МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Кафедра залізобетонних і кам'яних конструкцій

АТЕСТАЦІЙНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА
на тему:

«Визначення довжини анкерування стальної арматури у важкому бетоні за різними нормативними документами»

Виконала:
студент Павлюк А.В.

Група ПЦБ-55
факультет будівельний
спеціальність 7.092101
«Промислове та цивільне будівництво»

Завідуючий кафедрою залізобетонних та кам'яних конструкцій, д.т.н. наук, професор _____ Барашиков А.Я.
(підпис)

Науковий керівник, к.т.н., доцент _____ Скорук Л.М.
(підпис)

м. Київ – 2012

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ЗАТВЕРДЖУЮ:
Декан будівельного факультету
к.т.н., доц. Іванченко Г.М.

«___» _____ 2012 р.

Завдання на виконання атестаційної магістерської роботи

Павлюк Анастасія Василівна
(прізвище, ім'я, по-батькові)

Тема АМР:
Визначення довжини анкерування стальної арматури у важкому бетоні за різними нормативними документами

Затверджена наказом ректора від «___» _____ 2012 р. № _____

ЗМІСТ РОБОТИ

1. Вихідні дані по роботи:
нормативні документи різних країн

2. Зміст пояснювальної записки:
аналіз літературних джерел, теоретична частина, практичні розрахунки, висновки, література

3. Перелік графічного матеріалу
графічне представлення (плакати) основних результатів досліджень та креслення рішень прикладних задач

4. Календарний план виконання робіт:

№ п/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Аналіз літературних джерел	16.02.12 – 29.02.11	10%
2	Теоретична частина	01.03.12 – 10.04.11	40%
3	Практичні розрахунки	11.04.11 – 30.04.11	40%
4	Висновки, література	01.05.11 – 14.05.12	10%

5. Дата видачі завдання _____16 лютого 2012 р._____

6. Термін здачі магістрантом закінченого роботи _____14 травня 2012 р._____

Завідуючий кафедрою залізобетонних та кам'яних конструкцій, д.т.н. наук, професор _____ Барашиков А.Я.
(підпис)

Науковий керівник _____ Скорук Л.М.
(підпис)

Консультанти _____ Скорук Л.М.
(підпис)

Магістрант _____ Павлюк А.В.
(підпис)

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ЗАТВЕРДЖУЮ:
Декан будівельного факультету
к.т.н., доц. Іванченко Г.М.

«___» _____ 2012 р.

Індивідуальний план навчання

Павлюк Анастасія Василівна

(прізвище, ім'я, по-батькові)

1. Зарахований наказом ректора КНУБА №_____ від _____ р. на спеціальність 709.2101 «Промислове та цивільне будівництво».

Термін навчання з _____ по _____

2. Науковий керівник: к.т.н., доцент Скорук Л.М.

3. Тема наукових досліджень: _____

4. Наукові консультанти: _____

5. План навчальної роботи:

№ п/п	Назва дисципліни і види робіт	Форма звітності	Примітки
1	Основи наукових досліджень	залік	
2	Педагогіка вищої школи	залік	
3	Наукова іноземна мова	залік	
4	Ліцензування і патентування	залік	
5	Вища освіта України і болонський процес	залік	
6			

Науковий керівник і тема наукового дослідження затверджена рішенням Ради будівельного факультету №_____ від _____

Примітки: _____

Завідуючий кафедрою залізобетонних та кам'яних конструкцій, д.т.н. наук, професор _____ Барашиков А.Я.
(підпис)

Науковий керівник _____ Скорук Л.М.
(підпис)

Магістрант _____ Павлюк А.В.
(підпис)

Зміст

Вступ……. 3
1. Огляд літератури……. 5
1.1. Основні нормативні документи, необхідні при розрахунку…….. 7
1.2. Постановка задачі дослідження…… 9
1.3. Основні поняття та терміни……..... 11
2. Матеріали для бетонних та залізобетонних конструкцій..... 12
2.1. Бетон та його властивості……... 13
2.2. Арматура та її властивості……. 15
3. Спільна робота арматури з бетоном…… 22
4. Експериментальні методи дослідження зчеплення арматури з бетоном…… 49
5. Анкерування арматури…….. 63
6. Визначення довжини анкерування арматури в бетоні за різними нормативними документами……. 71
6.1. СНиП 2.03.01-84 *Бетонные и железобетонные конструкции……. 72
6.2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування та EN 1992-1-1:2004 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд……... 77
6.3. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры…….. 82

6.4. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры…… 86
7. Порівняння результатів визначення довжини анкерування арматури за різними нормативними документами на основі заданих вихідних даних…… 89
8. Моделювання НДС залізобетонних елементів за допомогою ЕОМ …… 94
9. Висновки по роботі…… 104
Список використаної літератури…… 106
Додаток А…… 110
Додаток Б…… 111
Додаток В…… 112
Додаток Г…… 113
Додаток Д…… 114
Додаток Е…… 115

Вступ

Конструювання різних частин залізобетонної конструкції має відповідати всім умовам, необхідним для задовільної роботи цієї споруди. Від деяких конструкцій потрібно тільки, щоб всі їх елементи могли сприймати прикладені навантаження, інші повинні зменшувати деформації окремих елементів.

Різні вимоги, пов'язані з проектуванням залізобетону, в тому числі до напруження в бетоні і сталевої арматури, крупності заповнювача в сильно армованих залізобетонних конструкціях, відстані між стрижнями, товщині захисного шару, до кріплення і анкерування арматури, а також вимоги, що стосуються виробництва, перевірці і випробуванню залізобетону, наведені в нормативних документах.

До найбільш складних задач розрахунку елементів залізобетонних конструкцій відносяться так звані контактні задачі. Це взаємодія стержневої арматури періодичного профілю, визначення напружено-деформованого стану бетону і арматури в зоні перерозподілу зусиль, сполучення анкерних і арматурних елементів та ін.

Анкерування арматури є дуже важливим аспектом проектування залізобетонних конструкцій. Тому необхідно приділяти йому достатньо уваги. Необхідно раціонально обирати спосіб анкерування арматури для отримання максимального ефекту зчеплення її з бетоном, щоб забезпечити високу надійність конструкції. На основі досвіду, вмінь та набутих знань потрібно правильно визначати довжину анкерування арматури згідно з діючими нормативними документами.

Проблема анкерування арматури в бетоні зараз є особливо

актуальною, оскільки в наш час в Україні відбувається перехід від старих будівельних нормативних документів (таких як СНиП, ГОСТ), до нових на основі сучасних технологій та набутого досвіду з урахуванням широкого ряду чинників, які впливають на роботу конструкції.

В елементах залізобетонних конструкцій спільна робота арматури з бетоном забезпечується силами зчеплення по поверхні контакту між арматурою і бетоном. Зв'язок між бетоном і арматурою має велике значення, так як ефективне використання комбінації бетону і сталі залежить від передачі напружень від бетону до сталі. Для забезпечення сприймання поздовжньою та поперечною арматурою необхідних зусиль в розглянутому перерізі, і щоб арматурні стержні могли працювати з повним розрахунковим опором, арматура повинна мати належним чином анкеруватися заведенням її за переріз на необхідну довжину або виконанням спеціальних конструктивних заходів. Сили зчеплення мають безпечно передаватися на бетон, виключаючи утворення поздовжніх тріщин та розколювання. Анкерування можна виконувати також за допомогою спеціальних анкерних пристроїв по кінцям арматури і поперечних анкерних стержнів.

Довжина анкерування залежить від діаметру і профілю стержнів, розрахункового опору арматурної сталі, виду і міцності бетону, напруженого стану оточуючого стержень бетону та ряду інших факторів.

З цією метою, використовуючи способи анкерування арматурних стержнів та формули для визначення довжини анкерування, які наведені в нормативних документах, можна уникнути багатьох негативних наслідків, пов’язаних з недотриманням правил проектування залізобетонних конструкцій.

1. Огляд літератури

Роль залізобетонних конструкцій у практиці будівництва невпинно зростає. Тривають наукові дослідження, в результаті яких удосконалюються конструкції і методи розрахунку, що гарантують їх експлуатаційну надійність. Результати теоретичних і експериментальних досліджень використовують для розробки нових норм проектування і підготовки посібників з питань розрахунку залізобетонних конструкцій.

Розвитку науки про залізобетон і підвищенню якості проектування залізобетонних конструкцій сприяли багаточисельні досліди, наукові праці, і супутній їм періодичний перегляд норм проектування.

Ряд наукових діячів займалися дослідженнями питань забезпечення надійного зчеплення арматури з бетоном та визначення ефективної довжини анкерування арматурних стержнів в бетоні. Так ,наприклад, Сатаров У.М. описував особливості спільної роботи стержневої арматури серповидного періодичного профілю з легким бетоном. Дегтярьов В.В. порівнював вимоги вітчизняних та зарубіжних норм до анкерування і з'єднанням внапуск без зварювання стержневої арматури періодичного профілю. В працях Астрова Т.І., Дмитрієва С.О., Муліна Н.М. були висвітлені питання анкерування стрижнів арматури періодичного профілю в звичайному та попередньо напруженому залізобетоні.

Великої уваги заслуговують роботи Карпенка Н.І., в яких він наводив загальні моделі механіки залізобетону, піднімав питання теорії деформування залізобетону з тріщинами при складному напруженому стані, застосованої для розрахунку плосконапружених пластин типу балок-стінок, плит, елементів оболонок (в умовах

моментного напруженого стану) і стержнів (в умовах кручення і згину з крученням). Розглянутий розрахунок конструкцій на тріщиностійкість, жорсткість (з врахуванням різноманітних схем тріщин) і міцність (з описом критеріїв, що характеризують руйнування). Приведені експериментальні досліди і дані приклади розрахунку.

Великий внесок у розвиток науки про залізобетон у 2002 році зробив керівник «Центру проектування і експертизи НИИЖБ (Москва)» Тихонов І.М. Ним було знайдено оригінальне компромісне рішення, яке дозволило в основному вирішити протиріччя між профілями по ГОСТ 5781 і СТО АСЧМ 7-93, а саме – новий арматурний профіль (серповидний чотирьохсторонній), який вигідно відрізняється від кільцевого і серповидного.

В своїх працях Тихонов І.М., Мєшков В.З., Судаков Г.І. розкривали питання ефективної стержневої арматури для залізобетонних конструкцій, нормування її анкерування.

В даний час в Україні існує ряд нормативних документів, які встановлюють вимоги щодо методів анкерування залізобетонних конструкцій, властивостей матеріалів, з яких вони виготовляються та методів проектування і розрахунку.

1.1. Основні нормативні документи, необхідні при розрахунку

Правила визначення необхідної довжини анкерування арматури в бетоні регламентовані нормативними документами. Так в 1988 році був затверджений постановами Госстроя СССР СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции». Ці норми встановлюють вимоги до проектування бетонних і залізобетонних конструкцій, виготовлених з важкого, дрібнозернистого, легкого, пористого і поризованного бетонів, а також з напружуваного бетону. В розділі «Анкерування ненапруженої арматури» викладені основні положення щодо розрахунку довжини анкерування арматури із вимогами до її мінімального значення.

В 1998 році був затверджений та введений в дію ДСТУ 3760-98 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови», який поширюється на прокат арматурний гладкого і періодичного профілю діаметром від 5,5 до 40 мм, призначений для армування звичайних і попередньонапружених залізобетонних конструкцій. В основу даного документу покладені вимоги до арматурного прокату, встановлені в зарубіжних нормативних документах – ISO 6934, ISO 6935, DIN 488, ENV 10080, BS 4449 та ін. Разом з цим відмінності у вимогах до арматурного прокату вітчизняних та зарубіжних нормативних документів стосовно геометрії профілю, хімічного складу та ін., вимагали розробки відповідних рекомендацій щодо застосування ДСТУ 3760-98. Тому в 2002 році були розроблені та прийняті «Рекомендації щодо застосування арматурного прокату за ДСТУ 3760-98 при проектуванні та виготовленні залізобетонних конструкцій без попереднього напруження арматури». В розділі «Анкерування арматури» наведені

формули для визначення базової та розрахункової довжини анкерування арматури в бетоні, які відрізняються від раніше викладених у СНиП 2.03.01-84*.

В грудні 2006 року на заміну ДСТУ 3760-98 був прийнятий та введений в дію з 2007 року Держспоживстандартом України ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови».

Сьогодні основним чинним національним стандартом України, де наведені основні правила, методи розрахунку та проектування бетонних і залізобетонних конструкцій промислових, громадських будівель і споруд з важкого конструкційного бетону, є ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування». Також зазначені основні положення проектування щодо забезпечення несучої здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності конструкції зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом усього строку служби. Даний документ був прийнятий наказом Мінрегіонбудом України від 28 грудня 2010 року і набув чинності з 1 червня 2011 року. Розділ «Анкерування поздовжньої арматури» даного ДСТУ є майже ідентичним аналогічному розділу європейського нормативного документу EN 1992-1-1:2004«Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд».

Відмінності у основних розрахункових вимогах до визначення необхідної довжини анкерування арматури від стандартів України є і у нормативних документах Російської Федерації,а саме в СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры», який містить рекомендації з розрахунку і проектування бетонних і залізобетонних конструкцій промислових і цивільних будинків та споруд з важкого бетону без попереднього напруження арматури.

1.2. Постановка задачі дослідження

Мета досліджень

Метою магістерської роботи є порівняння різних методик визначення довжини анкерування стальної арматури в бетоні, спираючись на існуючі нормативні документи в будівництві, та виявлення факторів, які впливають на її значення.

Об'єктом дослідження є розбіжності у методиках визначення необхідної довжини передачі зусиль з арматури на бетон у вітчизняних та світових нормативних документах.

Предметом дослідження є характер спільної роботи арматури та бетону при випробуваннях на висмикування арматурного стержня із масиву бетону та його вплив на довжину анкерування арматури.

Методи дослідження полягають у чисельних розрахунках по визначенню ефективної довжини закладання арматури в бетон та їх співставленні з результатами, отриманими за допомогою сучасних ЕОМ; аналізі та узагальненні даних чисельних та експериментальних досліджень.

Задачі дослідження

Відповідно до встановленої мети сформульовані такі задачі досліджень:

1) дослідити та виявити особливості спільної роботи арматури та бетону на межі контакту двох матеріалів;
2) проаналізувати розподіл зусиль по довжині арматурного стержня та напруження зчеплення, і встановити залежності між довжиною анкерування арматури та характером роботи арматури з бетоном;
3) встановити фактори впливу на значення довжини передачі зусиль з арматури на бетон;
4) співставити отримані результати розрахунків з даними експериментальних досліджень;
5) навести порівняльну характеристику різних світових методик по визначенню довжини анкерування арматури в бетоні та запропонувати найбільш ефективну та раціональну.

1.3. Основні поняття і терміни

Анкерування арматури – закріплення кінців арматури в бетоні для забезпечення сприймання необхідних зусиль в розглянутому перерізі.

Базова (основна) довжина анкерування арматури – довжина зони передачі напружень з повним розрахунковим опором на бетон.

Розрахункова довжина анкерування арматури – базова довжина анкерування арматури з урахуванням конструктивного рішення елемента в зоні анкерування.

Прокат арматурний періодичного профілю – стержні з рівномірно змінюваною за довжиною формою поперечного перерізу.

Прокат арматурний гладкий – круглі стержні з гладкою поверхнею і постійною по довжині формою поперечного перерізу.

Відносна площа зминання поперечних виступів (критерій Рема) – відношення площі проекцій поперечних виступів на площину, перпендикулярну до осі стержня, до добутку периметра стержня номінального діаметра і кроку цих виступів.

2. Матеріали для бетонних та залізобетонних конструкцій

Зчеплення арматури з бетоном є одним з найбільш важливих фундаментальних властивостей залізобетону, яке забезпечує його існування як будівельного матеріалу.

Армування бетонної конструкції дає можливість використовувати міцність стальної арматури на розтяг і міцність бетону на стиск. Несуча здатність, наприклад, залізобетонної балки може переважати несучу здатність бетонної більш як у 10 разів.

Безперервний зв’язок між арматурою і бетоном (зчеплення) по поверхні контакту цих матеріалів виключає ковзання арматури в бетоні.

Міцність зчеплення арматури з бетоном оцінюють опором висмикуванню або вдавлюванню арматурних стержнів в бетоні.

Під час тверднення бетону розвиваються деформації усадки, бетон зменшується в об'ємі та обтискує арматуру. Чим більше це обтискування, тим більші сили тертя доводиться долати під час переміщення арматури відносно бетону.

2.1. Бетон та його властивості

Бетон – це штучний будівельний матеріал, який складається з цементного каменю і крупного та дрібного заповнювача. Міцнісні та деформативні властивості бетону залежать від його структури. Міцність і густина бетону в основному залежать від виду крупного заповнювача.

Найпоширеніший у застосуванні є важкий бетон (середня щільність 2200 – 2500 кг/м³).

Для залізобетонних конструкцій не допускається застосовувати важкий і дрібнозернистий бетони класу по міцності на стиск нижче В7,5.

Захисна дія бетону на стальну арматуру основана на здатності лужного середовища підтримувати хімічно пасивний стан невизначено тривалий час. Основним фактором, що визначає надійні захисні властивості бетону, є його непроникність для газів і для агресивних іонів у водних розчинах.

Захисний шар бетону необхідний для спільної роботи арматури з бетоном на всіх стадіях виготовлення, монтажу та експлуатації конструкції. Він повинен забезпечувати:

- спільну роботу арматури з бетоном;
- анкерування арматури в бетоні і можливість влаштування стиків арматурних елементів;
- захист арматури від дії оточуючого середовища (в тому числі при наявності агресивного впливу);
- вогнестійкість та вогнезбереження конструкції.

Для того, щоб арматура працювала в залізобетонних конструкціях з заданим розрахунковим опором, її необхідно завести (заанкерувати) за розглянутий переріз елементу на довжину зони

передачі напружень з арматури на бетон, обумовлену зчепленням арматури з бетоном, або заанкерувати за допомогою спеціальних пристроїв.

Зчеплення арматури з бетоном зростає з підвищенням класу бетону, збільшенням вмісту цементу, зниженням В/Ц (водо цементного співвідношення), збільшенням щільності бетону шляхом вібрування, центрофігурування, пресування або вакуумування.

Довжина анкерування арматури обернено пропорційно залежить від класу міцності бетону, а отже від розрахункового опору бетону для граничних станів I групи по міцності на стиск. Чим вище клас міцності бетону на стиск, тим менша розрахункова довжина закріплення кінців арматури в бетоні для забезпечення сприймання необхідних зусиль в перерізі.

2.2. Арматура та її властивості

За видом поверхні арматура може бути гладка або періодичного профілю. Ребра, рифи або вм'ятини на поверхні арматури поліпшують зчеплення її з бетоном. Проте навіть порівняно гладка арматура має нерівності, заповнювані бетоном.

Міцність і жорсткість зчеплення арматури з бетоном і іншими матеріалами, а також її розпірність в бетоні багато в чому визначаються виглядом і геометричними параметрами профілю поверхні арматурного стержня, а також властивостями бетону і технологічними параметрами його укладання.

Основний вид арматури для виробництва залізобетону в будівельній індустрії СРСР до 90-х років минулого століття був освоєний на металургійних заводах по ГОСТ 5781. Цей арматурний профіль (рис. 1, а) прокатується з нанесенням рифлення на поверхню круглого сердечника і має кільцеві поперечні ребра, пересічні з подовжніми ребрами.

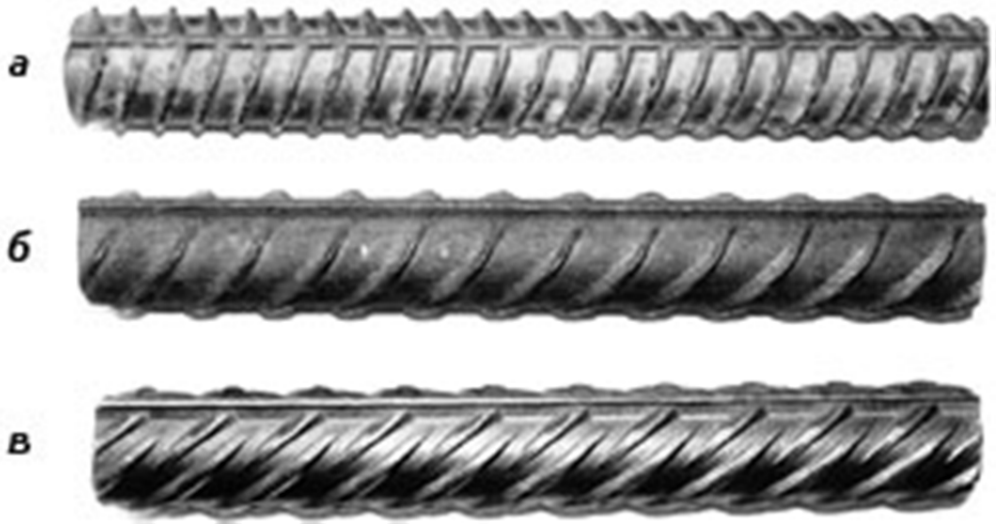


Рис.1

З 1990 року багато металургійних заводів країн СНД, які виготовляють арматурний прокат для будівництва, почали масове

освоєння зарубіжних ринків збуту своєї продукції, орієнтуючись при цьому на вимоги стандартів країн-покупців арматурної сталі. Основні виробники арматури в СНД перейшли на випуск нового прокату з періодичним профілем європейського зразка по СТО АСЧМ 7-93 і ГОСТ1088-94 (рис. 1, б).У країнах Європи та СНД серповидний профіль широко використовується і виконується згідно нормам EN-10080-1 (1998). Як видно на малюнку, арматура відрізняється на вигляд перш за все тим, що в профілі європейського зразка серповидні виступи не перетинаються з подовжніми ребрами. Аналіз численних досліджень по обґрунтуванню геометричних параметрів профілів кільця по ГОСТ 5781 і серповидного по СТО АСЧМ 7-93 показав, що як той, так і інший мають свої переваги і недоліки, на жаль, часто взаємовиключні.

У кільцевому профілі по ГОСТ 5781 наявність концентраторів напружень в місцях перетинів поперечних ребер з подовжніми є однією з основних причин зниження міцності. При динамічних навантаженнях в бетоні у разі виникнення в місці перетину ребер тріщини, вона розповсюджується по лінії поперечного ребра (по кільцю), і при досягненні критичного розміру відбувається розрив стержня, що знаходиться під навантаженням. У порівнянні з кільцевим серповидний профіль сприяє формуванню вищих (вище на 4-8%) міцності і пластичних властивостей при прокатці, не має концентраторів напружень у вигляді перетинів, проте має гірші показники, що характеризують міцність і жорсткість зчеплення з бетоном.

Численними дослідженнями доведено, що в масивних конструкціях з великою товщиною захисного шару бетону економічно доцільно застосовувати кільцевий профіль із-за його високої анкерної здатності. У конструкціях тонкостінних, особливо з використанням

попереднього напруження, об'єктивним є застосування арматури серповидного профілю для забезпечення високого ступеню їх експлуатаційної надійності.

У 2002 році керівником Центру проектування і експертизи НИИЖБ (Москва) І.М.Тихоновим було знайдено оригінальне компромісне рішення, яке дозволяє в основному вирішити протиріччя між профілями по ГОСТ 5781 і СТО АСЧМ 7-93.

Новий арматурний профіль по своїй конструкції і взаємодії з бетоном вигідно відрізняється від кільцевого і серповидного головним чином через чергування по довжині стержня вершин суміжних серповидних поперечних ребер у взаємно перпендикулярних осьових площинах (рис. 1, в). Він забезпечує високу жорсткість і міцність зчеплення при низькій розпірності в бетоні.

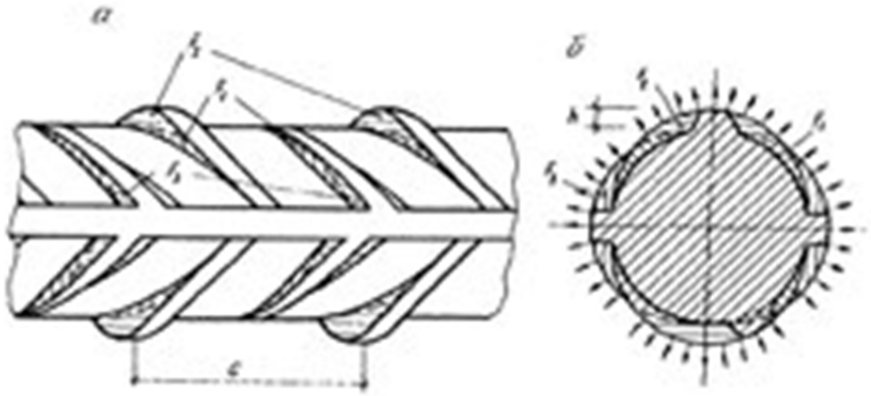


Рис.2

На рис. 2 показані види нового профілю і позначені площі ділянок поперечних ребер, що беруть участь в опорі його висмикуванню з бетону.

При зіставленні з опором поперечних ребер європейського профілю з рівним кроком їх розташування по довжині с і однаковою висотою ребра h очевидно, що жорсткість і міцність зчеплення нового профілю з бетоном збільшується за рахунок участі площ F_1, розташованих рівномірно по периметру стержня з кроком с/2, F_2і F_3 з

кроками, рівними с, зміщених по довжині стержня щодо один одного на величину, рівну с/2, і розташованих з вершинами у взаємно перпендикулярних осьових площинах. В даному випадку розпірність стержня при тому ж навантаженні зменшується практично в два рази через перерозподіл її за рахунок додаткових поперечних ребер на іншу взаємно перпендикулярну осьову площину. З рис. 2 видно, що по міцності зчеплення з бетоном арматура з цим профілем має переваги перед арматурою з серповидним і кільцевим профілями. Як показали результати дослідів, при f_R=0,075 арматура з новим профілем не поступається по жорсткості арматурі з кільцевим профілем і перевищує по даному показнику арматуру серповидного профілю.

