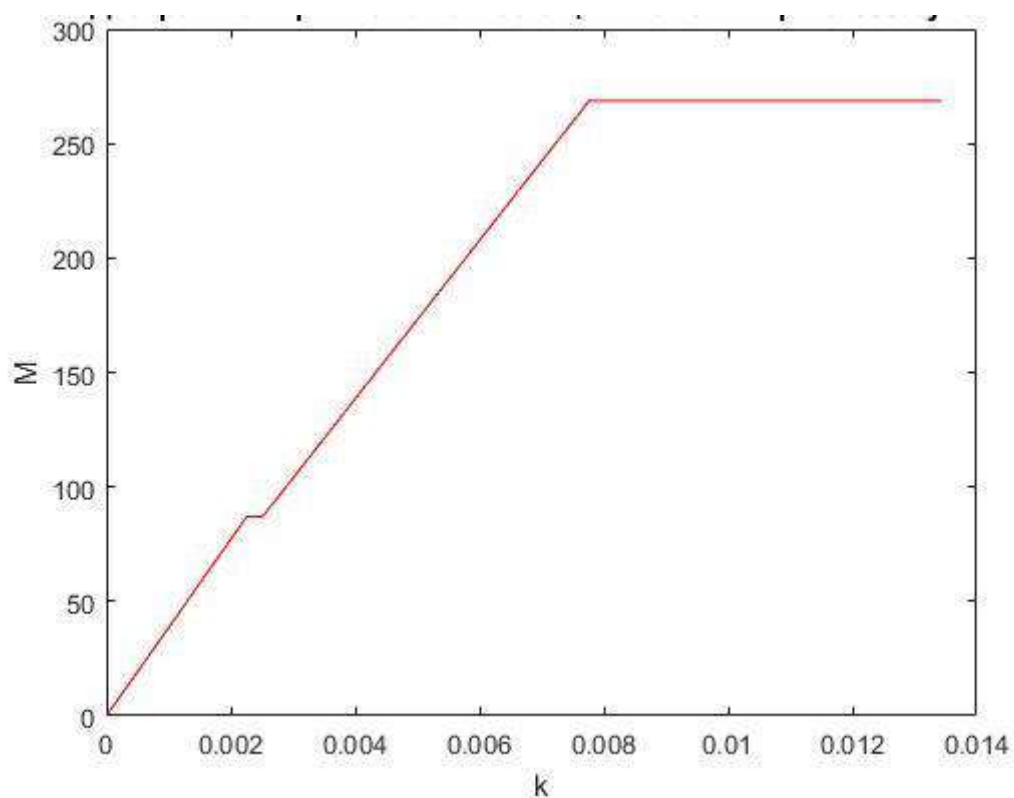


Рис.5.4 Діаграма «згинальний момент – кривизна» при $t = 300$ діб

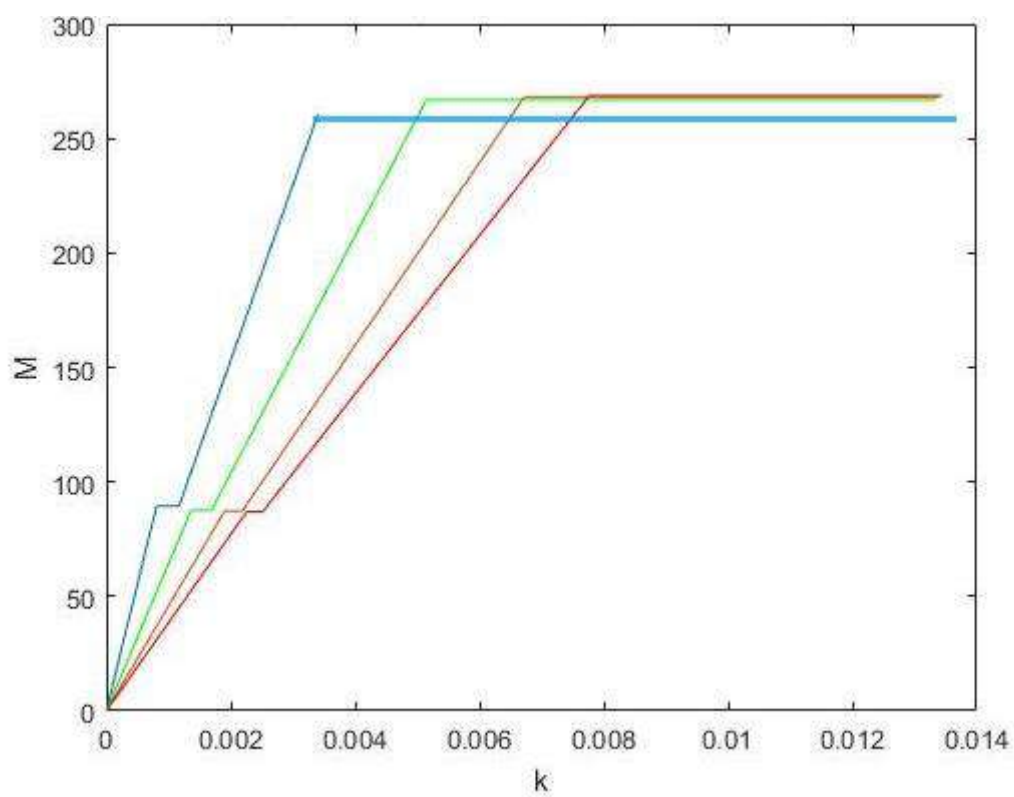


Рис.5.5 Зведена діаграма «згинальний момент – кривизна»
при $t = 28, 100, 200, 300$ діб

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 5

1. Запропонований алгоритм побудови діаграм «згинальний момент-кривизна» з урахуванням повзучості та тріщиноутворення згинальних елементів.

2. Розроблена програма в програмі MATLAB, що дозволяє будувати лінеаризовані діаграми «згинальний момент-кривизна» з можливістю оцінки напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням процесів тривалості і зведення конструкцій, а також повзучості та тріщиноутворення бетону.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Створена розрахункова модель напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій несучих систем багатоповерхових будівель з урахуванням процесів їх зведення, тріщиноутворення та тривалості дії навантаження, що ґрунтується на чисельно-аналітичному методі граничних елементів.

2. Розроблений алгоритм формування матриць чисельно-аналітичного методу граничних елементів при розрахунку багатопролітних каркасних конструкцій з урахуванням поетапного формування розрахункової схеми, а саме для двопролітних рамно-зв'язкових каркасних конструкцій поверховістю від одного до п'яти поверхів.

3. Розвинена методологія застосування чисельно-аналітичного методу граничних елементів для розрахунку залізобетонних каркасних конструкцій з урахуванням впливу процесів зведення будівлі та процесів тріщиноутворення залізобетону.

4. Виявлені та вивчені особливості формування напружено-деформованого стану елементів несучих систем багатоповерхових будівель в процесі зведення на прикладі рамно-зв'язкових і рамних каркасних конструкцій.

При порівнянні значень згинальних моментів, отриманих в результаті розрахунку рамно-зв'язкового каркасу будівлі, слід зазначити, що порушення технології монтажу при повному розрахунковому навантаженні, з урахуванням поетапного зведення будівлі, виявляє «розрахункове» руйнування ригеля в прольоті (значення згинальних моментів перевищують розрахункову несучу здатність перерізів), а при характеристичному навантаженні з урахуванням поетапного зведення будівлі забезпечується запас міцності 1,18%.

Врахування порядку завантаження та тріщиноутворення при дії навантаження порівняно з результатами розрахунку за класичною

розрахунковою схемою призводить до збільшення згинальних моментів в прольоті на 1,60%...6,0%. В опорних перерізах ригелів момент збільшується на 1,20%...3,40% і зменшується до 11,5%.

5. Розроблені пропозиції з урахуванням впливу повзучості та тріщиноутворення бетону на напружено-деформований стан при розрахунку залізобетонних несучих рамних систем, а саме: розроблена програма в системі комп'ютерної математики MATLAB, що дозволяє будувати лінеаризовані діаграми «згинальний момент-кривизна» з можливістю оцінки напружено-деформованого стану залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням процесів тривалості і зведення конструкцій, а також повзучості та тріщиноутворення бетону.

6. Виконані порівняння результатів розрахунків за запропонованою методикою з результатами розрахунків з використанням ПК Ліра-САПР відрізняються в колонах нижнього поверху до 61,4%, в ригелях нижнього поверху – до 10%.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Акбулатов Э.Ш. Расчет несущих систем многоэтажных зданий на неравномерно-деформированном основании / Э.Ш. Акбулатов. // Пространственные конструкции в Красноярском крае. – 1992. – С. 108–116.
2. Александров А.В. Особенности напряженно-деформированного состояния оболочечно-стержневого каркасу современного высотного здания / [А.В. Александров, Н.И. Карпенко, В.И. Травуш и др.]. // Известия вузов. Строительство. – 1998. – №3. – С. 132–136.
3. Алликас Л.А. О расчете диафрагм зданий на вертикальные нагрузки в процессе возведения здания / Л.А. Алликас. // Труды Таллинского политехнического института. – 1980. – №488. – С. 7–11.
4. Алмазов В.О. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций высотного здания / В.О. Алмазов, А.Н. Климов. // Вестник МГСУ. – 2013. – С. 102–109.
5. Арленинов П.Д. Деформирование и устойчивость сжатых и внецентренно-сжатых стержневых железобетонных элементов с учетом ползучести и трещинообразования: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Арленинов П.Д. – Москва, 2016. – 143 с.
6. Арутюнян Н.Х. Механика растущих вязкоупругопластических тел / Н.Х. Арутюнян, А.Д. Дроздов, В.Э. Наумов. – Москва: Наука, 1987. – 471 с.
7. Арутюнян Н.Х. Расчет строительных конструкций с учетом ползучести / Н.Х. Арутюнян, А.А. Зевин. – Москва: Стройиздат, 1988. – 256 с.
8. Ашкинадзе Г.Н. Железобетонные стены сейсмостойких зданий: Исследования и основы проектирования / [Г.Н. Ашкинадзе, М.Е.Соколов., Л.Д.Мартынова и др] // Под ред Ашкинадзе Г.Н. и Соколова М.Е. – М.: Стройиздат, 1988. –504 с.

9. Бабич В.Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Бабич В.Є. – Полтава, 2005. – 176 с.
10. Баженов В.А. Строительная механика. Специальный курс. Применение метода граничных элементов / В.А.Баженов, А.Ф.Дащенко, Л.В.Коломиец, В.Ф.Оробей // Учебное пособие. Одесса, «Астропринт», 2001. – 288 с.
11. Баженов В.А. Численные методы в механике / В.А.Баженов, А.Ф.Дащенко, Л.В.Коломиец, В.Ф.Оробей, Н.Г.Сурьянинов. – О.: «Стандартъ», 2005. – 564 с.
12. Байков В.Н. Определение внутренних усилий статически неопределимых железобетонных балок и прогибов с учетом неупругих свойств конструкции / В.Н.Байков. // Бетон и железобетон. – 1965. – №4. – С.38-41.
13. Байков В.Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры / В.Н. Байков. // Известия вузов: Строительство и архитектура. – 1981. – №65. – С. 26 – 32.
14. Бакушев С.В. К вопросу о расчете деформируемых тел с учетом геометрической и физической нелинейности / С.В. Бакушев. // Известия вузов. Строительство. – 2003. – №8. – С. 20 – 25.
15. Балан Т.А. Применение конечных элементов тонкостенных стержней для расчета несущих систем высотных зданий / Т.А. Балан, Н.И. Пресняков, В.П. Тищенко. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1985. – №4. – С. 24–27.
16. Бамбура А.М. До розрахунку плоских залізобетонних рам з перемінною жорсткістю стержнів деформаційним методом з урахуванням фактору часу / А.М.Бамбура, О.Ю.Болотов. //

- Строительство, материаловедение, машиностроение. – 2016. – С. 16 – 24.
17. Бамбура А.М. Экспериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. докт. техн. наук: 05.23.01 / Бамбура А.М. – Київ, 2005. – 379 с.
 18. Барабаш М.С. Нелинейность в ЛИРА-САПР Алгоритмы создания расчетных моделей с учетом нелинейной работы конструкций [Электронный ресурс] / М.С.Барабаш, Д.Городецкий, М.Ромашкина. – 2018. – Режим доступа до ресурсу: <https://help.liraland.ru/984/3426>.
 19. Барабаш М.С. Влияние процесса возведения на пространственную работу несущих систем зданий / М.С.Барабаш. //Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. – 2012. – №. 65. – С. 29 – 33.
 20. Барабаш М.С. Методы компьютерного моделирования процессов возведения высотных зданий / М.С.Барабаш. //International journal for computational civil and structural engineering. – 2012. – Т. 8. – №. 3. – С.58
 21. Барабаш М.С. Численное моделирование НДС конструкций с учетом стадий жизненного цикла зданий и сооружений / М.С.Барабаш. // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering.– Москва: Изд-во «АСВ. – 2015. – Т. 11. – №. 1-С. – С. 80 – 90
 22. Баранова Т.И. Сборно-монолитный жилой дом / Т.И. Баранова и др. // Жилищное строительство. – 1999. – №2. – С. 16 – 17.
 23. Беглов А.Д. Ползучесть бетона и модели Евростандартов / А.Д.Беглов, Р.С.Санжаровский, В.М.Бондаренко. // Бетон и железобетон. – 2005. №2. – С. 29 – 30.
 24. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. – Офіц. изд. Київ:

- Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 166с. – (Нормативний документ Мінрегіонбуд України)
25. Бондаренко В.М. Диалектика механики железобетона / В.М.Бондаренко. // Бетон и железобетон. – 2002. – №1. – С. 24 – 27.
 26. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко. – Харьков: Харьковского университета – 1968. – 323 с.
 27. Бондаренко В.М. Основные принципы расчета железобетонных статически неопределимых конструкций с учетом нелинейности деформирования, ползучести и наличия трещин / В.М.Бондаренко, Л.И.Борисова. // Строительные конструкции. – К.: Будивельник. – 1972. – № 19. С.
 28. Бондаренко В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: Монография. / В.М.Бондаренко, В.И.Колчунов. – М.: Изд. АСВЮ – 2004. – 472 с.
 29. Бритвин Е.И. Программный комплекс для расчета конструкций / Е.И. Бритвин. // Промышленное и гражданское строительство. – 1995. – №5. – С. 35–37.
 30. Вайнберг Д.В. Метод конечного элемента в механике деформируемых тел / Д.В.Вайнберг, А.С.Городецкий, В.В.Киричевский, А.С.Сахаров. // Прикладная механика. – 1972. – Т 8. № 8. – С. 3-28.
 31. Водопьянов Р.Ю. ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС ЛИРА-САПР®. Руководство пользователя. Обучающие примеры / Р.Ю.Водопьянов, В.П.Титок, А.Е.Артамонова, М.А.Ромашкина. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. Электронное издание., 2017 г. – 535 с.
 32. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А.А.Гвоздев – М.: Госстройиздат, 1949. – 249с.

33. Гвоздев А.А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации / А.А.Гвоздев. // Труды конференции по пластическим деформациям. – М. – Л.: АН СССР, 1938.
34. Гвоздев А.А. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии / А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1965. – №2. – С. 20–23.
35. Геммерлинг А.В. Расчет стержневых систем / А.В. Геммерлинг. – Москва: Центр. науч.-исслед. ин-т строит. конструкций им.В.А. Кучеренко, 1974. – 207 с. – (Стройиздат).
36. 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. – 1973. – №3. – С. 27–37.
37. Гольшев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б.Гольшев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук, А.В.Харченко, И.В.Руденко; Под ред. А.Б.Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.:Будивэльник, 1990. – 544 с.
38. Гольшев А.Б. Расчет сборно-монолитных конструкций, с учетом фактора времени / А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, Ю.А. Колпаков. – Киев: Будивельник, 1969. – 219 с.
39. Городецкий А.С. Учет нелинейной работы железобетона в инженерных расчетах. Режим "инженерная нелинейность" в ПК ЛИРА-САПР / А.С.Городецкий, М.С.Барабаш.// Містобудування та територіальне планування. – 2016. – Вип. 61. – С. 19-26. – Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/MTP_2016_61_6
40. Городецкий А.С. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона / [А.С. Городецкий, Л.Г. Батрак, Д.А. Городецкий и др.]. – Киев: Факт, 2004. – 106 с.

41. Городецкий А.С. Учет нелинейной работы железобетонных конструкций в практических расчетах / А.С.Городецкий, М.С.Барабаш // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. – 2014. – № 77. – С. 54–59.
42. Городецкий С.А. Компьютерные модели конструкций / С.А. Городецкий, И.Д. Евзеров. – Киев: Факт, 2007. – 394 с.
43. Дащенко А.Ф. Численно – аналитический метод граничных элементов. Том 2 / А.Ф.Дащенко, Л.В.Коломиец, В.Ф.Оробей, Н.Г.Сурьянинов. – О.: ВМВ, 2010. – 510 с.
44. Дащенко А.Ф. Численно – аналитический метод граничных элементов. Том 1 / А.Ф. Дащенко, Л.В. Коломиец, В.Ф. Оробей, Н.Г. Сурьянинов – О.: ВМВ, 2010. – 451 с.
45. ДБН В. 1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
46. ДБН В. 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
47. Дорофеев В.С. Исследование несущей способности железобетонных рамных конструкций с использованием линеаризованных диаграмм «изгибающий момент – кривизна» / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко. // Будівельні конструкції. – 2013. – Вип. 78(1). – С.520 – 526.
48. Дорофеев В.С. К построению линеаризованных диаграмм деформирования изгибаемых железобетонных элементов / В.С. Дорофеев А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць, Рівне, НУВГП. – 2011. – №22. – С.320–327.

49. Дорофеев В.С. Дослідження міцності приопорних ділянок позацентрово розтягнутих залізобетонних балок. / [В.С.Дорофеев, В.М.Карпюк, Н.К.Высочан та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2009. – №33. – С.63-72.
50. Дорофеев В.С. О влиянии порядка загрузки на напряженно-деформированное состояние железобетонных рамных конструкций / В.С.Дорофеев, А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко, Н.К.Высочан // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. – Макіївка, 2011. – Випуск 2011 – 4(90) – С.87 – 94.
51. Дорофеев В.С. О влиянии порядка формирования расчетной схемы на напряженно-деформированное состояние железобетонного рамно-связевого каркасу / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, ОДАБА, 2012. – №47 ч.2 – С.118 – 125.
52. Дорофеев В.С. О необходимости и постановке системных экспериментальных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов, испытывающих сложные деформации, с целью уточнения и развития методов их расчета / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк и др. // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 62. Том 2. – К.: НДІБК, 2005. – С. 160 – 167.
53. Дорофеев В.С. О применении линеаризированных диаграмм «изгибающий момент – кривизна» при расчете статически неопределимых железобетонных рамных конструкций / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко. // Вісник ОДАБА. – Одесса, 2012. – №46. – С.96 – 101.
54. Дорофеев В.С. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона / В.С. Дорофеев, В.Ю. Барданов. Монография. – Одесса: Издательство ОГАСА, 2003. – 210 с.