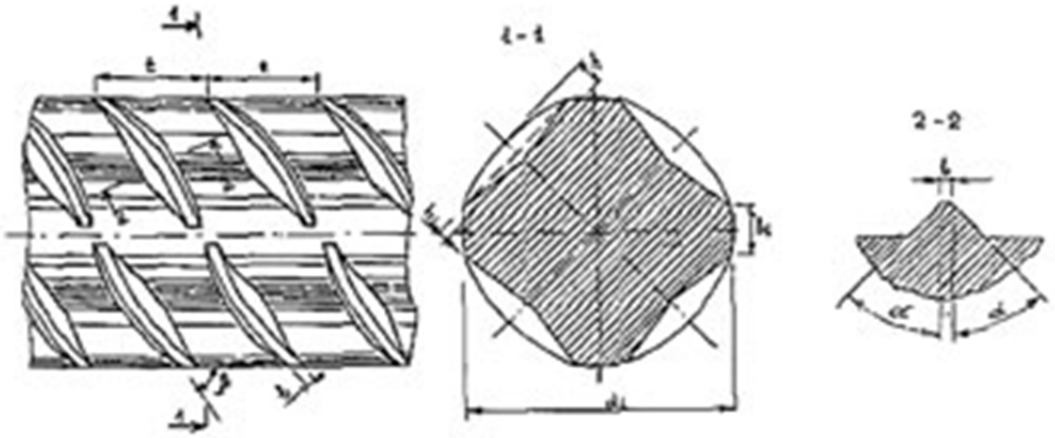


Рис.3

Таким чином, за зовнішнім виглядом арматурний профіль, вироблений способом гарячої прокатки, сьогодні можна підрозділити на кільцевий, серповидний, змішаний (новий) і трефовий (чотирьохсторонній).

Європейський серповидний профіль (рис. 1, б) по EN-10080-1 і DIN 488 може мати варіанти виконання, які відрізняються кроком, кутом нахилу серповидних виступів по відношенню один до одного.

Затрата енергії на зруйнування зчеплення при випробуваннях на витягування для нового профілю є значно вищою. Дане явище

поведінки арматури нового типу (серповидного чотирьохстороннього) в бетоні може бути пояснено його меншою одновісною розпірністю (рис.4), обувленою рівномірним (об'ємним) характером розподілу цих зусиль по периметру (поверхні) стержня.

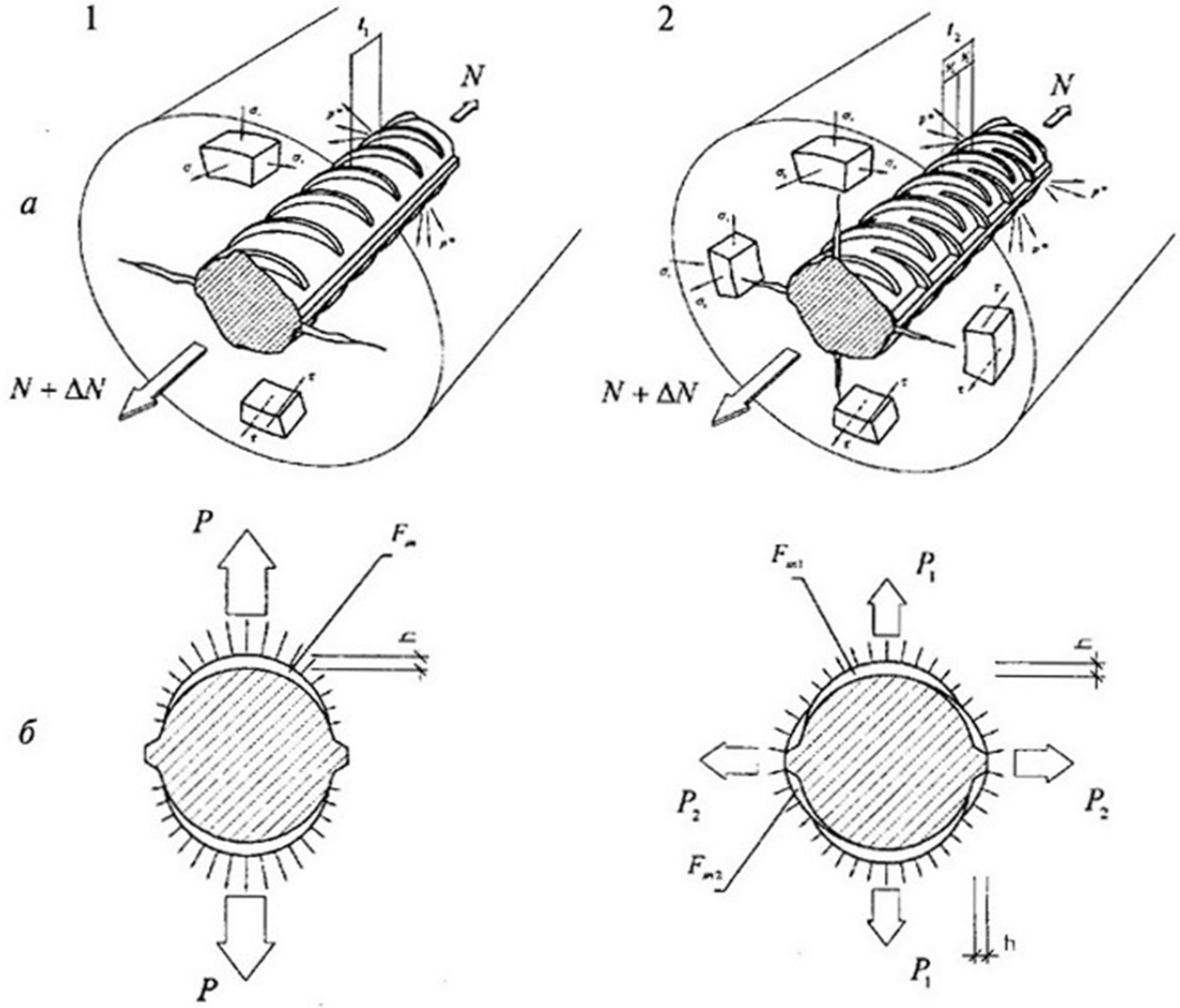


Рис.4 Схема взаємодії розтягнутого арматурного стержня з оточуючим бетоном

1 – європейський профіль (серповидний двосторонній); 2 – профіль нового типу (серповидний чотирьохсторонній); а – зусилля в бетоні в зоні передачі напружень з арматури на бетон і характер тріщиноутворення в бетоні; б – розподіл зусиль розпору в поперечному перерізі

Кращі показники зчеплення з бетоном арматури серповидного чотирьохстороннього профілю у порівнянні з арматурою серповидною двохсторонньою підтверджені і даними експериментальних досліджень (рис. 5, а, б).

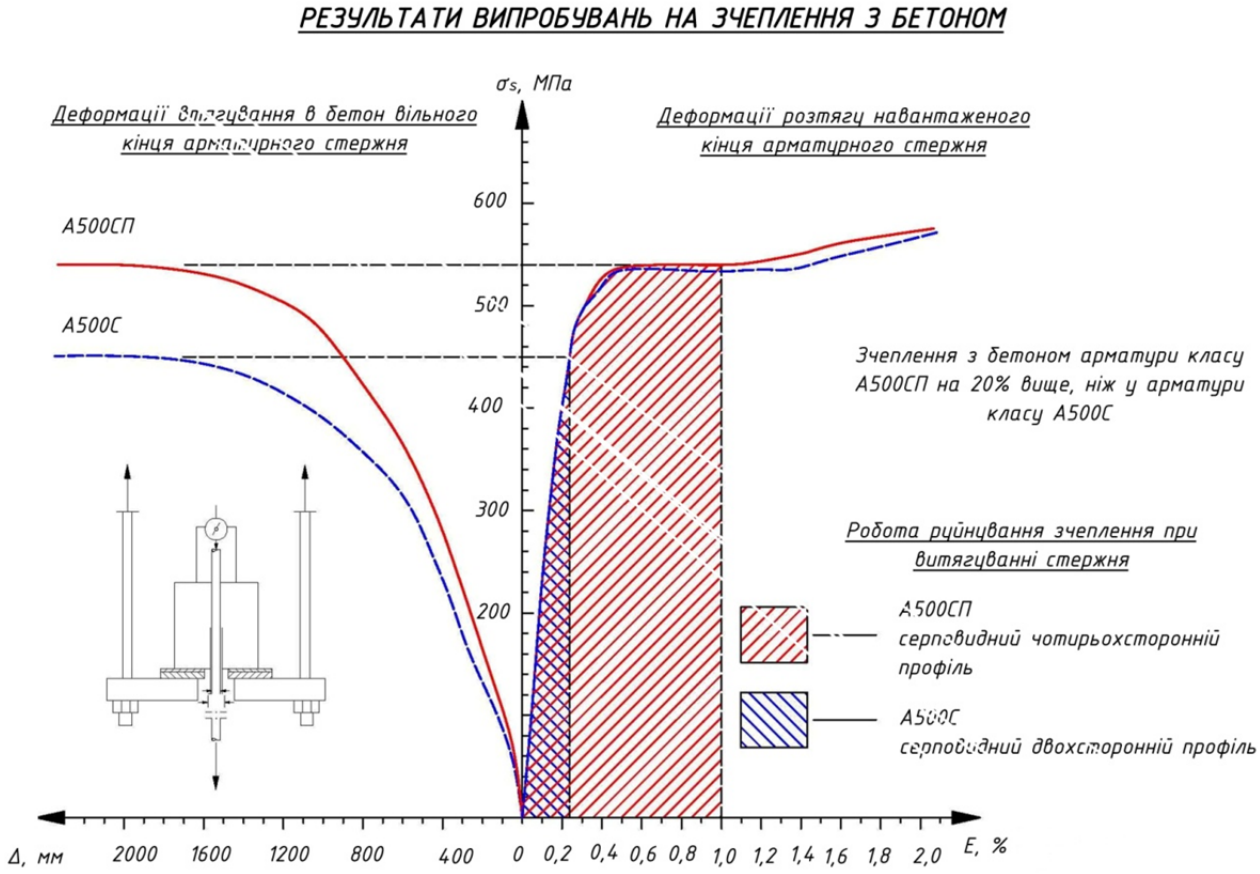


Рис. 5, а

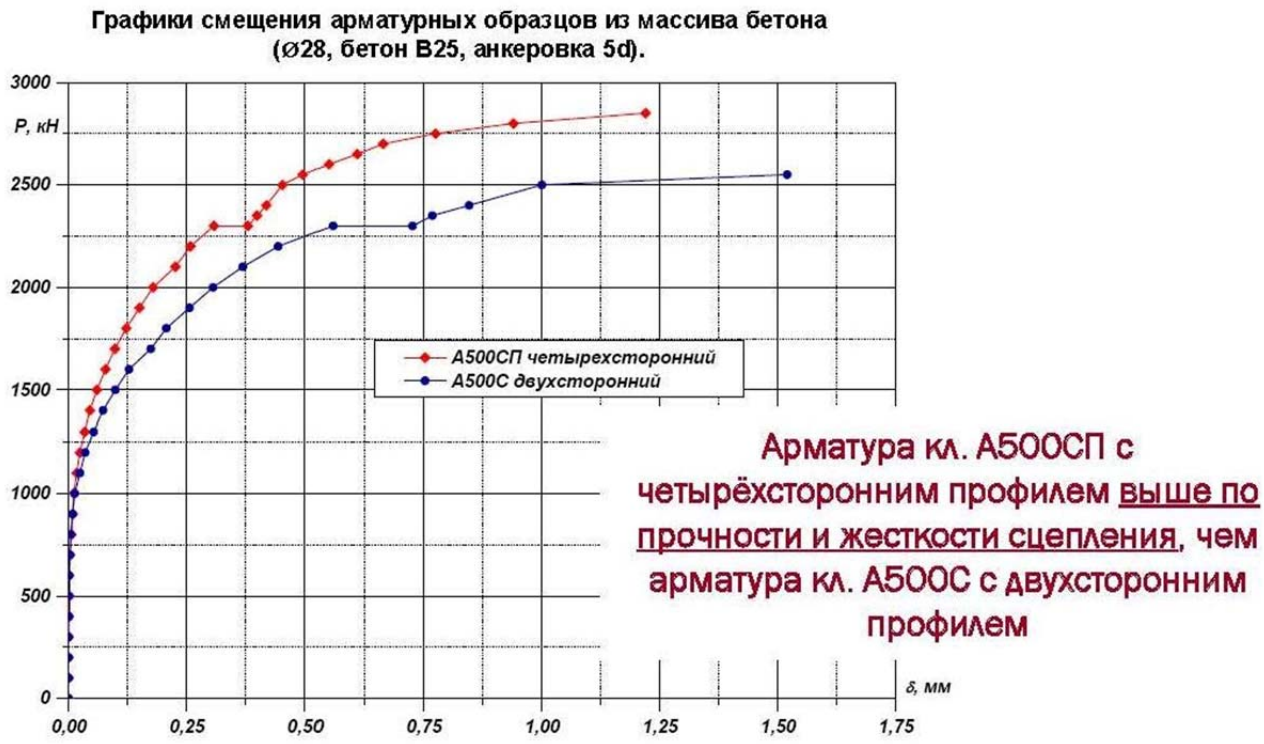


Рис. 5, б

Отже, як свідчать результати випробувань арматури на висмикування з бетонної призми, геометрія арматурного профілю впливає на довжину анкерування арматури в бетоні і грає важливу роль при виборі способу її анкерування.

3. Спільна робота арматури з бетоном

Основним фактором, що забезпечує спільну роботу арматури і бетону в конструкції і дозволяє працювати залізобетону як єдиному монолітному тілу, є надійне зчеплення арматури з бетоном. При зниженні зчеплення арматури з бетоном виникнення першої тріщини призводить до зростання видовжень на всій довжині розтягнутої арматури, що в свою чергу призводить до різкого розкриття виникненої тріщини, зменшенню висоти стиснутої зони, зменшенню згинної жорсткості (EI) і несучої здатності конструкції.

Порушення зчеплення між арматурою та бетоном відбувається на мікрорівні. З утворенням непересічних тріщин бетон розділяється по одному з напрямків тріщинами на окремі блоки (смуги бетону між тріщинами), пронизані арматурними стержнями. Арматурні стержні після тріщиноутворення не терплять розриву і таким чином з'єднують окремі смуги бетону в єдину систему. Спільне деформування такої системи забезпечується за рахунок зчеплення (зв'язку по контакту) арматури з бетоном між тріщинами (рис. 6). Як приклад розглянемо схему зчеплення одного з арматурних стрижнів, розташованих вздовж деякого довільного напрямку і. Тут і далі індекс «і» означає, що явища, які розглядаються, відносяться до стержнів будь-яких напрямків (і = х, у, ...). Дотичні напруження $\tau_{сці}$призводять до зміни нормальних (осьових) напружень $\sigma_{аі}^{э}$арматури елемента на ділянках між тріщинами (рис. 6, б). За рахунок сил зчеплення відбувається поступова передача зусиль з арматури на бетон і залучення смуг бетону в роботу конструкції.

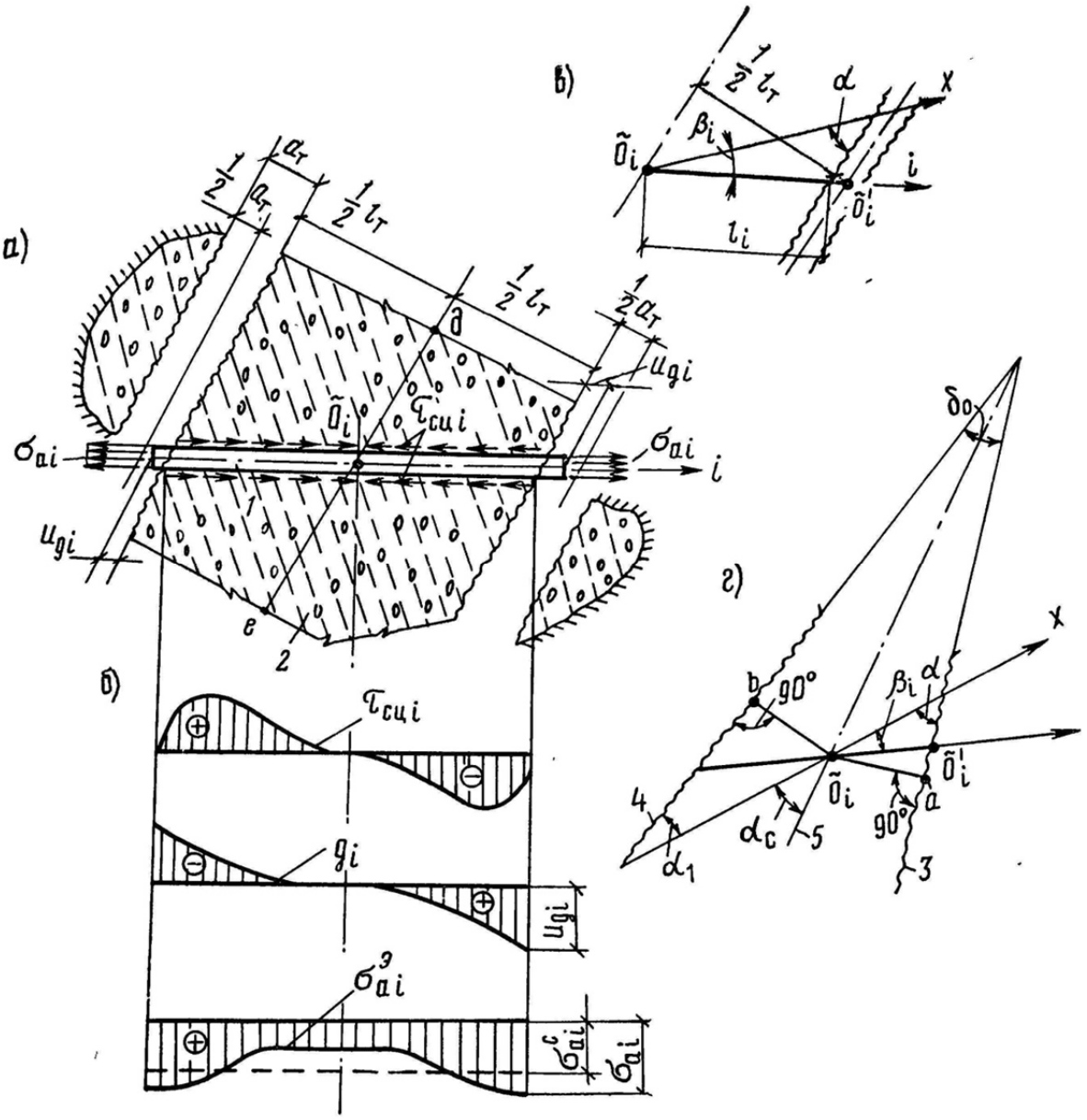


Рис.6

Аналіз зчеплення арматурних стержнів зі смугами бетону між тріщинами (lт – відстань між тріщинами)

aт – ширина розкриття тріщини; – контактні дотичні напруження; g_i – взаємні зміщення арматури і бетону у контакту (u_{gi} – величина зміщення арматури відносно берега тріщини); – нормальне (осьове) напруження арматури (– максимальне напруження арматури в тріщинах; – середні напруження арматури на ділянках між тріщинами)

В моделі фігурують два види напружень в арматурі - в тріщині (σ_{ai}) і середні на ділянках між тріщинами (σ_{ai}^{c}, див. рис. 6, б). Як відомо, в теорії балок з тріщинами зв'язок між цими величинами здійснюється за допомогою коефіцієнта Ψ_aВ. І. Мурашева ($\sigma_a^c = \Psi_a \cdot \sigma_a$). У нашому випадку:

$$\sigma_{ai}^{c} = \Psi_{ai} \cdot \sigma_{ai}, \qquad (1)$$

тобто кожен напрямок стрижнів вводиться зі своїм параметром усереднення Ψ_{ai}. Середні відносні деформації арматури:

$$\varepsilon_{ai} = \frac{\sigma_{ai}^{c}}{E_a} = \frac{\sigma_{ai}}{E'_{ai}}; E'_{ai} = \frac{E_{ai}}{\Psi_{ai}}; \qquad (2)$$

де E_a - модуль пружності арматури; E'_{ai}- середні модулі деформації арматури.

Формула (2) вимагає уточнення для пружно-пластичної стадії деформування арматури. В залізобетонних елементах з тріщинами пластичні деформації арматури на ділянках між тріщинами розподіляються нерівномірно - в тріщині вони досягають максимуму, а з віддаленням від тріщини загасають або взагалі дорівнюють нулю (арматура продовжує деформуватися в пружній стадії). У зв'язку з цим проста заміна модуля пружності арматури Еа на січний модуль деформації $\tilde{E}$ (зазвичай записують $\tilde{E}_{ai} = E_{ai} \cdot \nu_{ai}$, де ν_{ai} - коефіцієнт, оцінюючий пластичні деформації арматури) у формулі (2) призводить до завищення розрахункових деформацій над дослідними. Для визначення середніх деформацій арматури в цій стадії можна використовувати пропозицію Н. М. Муліна та Ю. П. Гущі, розроблену стосовно розрахунків балкових елементів. Слідуючи цим дослідженням, ε_{ai} можна визначати і для цієї стадії за формулою (2), де під E'_{ai} розуміємо величину:

$$\tilde{E}'_{ai} = E_a/(\psi_{ai} \cdot \Pi_{ai}) \boxed{?}, \qquad (3)$$

де $\Pi_{ai} = (1 + \frac{\psi_{\xi i}}{\nu_{ai} \cdot \psi_{ai}} - \frac{\psi_{\xi i}}{\psi_{ai}})$.

Тут $\psi_{\xi i}$ - коефіцієнт оцінки середніх пластичних деформацій арматури на ділянках між тріщинами; Π_{ai} - узагальнений коефіцієнт впливу пластичних деформацій в арматурі на її середні деформації ξ_{ai}. В пружній стадії деформування арматури $\Pi_{ai} = 1$, так як $\nu_{ai} = 1$.

Важливою особливістю зв'язків бетону та арматури у контакту є те, що при цьому відбуваються взаємні зміщення g_i одного матеріалу щодо іншого і порушується умова спільності відносних деформацій арматури і бетону. Це призводить до того, що арматура може отримувати більші подовження, ніж подовження бетону, в результаті чого і розкриваються тріщини. Приблизна епюра зміщень g_i на ділянках між тріщинами представлена рис. 6, б. Вона носить кососиметричний характер. Максимальних значень, рівних u_{gi}, зміщення g_i досягають в тріщині. В міру віддалення від тріщини до середини смуги бетону вони загасають до нуля. Точки $\tilde{O}_i$ нульових зсувів (при деякій ідеалізації) можна прийняти розташованими посередині смуги бетону (на лінії *ед*, рис. 6, а). У цих точках переміщення арматури будуть рівні переміщенням бетону. Лінії типу *ед* названі лініями спільних переміщень арматури і бетону. Кососиметричний характер епюр g_i та наявність таких ліній дозволяють приймати в моделі переміщення стержнів вздовж тріщин в середньому рівними переміщенням точок смуг бетону у контакту в цьому ж напрямку. Крім того, якщо деякі арматурні стержні розташовані в смугах бетону і спрямовані вздовж тріщин (вздовж *ед*), то лише для них можна вважати прийнятною умова спільності осьових відносних деформацій арматури і бетону.

Величину u_{gi} можна визначити в функції від середніх деформацій арматури ξ_{ai} і бетону $\xi_{бi}$ на ділянках між тріщинами:

$$u_{gi} = (\xi_{ai} - \xi_{бi}) \cdot l_i = (\xi_{ai} - \xi_{бi}) \cdot 0{,}5 \cdot l_T / \sin(\alpha + \beta_i), \qquad (4)$$

де довжина відрізка стержня l_i визначається згідно рис. 6, в ($l_i = \tilde{O}_i \cdot \tilde{O}_l^{'}$).

У межі конструкції, а також у одиничної тріщини будуть однозначні епюри зчеплення. Необхідно ще відзначити, що в чистоті взаємні зміщення g_i можливі лише при арматурі вельми гладкого профілю.

При інших профілях у величину g_i зазвичай включають власні зміщення арматури щодо бетону і частину особливо підвищених переміщень шару бетону у контакту з арматурою в порівнянні з переміщеннями бетону, оточуючими цей шар. Ці підвищені переміщення пов'язані з роздроблення контакту навколо стержня деякою сіткою дрібних тріщин і з іншими явищами. Тут ми нехтуємо в межах малих елементів взаємними кутами нахилу поруч розташованих тріщин, зображуючи їх паралельними (вважаємо, що зміну кутів досить враховувати лише при переході від одного елемента до іншого). Однак цієї передумови можна і не вводити. При врахуванні взаємного нахилу сусідніх тріщин зміниться в основному лише спосіб визначення відстані між тріщинами l_T (її слід визначати відповідно до рис. 6, г у вигляді суми довжин відрізків $\tilde{O}_i\ b\ i\ \tilde{O}_i\ a$ чи приймати $l_T = 2 \cdot (\tilde{O}_i\ b) = 2(\tilde{O}_i\ a)$, а основні формули залишаються практично без змін.

Працюючи спільно з гнучкими арматурними стрижнями, бетон, крім того, забезпечує їх захист від корозії і від дії високих температур.

Спільна робота бетону й арматури в залізобетонній конструкції

стає можливою завдяки виконанню наступних умов:

- бетон і арматура мають досить близькі значення коефіцієнта температурного розширення;
- сили зчеплення, що виникають по межі контакту між бетоном і арматурою забезпечують виконання умови рівності деформацій арматури і бетону $\varepsilon_s = \varepsilon_b$ при дії зусиль від навантажень.

Спільна робота арматури і бетону обумовлена, крім того, правильним визначенням необхідної кількості арматури, що розміщується в конструкції. Це означає, що повинні дотримуватись вимоги щодо розміщення арматурних стрижнів в перерізі елемента і витриманий мінімальний коефіцієнт армування перерізу, який визначається відношенням площі арматури (As) до площі бетону (Ab).