55. Дроздов П.Ф. Авторское свидетельство №1408034 СССР, МКИ4Е04В 1/16. Многоэтажное здание // Открытия. Изобретения. – 1988. – №25.
56. Дроздов П.Ф. Авторское свидетельство №377765. Способ исследования строительных конструкций на моделях. / Л.З.Аншин, Л.Л.Паньшин // 1973. – №18.
57. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов / Дроздов П.Ф. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.
58. Дроздов П.Ф. Некоторые особенности расчета 36-этажного здания нового типа / П.Ф. Дроздов, М.И. Додонов. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1974. – №5. – С. 61 – 64.
59. Дроздов П.Ф. Новая конструкция монолитных многоэтажных зданий / П.Ф. Дроздов, Н.И. Сенин, В.Ю. Кияшко. // Бетон и железобетон. – 1990. – №10. – С. 10 – 11.
60. Дроздов П.Ф. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / П.Ф. Дроздов, М.И. Додонов, Л.Л. Паньшин, Р.Л. Саруханян. – М.: Стройиздат, 1986. – 351 с.
61. Дроздов П.Ф. Ресурсосберегающее проектирование многоэтажных зданий / П.Ф. Дроздов. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – №6. – С. 12 – 14.
62. Завьялова О.Б. Учёт истории возведения и нагружения сборных рамных каркасов / О.Б. Завьялова. // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – С. 34-39.
63. Завьялова О.Б. Учет последовательности монтажа конструкций при расчете усилий в рамных системах / О.Б. Завьялова. // Известия вузов. Строительство. – 2009. – № 2. – С. 115-122.
64. Залесов А.С. Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам / А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков. // Бетон и железобетон. – 2002.-№5 – С.15-19.

65. Залесов А.С. Современное состояние и дальнейшее развитие методов расчета и нормативной базы железобетонных конструкций / А.С.Залесов, Т.М.Пецольд, В.В.Тур и др. // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Материалы международной конф. – 1997. – С.1-27.
66. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике / О.К. Зенкевич. – М.: Стройиздат, 1975. – 541 с.
67. Кабанцев О.В. Технология расчетного прогноза напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом истории возведения, нагружения и деформирования / О.В. Кабанцев, В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.В. Перельмутер. // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2011, vol. 7, Issue 3, pp. 110–117.
68. Кабанцев О.В. Метод расчета многоэтажных зданий с учетом процесса изменения расчетной схемы при различных режимах работы / О.В.Кабанцев. // Вестник МГСУ. – 2013. – № 10. – С. 43-51.
69. Кабанцев О.В. Методы расчета сейсмоусиления конструкций из каменной кладки односторонними монолитными железобетонными аппликациями / О.В.Кабанцев. // Вестник МГСУ.– 2011.– №2 (т. 1). С.51 – 57.
70. Кабанцев О.В. Оценка влияния локальных дефектов перекрытия на основе учета поэтапного изменения расчетной схемы под нагрузкой / О.В.Кабанцев, С.В.Горбатов, К.О.Песин. // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – №. 2. – С. 89 – 108.
71. Кабанцев О.В. Повышение сейсмостойкости каменных конструкций односторонними аппликациями из торкрет-бетона / [О.В.Кабанцев, Г.П.Тонких, О.А.Симаков и др.]. // Аэропорты. Прогрессивные технологии. – 2011. – №2. – С.26 – 32.

72. Кабанцев О.В. Расчет несущих конструкций зданий с учетом истории возведения и поэтапного изменения основных параметров расчетной модели / О.В. Кабанцев, А.В. Карлин. // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 7. – С. 33 – 35.
73. Кабанцев О.В. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции / О.В. Кабанцев, А.Г.Тамразян. // Инженерно-строительный журнал. – 2014.– №5(49). – С. 15-26.
74. Кабанцев О.В. Учет изменения жесткостей элементов в процессе монтажа и эксплуатации / О.В. Кабанцев, А.В. Перельмутер. // Инженерно-строительный журнал. – 2015. – №5. – С. 6 – 14.
75. Кабанцев О.В. Учет различных режимов работы конструкций при расчете несущих систем зданий / О.В.Кабанцев. //Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. – 2016. – С. 146 – 154.
76. Кабанцев О.В. Экспериментальные исследования несущей способности каменной кладки с трещинами при их инъецировании цементным раствором по разрядно-импульсной технологии / О.В.Кабанцев, Г.П.Тонких., В.Я.Еремин, М.В.Тихонов. // Вестник МГСУ. –2011. Т. 1.– №2. –С. 127 – 135.
77. Кап В.В. Сборно-монолитные жилые дома с малогабаритными квартирами / В.В.Кап, Я.Е.Козицын. // Промышленное и гражданское строительство. – 1999. –№12. – С. 15 – 17.
78. Карпенко Н.И. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов / Н.И.Карпенко, Т.А.Мухамедиев, М.И.Сапожников. // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. - М.: НИИЖБ. – 1987. – С. 25 – 34.
79. Кір'язєв П.М. Спосіб чисельного моделювання конструкцій висотної споруди в нелінійній постановці / П.М.Кір'язєв, М.С.Барабаш, М.А.Ромашкіна. // Нові технології в будівництві. – 2013. – С. 23 – 27.

80. Ковров А.В. Автоматизация формирования матриц численно-аналитического метода граничных элементов при расчете многопролетных неразрезных балок переменной жесткости / А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, № 26. – Одеса: ОДАБА. –2007. – С. 184 – 189.
81. Ковров А.В. Автоматизация формирования матриц численно-аналитического варианта метода граничных элементов при статическом расчете плоских многопролетных одноэтажных рам / А.В.Ковров, Т.А.Синюкина, Т.С.Цатуров, А.В.Ковтуненко // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБА. – 2011. – № 5. – С.36 – 43.
82. Ковров А.В. К анализу закономерностей деформирования сечений неразрезных железобетонных балок / А.В.Ковров, Р.Э.Чайковский, Т.А.Синюкина. // Вісник ОДАБА. – Одесса. – 2007. – № 27. – С.178 – 183.
83. Ковров А.В. Напряженно-деформированное состояние неразрезных железобетонных балок: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Ковров А.В. – О.: ОДАБА, 2007. – 216 с.
84. Ковров А.В. Напряженно-деформированное состояние железобетонных пространственных рамных конструкций [Монография]/ А.В.Ковров, А.М.Кушнир, А.В.Ковтуненко, Н.К.Высочан. – Одесса: 2015. – 215с.
85. Ковров А.В. О закономерностях формирования матриц численно-аналитического варианта МГЭ при расчете железобетонных рамных конструкций / А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – О.: ОДАБА, 2009. – №34. – С.360 – 366.
86. Ковров А.В. О формировании напряженно-деформированного состояния железобетонных рамно-связевых каркасов с учетом