Сили зчеплення, що припадають на одиницю поверхні арматури, зумовлюють напруження зчеплення арматури з бетоном за довжиною елемента.

Однією з умов надійності залізобетону, як зазначалося, є спільна робота арматури з бетоном. Вона зумовлена рівністю деформацій арматури та бетону $\varepsilon_s = \varepsilon_b$ у стиснутій і розтягнутій зонах до моменту утворення тріщин. Ця рівність зберігається і після утворення тріщин на ділянках між ними аж до руйнування.

Щоб висмикнути або розірвати забетонований стержень після того, як бетон затужавіє, потрібно прикласти певну силу F.

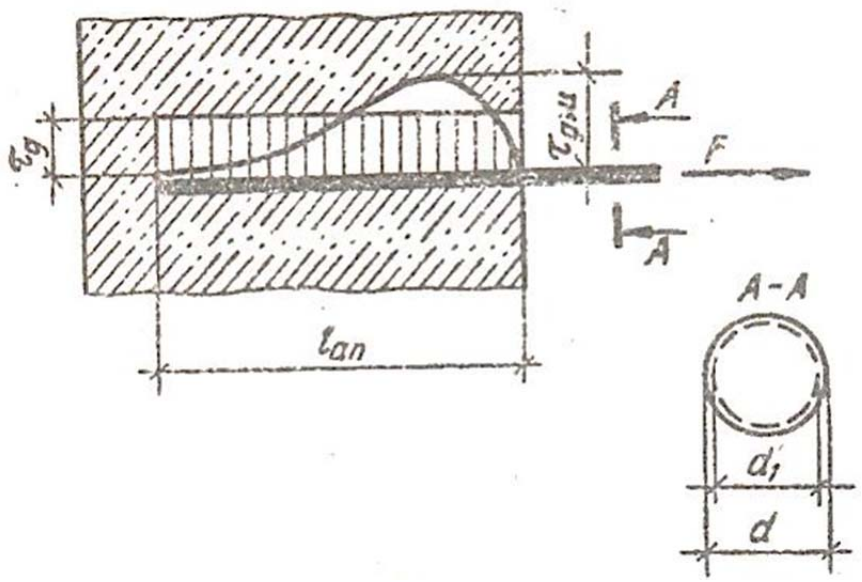


Рис. 7

Від стискування стержня необхідна довжина анкерування зменшується, оскільки діаметр арматури збільшується в результаті поперечного розширення сталі.

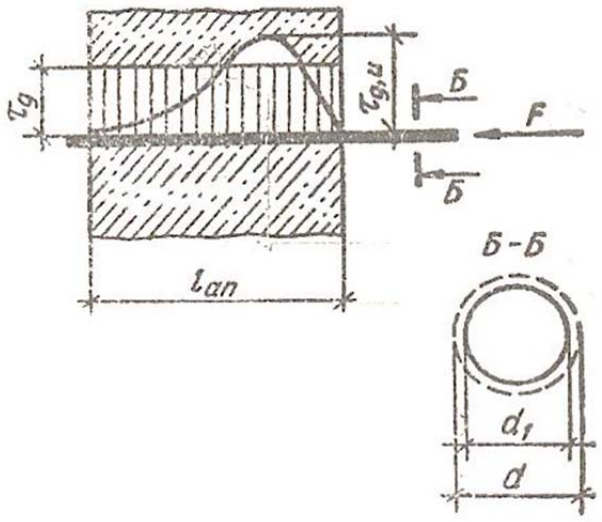


Рис. 8

В разі висмикування стержня з бетону спочатку максимальні напруження зчеплення будуть поблизу зовнішньої грані (рис. 9 епюра 1).

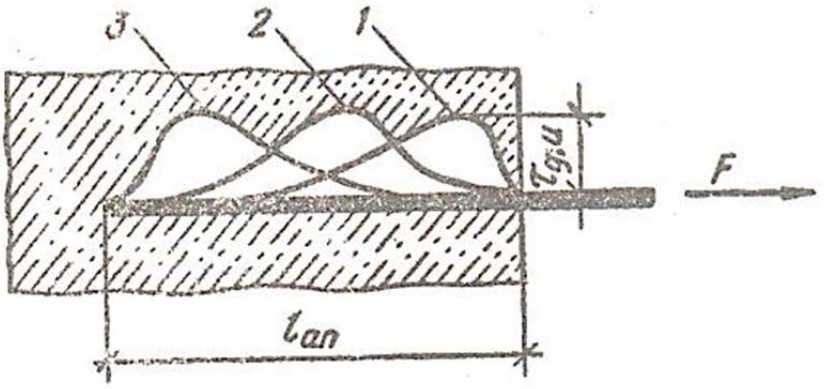


Рис. 9

Із збільшенням зусилля в міру порушення зчеплення між бетоном та арматурою епюра напружень зміщується, займаючи положення 2 та 3, що може призвести до висмикування стержня з бетону.

Зчеплення залежить від трьох факторів:

- склеювання (адгезією) поверхні арматури з бетоном завдяки в’язкості колоїдної маси цементного тіста;
- зусилля тертя арматури об бетон, спричиненого усадочними деформаціями;
- опору бетону зусиллям зім’яття зрізу, обумовленим виступами та іншими нерівностями на поверхні арматури, тобто механічного зчеплення арматури в бетоні.

Розглянемо вплив і роль кожного з цих факторів.

Гель цементного каменю має клеючу здатність і, тверднучи, склеює метал з бетоном. Щоб відірвати металеву пластину від поверхні затужавілого бетону, необхідно прикласти силу F.

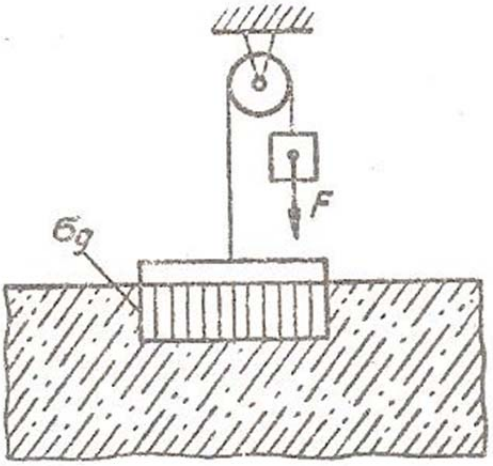


Рис. 10

В разі виготовлення залізобетонних конструкцій у металевій опалубці поверхню її змащують, щоб запобігти склеюванню бетону з формою. Міцність склеювання невелика — 0,2...0,5 МПа.

Під час тверднення бетону розвиваються деформації усадки, бетон зменшується в об'ємі та обтискує арматуру.

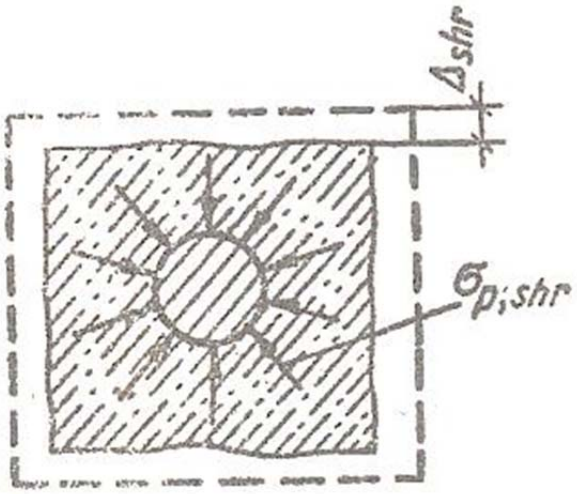


Рис. 11

Чим більше це обтискування, тим більші сили тертя доводиться долати під час переміщення арматури відносно бетону. Опір зсуву арматури, спричинений усадкою бетону, становить 10...15 % від загального зчеплення.

Структурні та штучно створені нерівності (шорсткість) на поверхні арматурного стрижня, викликають механічне зачеплення. У гладких стержнях шорсткість оцінюється нерівностями на

мікроскопічному рівні, а в стержнях періодичного профілю-цілеспрямовано створеними для збільшення напружень зчеплення нерівностями (виступи, рифлення) макроскопічного рівня.

Навіть порівняно гладка поверхня арматури має нерівності, заповнювані бетоном.

Рис. 12

Для зсування стержня потрібно прикласти зусилля, здатне зрізати бетон, що заповнив нерівності по периметру арматури. Чим більші нерівності на поверхні арматури, тим більший об'єм зрізуваного бетону і тим більше зусилля висмикування.

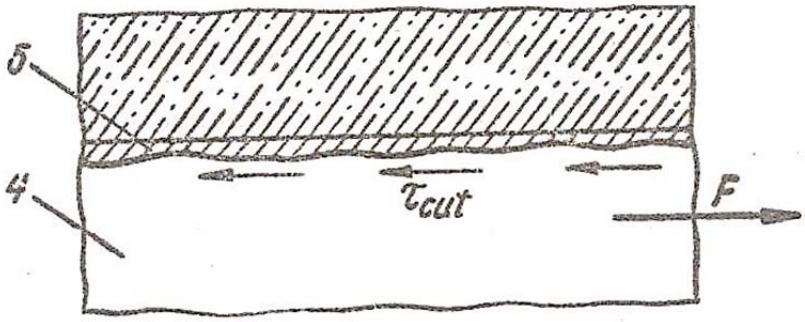


Рис. 13

Для поліпшення зчеплення арматури з бетоном на її поверхні створюється періодичний профіль.

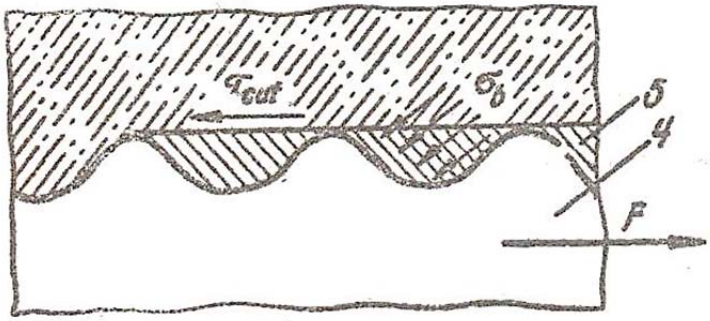


Рис.14

Саме механічне зчеплення має найбільший вплив на зчеплення арматури з бетоном – воно забезпечує близько 75 % від загальної величини зчеплення. Зчеплення стержневої арматури періодичного профілю з бетоном в 2 ... 3 рази вище в порівнянні зі зчепленням гладкої арматури, тому арматуру періодичного профілю використовують в залізобетоні без спеціальних анкерних пристроїв на кінцях.

Істотний вплив на зчеплення арматури з бетоном надає седиментація твердих частинок і вижимання води при твердінні бетонної суміші. Це призводить, особливо в рухомих складах бетону, до того, що зчеплення арматури з бетоном стає різним для стержнів в напрямку бетонування і перпендикулярно йому в нижній або у верхній частинах перерізу вироби, бетонованого за один прийом. Періодичний профіль арматури в значній мірі пом'якшує несприятливий вплив седиментації.

Напруження в бетоні під виступами арматури при її висмикуванні може перевершувати в 5 ... 7 разів кубикову міцність бетону, тому особливо неприпустимо якесь зниження щільності бетону в зоні контакту його з арматурою. Механічне зачеплення арматури в бетоні по довжині елементів, крім профілювання її поверхні, підвищують також за допомогою завивки арматури в канати. Виті канати надійно самоанкеруются в бетоні.

Найгладшу поверхню має холоднотягнутий високоміцний дріт В-II, внаслідок чого у нього мале механічне зчеплення.

Щоб поліпшити зчеплення з бетоном, холоднотягнутий дріт випускають періодичного профілю, який утворюється в результаті сплющування циліндричної поверхні з заданим кроком ум'ятин (класи Вр-I, Вр-II). Дріт Вр-I рекомендується застосовувати в основному в зварних сітках та каркасах, де поперечні стержні, з'єднані точковим зварюванням, є анкерами, що забезпечують механічне зачеплення стержнів, до яких їх приварено.

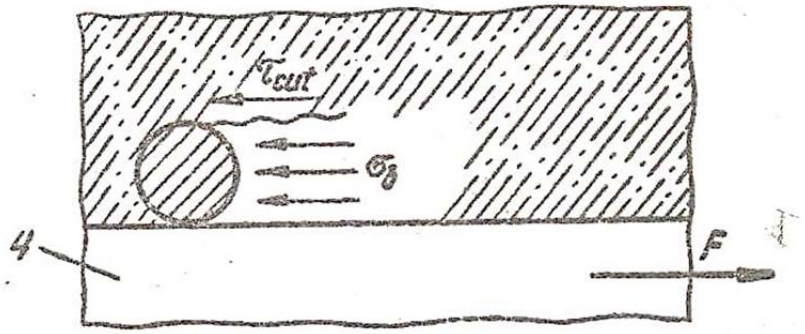


Рис.15

За оцінку впливу параметрів періодичного профілю стержневої арматури на зчеплення з бетоном зазвичай приймаються відношення висоти поперечних виступів до їх кроку і величина відносної площі зминання поперечних ребер (критерій Рема fR - проекція площі бокових поперечних ребер на площину, перпендикулярну осі стержня, віднесену до периметра стержня номінального діаметра і середнього коку цих ребер).

Розраховують відносну площу зминання поперечних виступів fr зазвичай за формулою:

$$fr = \frac{K \cdot Fr \cdot \sin\beta}{\pi \cdot d_н \cdot t}, \qquad (5)$$

де Fr – площа бічної грані одного поперечного виступу (рис. 17);

β – кут нахилу поперечного виступу (рис. 16);

$d_н$ – номінальний діаметр прутка;

t – відстань (крок) між поперечними виступами (рис. 16);

К – число поперечних виступів по периметру. Для прутків з профілем за рисунком 1 К=2.

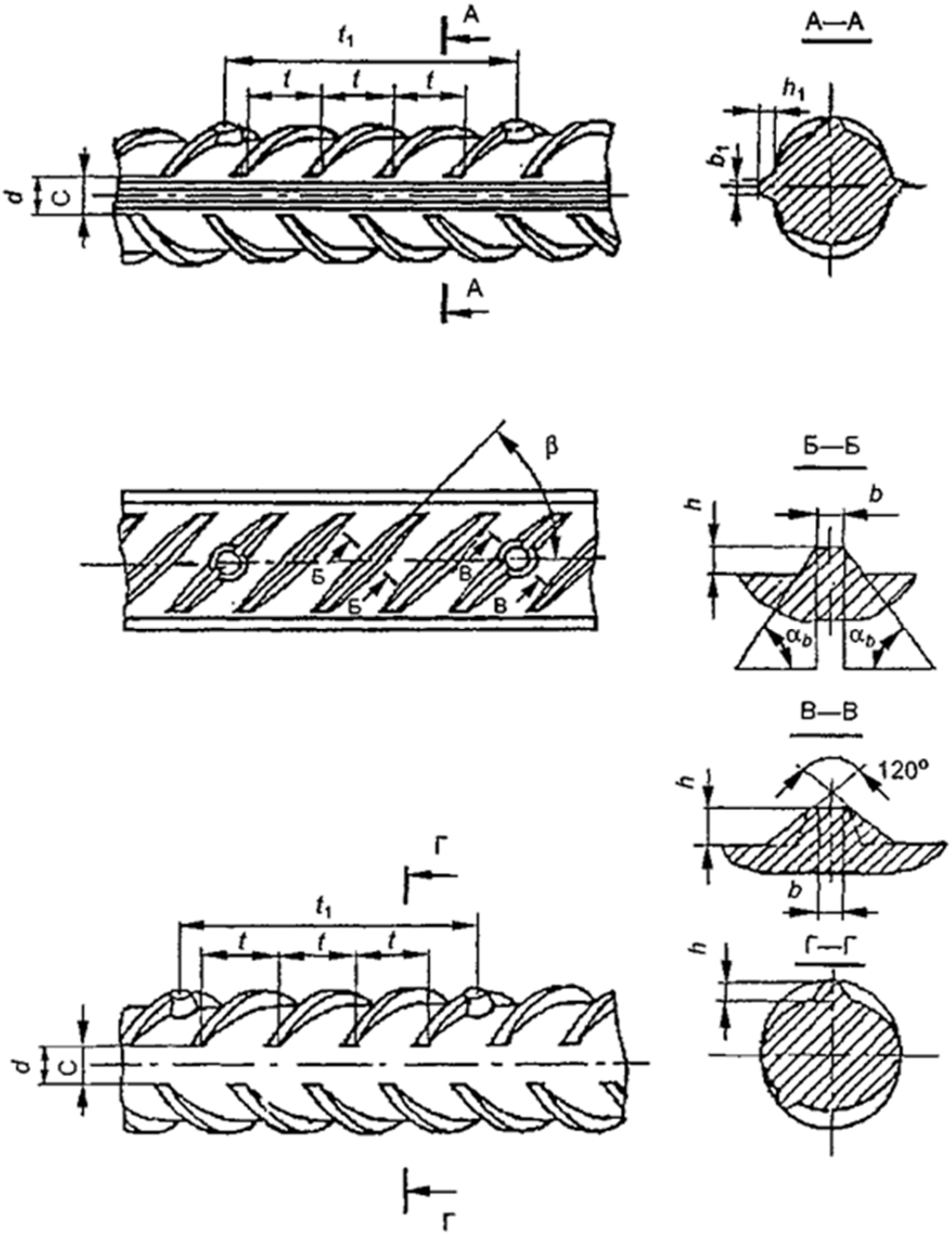


Рис. 16

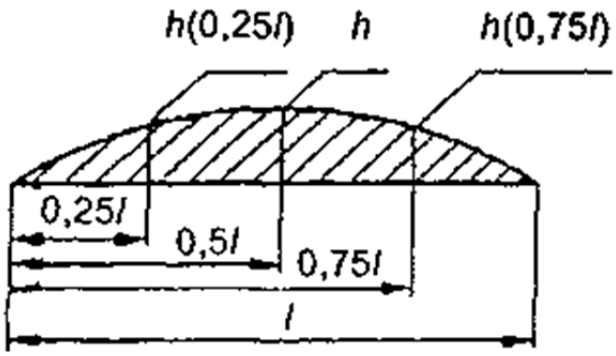


Рис. 17

Величину відносної площі зминання допустимо обчислювати за формулою (рисунок 17):

$$fr = \frac{\left(\pi \cdot d_{н} - 2C\right) \cdot \left[h + 2\left(h(0{,}25l) + h(0{,}75l)\right)\right]}{6\pi \cdot d_{н} \cdot t}, \qquad (6)$$

де 2С – сума довжин гладкої частини кола між кінцями поперечних виступів;

h – висота поперечного виступу в його середині;

h(0,25l), (0,75l) – висота поперечних виступів у точках 0,25l, 0,75l.

Вздовж арматурного стержня напруження зчеплення розподіляються нерівномірно (рис. 18, б). Найбільше напруження $\tau_{fr,\max}$ дію поблизу закладання і затухають на довжині закладання l. В часі за рахунок повзучості бетону відбувається перерозподіл напружень зчеплення, переріз з максимальним напруженням відсувається від торця елементу; при вібраційному положенні завантаження виникає віброповзучість бетону і перерозподіл інтенсифікується; по мірі затухання деформацій повзучості перерозподіл зменшується. В розрахунках використовується середнє напруження зчеплення τ_{fr} (рівномірний розподіл напружень

зчеплення вздовж стержня). Його визначають шляхом висмикування арматурного стержня, закладеного в бетон (рис. 18 в).

Зусилля $N_S = A_S \cdot \sigma_S$ передається зі стержня періодичного профілю на бетон по меншій довжині у зрівнянні з еталонним стержнем (рис. 18, г). При $l \geq (15...20)d$ для арматури періодичного профілю і $l \geq (30...40)d$ для гладкої арматури опір висмикуванню τ_{fr}, практично залишається незмінним.

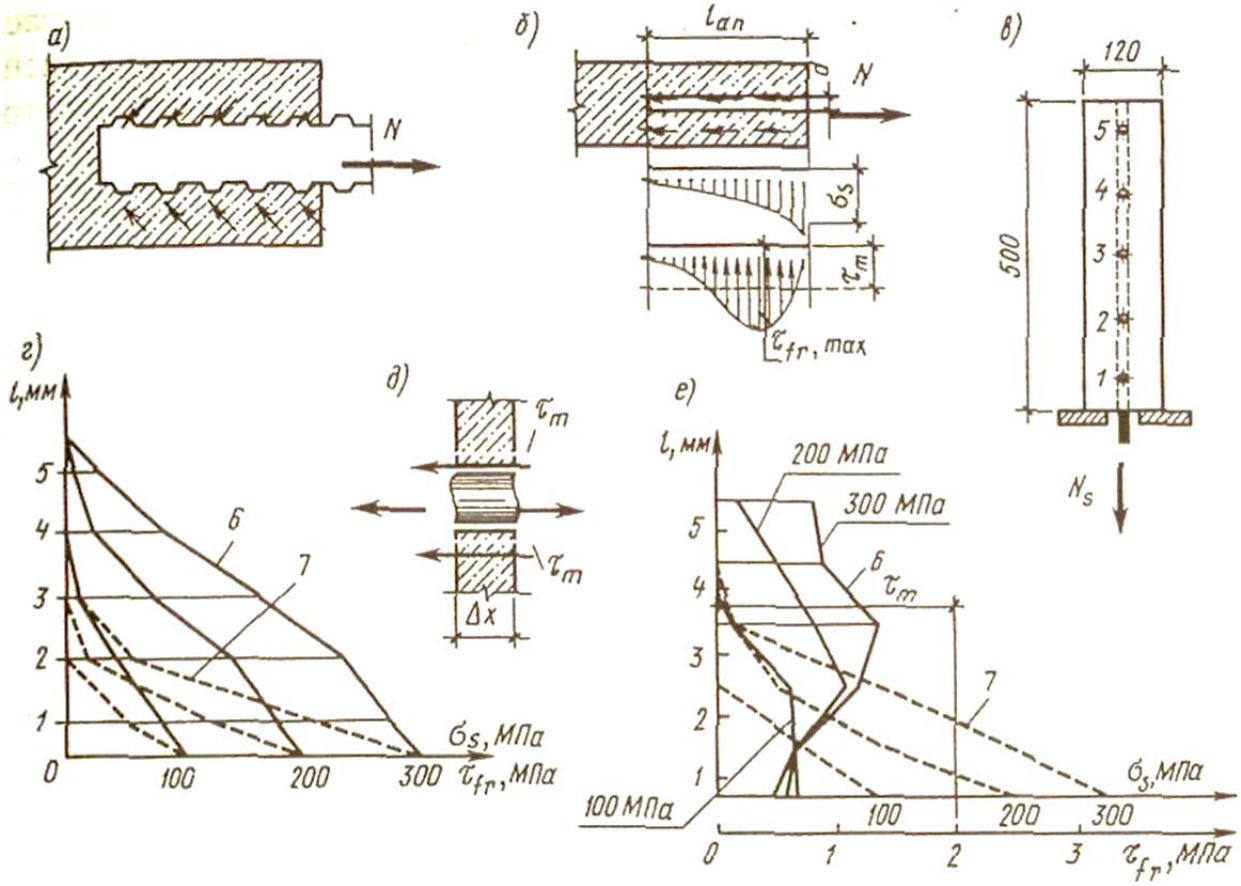


Рис. 18

Зчеплення арматури з бетоном:

а – зачеплення виступів арматури за бетон;

б – напружений стан арматури і бетону при висмикуванні арматури;

в – дослідний зразок; г – довжина анкерування арматури в бетоні;

д – схема зчеплення; е – дослідні епюри зчеплення арматури з бетоном; 1, 2, 3, 4, 5 – місця встановлення приборів (переріз зразка);

6 – гладка арматура; 7 – періодичний профіль

Середнє напруження зчеплення на одиницю поверхні стержня (рис. 18, г) визначають з умови рівноваги:

$$\Delta Z = \tau_{fr} \cdot u \cdot \Delta x,$$

звідки

$$\tau_{fr} = \Delta Z / u \cdot \Delta x, \qquad (7)$$

де $u = \pi \cdot d$ - периметр стержня; ΔZ - прирощення зусилля,

$$\Delta Z = A_S \cdot \sigma_S = (\pi \cdot d^2 / 4) \cdot \Delta\sigma_S .$$

Підставивши ці значення в формулу (7), отримаємо:

$$\tau_{fr} = \pi \cdot d^2 \cdot \Delta\sigma_S / (4 \cdot \pi \cdot d \cdot \Delta x) = d / (4 \cdot \Delta\sigma_S) / \Delta x. \qquad (8)$$

Епюра розподілу нормальних зусиль по довжині стержня (рис. 18, г) та епюра напружень зчеплення (рис. 18, е), побудовані по даним формули (8), дозволяють зробити важливі висновки:

1) напруження зчеплення збільшуються зі зменшенням діаметру арматури, що обумовлюється збільшенням питомої поверхні зчеплення арматури з бетоном ($U_S / A_S = 2 \cdot \pi \cdot r_S / (\pi \cdot r_S^2) = 2 / r_S$). Остання визначає площу контакту арматури з бетоном на одиницю площі перерізу виробу. Тому для збільшення площі контакту арматури з бетоном діаметр розтягнутих стержнів треба обмежувати;
2) чим швидше поздовжні зусилля передаються з арматури на бетон, тим більші напруження зчеплення;
3) висмикуючи сила із стержня на бетон передається на певній ділянці закладання стержня l_{fr}, закладання стержня на більшу величину не змінює форму епюри напружень зчеплення арматури з бетоном.

По середньому зчепленню із рівняння (8) визначають довжину закладання стержня в бетон, необхідну для повного використання

несучої здатності стержня:

$$\tau_{fr} = (d/4)\cdot(R_{sn}/l_{fr}), \qquad (9)$$

звідки $l_{fr} = (d/4)\cdot(R_{sn}/\tau_{fr})$.