- изменения технологи их возведения/ А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко, А.М.Кушнир, Н.К.Высочан, // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник научных трудов – Минск: Колорград,– Вип. №8. – 2016 – С.84 – 97.
87. Ковтуненко А.В. Расчет статически неопределимых железобетонных рамных конструкций с учетом трещинообразования: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Ковтуненко А.В. – О.: ОДАБА, 2012. – 162 с.
88. Кодыш Э.Н. Расчет связевых каркасов многоэтажных зданий в стадии монтажа / Э.Н. Кодыш, Л.М. Янкилевич // Железобетонные конструкции промышленных зданий. – М.: ЦНИИпромзданий, 1989. – С. 179 – 191.
89. Кодыш Э.Н. Совершенствование расчетов многоэтажных зданий методом сосредоточенных деформаций / Э.Н.Кодыш, А.Н.Мамин, В.Ю.Власов. // Промышленное гражданское строительство. – 2001. – №2. – С. 34 – 37.
90. Косицын Б.А. Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий / Б.А. Косицын – М.: Стройиздат, 1971. – 110 с.
91. Коянкин А.А. Оценка напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных конструкций с учетом процесса монтажа / А.А. Коянкин, В.М. Митасов. // Известия вузов. Строительство. – 2016. – №4. – С. 101 – 107.
92. Коянкин А.А. Экспериментальные исследования влияния поэтапного возведения и загрузки сборно-монолитного изгибаемого элемента на его напряженно-деформированное состояние / А.А.Коянкин, В.М.Митасов, И.Я.Петухова, Т.А.Цхай // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2019. – № 6. Т. 21. – С. 101–114. DOI: 10.31675/1607-1859-2019-21-6-101-114
93. Кургузов В.Д. О численном решении геометрически нелинейных задач строительной механики [Текст] / В.Д. Кургузов // Известия вузов. Строительство. – 2009. – № 3/4. – С. 14 – 22.

94. Лишак В.И. и др. Универсальная каркасно-стеновая система / В.И. Лишак. // Жилищное строительство. – 1991. – №8. – С. 3 – 5.
95. Лишак В.И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ / В.И. Лишак. – М.: Стройиздат, 1977. – 176 с.
96. Люблинский В.А. Особенности расчета несущих систем здания в процессе монтажа. / В.А. Люблинский. // Математическое моделирование, численные методы и комплексы программ: Межвуз. темат. сб. трудов. – СПб., 2000. – Вып.6. – С. 106-110.
97. Люблинский В.А. Исследование несущих систем многоэтажных зданий в процессе возведения / В.А. Люблинский // Сб. науч. трудов «Прочность, надежность и долговечность строительных конструкций». – Магнитогорск. – 1994. – С. 59 – 62.
98. Люблинский В.А. Моделирование несущих систем многоэтажных зданий при нелинейной работе их элементов / В.А. Люблинский, Н.Н. Люблинская. // Математическое моделирование, численные методы и комплексы программ: Межвуз. сб. трудов. СПбГАСУ, Санкт-Петербург. – 1998. – №4. – С. 186.
99. Люблинский В.А. Моделирование пространственных несущих систем многоэтажных зданий в стадии монтажа. / В.А. Люблинский. // Математическое моделирование, численные методы и комплексы программ: Межвуз. темат. сб. трудов/СПбГАСУ. – СПб., 1999. – Вып.5. – С. 98-101.
100. Люблинский В.А. Оценка влияния процесса возведения несущих конструкций по МКЭ / В.А. Люблинский, О.В. Ширлова // Строительство: материалы, конструкции, технологии: материалы I(VII) Всероссийской научно-технической конференции. – Братск: ГОУ ВПО «БрГУ». – 2009. – С. 17-20.
101. Люблинский В.А. Совместная работа ядер жесткости и каркасно - панельной обстройки в несущих системах многоэтажных зданий : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Люблинский В.А. – Москва, 1982. – 203 с.

102. Люблинский В.А. Учет изменения расчетной схемы и величины вертикальной нагрузки в процессе возведения здания / В.А.Люблинский. // МИСИ. – 1982. – С. 7.
103. Маєвська І.В. Вплив врахування нелінійної роботи матеріалів на напружено-деформований стан залізобетонного перекрыття [Електронний ресурс] / І.В.Маєвська, Д.В.Бардига // Матеріали XLIX науково-технічної конференції підрозділів ВНТУ, Вінниця, 27 – 28 квітня 2020 р. – 2020. – Режим доступу: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp2020/paper/view/9296>.
104. Маилян Л.Р. Расчет статически неопределимых стержневых железобетонных систем. Учебное пособие. / Л.Р.Маилян. – Ростов н/Д: Рост. инж.-строит. ин-т, 1988. – 91 с.
105. Маилян Л.Р. Сопротивление железобетонных статически неопределимых балок силовым воздействиям / Л.Р.Маилян. – Ростов-на-Дону: Сев.-Кавк. науч. центр высш. шк. – Ростов н/Д, 1989. – 176 с. – (Изд-во Рост. ун-та,).
106. Максименко В.А. Перспективные направления формирования монолитных жилых домов с гибкой планировочной структурой / В.А.Максименко, С.И.Яхкинд. // Промышленное и гражданское строительство. – 1999. – №12. – С. 24–25.
107. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия / А.Н.Бамбура, В.Я.Бачинский, Н.В.Журавлева, И.Н.Пешков. – К.:НИИСК, 1987. – 25с.
108. Мищенко А.В. Нелинейное деформирование бетонных элементов при продольно-поперечном изгибе / А.В.Мищенко, Ю.В.Немировский. // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2013. – №4. – С. 3–12.
109. Мурашев В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В.И.Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.

110. Назаров Ю.П. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкций / Ю.П.Назаров, В.Н.Симбиркин, А.С.Городецкий. // Актуальные проблемы исследований по теории сооружений: Сборник научных статей в двух частях/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – Ч. 2. – М.: ЦПП, 2009. – С. 204 – 216.
111. Немировский Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов и раскрытие трещин в них / Я.М.Немировский. // Исследования обычных и предварительно напряженных конструкций / Я.М. Немировский. – М.: Стройиздат, 1949. – С.55 – 82.
112. Немировский Я.М. К вопросу о расчете жесткости изгибаемых железобетонных элементов / Я.М.Немировский // Бетон и железобетон. – 1955. – № 7. С. 250-254.
113. Немчинов Ю.И. Метод пространственных конечных элементов (с приложениями к расчету зданий и сооружений) / Ю.И. Немчинов. – К.: НИИСК, 1995. – 367 с.
114. Оробей В.Ф. Применение метода граничных элементов. Учебное пособие / В.Ф.Оробей, А.В.Ковров. – Одесса, 2004. – 122 с.
115. Остапенко А.Ф. О новом направлении в конструировании высотных зданий / А.Ф.Остапенко. // Бетон и железобетон. – 1993. – №9. – С.2 –3.
116. Паньшин Л.Л. Перераспределение усилий между элементами несущей системы каркасно–панельного здания / Л.Л.Паньшин. // Бетон и железобетон. – 1987. – №7. – С. 30–31.
117. Паньшин Л.Л. Применение нелинейного метода расчета в проектировании общественных каркасно-панельных зданий / Л.Л. Паньшин, В.Л. Симонов. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1989. – №6. – С. 51–54.
118. Перельмутер А.В. Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой / А.В.Перельмутер, О.В.Кабанцев. – Москва: Изд-во СКАД СОФТ, 2015. – 148 с. – (Изд-кий дом АСВ).

119. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Электронный ресурс] / В.И.Сливкер, А.В.Перельмутер . – М. : ДМК-Пресс, 2009 . – 597 с.: ил. – (Проектирование) . – ISBN 5-94074-352-8 . – Режим доступа: <https://rucont.ru/efd/199517>
120. Петреня Е.Н. Поэтапный расчет элементов строительных конструкций из нелинейно-деформируемых материалов с учетом изменений во времени их характеристик и деформаций усадки ползучести / Е.Н. Петреня, А.А. Петранин. // Известия вузов. Строительство. – 2003. – №9. – С. 135–140.
121. Подольский Д.М. Пространственный расчет зданий повышенной этажности / Д.М.Подольский. – Москва: Стройиздат, 1975. – 159 с.
122. Поляков С.В. К определению усилий в несущих элементах зданий при действии горизонтальных нагрузок. / С.В.Поляков. // «Строительная механика и расчет сооружений». – 1969. – №2. – С.12–14.
123. Поляков С.В. Влияние жесткости перекрытий на распределение усилий между несущими вертикальными и горизонтальными конструкциями здания / С.В.Поляков. // «Бетон и железобетон». – 1968. – №8. – С. 42–47.
124. Попов О.А. Управление строительными процессами с помощью моделирования их параметров / [О.А.Попов, О.И.Лапина, Н.К.Высочан та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2008. – №30. – С.265–268.
125. Прокопович И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояние сооружений / И.Е. Прокопович. – М.: Госстройиздат, 1963. – 260 с.
126. Прокопович И.Е. О построении зависимостей между напряжениями и деформациями нелинейной теории ползучести / И.Е.Прокопович, А.Ф.Яременко, П.Г.Балдук. // Известия вузов: Строительство и архитектура. – 1985. – № 1. – С. 8-9.

127. Прокопович И.Е. О приближенном способе определения прогибов железобетонных балок при длительном действии нагрузки / И.Е.Прокопович, И.И.Темнов, В.И.Шатохин. // Строительные конструкции. – К.: Будівельник. – 1967. – №5. – С. 7 -21.
128. Прокопович И.Е. Об учете перераспределения внутренних усилий в железобетонных статически неопределимых конструкциях при длительном действии нагрузки / И.Е.Прокопович, В.А.Зедгенидзе. // Строительные конструкции. – 1972. – № 19. – С. 95-100.
129. Прокопович И.Е. Прикладная теория ползучести / И.Е.Прокопович, В.А.Зедгенидзе. – М.: Стройиздат, 1980. – 240 с.
130. Рашба Э.И. Определение напряжений в массивах от действия собственного веса с учетом порядка их возведения / Э.И.Рашба. // Сб. тр. ин-та строит. механики АН УССР. – 1953. – № 18. – С. 23–27.
131. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций/ НИИЖБ Госстроя СССР.- М.:Стройиздат,1988 -121 с.
132. Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материала / А.Р.Ржаницын. – М.: Госстройиздат, 1954. – 288 с.
133. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки / А.Р.Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
134. Ржаницын А.Р. Теория ползучести / А.Р.Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1968. – 416 с.
135. Ржаницын А.Р. Теория составных стержней строительных конструкций / А.Р.Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1948. – 192 с.
136. Роговий С.І. Проблеми дослідження і реалізації діаграм стану бетону в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій / С.І.Роговий // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК. – 2003. – № 59. – Книга 1. – С. 137-142.
137. Розенберг М.Я. О влиянии конструктивных особенностей железобетонных диафрагм жесткости многоэтажных каркасных зданий

- на их несущую способность / М.Я. Розенберг. // Строительная механика и расчет сооружений.–1992.–№1. – С. 24-30.
138. Руденко И.В. К разработке инженерных способов решения задач нелинейной теории ползучести железобетона / И.В.Руденко, А.Б.Голышев. // Строительные конструкции. – К.: Будивельник. – 1970. – № 16. – С. 22-28.
139. Сапожников А.И. Трехмерная расчетная схема многоэтажного здания / А.И.Сапожников // Известия вузов. Строительство.–1996. – №3. – С. 25-26.
140. Сапожников А.И. Учет последовательности возведения зданий методом конечных элементов с поэтажным формированием расчетной модели / А.И.Сапожников, С.М.Григоршев. // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2010. – №1. – С. 19-26.
141. Сапожников А.И. Учет последовательности возведения каркасных зданий различной конструктивной схемы [Текст] / А.И.Сапожников, С.М.Григоршев. // Изв. вузов. Строительство. – 2010. – №. 2.– С. 96-105.
142. Сапожников М.А. Учет геометрической нелинейности при расчете стержневых конструкций методом конечных элементов / М.А.Сапожников. // Бетон и железобетон. – 1990. – №6. – С. 33-35.
143. Сергеев Н.Д. Расчет статически неопределимых систем при их многократной последовательной модификации / Н.Д.Сергеев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – №. 6. – С. 11-16.
144. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции // Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с. – (Нормативный документ)
145. Срібняк Н.М. Вплив жоркісних характеристик на напружено-деформований стан елементів монолітного перекриття готельного комплексу в м. Яремче [Електронний ресурс] / Н.М.Срібняк,

- Д.А.Роєнко // Перспективи розвитку сучасної науки : матеріали III Міжнар. наук.-практ. конф., (м. Чернігів, 6-7 травня 2016 р.). – У 2-х ч. – Херсон : Гельветика, 2016. – Ч. I. – С. 97-101.
146. Стрелец-Стрелецкий Е.Б. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие / [Е.Б.Стрелец-Стрелецкий, В.Е.Боговис, Ю.В.Гензерский та ін.]. – Киев: издательство Факт, 2008. – 164 с.
147. Ступников С . А . Напряженно-деформированное состояние стержневых конструкций с учетом их наращивания и ползучести материала / С . А . Ступников. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1989. – №5. – С. 35-37.
148. Сызранцев В.Н. Расчет напряженно – деформированного состояния деталей методами конечных и граничных элементов / В.Н.Сызранцев, К.В.Сызранцева. // Монография. Курган, Курганского гос. ун – та, 2000. – 111 с.
149. Темнов И.И. Изгиб железобетонных балок с обычной арматурой при длительной нагрузке / И.И.Темнов. // Известия вузов: Строительство и архитектура. – 1962. – № 3. – С. 59-75.
150. Узун И.А. Расчет параметров напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов с применением деформационной модели / И.А.Узун // Будівельні конструкції. – НДІБК, 2003. – № 59. – Книга 1.- С.346-351.
151. Узун И.А. Реализация диаграмм деформирования бетона при однородном и неоднородном напряженных состояниях / И.А.Узун // Бетон и железобетон. – 1991. – №8.– С. 19-20.
152. Улицкий И.И. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов / И.И.Улицкий, Н.С.Метелюк, Г.М.Реминец. – К.: Госстройиздат УССР, 1963. – 86 с.
153. Улицкий И.И. Определение перемещений (жесткости) железобетонных изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при