Відповідно, довжина зони анкерування арматури збільшується з підвищенням її міцності і діаметру, і зменшується зі збільшенням зчеплення арматури з бетоном.

Зчеплення арматури з бетоном при висмикуванні значно менше зчеплення при її вдавлюванні, так як при стиску арматурного стержня його поперечний переріз збільшується і тим самим підвищується зчеплення стержня з бетоном внаслідок опору бетону поперечному розширенню. В середньому зчеплення при розтягу арматури на 40 % менше у зрівнянні зі зчепленням при її стиску. Тому діаметр стиснутих стержнів необхідно також обмежувати, хоча в меншій мірі, ніж розтягнутих стержнів.

Одним із методів вирішення контактних задач розрахунку зчеплення арматури з бетоном є застосування чисельно-аналітичного методу потенціалу.

За допомогою розрахунків на ЕОМ не завжди вдається повністю врахувати в просторовій постановці реальне тріщиноутворення в бетоні в зоні контакту з арматурою та контактні напруження на поверхнях розділу різних матеріалів. Також не завжди вдається відобразити особливості геометрії періодичних профілів стержнів та дротяної арматури. Тому в даному випадку чисельно-аналітичний метод потенціалу виявляється більш ефективним.

Метод оснований на застосуванні теореми Бетті про взаємність сумарних робіт та переміщень, що виникають в двох станах об’єкту – основному та допоміжному:

$$\int_s \int X_i^* U_i ds + \int_r P_i^* U_i dr = \int_s \int X_i U_i^* ds + \int_r P_i U_i^* dr, \qquad (10)$$

де P_i - компоненти контурних навантажень основного стану;

U_i - складові вектора переміщень меж основного стану;

X_i - масові сили основного стану.

Відповідні компоненти допоміжного стану позначені символом *.

Для складових елементів конструкцій аналог залежності (10) записується у вигляді:

$$\int_{s_k}\int X_i^{(k)*}U_i ds+\int_{r_k} P_i^{*}U_i dr+\sum_{l=1}^{d_1}\int_{r_{ke}} P_i^{*}U_i dr=$$
$$\int_{s_k}\int X_i^{(k)}U_i^{*} ds+\int_{r_k} P_i U_i^{*} dr+\sum_{l=1}^{d_1}\int_{r_{ke}} P_i U_i^{*} dr, \qquad (11)$$

де d_i - кількість ділянок r_{ke}; r_k і s_k - відповідно межа і область, що займається k-м елементом дослідної конструкції.

Сукупність співвідношень (11), побудованих для всіх елементів $s_k\ (k=1,\ 2)$, утворює повну систему рівнянь для дослідних складових конструкцій.

Для побудови допоміжного стану використовується фундаментальне рішення Кельвіна.

Послідовне застосування теореми Бетті до визначаємого і побудованим допоміжним станам об’єкту приводить до формування співвідношень Соміліана, які записуються у вигляді узагальненого інтегрального представлення переміщень або напружень в точці K, як функції граничних умов і навантаження:

$$u_j^{(\alpha)}(k)=\int_{s_k}\int X_i^{\alpha}(P)U_j^{(\alpha)}U_i^{(r)*}(K,P)ds+\int_{rk} P_i^{(r)}(N)U_j^{(\alpha)}U_i^{(r)*}(K,N)dr-$$
$$-\int_{rk} U_i^{(r)}(N)U_j^{(r)}P_i^{(r)*}(K,N)dr+\sum_{l=1}^{d_1}\Big[\int_{rke} P_i^{(r)}(N)U_j^{(\alpha)}U_i^{(r)*}(K,N)dr-$$
$$-\int_{rke}(N)U_j^{(r)}P_i^{(r)*}(K,N)dr\Big], \qquad i,\ \ j=1,\ 2.$$

На рис. 19 представлена розрахункова схема контактної задачі зчеплення стержневої арматури із звичайним та спеціальним періодичними профілями по ГОСТ 5781-82. Кожний елемент моделі розглядається як окреме тіло, межа якого складається із елементарних прямолінійних фрагментів, позначених умовними номерами 1-29.

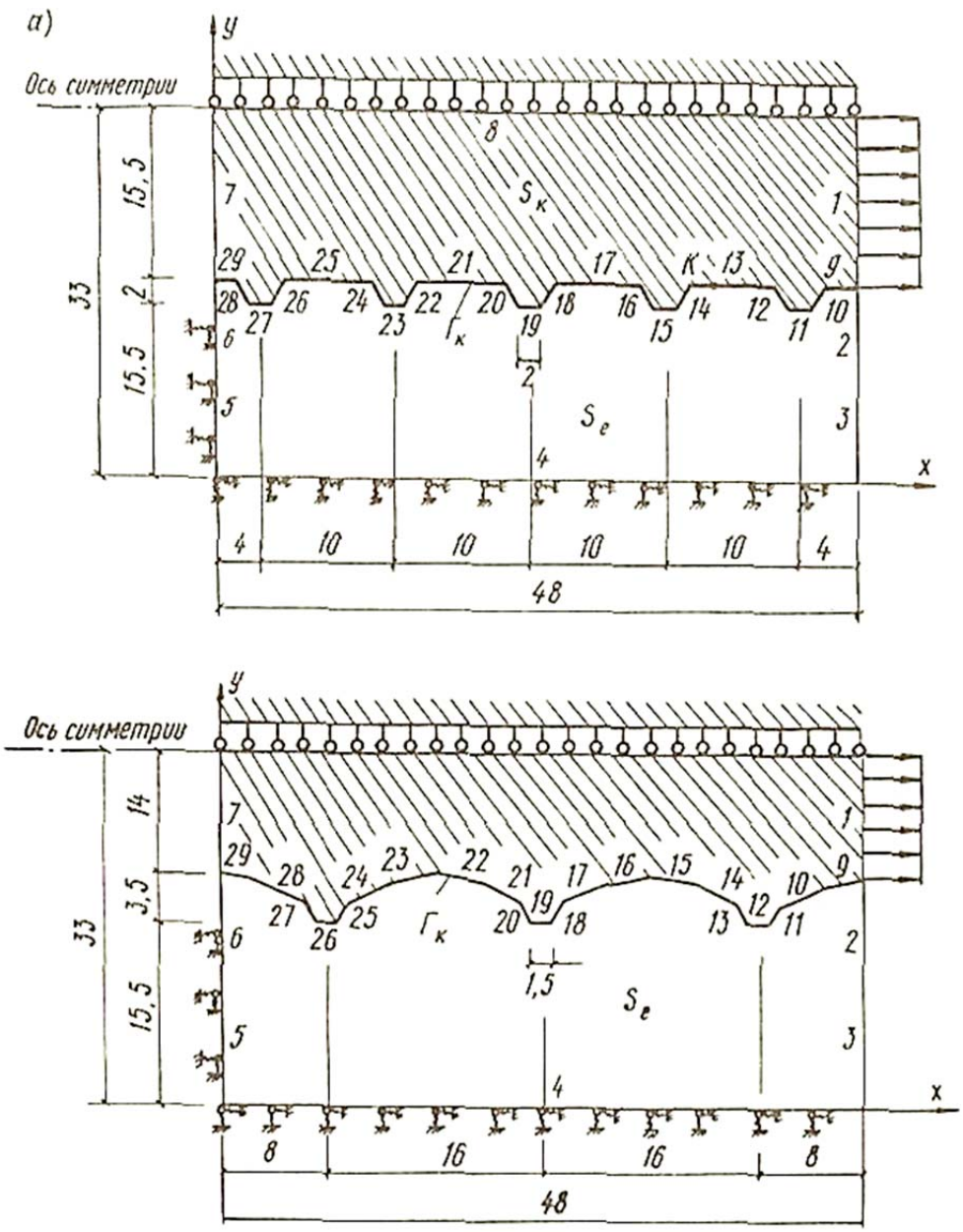


Рис. 19

Розрахункова модель взаємодії арматури звичайного (а) та спеціального (б) періодичного профілів по ГОСТ 5781-82

Враховуючи змінність реальних переміщень і напружень на межі розділу відповідних середовищ в межах фрагменту, ці фрагменти зазвичай розбиваються на більш дрібні ділянки. Спільна робота арматури та бетону забезпечується наявністю контакту на фрагментах 9 - 29 (рис. 19). В залежності від необхідної точності розрахунків і можливості використовуваних технічних засобів ЕОМ таких ділянок може бути порядку декількох тисяч.

В розрахунках із застосуванням методу потенціалу використовуються наступні основні передумови:

- в початковій стадії спільної роботи прийнято, що на контакті A – F присутня повна адгезія (рис. 20);
- потім виникає утворення і розвиток контактних тріщин, так зване відривне зміщення;
- після утворення тріщин відриву розглядається такий вид деформування, при якому поверхні контактних тріщин зміщуються між собою з врахуванням коефіцієнта тертя.

На першій стадії розрахунку на ділянках r_{ke} (на межі двох тіл) контакт елементів приймається ідеальним. Рахується, що на ділянках контакту задовольняється рівняння рівноваги зусиль:

$$P_i(S_k) + P_i(S_e) = 0$$

і умови сумісності переміщень:

$$U_i(S_k) = U_i(S_e),$$

де $P_i(S_k)$, $P_i(S_e)$, $U_i(S_k)$ і $U_i(S_e)$ – компоненти векторів зусиль і переміщень на контактних поверхнях елементів S_k і S_e.

На наступній стадії формозміна умов спряження може відбуватися за рахунок утворення розтягуючих напружень, що приводять до утворення тріщин. При цьому для фрагментів меж, що знаходяться в контакті, можливі три стани:

1) повне зчеплення;
2) зародження і розкриття тріщин із тертям;
3) прослизання.

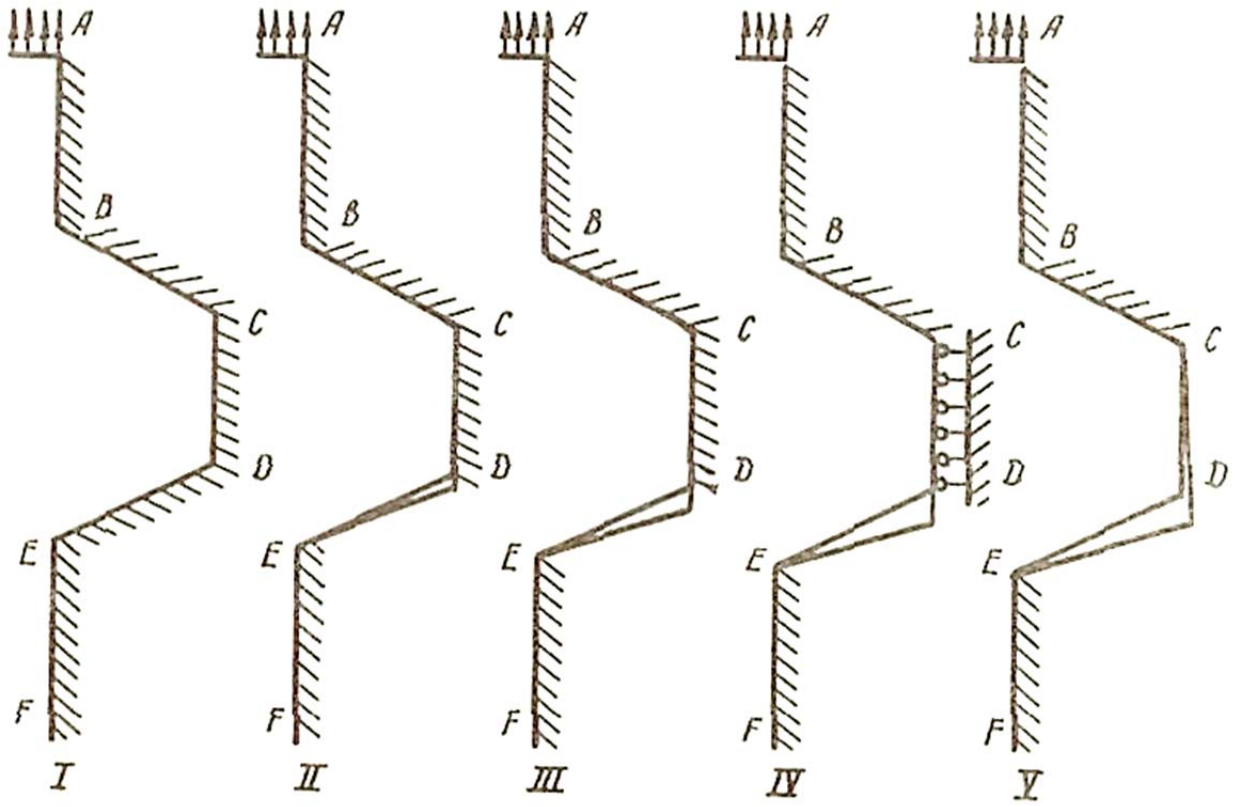


Рис. 20

Послідовність відриву контактних поверхонь арматурного стержня та бетону

Зсувне напруження τ на контактній поверхні між арматурою і бетоном залежить від тертя:

$$\tau = f \cdot \sigma_n,$$

де f – коефіцієнт тертя; σ_n – напруження на поверхні розділу між арматурою та бетоном, що направляється по нормалі до контактної поверхні.

На контактує мій поверхні виділимо точку К і з врахуванням сил тертя f запишемо рівність Соміліана без врахування масових (об'ємних) сил:

$$U_{i(k)} = P_j(N)\int_{r_k} U_i U_j(K,N)dn_2 - U_i(N)\int_{r_k} U_i P_j(K,N)dn_2 +$$

$$+P_i(N)\int_{r_{ke}} \left[(U_i U_j(\mathrm{K,N}) + \mathrm{f}U_j U_i(\mathrm{K,N})\mathrm{dn}_2)\right] - U_j(N)\int_{r_{ke}} U_i P_j(K,N)\mathrm{dn}_2.$$

Розташовуючи послідовно точку К на кожній ділянці і використовуючи алгебраїчний аналог формули Соміліана, рівняння рівноваги і умови сумісності, складається система алгебраїчних рівнянь, в результаті вирішення яких визначається розподіл переміщень і напружень на контурі.

Після знаходження зусиль і переміщень в стадії без тріщин на першому кроці завантаження в місцях контакту елементів r_{ke} перевіряється умова міцності для бетону з врахуванням складного напруженого стану.

Розглянемо результати розрахунку взаємодії арматурного стержня з бетоном.

На рис. 20 відображена динаміка появи і розвитку контактних тріщин в бетоні у поперечного виступу профілю арматури.

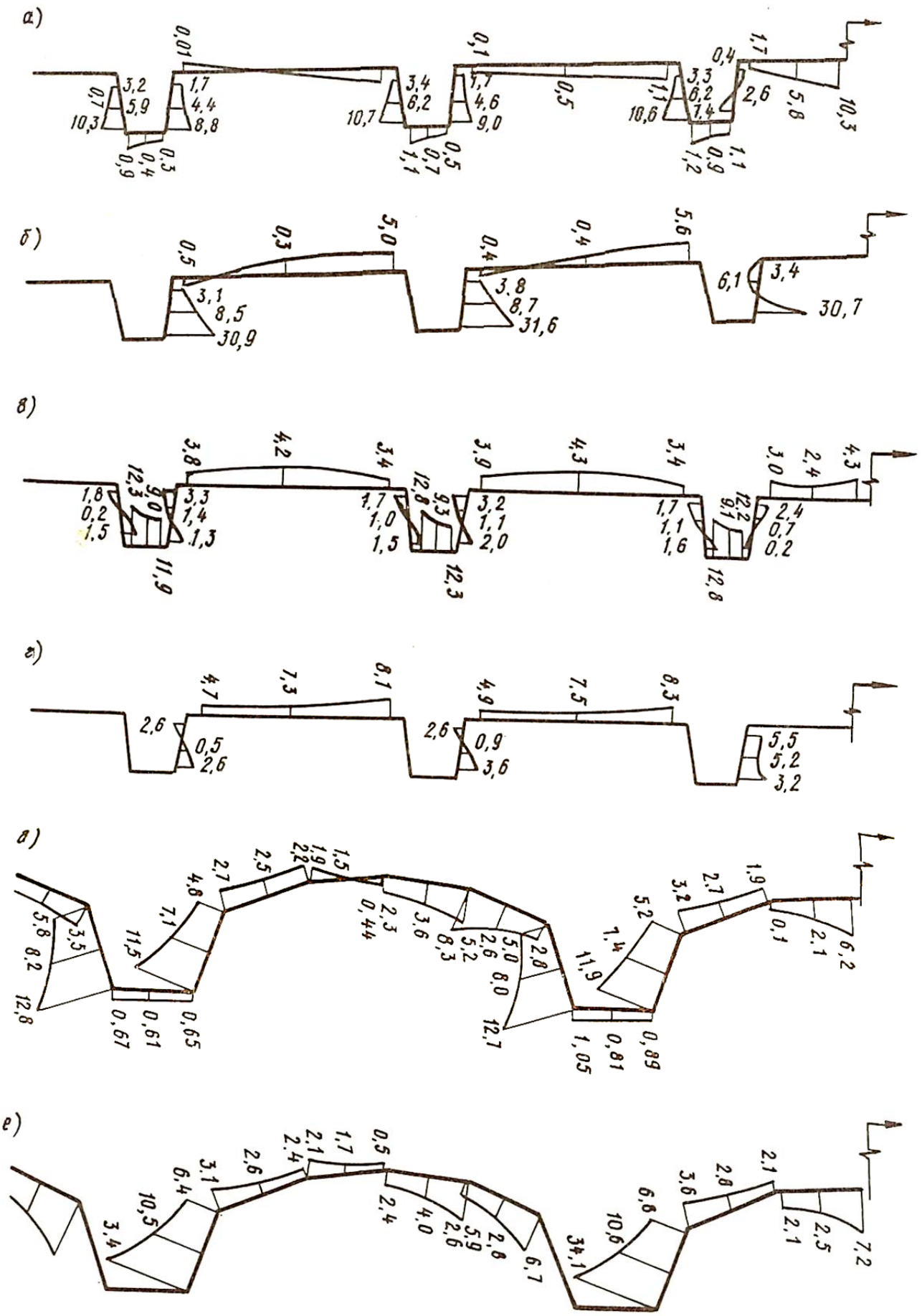
Внаслідок відриву контактна поверхня на «n+1» кроці навантаження переміщується без передачі напружень по лінії ED, тобто в цій частині фрагменту відбувається розрив зміщень та напружень. В процесі розриву зміщень і напружень на ділянках розділу двох тіл аж до руйнування розчинів замонолічування зразка можна виділити декілька основних характерних стадій:

- стадія I – характеризується умовою спільного деформування контактних поверхонь;
- стадія II – долаються гранична міцність і деформації бетону і зароджується локальна тріщина на частині поперечного виступу;
- стадія III – розвиток контактної тріщини вздовж контакту,

одночасно з виникненням контактних тріщин відбувається перерозподіл напружень між фрагментами контактуємих поверхонь;

- стадія IV – в результаті перерозподілу зусиль зі сторони виступу арматури, протилежній до виникненої тріщини, відбувається ущільнення бетону, що призводить до взаємного зміщенню бетону відносно вершини виступів стержня;
- стадія V – утворення магістральної тріщини, руйнування бетонного оточення, інтенсивного зміщення арматурного стержня.

На рис. 21 представлено розподіл контактних напружень (нормальних σ_n і дотичних τ) на поверхні розділу арматури і бетону для випадків звичайного і спеціального профілів. Спостерігається концентрація напружень у вершин поперечних виступів профілю, яка помітно усилюється після утворення контактних тріщин.



Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	АТЕСТАЦІЙНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА	Арк.

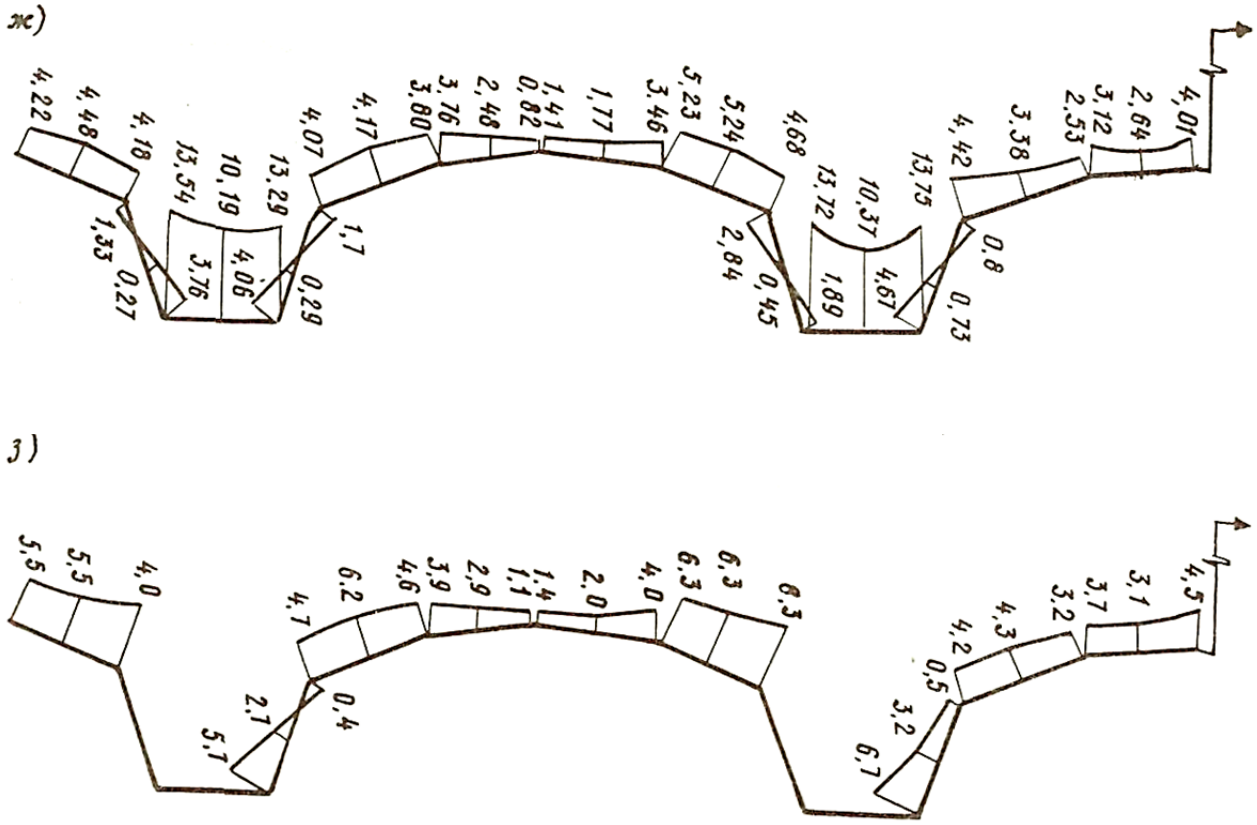


Рис. 21

Розподіл контактних напружень

а – нормальні σ_n , до відриву, зі звичайним профілем;

б – нормальні σ_n , після відриву, зі звичайним профілем;

в – дотичні τ , до відриву, зі звичайним профілем;

г – дотичні τ , після відриву, зі звичайним профілем;

д – нормальні σ_n , до відриву, із спеціальним профілем;

е – нормальні σ_n , після відриву, із спеціальним профілем;

ж – дотичні τ , до відриву, із спеціальним профілем;

з – дотичні τ , після відриву, із спеціальним профілем

При порівнянні результатів розрахунку для випадку звичайного і спеціального профілів можна відмітити наступне. При однакових навантаженнях і рівних довжинах закладання в бетон контактні напруження по абсолютній величині вищі у виступів арматури зі спеціальним профілем. Це пов’язано з тим, що крок виступів

спеціального профілю в 1,6 рази більше, ніж у звичайного. У зв'язку з цим контактні тріщини у виступів спеціального профілю зароджуються при більш низькому навантаженню, однак після утворення цих тріщин зміщення арматури зі звичайним профілем відбуваються більш інтенсивно (рис. 22). В результаті деформативність зчеплення стержнів зі спеціальним профілем нижче, ніж для стандартної арматури.

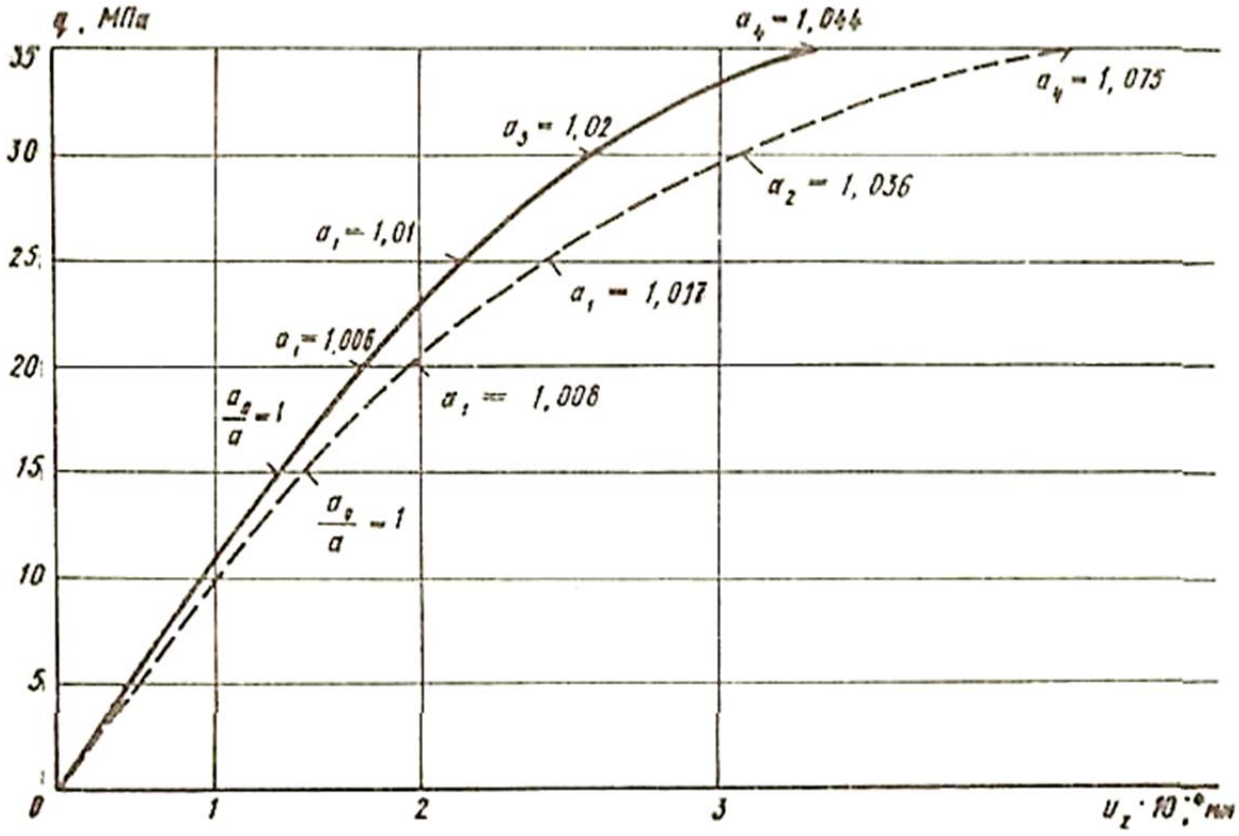


Рис. 22

Діаграма «навантаження – зчеплення» з врахуванням відриву контактних поверхонь

— - для арматури зі спеціальним профілем;

- - - - - для арматури зі звичайним профілем

Після утворення першої тріщини площа контакту між арматурою і бетоном зменшується. Якщо початкову площу контакту прийняти такою, що дорівнює a_0 , то зміна поверхні їх взаємного контакту буде відповідно характеризуватись величинами a_1, a_2, a_3, a_4 (рис. 22). Зменшення площі взаємного контакту призводить до зниження жорсткості взаємодії «арматура – бетон». Це викликає перерозподіл зусиль на ділянках контакту і утворення нових концентраторів напружень на контакті, а в результаті і магістральної тріщини в бетоні.

Аналіз результатів чисельних випробувань виявив факт нерівномірності розподілу осьових напружень σ_z в поперечному перерізі арматурного стержня періодичного профілю, закладеного в бетон.

Середні волокна стержня на 3-7 % виявляються більш навантаженими у порівнянні з його периферійними шарами. Цей ефект, очевидно, пояснюється більшою осьовою піддатливістю периферійної зони стержня (консолі поперечних виступів профілю і зовнішня оболонка стержня, що знаходиться у взаємодії з бетоном), ніж його серцевини.

Отримана сукупність полів напружень та переміщень у контакту «арматура – бетон», визначена з урахуванням внутрішнього тріщиноутворення і тертя взаємодіючих тіл, показує широкі можливості методу при побудові моделей розрахунку складно напружених зон та ділянок, що включають різнорідні взаємодіючі матеріали.

Як показують експериментальні дослідження та результати розрахунків, розподіл напружень зчеплення по довжині стержня не є рівномірним. Це положення має важливе значення при визначенні довжини анкерування арматурного стержня в конструкції.

4. Експериментальні дослідження зчеплення арматури з бетоном

Спільна робота арматури і бетону можлива тільки при наявності надійного зчеплення між ними. Параметри геометричних форм періодичного профілю арматури є основними факторами, що впливають на зчеплення.

Існує декілька методів дослідження величини зчеплення стальної арматури з бетоном.

На рис. 23 та рис. 24 показана схема установки для випробування на витягування арматурного стержня з бетонної призми, які проводять на основі ГОСТів. Випробування заключаються в тому що, через бетонну призму пропускається арматурний стержень, до одного його кінця прикладають розтягуюче зусилля, а на іншому (вільному) кінці за допомогою індикатора фіксуються деформації втягування незавантаженого кінця стержня та визначається енергоємність руйнування зчеплення арматури з бетоном.

Такий дослід проводять для різних видів періодичного профілю.

За його результатами будуються діаграми втягування в бетон вільного кінця арматурного стержня та розтягу завантаженого кінця арматурного стержня, і виконують порівняння результатів.

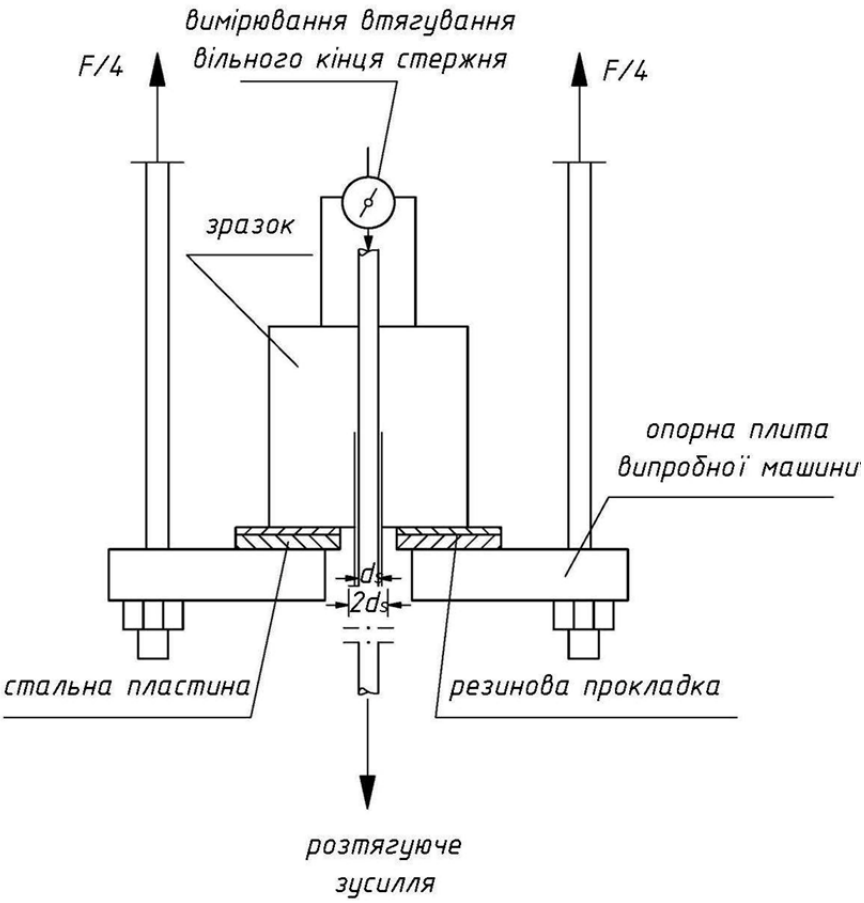
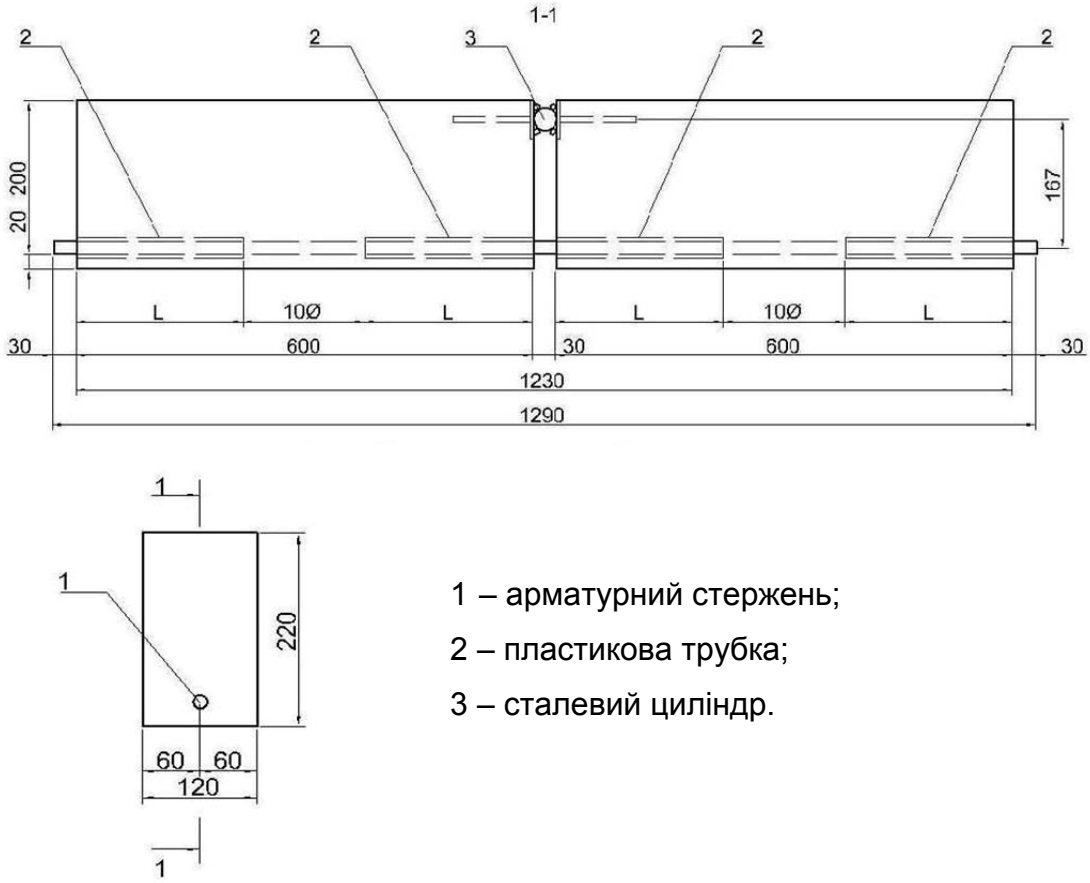

вимірювання втягування
вільного кінця стержня
F/4
F/4
зразок
опорна плита
випробної машини
ds
2ds
стальна пластина
резинова прокладка
розтягуюче
зусилля

Рис. 23

Рис. 24

На рис. 25 та рис. 26 представлена схема установки для випробування на зчеплення арматури з бетоном за балочним методом RILEM/CEB/FIP, який передбачає випробування спеціальних зразків бетонної балки на згин.



1 – арматурний стержень;

2 – пластикова трубка;

3 – сталевий циліндр.

Рис. 25

Конструкція випробувальних зразків

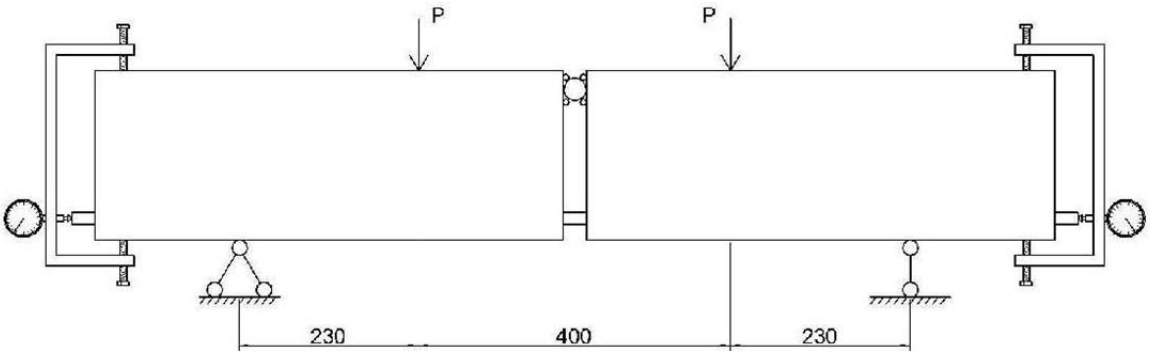


Рис. 26

Схема випробувань дослідних зразків

Балка складається з двох половинок, з'єднаних між собою в розтягнутій зоні випробувальним арматурним стержнем, а в стиснутій зоні шарніром у вигляді двох закладних деталей і сталевим циліндром між ними. Випробувальний арматурний стержень на середині кожної з половинок має зчеплення з бетоном довжиною 10d (d – діаметр стержня), а на інших ділянках розташований у спеціальних пластикових трубках, які виключають його зчеплення з бетоном.

Балки випробуються двома зосередженими силами. В процесі випробувань вимірюються переміщення розташованих на торці балок вільного кінця дослідного стержня.

Завантаження зразків здійснюється ступенями від передбачуваного граничного навантаження висмикування арматурного стержня з бетону. Величина навантаження контролюється зразковим динамометром з індикатором годинникового типу. Зсув вільних кінців випробувального арматурного стержня вимірюється індикатором годинникового типу. На кожній ступені витримувалось навантаження, і в цей час знімались показання індикаторів.

Отримані контрольовані дослідні значення дотичних напружень τ_m, τ_r для арматури порівнюються з вимогами EN 1992-1-1:2004 «Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій. Загальні правила і правила для споруд».

В існуючій світовій практиці основним методом оцінювання зчеплення арматури з бетоном є саме балочний метод RILEM/CEB/FIP.

Дослідженням впливу параметрів періодичного профілю арматури на зчеплення її з бетоном присвячені роботи багатьох вчених. За результатами випробувань стержнів на висмикування з

бетону, виконаних різними авторами, простежується досить чітка лінійна залежність зростання граничних напружень в стержнях зі збільшенням значення відносної площі зминання f_R. Однак такі випробування зазвичай проводились з арматурою, що має одну певну конфігурацію періодичного профілю. Не враховувався вплив характеру взаємодії з бетоном на міцність зчеплення. Недостатньо даних про вплив профілю арматури на деформативність зчеплення, а на розподіл напружень зчеплення по довжині закладення арматурного стержня в бетон вони відсутні.

Тому стали проводитися випробування на витягування арматурних стержнів з кільцевим та періодичним профілями з бетонних кубів.

Одне з таких випробувань заключалося у витягуванні арматурних стержнів d=25 мм класу А500С з кільцевим та періодичними профілями з бетонних кубів. В якості варійованих факторів експерименту були прийняті:

- вид періодичного профілю арматури (кільцевий періодичний профіль (f_R = 0.21), відповідний ГОСТ 5781-82, серповидний профіль (f_R = 0.08), відповідний ТУ 14-1-5254;

- максимальна висота поперечних виступів арматури, hs, мм (2,1; 1,5 і 0,6 мм - для випадку з арматурою кільцевого періодичного профілю і 2,4; 1,3 і 0,8 мм - для випадку з арматурою серповидного періодичного профілю);

- величина закладення (lan) арматури в бетон для зразків з арматурою кільцевого і серповидного профілів (5d, 7d, 8d і 11d).

Проектування дослідних зразків проводилося згідно з вимогами рекомендацій РИЛЕМ («Міжнародний союз лабораторій і експертів в галузі будівельних матеріалів, систем і конструкцій») / ЕКБ («Європейський комітет з бетону і залізобетону») / ФИП («Міжнародна

федерація з попередньонапруженого залізобетону»)

Дослідний зразок для випробування на зчеплення представляв собою центрально армовану бетонну призму з розмірами поперечного перерізу 300х300 мм. Висота призми варіювалася залежно від величини закладення арматури в бетон. Ущільнення бетонної суміші при укладанні у форму здійснювалося за допомогою глибинного вібратора. Після ущільнення бетону зразки витримувалися протягом 3 діб під шаром вологої тирси, після розпалубки вони зберігалися у природних умовах. Середнє значення межі текучості для п'яти дослідних зразків арматури - f_y = 509,3 МПа, тимчасовий опір - f_t = 616,8 МПа. Призмова міцність бетону за результатами випробувань бетонних призм склала 24,5 МПа.

Випробування дослідних зразків проводилися на розривній машині Р50. Для забезпечення надійного кріплення арматури в захватах з боку завантажуваного кінця передбачався випуск арматури з бетону. Бетонний зразок фіксувався за допомогою системи траверс, 4 тяжів і затискачів до рухомого захвату розривної машини так, щоб вільний кінець арматури проходив між нижніми фіксуючими траверсами і закріплювався в нерухомому захваті розривної машини. Перед завантаженням виконувалось центрування зразка. Зусилля прикладалися до стержня етапами з різницею в 10-20 кН і витримувалися на кожному етапі протягом 3 хвилин.

Аналіз дослідних даних випробувань 45 зразків показав невідповідність з твердженнями про лінійні залежності між максимальними напруженнями і відносною площею зминання профілю арматури, згідно з якими напруження на завантаженому кінці арматури серповидного профілю в момент порушення зчеплення повинні бути значно менше максимальних напружень на завантаженому кінці арматури кільцевого профілю, що має значення

відносної площі зминання в кілька разів більше аналогічного параметра для арматури серповидного профілю. Величина граничного навантаження виявилася приблизно однаковою для арматури даних видів профілів.

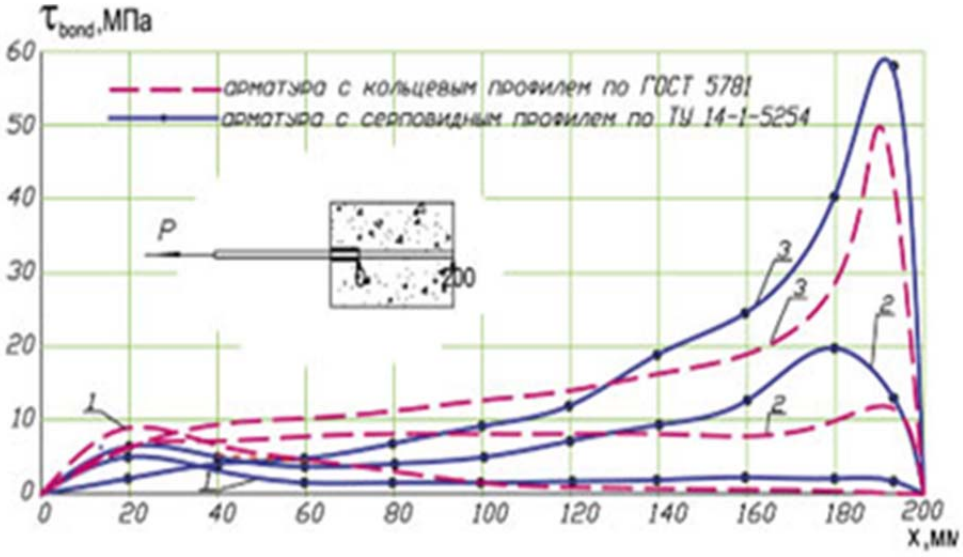


Рис. 27

Напруження зчеплення по довжині закладання арматури в бетон

1 – дослідні дані при P/P=0,15; 2 – дослідні дані при P/P=0,44;

3 – дослідні дані при P/P=0,89

Напруження зчеплення $\tau_{bond(x)}$ по довжині анкерування визначалися за значеннями деформацій арматури, вимірюваним за допомогою наклеєних по довжині її закладення тензодатчиків. Наклейка тензодатчиків проводилася в пази, виточені на половинках арматури, попередньо розрізаної уздовж. У цих же пазах розміщувалися і вивідні дроти, після чого половинки склеювалися і прихоплювались зварюванням. Аналіз розподілів напружень показав, що нормальні напруження в арматурі кільцевого періодичного профілю, відповідного ГОСТ 5781 розподілялися по довжині закладення більш рівномірно, ніж у випадку з арматурою серповидного періодичного профілю, відповідного ТУ 14-1 - 5254. Аналіз картини розподілу напружень зчеплення по довжині

закладення показав, що зі збільшенням навантаження максимальне значення напружень зчеплення збільшується і переміщується від завантаженого кінця арматури до незавантаженого кінця, що призводить до порівняно високих значень цієї величини (до 60 МПа) в перерізах, близьких до незавантаженого кінця стержня . При однаковому граничному навантаженні, при якому зчеплення ще не порушувалось, значення максимального напруження зчеплення з бетоном арматури з кільцевим профілем було менше, ніж у випадку з арматурою серповидного профілю (рис. 27).

Суттєвий вплив на напружено - деформований стан конструкції та особливості анкерування арматури в ній має вид зовнішнього навантаження.

Підтвердження цього є результати експериментальних досліджень, проведених Є.М. Бабичем та Н.І. Ільчук у Рівненському Національному університеті водного господарства та природокористування.

Там випробували двошарнірні залізобетонні рами, які навантажували зусиллями різних режимів (рис. 28). До рами 1Р-1 прикладали ступенями зростаюче зусилля до руйнування. Рама 1Р-2 піддавалась десятикратному повторному навантаженню до рівня 0,65 Pu (де Pu – руйнівне навантаження, визначене за результатами випробування рами 1Р-1), а на одинадцятому циклі доведені до руйнування. Раму 1Р-3 на протязі шести циклів повторно навантажували до рівня 0,65Pu, а на сьомому довантажили до 0,785 Pu, на восьмому, дев’ятому і десятому циклах її знову навантажували до рівня 0,65Pu, і, нарешті, на одинадцятому рама була зруйнована. Раму 1Р-4 навантажували так, як і раму 1Р-3, але на першому і восьмому циклах рівень навантаження становив 0,785 Pu.

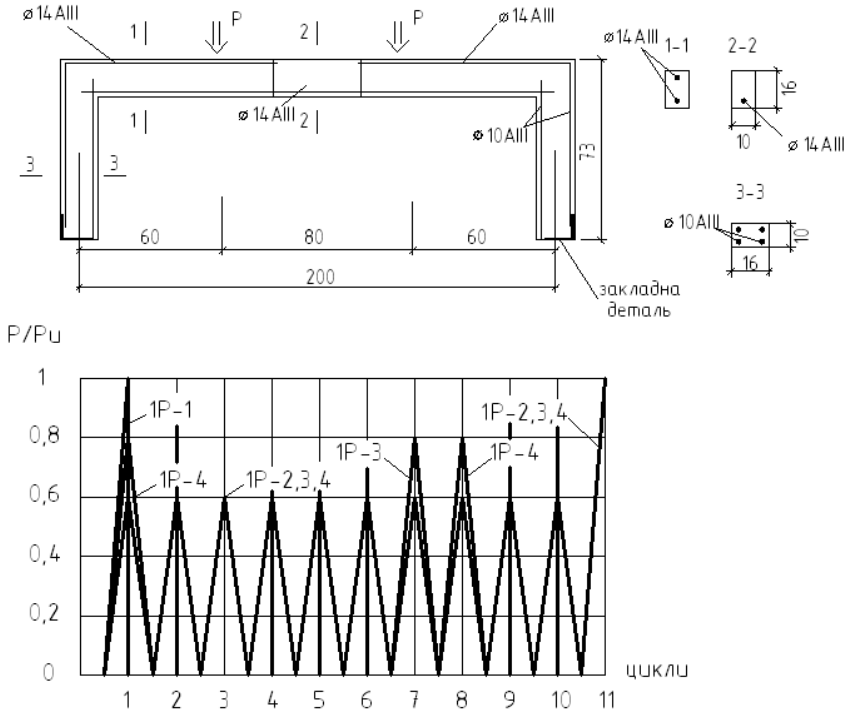


Рис. 28

Конструктивна схема та режими навантаження дослідних рам першої серії

Дослідженнями встановлено, що міцність монолітних рам з точки зору характеру роботи вузлів після повторного навантаження змінюється не тільки кількісно, але і якісно (рис. 29). Так, циклічне прикладання зусиль до ригелів сприяє порушенню анкерування арматури у вузлах рам, що спричиняє передчасне руйнування у порівнянні з рамами, які навантажені монотонними зусиллями до руйнування.

Руйнування усіх досліджуваних рам починається з утворення пластичного шарніру у ригелі, у середній його частині, між зосередженими силами.

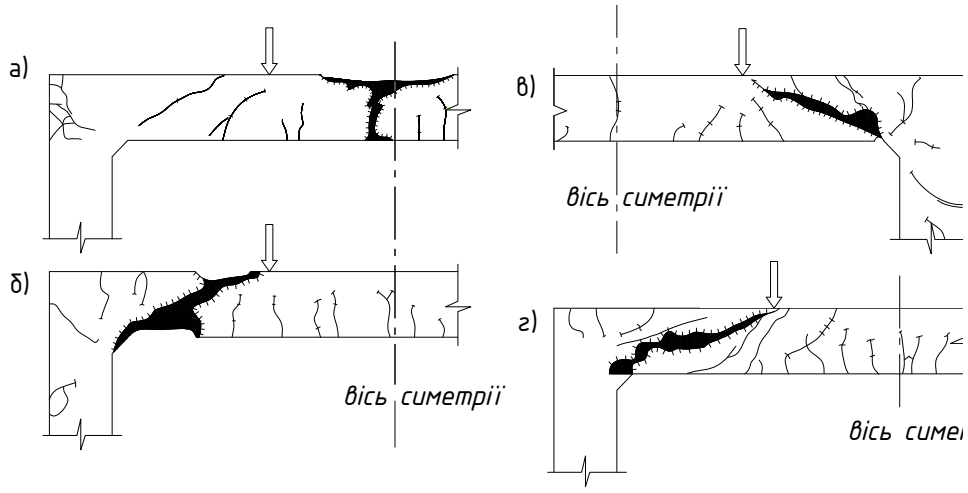


Рис. 29

Характер руйнування рам серій а – 1Р – 1; б – 1Р – 2;
в – 1Р – 3; г – 1Р – 4

У зв'язку з тим, що усі випробувані повторним навантаженням рами були зруйновані внаслідок порушення анкерування у опорному перерізі ригеля (у вузлі), тобто висмикуванням арматури, чинником втрати несучої здатності слід вважати саме вплив циклічних навантаження на зчеплення арматури з бетоном. У свій час у КНУБА були проведені дослідження випливу змінних навантажень на зчеплення арматури з бетоном. Результати досліджень свідчать про те, що змінні навантаження суттєво впливають на міцність зчеплення бетону з арматурою. Тут основними чинниками є рівень навантаження $\eta = \sigma / R_b$, довжина анкерування $\lambda = l_{an} / d$ і кількість циклів повторного навантаження.