- длительном действии нагрузки. Строительные конструкции / И.И.Улицкий, И.В.Руденко. – К.: Будивельник, 1965. – Вып. I.
154. Чевская Е.А. Пространственная работа несущих систем каркасных и панельных многоэтажных зданий в процессе возведения : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Чевская Е.А. – Братск, 2001. – 153 с.
155. Чобан Г.С. Расчет неразрезных железобетонных балок с использованием модели физической нелинейности железобетона / Г.С.Чобан, В.Г.Бессонов. // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1989. – № 10. – С. 10–13.
156. Шеин А.И. Метод сеточной аппроксимации элементов в задачах строительной механики нелинейных стержневых систем / А.И.Шеин. – Пенза: ПГУАС, 2005. – 248 с.
157. Шеин А.И. Учет истории нагружения рамных систем для повышения достоверности результатов расчета / А.И.Шеин, О.Б.Завьялова. // Перспективы развития строительного комплекса: Матриалы VI Международной научно-практической конференции. 22–26 октября 2012 г. / под общ. ред. В. А. Гутмана, А. Л. Хаченьяна. – Астрахань: ГАОУ АО ВПО «АИСИ». – 2012. – С.57-66.
158. Шмуклер В.С. Учет полной диаграммы « $\sigma_b - \epsilon_b$ » в алгоритме расчета железобетонных элементов / В.С.Шмуклер, И.Я.Лучковский // Будівельні конструкції: Відомчий науково-технічний збірник. – К.: НДІБК, 2003. – № 59. – С. 143-150.
159. Яременко А.Ф. Напряженно-деформированное состояние неразрезных железобетонных балок / А.Ф.Яременко, А.В.Ковров // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: Науково-технічний збірник. – К., 2004. – № 71. – С. 198-205.
160. Яременко А.Ф. О практическом способе определения жесткости железобетонных балок / А.Ф.Яременко, А.В.Ковров, Т.А.Синюкина // Вісник ОДАБА. – Одесса, 2005. – № 20. – С.389-394.

161. Яременко А.Ф. Расчет неразрезных балок с помощью метода граничных элементов в системе MATLAB / А.Ф.Яременко, В.Ф.Оробей, А.В.Ковров, Ю.А.Ковров // Бетон и железобетон в Украине: Научно-технический и производственный журнал. – № 3. – 2005. – С.6-9.
162. Ates S. Numerical modeling of continuous concrete box girder bridges considering construction stages // Applied Mathematical Modeling. 2011. Vol. 35. № 8. Pp. 3809–3820.
163. Bathe K.J. Finite element procedures in engineering analysis. Prentice-Hal. Englewood Cliffs. New Jersey, 1982.
164. Breckenridge R.A., Bugg S.L. Effects of long-time loads on prestressed concrete beams// Journal of the prestressed concrete Institute.— 1964.— №6.— P. 75-89.
165. Capriccioli A., Frosi P. Multipurpose ANSYS FE procedure for welding processes simulation // Fusion Engineering and Design. 2009. Vol. 84. № 2–6. Pp. 546–553.
166. Cki M., Kirstein A. Flexural cracks in reinforced concrete beams// Journal ACI. – 1958. – N4.– P. 23-29.
167. Cottingham W.S., Fluck P.G., Washa G.W. Creep of prestressed concrete beams// Journal ACI. – 1961.– N2.– P. 12-22
168. Fluck P.G., Washa G.W. Creep of plain and reinforced concrete// Journal ACI.– 1958.– N4.–P. 35-41.
169. Fuld St. Dehnungsmessung im schlaffen und vorgespannten Beton fur Uberwachung und Kontrolle// VDI-Ber.- 1982, №493.- S 175-180.
170. Janney J.R.,Hognestag E., Mc Henry D. Ultimate flexural strength of prestressed and conventionally reinforced concrete beams// Journal ACI.– 1956.– N2.– P.5-16.
171. K.H. Mosallam, W.-F. Chen. Design considerations for formwork in multistory concrete buildings. Construction and Building Materials. Volume 6, Issue 1. 1992. Pp. 23-30.

172. Kabantsev O. Modeling Nonlinear Deformation and Destruction Masonry under Biaxial Stresses Part 2-Strength Criteria and Numerical Experiment // Applied Mechanics and Materials. – Trans Tech Publications Ltd, 2015. – T. 725. – C. 808-819.
173. Kabantsev O., Perelmuter A. Modeling transition in design model when analyzing specific behaviors of structures //Procedia Engineering. – 2013. – T. 57. – C. 479-488.
174. Kim H.S., Shin A.K. Column Shortening Analysis with Lumped Construction Sequences // Procedia Engineering. 2011. Vol. 14. Pp. 1791-1798
175. Kovrov A.V. The effect of the loading order on the formation of the stress-strain state of reinforced concrete frame structure / A.V.Kovrov, A.V.Kovtunenکو, N.K.Vysochan // Technical Journal. – 2016. – Vol.10, 3-4. – pp. 98 – 101.
176. Kovrov A. Strain diagrams of cross-section of reinforced concrete bending elements / A. Kovrov, A. Kovtunenکو, N. Vysochan // Technical Journal. – 2017. – Vol.11, 4. – pp. 175 – 182.
177. Larry J. Segerlind Applied Finite Element Analysis. New York, London, Sydney, Toronto. 1976 – 392c.
178. Lee E. H., Rogers T. G. Termo-viscoelastic stresses in a sphere with an ablating cavity // Progress in Applied Mechanics (The Prager Anniversary Volume). New York : Macmillan Co., 1963. P. 355–371.
179. Mehmel A. Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter stahlbetonbalken// Der Bauingenier.— 1959.— N1.— S. 7-15.
180. Mitsui K., Kanemitsu T. Construction process analysis for structure by genetic algorithm // Proceedings of the 40 Anniversary Congress “Shell and Structures: From recent Past to the next Millennium”. Madrid, 1999. Pp. 31–36.