Встановлено, що при високому рівні навантаження ($\sigma_0^{\max} \geq 0,8\sigma_{su}$) та відносній довжині анкерування $\lambda = 10$, малоциклове навантаження одного знака зменшує міцність зчеплення бетону з арматурою на 15%. При знакозмінних навантаженнях високих рівнів з характеристикою циклів $\rho = \sigma_0^{\max} / \sigma_0^{\min} = 0,5...1,0$ значно збільшується деформативність контакту арматури періодичного профілю з бетоном, що може призвести до втрати міцності зчеплення майже у 2

рази або, навіть, до малоциклової втомленості при зчепленні.

Зважаючи на те, що у розглядуваному випадку величина λ знаходиться у межах 15…20 передчасне висмикування арматури за рахунок повторення навантаження цілком ймовірне. Про це свідчать наведені у табл. 1 дані про міцність і деформації випробуваних рам.

Таблиця 1

Результати випробування рам

Шифр зразка	Руйнівне навантаження *Pu*, кН	$\frac{P_{ui}}{P_{u1}}$	Максимальні деформації перед руйнуванням	
			у стисн. бетоні 10^5	у розтягн. арматурі 10^5
1Р-1	35,0	1	360,0	257,2
1Р-2	31,25	0,893	310,4	220,0
1Р-3	28,75	0,830	224,0	199,0
1Р-4	27,5	0,785	303,0	200,0

Як видно з таблиці 1, деформації бетону і арматури зменшуються зі збільшенням інтенсивності циклічних навантажень. При цьому зрозуміло, що в усіх варіантах навантажень бетон працює на додільній гілці деформування. Але, при повторних навантаженнях можливості вибрати повністю пластичні деформації не встигають проявлятися за рахунок певної втрати зчеплення у процесі повторних навантажень. Скоріше за усе, пластичні деформації найбільш повно проявляються у випадку монотонного навантаження до руйнування. Доведеться ще детально проаналізувати вплив порядку прикладання навантаження різної інтенсивності. Від цього, найймовірніше залежить ступінь втрати зчеплення арматури з бетоном у вузлах рами.

З проведеного аналізу руйнування стає очевидним, що при можливості у процесі експлуатації дії повторних зусиль, навіть середнього рівня (у межах 0,6…0,7 Pu) слід звертати серйозну увагу на анкерування робочої арматури у вузлах.

Як приклад надійного анкерування консолей колон можна навести конструктивне рішення вузла, який, був виконаний і випробуваний у Білоруській державній політехнічній академії.

Металева консоль, яка досить часто зустрічається у будівлях різного призначення , уявляє собою 2 швелера № 24, які монолітно зв'язані з колоною за допомогою закладної деталі (рис. 30). Закладна деталь складається з двох металевих листів товщиною 14 мм і приварених до них арматурних стержнів 5∅25 AIII. Характер руйнування відзначається відривом верхньої розтягнутої частини бетону монолітної колони (рис. 31). Така картина руйнування співпадає з результатами випробувань інших авторів, причому у зразках з'являються характерні тріщини розкривання у тілі колони на рівні консолі.

Дані випробувань свідчать про те, що аж до моменту руйнування колон, спряження металевої консолі з колоною працює досить надійно. Порушень анкерування не відмічено. Ширина розкриття тріщин не перевищує допустиму величину. Різна послідовність та небагатократне (до 5 разів) повторення навантажень експлуатаційного рівня не впливає на значення прогинів і деформацій при максимальних зусиллях у циклічних навантаженнях.

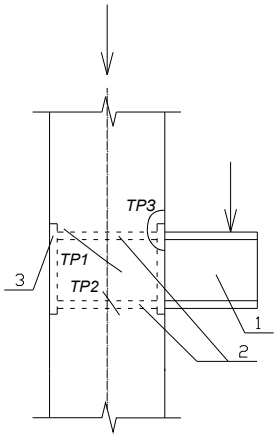


Рис. 30

Карта утворення тріщин: 1 – два швелери №24; 2 –стержні 2∅25AIII;

3 – пластина δ =14мм

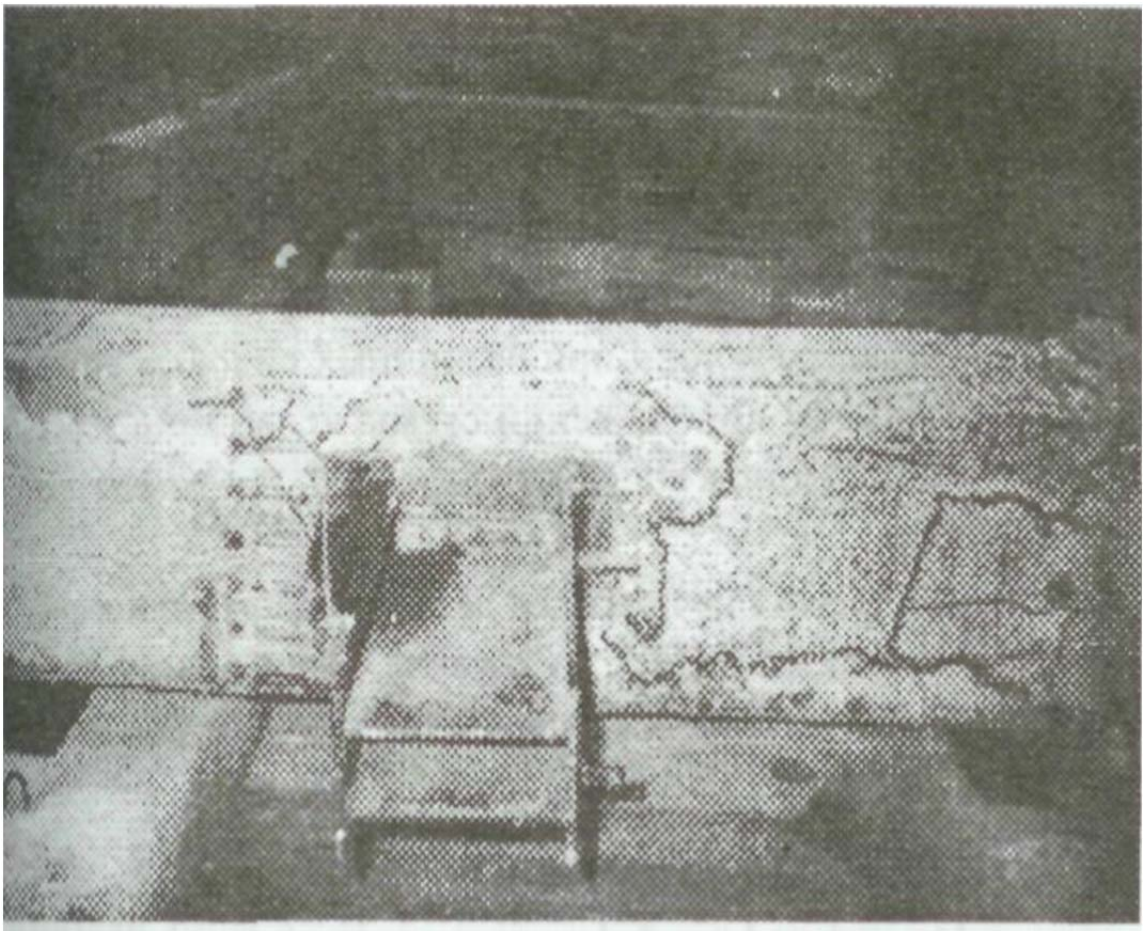


Рис. 31

Загальний вигляд руйнування зразка

Аналізом досліджень, виконаним для монолітних рамних вузлів встановлено, що повторні навантаження можуть суттєво змінити їх міцність, тріщиноутворення та деформації.

Змінення міцності вузла може відбуватися за рахунок багатьох чинників. Основними чинниками зменшення міцності вузла у цілому слід вважати зниження міцності бетону на стиск або розтяг, або настання малоциклової втомленості для високих напружень, особливо у локальних зонах при повторних навантаженнях. Міцність перерізів вузлів може також знижуватися внаслідок недостатнього зчеплення робочої арматури. Таке явище характерне для випадку армування новими видами арматури серповидного профілю з бетоном при недостатній довжині анкерування.

5. Анкерування арматури в бетоні

У залізобетонних конструкціях закріплення кінців арматури в бетоні – анкерування – досягається запуском арматури за розглянутий переріз на довжину зони передачі зусиль з арматури на бетон (обумовлену зчепленням арматури з бетоном), а також за допомогою анкерних пристроїв.

Анкерування арматури запобігає її проковзуванню в бетоні під час навантажування конструкції і гарантує спільну роботу бетону та сталі. Особливо важливе воно біля крайніх опор і у вузлах стержньових конструкцій, де з бетону можуть бути висмикнуті стержні розтягнутої робочої арматури A_s.

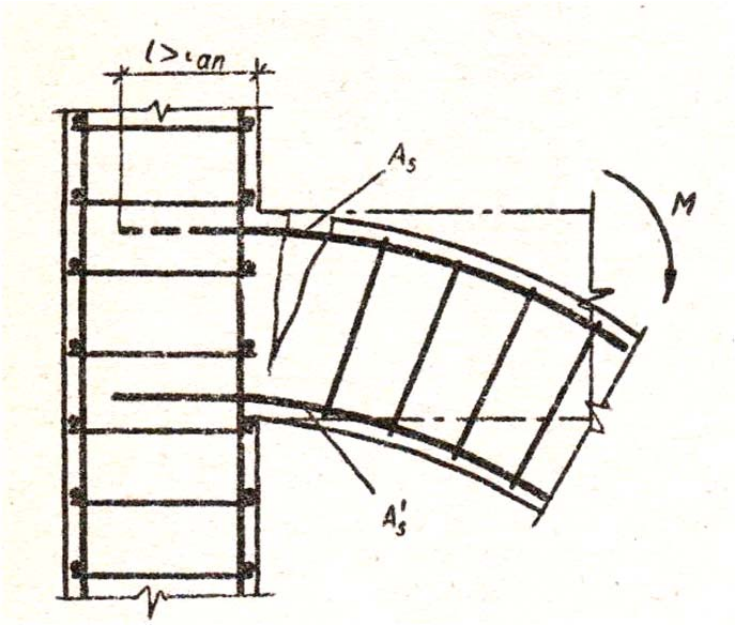


Рис. 32

Висмикування арматури біля крайньої опори при недостатній довжині анкерування

Анкерування забезпечується за рахунок зчеплення бетону з арматурою. Якщо на прямій ділянці конструктивно не можна забезпечити довжини зони анкерування $l_{ан}$, то стержень відгинають на 90° по дузі кола радіусом не менш як 5d. Довжина прямої ділянки має

бути не менш як 0,5$l_{ан}$, а на відігнутій ділянці встановлюють додаткову поперечну арматуру, яка перешкоджає розгинанню стержня.

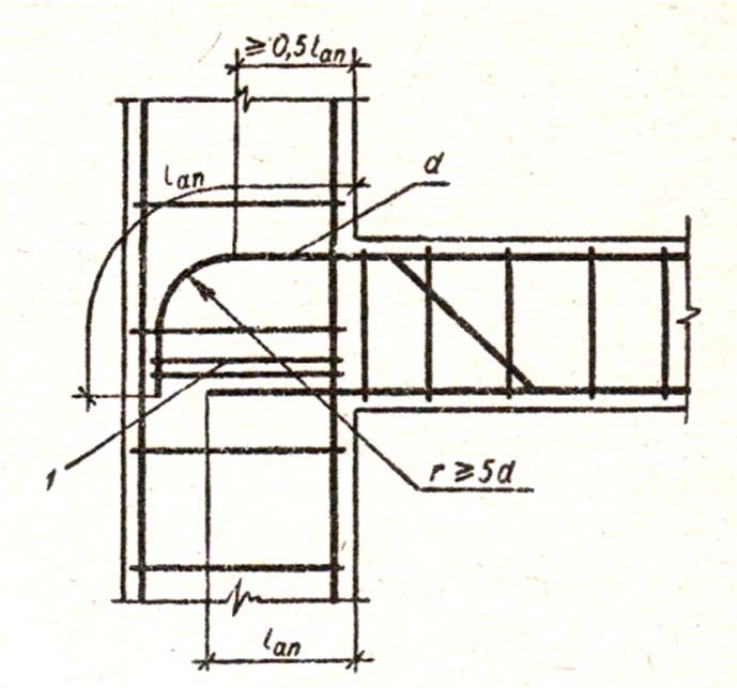


Рис. 33

Забезпечення анкерування відгином стержня

1 – додаткові хомути, що перешкоджають розгинанню стержня

Для анкерування гладкої арматури (клас А 240С) на кінцях розтягнутих стержнів загинають гаки,

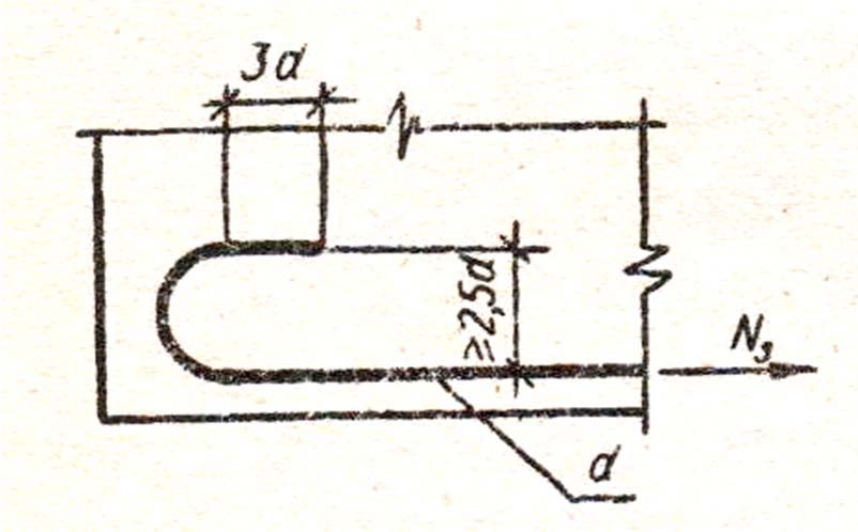


Рис. 34

Забезпечення анкерування гаками на кінцях гладких стержнів

на кінцях арматури періодичного профілю, якщо довжина зони анкерування недостатня, відгинають «лапки» під кутом 90°,

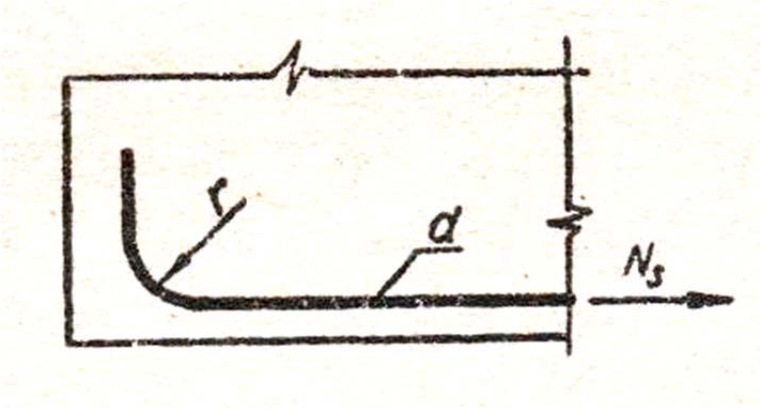


Рис. 35

Забезпечення анкерування лапками на кінцях стержнів періодичного профілю

оскільки, згинаючи гак, можна зламати стержень.

Стики арматури петльовими анкерами застосовують у збірно-монолітних конструкціях.

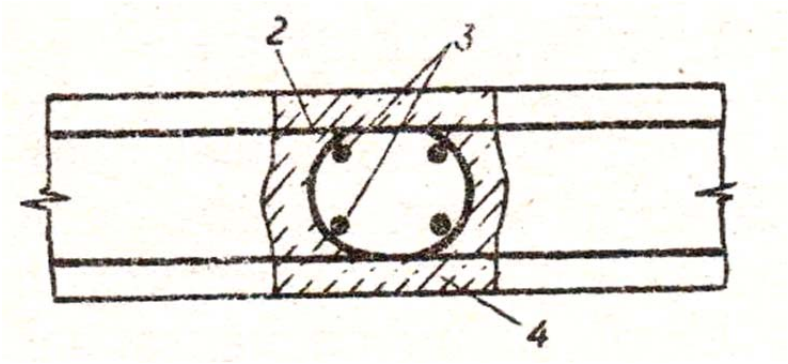


Рис. 36

Поперечне армування у збірно-монолітних конструкціях

2 – анкерований стержень; 3 – поперечна арматура не менш як 2 Ø 6; 4 – бетон замонолічування

Надійне анкерування розтягнутої арматури гарантують петльові анкери. У цьому випадку обидва анкерованих стержні мають бути навантажені приблизно однаково. У межах петльового анкера передбачають поперечне армування, яке підвищує міцність бетону на виколювання і на місцеве стискання.

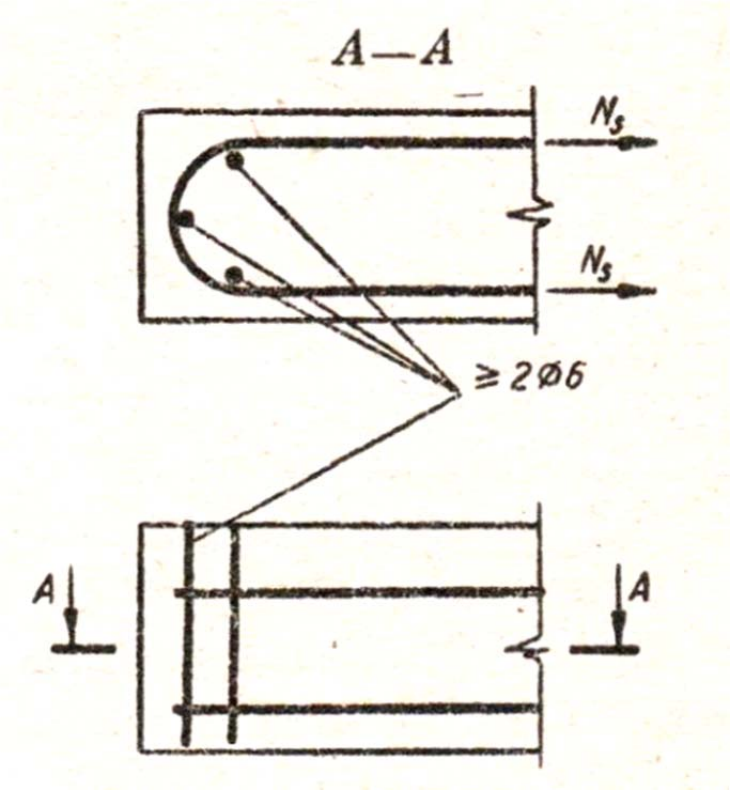


Рис. 37

Поперечне армування у збірних конструкціях

На крайніх вільних опорах плит анкерування поздовжніх стержнів у зварних сітках забезпечується точковим зварюванням поперечних стержнів, яких по довжині анкерування має бути не менш як два, а їхній діаметр .

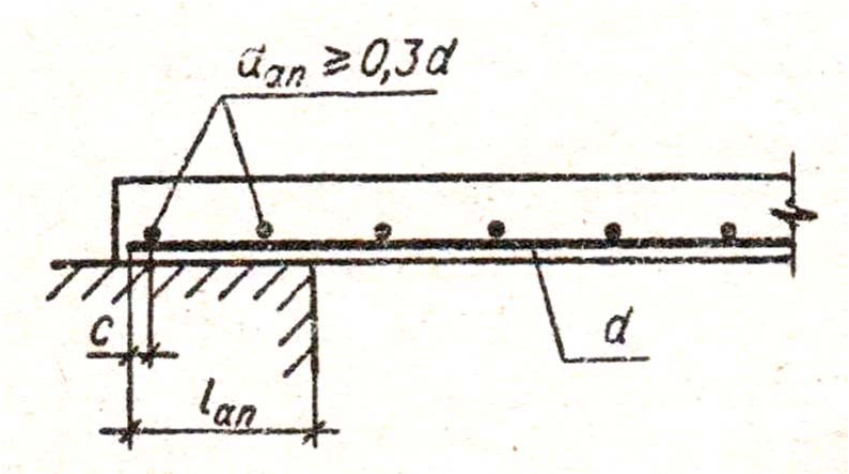


Рис. 38

Поперечне армування у зварних сіток на крайніх вільних опорах

У зварних каркасах анкерування гладкої поздовжньої

розтягнутої арматури забезпечується постановкою не менш як двох поперечних стержнів діаметром .

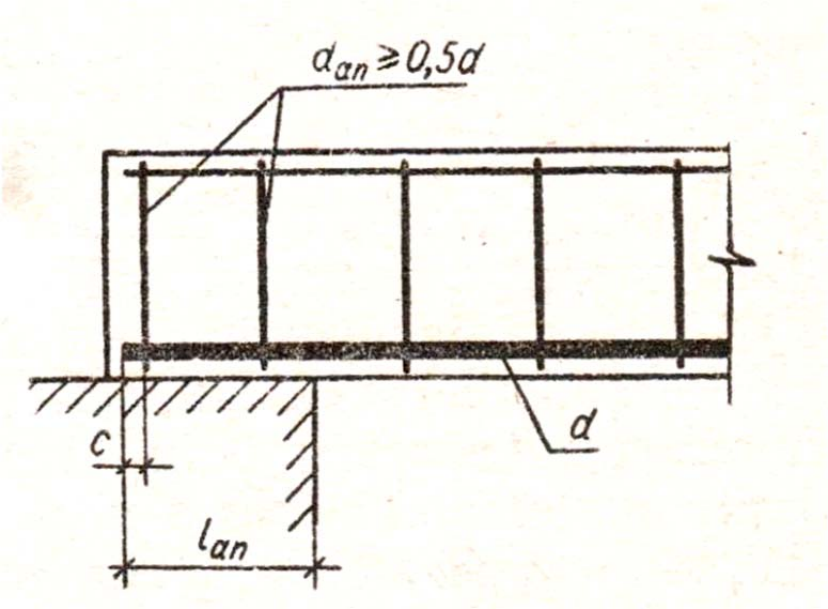


Рис. 39

Поперечне армування у зварних каркасів

Арматуру періодичного профілю заводять за, грань вільної опори елемента на5d у плитах і на 10d у балках.

Дротяну арматуру в пучках анкерують конусними пробками.

Можна застосовувати спеціальні анкери у вигляді пластинок квадратної форми, арматурних оцупків, приварюваних на торцях стержнів. Використовують також гайки, накручувані на кінець стержня, циліндричні гільзи, обтискувані до початку в них пластичних деформацій. Як анкери застосовують, висаджені головки на арматурних стержнях, які формують при розігріванні ділянки стержня струмом.

Анкерування арматури шляхом влаштування на кінцях спеціальних анкерів:

1) приварених пластин

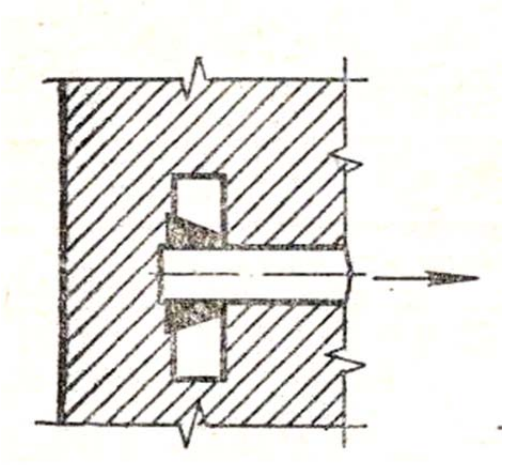


Рис. 40

2) обтиснутих пластин

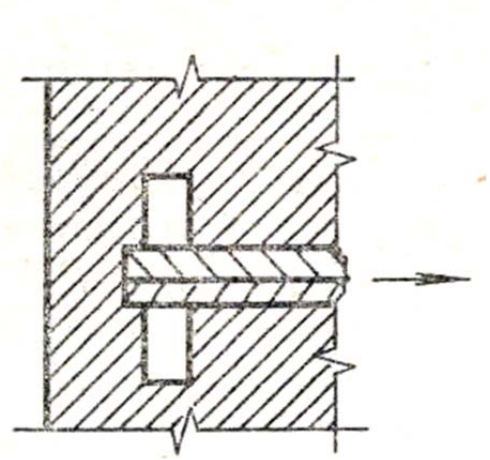


Рис. 41

3) висаджена головка

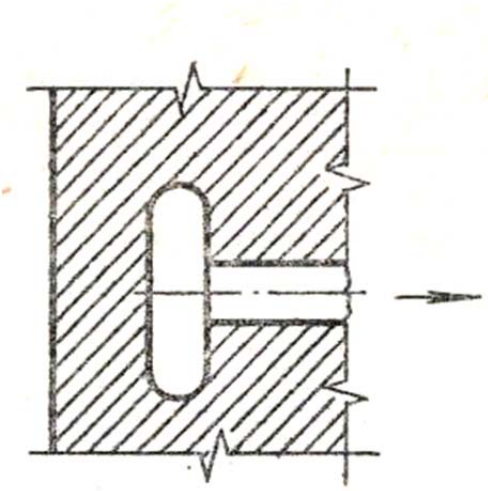


Рис. 42

4) висаджена головка з шайбою

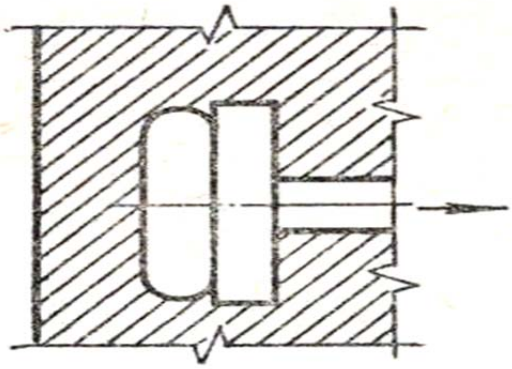


Рис. 43

5) приварювання стержнів до кутика

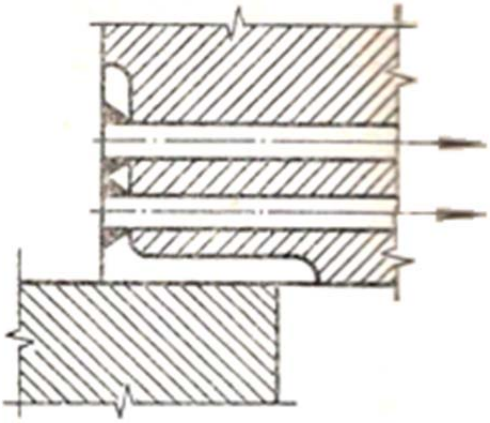


Рис. 44

6) гайка з шайбою ззовні

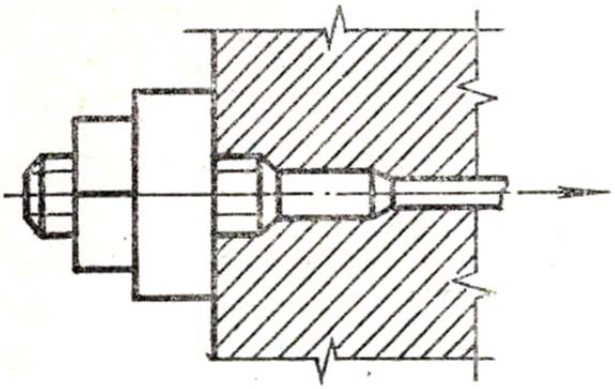


Рис. 45

7) гайка всередині

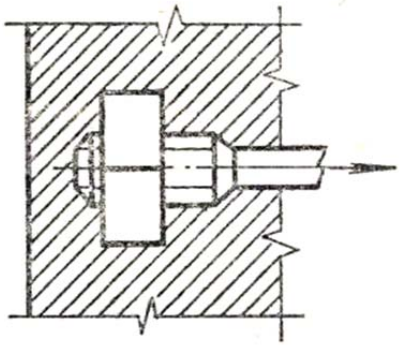


Рис. 46

При цьому площа контакту анкера з бетоном із умови міцності бетону на зминання повинна бути не менша $N_{an}/(2{,}5 \cdot R_b)$, де N_{an} - зусилля, що приходить на анкерований стержень; товщина анкерованої пластини повинна бути не менше 1/5 всієї її ширини (діаметру) і задовольняти умови зварюваності.

6. Визначення довжини анкерування арматури в бетоні за різними нормативними документами

Для порівняння методики визначення довжини анкерування арматури у важкому бетоні були прийняті наступні нормативні документи:

1) СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции»;

2) ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» та EN 1992-1-1:2004 «Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд»;

3) «Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры»;

4) СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».

6.1. СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции»

Стрижні періодичного профілю, а також гладкі стрижні, що застосовуються в зварних каркасах і сітках, виконуються без гаків. Розтягнуті гладкі стрижні в'язаних каркасів і сіток повинні закінчуватися гаками, лапками або петлями.

Поздовжні стрижні розтягнутої і стиснутої арматури повинні бути заведені за нормальний до поздовжньої осі елемента переріз, в якому вони враховуються з повним розрахунковим опором, на довжину не менше lan, яка визначається за формулою:

$$l_{an} = (\omega_{an} \cdot \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an}) \cdot d, \qquad (12)$$

але не менш $l_{an} = \lambda_{an} \cdot d$,

де значення □ ω_{an}, $\Delta\lambda_{an}$ і λ_{an}, а також допустимі мінімальні величини lan визначаються за табл. 37«СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции» в залежності від умов роботи ненапружуваної арматури та профілю арматурних стержнів (періодичний чи гладка). При цьому гладкі арматурні стрижні повинні закінчуватися гаками або мати приварену поперечну арматуру по довжині закладення. До величини Rb допускається вводити коефіцієнти умов роботи бетону, крім γ_{b2}.

Для елементів з дрібнозернистого бетону групи Б значення lan, що визначаються за формулою (12), повинні бути збільшені на 10 d для розтягнутого бетону і на 5 d - для стиснутого.

У випадку, коли анкеровані стрижні поставлені з запасом по площі перерізу проти необхідної розрахунком по міцності з повним

розрахунковим опором, обчислену за формулою (12) довжину анкерування lan допускається зменшувати, множачи на співвідношення необхідної з розрахунку і фактичної площ перерізу арматури.

Якщо за розрахунком уздовж анкерованих стрижнів утворюються тріщини від розтягування бетону, то стрижні повинні бути закладені в стиснуту зону бетону на довжину lan, яка визначається за формулою (12).

При неможливості виконання зазначених вимог повинні бути вжиті заходи щодо анкерування поздовжніх стержнів для забезпечення їхньої роботи з повним розрахунковим опором в перерізі (постановка непрямої арматури, приварювання до кінців стрижнів анкерами пластин або закладних деталей, відгин анкерами стержнів). При цьому величина lan повинна бути не менше 10 d.

Для закладних деталей повинні враховуватися такі особливості. Довжину розтягнутих анкерних стержнів закладних деталей, закладених в розтягнутому або в стислому бетоні, при $\frac{\sigma_{bc}}{R_b}$ > 0,75 або $\frac{\sigma_{bc}}{R_b}$ < 0,25 слід визначати за формулою (12), користуючись значеннями □ ω_{an}, $\Delta\lambda_{an}$ та λ_{an} за поз. 1а табл. 37 [1]. В інших випадках вказані значення слід приймати по поз. 1б табл. 37 [1]. Тут σ_{bc}- стискаючі напруження в бетоні, що діють перпендикулярно анкерному стрижню і визначаються як для пружного матеріалу за наведеним перерізом від постійно діючих навантажень при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$.

При дії на анкерні стержні закладної деталі розтягуючих і зсувних зусиль права частина формули (12) множиться на коефіцієнт

δ □, що визначається за формулою:

$$\delta = \frac{0,3}{1+Q_{an1}/N_{an1}} + 0,7, \qquad (13)$$

де N_{an1}, Q_{an1} - відповідно розтягуюче і зсувне зусилля в анкерному стрижні.

При цьому довжина анкерних стрижнів повинна бути не менше мінімальних значень lan згідно з вимогами цього пункту.

Анкера з гладкої арматури класу А-І слід застосовувати тільки за наявності підсилень на їх кінцях у вигляді пластинок, висаджених головок і поперечних коротишів. Довжина цих анкерів визначається розрахунком на сколювання та зім'яття бетону. Допускається застосування анкерів із зазначеної сталі з гаками на кінцях для конструктивних деталей.

Для забезпечення анкерування всіх поздовжніх стрижнів арматури, що заводяться за грань опори, на крайніх вільних опорах згинальних елементів повинні виконуватися такі вимоги:

а) якщо дотримуються умови п. 3.32 [1], довжина запуску розтягнутих стрижнів за внутрішню грань вільної опори повинна становити не менше 5 d;

б) якщо умови п. 3.32 [1] не дотримуються, довжина запуску стрижнів за внутрішню грань вільної опори повинна бути не менше 10d.

Довжина зони анкерування lan на крайній вільній опорі, на якій знижуються розрахункові опори арматури (див. п. 2.28* [1] і табл. 24* [1]), визначається згідно з вказівками, що викладені вище, і поз. 1б табл. 37 [1].

При наявності непрямої арматури довжина зони анкерування знижується діленням коефіцієнта ω_{an} на величину $1+12\cdot\mu_v$ і

зменшенням коефіцієнта $\Delta\lambda_{an}$ на величину $10 \cdot \frac{\sigma_b}{R_b}$.

Тут μ_v - об'ємний коефіцієнт армування, який визначається:

- при зварних сітках за формулою:

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} \cdot s} \qquad (14)$$

тут n_x, A_{sx}, l_x - відповідно число стрижнів, площа поперечного перерізу і довжина стрижня сітки (рахуючи в осях крайніх стержнів) в одному напрямку;

n_y, A_{sy}, l_y - те ж, в іншому напрямі;

A_{ef} - площа перерізу бетону, укладеного всередині контуру сіток;

s - відстань між сітками;

- при огинаючих хомутах за формулою:

$$\mu_v = \frac{A_{sw}}{2as}, \qquad (15)$$

де Asw - площа перерізу огинаючого хомута, розташованого біля граней елемента; в будь-якому випадку значення μ_v приймається не більше 0,06.

Напруження стиску бетону на опорі σ_b визначається діленням опорної реакції на площу спирання елемента і приймається не більше 0,5 R_b.

Непряме армування розподіляється по довжині зони анкерування від торця елемента до найближчої до опори нормальної тріщини.

Довжина запуску стрижнів за внутрішню грань опори зменшується проти необхідної згідно з цим пунктом, якщо величина

lan<10d, і приймається рівною lan, але не менш 5d. У цьому випадку,а також при приварюванні решт стрижнів до надійно заанкерених сталевим закладних деталей зниження розрахункового опору поздовжньої арматури на опорній ділянці не здійснюється.

6.2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» та EN 1992-1-1:2004«Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд»

Для запобігання поздовжньому розтріскуванню або зминанню бетону необхідно арматурні стрижні, дріт або зварні сітки належним чином заанкерувати. Поперечна арматура за необхідності повинна бути додаткового встановлена. Основні методи анкерування:

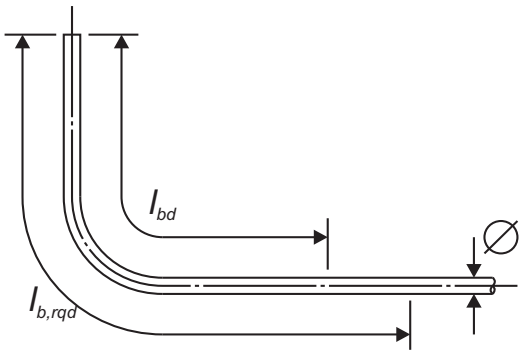


Рис. 47

a) Необхідна базова довжина анкерування при розтязі $l_{b,rqd}$ для будь-якого окреслення, виміряна вздовж середньої лінії;

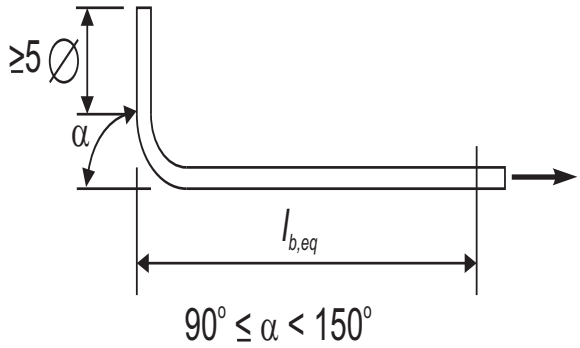
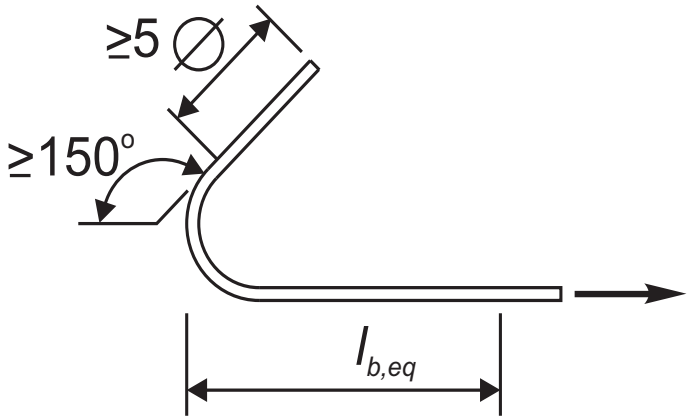


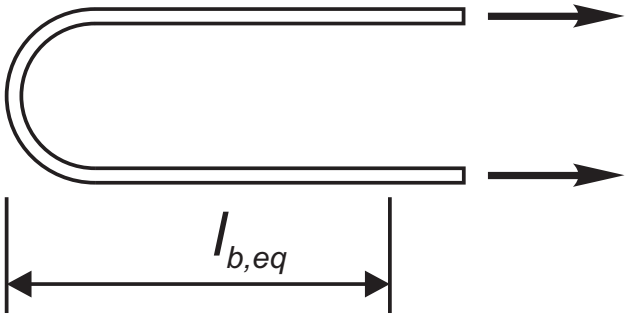
Рис. 48

b) Еквівалентна довжина анкерування для стандартних загинів;



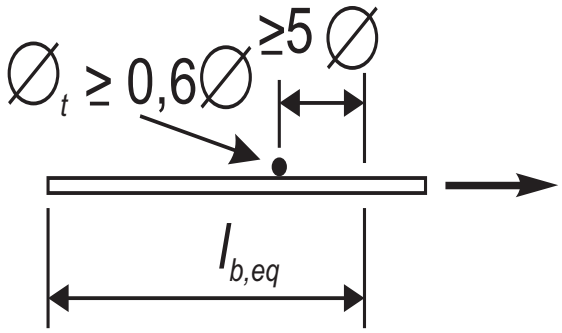
c) Еквівалентна довжина анкерування для стандартних крюків;

Рис. 49



d)Еквівалентна довжина анкерування для стандартних петель;

Рис. 50



e)Еквівалентна довжина анкерування для привареного поперечного стержня;

Рис. 51

Загинання та гаки не застосовуються для анкерування при стиску.

Руйнуванню бетону всередині згинів необхідно запобігати виконанням вимог 5.3 ДБН В.2.6-98.

При застосуванні механічних пристроїв вимоги стосовно випробувань повинні задовольняти вимоги відповідно до специфіката на вироби та технічних умов, затверджених в установленому порядку.

Характеристика умов зчеплення

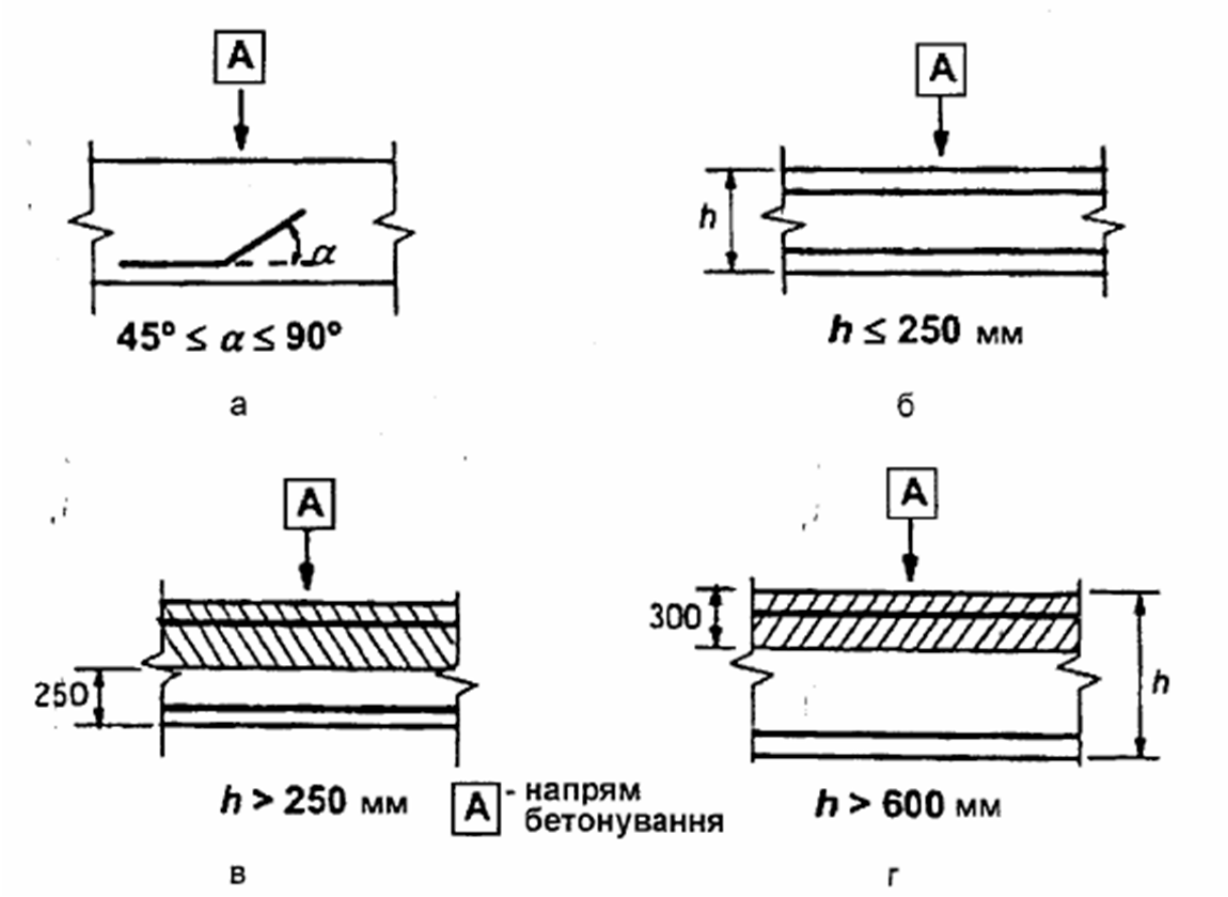


Рис. 52

а, б - хороші умови зчеплення для всіх стрижнів; в, г - не заштрихована зона - хороші умови зчеплення, заштрихована зона - недостатні умови зчеплення

Граничні напруження зчеплення повинні бути достатніми для запобігання руйнуванню зчеплення.

Розрахункове значення граничних напружень зчеплення f_{bd} для стрижнів періодичного профілю може визначатись наступним чином:

$$f_{bd} = 2{,}25\eta_1\eta_2 f_{ctd}, \qquad (16)$$

де f_{ctd} - розрахункове значення міцності бетону на розтяг відповідно до таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98;

η_1 - коефіцієнт, пов'язаний із якістю умов зчеплення і розміщенням стрижня під час бетонування:

η_1 = 1,0 — якщо одержано хороші умови;

η_1 = 0,7 - для всіх інших випадків та для стрижнів у конструктивних елементах, зведених у ковзній опалубці, якщо тільки не показано, що мають місце хороші умови;

η_2 - пов'язаний з діаметром стрижня:

η_2 = 1,0 для $d \le 32мм$;

η_2 = (1,32 — d)/100 — для $d > 32мм$.

Базова довжина зони анкерування.

При визначенні необхідної довжини зони анкерування необхідно враховувати тип арматури і характеристики зчеплення стрижнів.

Необхідна базова довжина заанкерування $l_{b,rqd}$ для анкерування зусилля $A_s\sigma_{sd}$ у прямих стрижнях при передумові постійного напруження зчеплення f_{bd}, визначається за формулою:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{d}{4}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right), \qquad (17)$$

де σ_{sd}- розрахункові напруження у стрижні в місці, від якого визначається довжина анкерування.

Для гнутих стрижнів необхідна базова довжина анкерування $l_{b,rqd}$ і розрахункова довжина l_{bd} повинні визначатись вдовж осьової лінії стрижня.

Для зварних сіток із спарених стрижнів або дроту діаметр d у виразі (17) необхідно замінити еквівалентним діаметром $\varnothing_n = \varnothing\sqrt{2}$.

Розрахункова довжина анкерування l_{bd} являє собою:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \ge l_{b,\min}, \qquad (18)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ иα_5- коефіцієнти, наведені у таблиці 7.2 [7]:

α_1- вплив форми стрижнів за умови необхідного захисного шару;

α_2- вплив мінімального захисного шару бетону;

α_3- стримуючий вплив поперечної арматури;

α_4- вплив одного або більше приварених поперечних стрижнів

(d_t> 0,6d) вдовж розрахункової довжини анкерування l_{bd};

α_5 - вплив поперечного тиску на площину розколювання вдовж розрахункової довжини анкерування.

$\alpha_2\alpha_3\alpha_5 \geq 0{,}7$; (19)

$l_{b,rqd}$ - приймається за виразом (17)

$l_{b,\ min}$- мінімальна довжина анкерування, якщо не застосовуються інші обмеження:

- дляанкерування при розтягу:

  $l_{b,min} \geq \max$ [0,3 $l_{b,rgd}$; 10Ø; 100 мм]; (20)

- для анкерування при стиску:

  $l_{b,min} \geq \max$ [0,6 $l_{b,rgd}$; 10Ø; 100 мм]; (21)

Величини c_d для балок і плит

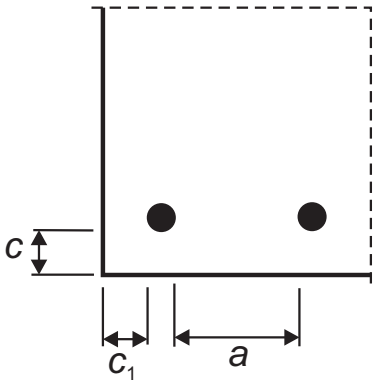


Рис. 53

a) Прямі стержні

$c_d = \min(a/2, c_1, c)$

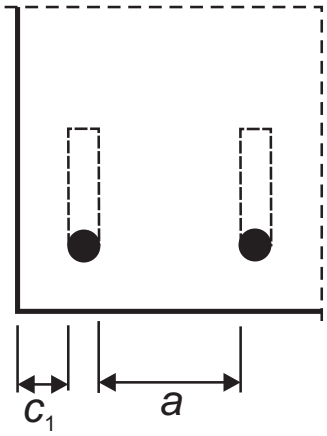


Рис. 54

b) Загини або крюки

$c_d = \min(a/2, c_1)$

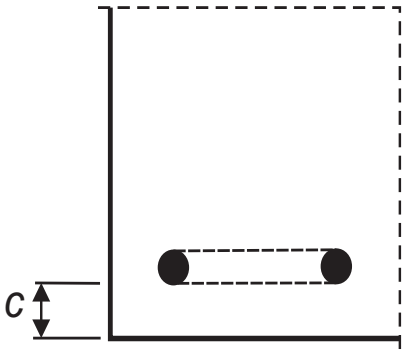


Рис. 55

c) Петлі

$c_d = c$

6.3. «Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры»

Поздовжні стержні розтягнутої і стиснутої арматури повинні бути заведені за нормальний до поздовжньої осі елементу переріз, в якому вони використовуються з повним розрахунковим опором, на довжину не менше l_{an}, визначену за формулою:

$$l_{an} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,reg}}{A_{s,prov}} \geq l_{an,\min}, \qquad (22)$$

де φ_1 - коефіцієнт, що враховує метод анкерування;

φ_2 - коефіцієнт, що враховує наявність розподільчої арматури на довжині l_{an};

φ_3 - коефіцієнт, що враховує наявність стискуючих напружень в бетоні, що діють перпендикулярно анкерованому стержню;

l_b - базова довжина анкерування;

$A_{s,reg}$ - площа арматури, необхідна за розрахунком;

$A_{s,prov}$ - фактично встановлена площа арматури;

$l_{an,\min}$ - мінімальна довжина анкерування;

Коефіцієнти φ_1, φ_2 визначаються за формулами, наведеними в табл.9 [8].

Мінімальний діаметр загину стержнів в просвіті D крюків і петель

приймається рівним:

- при $d \le 16мм \Rightarrow D = 6d$;
- при $d > 16мм \Rightarrow D = 8d$;

d – діаметр стержня.

При анкеруванні із застосуванням крюків чи петлі величина c_d при визначенні коефіцієнта φ_1 приймається за табл.10 [8] в залежності від товщини захисного шару і відстані в просвіті між стержнями поздовжньої арматури. При цьому для анкерування з використанням крюків відстань від кінця загину анкерованого стержня до торця елементу повинна бути не менше 3d і не менше 50мм.

Величина λ при обчисленні коефіцієнта φ_2 визначається за формулою:

$$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,\min}}{A_s}, \qquad (23)$$

де $\sum A_{st}$ - площа перерізу розподільчої арматури, яка розташована по довжині l_{an};

$\sum A_{st,min}$ – мінімальна площа перерізу розподільчої арматури, що встановлюється на довжині l_{an};

при вирахуванні λ за (12) для балок - $\sum A_{st,min}=0,25A_s$, для плит - $\sum A_{st,min}=0$;

К – коефіцієнт, що приймається за табл. 11 [8].

Коефіцієнт φ_3 визначають за формулою :

$$\varphi_3 = 1-0,04\sigma_b \ge 0,7 \qquad (24)$$

де σ_b – стискуюче зусилля в бетоні, яке діє перпендикулярно до анкерованого стержня і визначається як для пружнього матеріалу, в МПа.

При визначенні довжини l_{an} за (22) добуток коефіцієнтів φ_1, φ_2, φ_3 приймається не менше 0,7.

Базисна довжина l_b визначається за формулою:

l_{an}= 0.25d ·R_s/(φ_4 φ_5 R_{bb}), (25)

де d – діаметр стержня;

φ_4 – коефіцієнт, що враховує положення арматури при бетонування, визначається за табл. 12 [8];

φ_5 – коефіцієнт, що враховує діаметр стержня і приймається рівним:

φ_5 =1,0 при d≤32 мм; (26)

φ_5 = (132 – d)/100 при d>32 м; (27)

R_{bb} – розрахункові дотичні напруження зчеплення арматури з бетоном, які визначаються за таблицею 13 [8].

При положенні стержнів попарно без зазору з відстанню між ними не менше необхідного для окремих стержнів, розрахунок довжини анкерування проводять як для умовного стержня діаметром d_{red}, який знаходять за формулою:

d_{red}= √ (d_1^2+ d_2^2 - c^2), (28)

де d_1і d_2 – діаметри зближених стержнів;

с- відстань в просвіті між стержнями, яка приймається не більше діаметра меншого стержня.

При цьому товщина захисного шару бетону має прийматися не менше мінімальної $l_{an,min}$, що дорівнює:

- при анкеруванні розтягнутої арматури в розтягнутому бетоні:

$l_{an,min}$≥max{0,3l_b; 15d; 100 мм}; (29)

- при анкеруванні стиснутої або розтягнутої арматури в стиснутому бетоні:

$l_{an,min}$≥max{0,6l_b; 15d; 100 мм}; (30)

У в’язевих каркасах і сітках на довжині анкерування l_{an} має бути рівномірно установлена розподільча арматура. Мінімальна загальна площа розподільчої арматури (∑$A_{st,min}$) на довжині анкерування має

складати не менше 25% площі одного анкерованого стержня. При анкеруванні розтягнутої арматури в розтягнутому бетоні принаймні один стержень розподільчої арматури повинен бути розміщений в зоні крюка або петлі. При анкеруванні стиснутої або розтягнутої арматури в стиснутому бетоні, розподільчу арматуру необхідно розміщувати в кінці анкерованого стержня.