181. Pan B., Li G. Finite element simulation of cantilever construction structure // International Conference on Innovations in Electrical and Civic Engineering (ICIECE 2012) Phuket, 2012. Pp. 181–186.
182. Poojaara S.D., Patel P.V. Axial deformation of columns in multi-storey Reinforced Concrete Buildings // International Journal of Civil Engineering and Technology. 2014, Vol. 5, Issue 3. 294-300 p.
183. Richard J. Balling, S.E.; Jacob S. Lee Simplified Mode for Analysis and Optimization of Skyscrapers with Outrigger and Belt Trusses // Journal of Structural Engineering. 2014. Vol 141. No. 9.
184. Rickenstorff G., Gerster H. Ribsicherung im spannbeton // Bauplanung – Bautechnik. – 1961. – N12. –S. 35-41.
185. Sawyer H., Stephems I. Under-reinforced concrete beams under longterm loads// Journal ACI. – 1957.—№7. –P. 18-24.
186. Shelton P.D. Creep in concrete shaft linings and its effect on strain measurement// Int. J. Mining Eng.-1984.-№1.- P. 85-90.
187. Shi Q., Lu A., Zhao H., Wu A. Development and application of the adaptive mesh technique in the three-dimensional numerical simulation of the welding process // Journal of Materials Processing Technology. 2002. Vol. 121. № 2-3. Pp. 167–172.
188. Song J.Y. Simulation and analysis of construction process of Juancheng Yellow River Highway // Journal of Harbin Institute of Technology. 2010. Vol. 42. No. 1. Pp. 266–269.
189. Washa G.W., Fluck P.G. The effect of compressive reinforcement on the plastic flow of R.C. beams// Journal ACI.— 1952.— v.24.— N2.—P. 8-17
190. Zienkiewicz O.C. Cheung Y.K. The finite element method for analysis of elastic isotropic and orthotropic slabs. – Proc. I.C.E., №28, 1964.

ДОДАТОК А

**Список публікацій здобувача за темою дисертації
та відомості про апробацію результатів дисертації**

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Управление строительными процессами с помощью моделирования их параметров / [О.А. Попов, О.И. Лапина, Н.К. Высочан та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2008. – №30. – С.265–268.

2. Дослідження міцності приопорних ділянок позацентрово розтягнутих залізобетонних балок. / [В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Н.К. Высочан та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2009. – №33. – С.63-72.

3. К построению линеаризированных диаграмм деформирования изгибаемых железобетонных элементов / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. Наук. праць. – Рівне, НУВГП, 2011. – Вип. №22. – С.320-327.

4. О влиянии порядка загрузки на напряженно-деформированное состояние железобетонных рамных конструкций / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. – Макіївка, 2011. – Випуск 2011 – 4(90) – С.87-94.

5. О влиянии порядка формирования расчетной схемы на напряженно-деформированное состояние железобетонного рамно-связевого каркаса / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, ОДАБА, 2012. – №47 ч.2 – С.118-125.

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав:

6. Kovrov A.V., Kovtunenکو A.V., Vysochan N.K. The effect of the loading order on the formation of the stress-strain state of reinforced concrete frame structure. Technical Journal (Tehnički glasnik). – 2016. – Vol.10, 3-4. – pp. 98 – 101.

7. О формировании напряженно-деформированного состояния железобетонных рамно-связевых каркасов с учетом изменения технологии их возведения / А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, А.М. Кушнир, Н.К. Высочан // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник научных трудов – Минск: Колорград. – 2016. – Вып. №8. – С.84-97.

8. Kovrov A., Kovtunenکو A., Vysochan N. Strain diagrams of cross-section of reinforced concrete bending elements. Technical Journal (Tehnički glasnik). – 2017. – Vol.11, 4. – pp. 175 – 182.

Монографія

9. Напряженно-деформированное состояние железобетонных пространственных рамных конструкций [Монография] / А.В. Ковров, А.М. Кушнир, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан. – Одесса: 2015. – 215с.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

10. Kovrov A., Kovtunenکو A., Vysochan N. Strain diagrams of cross-section of reinforced concrete bending elements. International Conference Matrib 2017 June 29th-July 1st 2017 Vela Luka, p.124-131.

11. Ковров А.В., Высочан Н.К. Изменение напряженно-деформированного состояния железобетонных рамно-связевых каркасов с учетом нарушения технологии их возведения. Тези доповідей 74-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури, 17-18 травня, 2018 р. – Одеса: ОДАБА, 2018. – С.186.

12. Ковров А.В., Высочан Н.К. История загрузки как фактор формирования напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций. Тези доповідей V міжнародної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки», 22-25 травня, 2018р. – Одеса: ОДАБА, 2018. – С. 267-268.

Відомості про апробацію результатів дисертації:

- International Conference Matrib 2017 June 29th-July 1st 2017 Vela Luka (Хорватія, 29 червня -1 липня 2017р. – заочна участь);
- 74-та науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу (Україна, м. Одеса, 17-18 травня 2018р. – очна участь);
- V міжнародна конференція «Актуальні проблеми інженерної механіки» (Україна, м. Одеса, 22-25 травня 2018р. – очна участь).

ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ



Товариство з Обмеженою
Відповідальністю «СТІКОН»
Система управління якістю
ДСТУ ISO 9001-2015

Общество с Ограниченной
Ответственностью «СТІКОН»
Система управления качеством
ДСТУ ISO 9001-2015

тел/факс: (048) 775-63-64

e-mail: office@stikon.od.ua

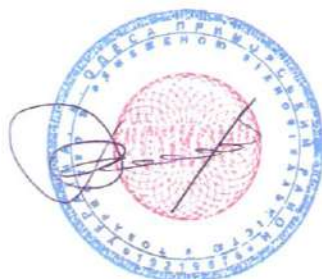
15.09.2020 № 624/01

На Ваш № _____ від _____

Довідка про впровадження

Матеріали дисертації Височан Ніни Костянтинівни «Вплив процесів зведення на напружено-деформований стан залізобетонних елементів несучих систем багатоповерхових будинків» були використані під час виконання науково-технічного супроводу проектування 2-ї черги об'єкта будівництва: «Будівництво багатоповерхового житлового комплексу з підземними паркінгами, об'єктами соціально-побутового призначення за адресою: вул. Прохорівська, 40 та реконструкцією нежитлових приміщень їдальні та клубу без зміни зовнішніх геометричних параметрів фундаментів у плані під дитячий дошкільний навчальний заклад за адресою: вул. Прохорівська, 40 «а».

Директор



О.В. Ільяш



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, тел./факс: (048) 723-69-04, тел. (048) 723-43-53,
E-mail: list@ogasa.org.ua, веб-сайт: www.ogasa.org.ua, код СДРПОУ 02071033

18.09.2020 № 29-1051

На № _____ від _____

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи
здобувачки Височан Ніни Костянтинівни
на тему: «Вплив процесів зведення на напружено-деформований стан
залізобетонних елементів несучих систем багатоповерхових будинків»

Результати досліджень Височан Н.К. впроваджені в навчальний процес при викладанні курсу «Розрахунок будівельних конструкцій за допомогою чисельно-аналітичного методу граничних елементів» для студентів другого (магістерського) рівня освітньо-наукової програми «Промислове та цивільне будівництво».

Проректор з НІПР



Ю. Крутій