6.4. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры»

При розрахунку довжини анкерування арматури слід враховувати спосіб анкерування, клас арматури, її профіль, діаметр арматури, міцність бетону і його напружений стан в зоні анкерування, конструктивне рішення елемента в зоні анкерування (наявність поперечної арматури, положення стрижнів в перерізі елемента та ін.)

Базову (основну) довжину анкерування, необхідну для передачі зусилля в арматурі з повним розрахунковим значенням опору R_s на бетон, визначають за формулою:

$$l_{o,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s}, \qquad (31)$$

де A_s і u_s - відповідно площа поперечного перерізу анкеруємого стрижня арматури і периметр його перерізу, що визначаються за номінальним діаметром стрижня;

R_{bond} - розрахунковий опір зчеплення арматури з бетоном, прийнятий рівномірно розподіленим по довжині анкерування і визначається за формулою:

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}, \qquad (32)$$

тут R_{bt} - розрахунковий опір бетону осьовому розтягу;

η_1- коефіцієнт, що враховує вплив виду поверхні арматури, що дорівнює:

1,5 - для гладкої арматури;

2 - для холоднодеформованої арматури періодичного профілю;

2,5 - для гарячекатаної і термомеханічно обробленої арматури

періодичного профілю;

η_2 - коефіцієнт, що враховує вплив розміру діаметра арматури, що дорівнює:

1,0 - при діаметрі арматури $d_s \leq 32 мм$;

0,9 - при діаметрі арматури 36 і 40 мм.

Необхідну розрахункову довжину анкерування арматури з урахуванням конструктивного рішення елемента в зоні анкерування визначають за формулою:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \qquad (33)$$

де $l_{0,an}$ - базова довжина анкерування;

$A_{s,cal}, A_{s,ef}$ - площі поперечного перерізу арматури, відповідно необхідна з розрахунку і фактично встановлена;

α - коефіцієнт, що враховує вплив на довжину анкерування напруженого стану бетону і арматури і конструктивного рішення елемента в зоні анкерування.

При анкерування стержнів періодичного профілю з прямими кінцями (пряме анкерування) або гладкої арматури з гаками або петлями без додаткових анкерних пристроїв для розтягнутих стержнів приймають α = 1,0, а для стислих - α = 0,75.

Допускається зменшувати довжину анкерування в залежності від кількості та діаметру поперечної арматури, виду анкерних пристроїв (приварювання поперечної арматури, загин решт стрижнів періодичного профілю) і величини поперечного обтиснення бетону в зоні анкерування (наприклад, від опорної реакції), але не більше ніж на 30%.

У будь-якому випадку фактичну довжину анкерування приймають не менше $0{,}3 \cdot l_{an}$, а також не менше 15 ds і200 мм.

Зусилля, що сприймається анкерованим стрижнем арматури N_s, визначають за формулою:

$$N_s = R_s \cdot A_s \cdot \frac{l_s}{l_{an}} \le R_s \cdot A_s \qquad (34)$$

де l_{an}- довжина анкерування, приймаючи співвідношення $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1$,

l_s - відстань від кінця анкерованого стрижня до розглянутого поперечного перерізу елемента.

На крайніх вільних опорах елементів довжина запуску розтягнутих стрижнів за внутрішню грань вільної опори при виконанні умови $Q \le Q_{b1}$ повинна становити не менше 5 d_s.

При влаштуванні на кінцях стрижнів спеціальних анкерів у вигляді пластин, шайб, гайок, куточків,висаджених головок і т.д. площа контакту анкера з бетоном повинна задовольняти умови міцності бетону на зминання. Крім того, при проектуванні приварюваних анкерних деталей слід враховувати характеристики металу по зварюваності, а також способи та умови зварювання.

7. Порівняння результатів визначення довжини анкерування арматури за різними нормативними документами на основі заданих вихідних даних

Задамося вихідними даними для визначення довжини анкерування арматури за різними нормативними документами та порівняємо результати.

Вихідні дані:

- Арматура класу А400С d=16 мм періодичного профілю;
- Бетон класу В25;
- Умови закладання – розтягнута арматура в розтягнутому бетоні;

✓ <u>СНиП 2.03.01-84. «Бетонные и железобетонные конструкции:</u>

$$l_{an} = (\omega_{an} \cdot \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an}) \cdot d \geq \lambda_{an} \cdot d \,, \qquad (35)$$

$$l_{an} = (0{,}7 \cdot \frac{365}{14{,}5} + 11) \cdot 0{,}016 = 0{,}458м = 458мм > 20 \cdot 0{,}016 = 0{,}32м = 320мм, \qquad (36)$$

де d=16мм=0,016м – діаметр арматури;

$\omega_{an} = 0{,}7,\ \Delta\lambda_{an} = 11,\ \lambda_{an} = 20$ - коефіцієнти прийняті за табл.37 [1] для розтягнутої арматури в стиснутому бетоні та при періодичному профілю арматурного стержня;

$R_s = 365МПа$ - розрахунковий опір поздовжньої арматури А400С (d=16мм) розтягу для граничних станів І групи за табл.22 [1];

$R_b = 14{,}5МПа$ - розрахунковий опір бетону для граничних станів І групи по міцності на стиск за табл.12 [1].

✓ ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.

EN 1992-1-1:2004Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min}, \quad (37)$$

$\alpha_1 = 1$, $\alpha_2 = 0{,}963$, $\alpha_3 = 1$, $\alpha_4 = 0{,}7$, $\alpha_5 = 1$ - при прямому анкеруванні розтягнутого стержня за табл.7.2 [7]. При цьому було прийнято, що захисний шар бетону становить 20мм.

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{d}{4}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right), \quad (38)$$

$$\sigma_{sd} = 365 МПа,$$

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}, \quad (39)$$

$\eta_1 = 0{,}7$ - при не додержанні хороших умов,

$\eta_2 = 1$ - при d=16мм<32мм,тоді:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1{,}05 \cdot 10^3 = 1{,}654 МПа \quad (40)$$

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{0{,}016}{4}\right) \cdot \left(\frac{365}{1{,}654}\right) = 0{,}883 м \quad (41)$$

$$l_{b,\min} = \max\left\{0{,}3 \cdot l_{b,rqd}; 10d; 100 мм\right\} \quad (42)$$

$$l_{b,\min} = \max\{0{,}3 \cdot 0{,}883 = 265 мм; 10 \cdot 0{,}016 = 160 мм; 100 мм\} \quad (43)$$

$$l_{b,\min} = 265 мм,$$

$$l_{bd} = 1 \cdot 0{,}963 \cdot 1 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 0{,}883 = 0{,}595 м = 595 мм \geq l_{b,\min} = 265 мм. \quad (44)$$

✓ Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры

$$l_{an} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,reg}}{A_{s,prov}} \geq l_{an,\min} \quad (45)$$

$$\varphi_1 = 1,\ \varphi_2 = 1,\ \varphi_3 = 0{,}8 - за\ \ табл.9\ [6] \quad (46)$$

Базисна довжина анкерування:

$$l_b = \frac{d}{4} \cdot \frac{R_s}{\varphi_4 \cdot \varphi_5 \cdot R_{bb}} \quad (47)$$

$$R_{bb} = 2{,}3\ \ за\ \ табл.13\ [6] \quad (48)$$

$$l_b = \frac{0{,}016}{4} \cdot \frac{365}{1 \cdot 1 \cdot 2{,}3} = 0{,}635м = 635мм \quad (49)$$

$$l_{an,\min} = \max\{0{,}3 \cdot l_b; 15d; 100мм\} \quad (50)$$

$$l_{an,\min} = \max\{0{,}3 \cdot 0{,}635 = 0{,}19м = 190мм; 15d = 15 \cdot 0{,}016 = 0{,}24м = 240мм; 100мм\} \quad (51)$$

$$l_{an,\min} = 240мм.$$

$$l_{an} = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}635 \cdot 1 = 0{,}508м = 508мм \geq l_{an,\min} = 240мм. \quad (52)$$

✓ <u>СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры</u>

$$200мм \le l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \ge 0,3 \cdot l_{o,an} \quad (53)$$

$\alpha = 1$ - для прямого анкерування арматури періодичного профілю.

$$l_{o,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} \quad (54)$$

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} \quad (55)$$

$\eta_1 = 2,5$ - для гарячекатаної і термомеханічно обробленої арматури періодичного профілю.

$\eta_2 = 1$ - при діаметрі арматури $d = 16мм \le 32мм$;

$R_{bt} = 1,05МПа$ - розрахунковий опір бетону для граничних станів I групи по міцності на розтяг за табл.5.2 [13]

$$R_{bond} = 2,5 \cdot 1 \cdot 1,05 = 2,625МПа \quad (56)$$

$$l_{o,an} = \frac{365 \cdot 200,96 \cdot 10^{-6}}{2,625 \cdot 3,14 \cdot 0,016} = 0,556м = 556мм \quad (57)$$

$$200мм \le l_{an} = 1 \cdot 0,556 \cdot 1 = 0,556м = 556мм \ge 0,3 \cdot 0,556 = 0,167м = 167мм. \quad (58)$$

В результаті порівняння величин довжини анкерування, обчисленої за такими нормативними документами як:

1) СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» - $l_{an} = 458 мм.$

2) ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» та EN 1992-1-1:2004 «Єврокод 2:Проектування залізобетонних конструкцій – частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд» - $l_{bd} = 595 мм.$

3) «Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры» - $l_{an} = 508 мм.$

4) СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» - $l_{an} = 556 мм.$

Можна зробити висновки про те, що довжина анкерування арматури залежить від ряду характеристик (діаметру, профілю та класу арматури, класу бетону, умов закладання та умов бетонування, умов зчеплення арматури з бетоном, способу анкерування і т.д.). Отримані довжини анкерування арматури за ДСТУ Б В.2.6-156:2010, EN1992-1-1:2004, СП 52-101-2003 близькі за значенням, а от довжини анкерування, визначені за СНиП 2.03.01-84та «Рекомендациями по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98»дещо відрізняються від інших, оскільки є меншими. Це свідчить про те, що в нових нормативних документах врахований ширший ряд чинників, які впливають на довжину анкерування арматури в бетоні, а отже, проектування за більш новими сучасними та вдосконаленими нормативними документами є більш якісним та надійним з точки зору безпеки.

8. Моделювання НДС залізобетонних елементів за допомогою ЕОМ

Для порівняння характеру роботи арматурного стержня закладеного в бетон на довжину анкерування при висмикуванні з даними експериментальних досліджень було створено дві розрахункові моделі за допомогою програмного комплексу «SCAD Office». За основу були взяті дослідні дані та результати випробувань на зчеплення арматури з бетоном при висмикуванні арматурного стержня з бетонної призми. Спираючись на залежності між напруженнями зчеплення по довжині анкерування та переміщеннями арматурних зразків з масиву бетону була створена розрахункова модель №1 (рис. 56). Використавши залежність між прикладеним зовнішнім навантаженням, а саме зосередженою силою P, до випуску кінця арматурного стержня з бетону та деформаціями переміщеннями арматурних стержнів відносно була створена розрахункова модель №2 (рис. 59).

Розрахункові моделі складються з об’ємних елементів, які моделюють масив бетону, та просторового стержня, який є прототипом арматурного стержня. Схема №1 містить 1775 вузлів та 1198 елементів. Схема №2 містить 3397 вузлів та 2432 елементів. Умови зчеплення арматури та бетону моделювалися за допомогою двохвузлових пружних в’язей, яким в якості жорсткісних характеристик був назначений модуль зсуву бетону. Після проведення розрахунків, було встановлено, що епюри розподілу внутрішніх поздовжніх N зусиль є близькими до реальних (див. додатки В, Г). Проте значення внутрішніх напружень на межі контакту двох матеріалів (бетону та арматури) в рази відрізняються від отриманих дослідним шляхом.

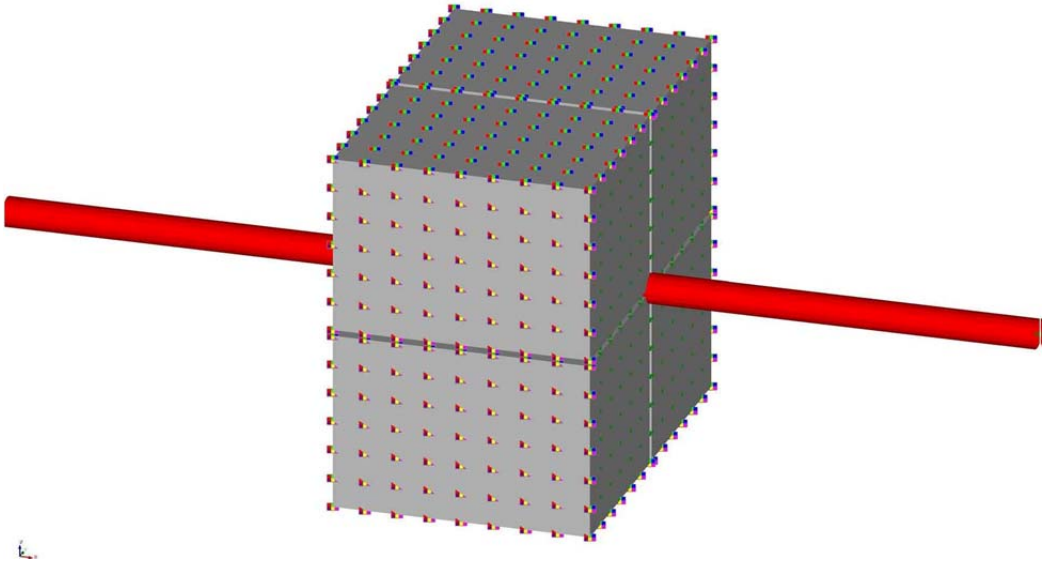


Рис. 56

Розрахункова модель №1

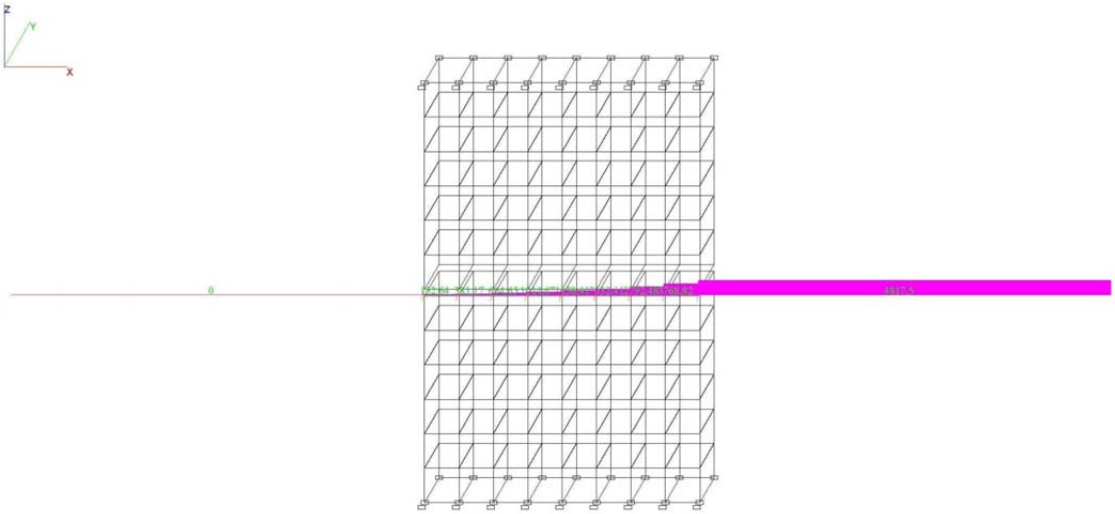


Рис. 57 Епюра N

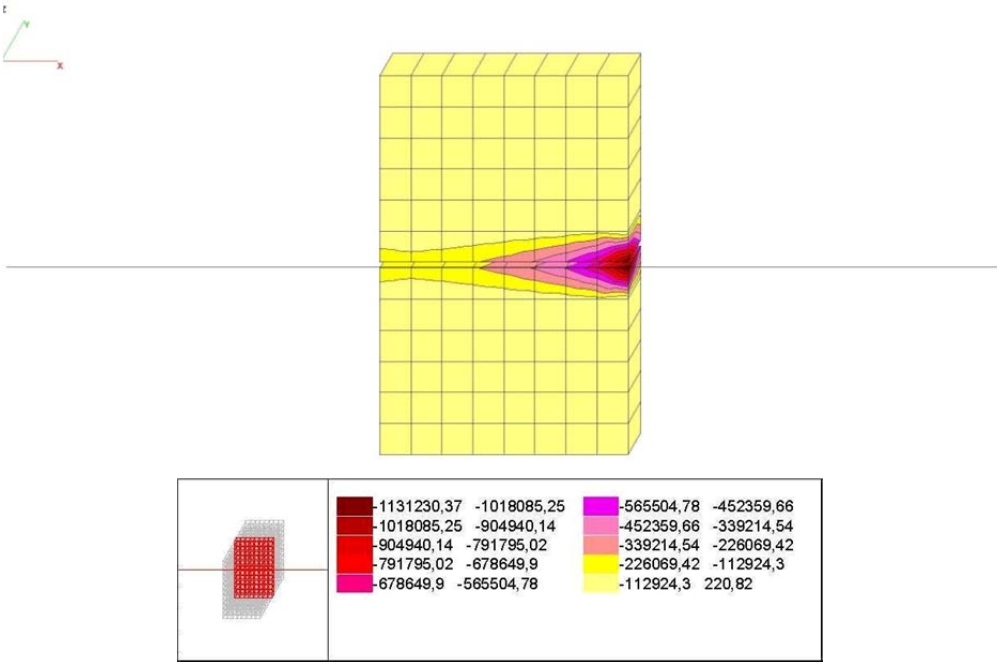


Рис. 58 Поля напружень

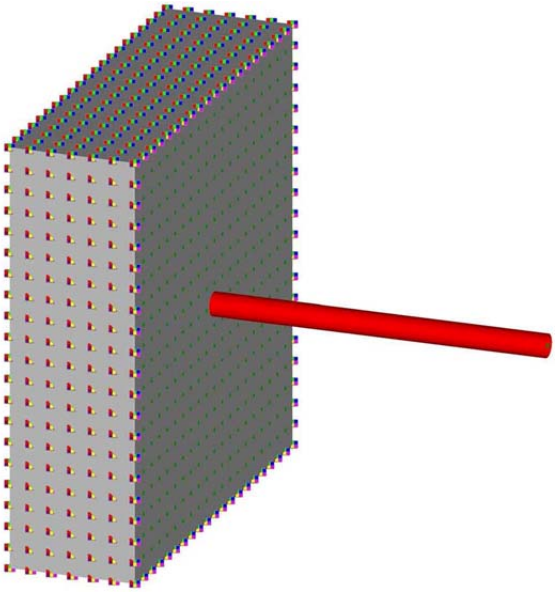


Рис. 59

Розрахункова модель №2

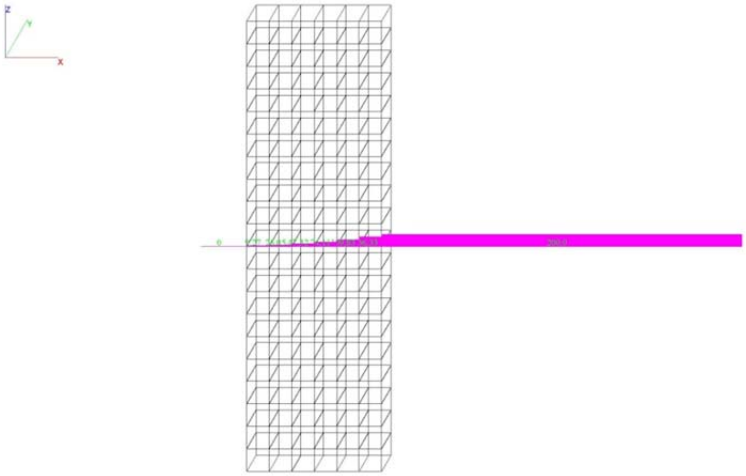


Рис. 60 Епюра N

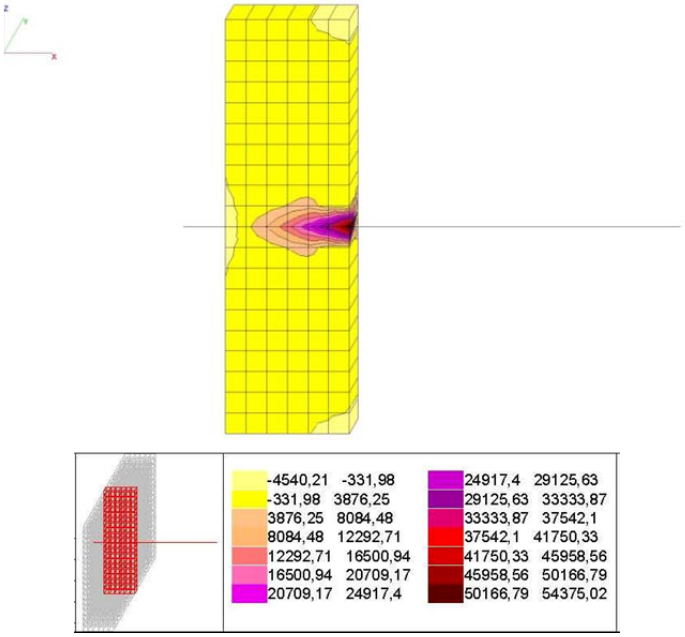


Рис. 61 Поля напружень

Отже, дані розрахунків свідчать про те, що наявні в програмному комплексі об'ємні скінченні елементи ще потребують удосконалення для вирішення контактних задач.

Як відомо, роботу залізобетонних елементів можна вважати пружною лише на початкових стадіях навантаження, до появи перших тріщин. Після цього бетон веде себе як пружно-пластичний матеріал. У діючих нормах це знайшло своє відображеннях у вигляді поправочних коефіцієнтів, які вводяться до модуля пружності бетону, зокрема, при розрахунку за другою групою граничних станів при визначенні кривизн.

Для з'ясування можливості моделювання НДС залізобетонних елементів за допомогою існуючих на даний час програмних комплексів був проведений чисельний експеримент за допомогою програми SCAD. За основу був взятий натурний експеримент, який був проведений Ільчук Н.В. у Рівненському Національному університеті водного господарства та природокористування.

Схема дослідної рами та її армування показано на рис. 62. Рама являє собою П-подібну двошарнірно оперту раму, завантажену двома рівновеликими зосередженими силами. Зростаюче навантаження прикладалось одноразово, ступенями по 1,25 кН до руйнування балки, яке відбулось при значенні сил 35 кН. Величина ступенів навантаження складала 8-10% від руйнівного навантаження. Загальна кількість кроків навантаження 28.

Для чисельного досліду рама моделювалась об'ємними скінченими елементами, в тілі яких були проведені стержневі скінчені елементи, що моделювали існуючу арматуру. Розрахункова модель містить 13527 вузлів та 11628 елементів.

Згідно дослідних даних перша тріщина виникла в лівому вузлі при силі P=2 кН, при силі P=2,5 кН виникла тріщина в прольоті ригеля у зоні чистого згину. Нові тріщини утворились при P=3,5 кН як у

прольоті ригеля, так і у правому вузлі. Далі з цього етапу навантаження почав спостерігатись розподіл згинальних моментів з прольотного перерізу у перерізи, що примикають до вузлів рами. В подальшому перерозподіл зусиль спричиняв утворення нових тріщин та виникнення пластичних деформацій у бетоні.

На рис. 63 показаний графік зміни модуля пружності бетону для дослідних призм за даними експерименту.

За допомогою програми SCAD, було проведено три розрахунки:

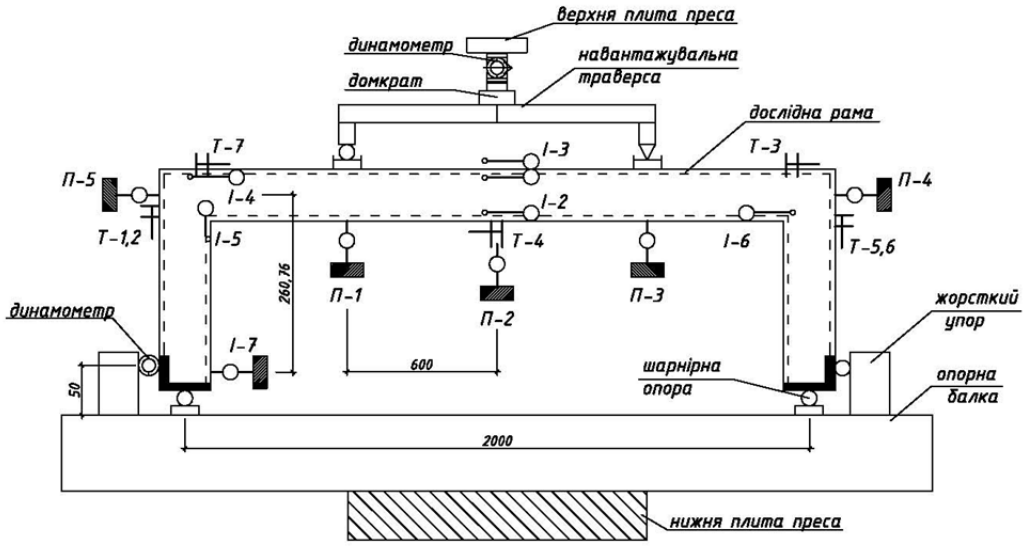
1) лінійний, при початковому модулі пружності бетону;

2) лінійний, при змінному модулі пружності бетону;

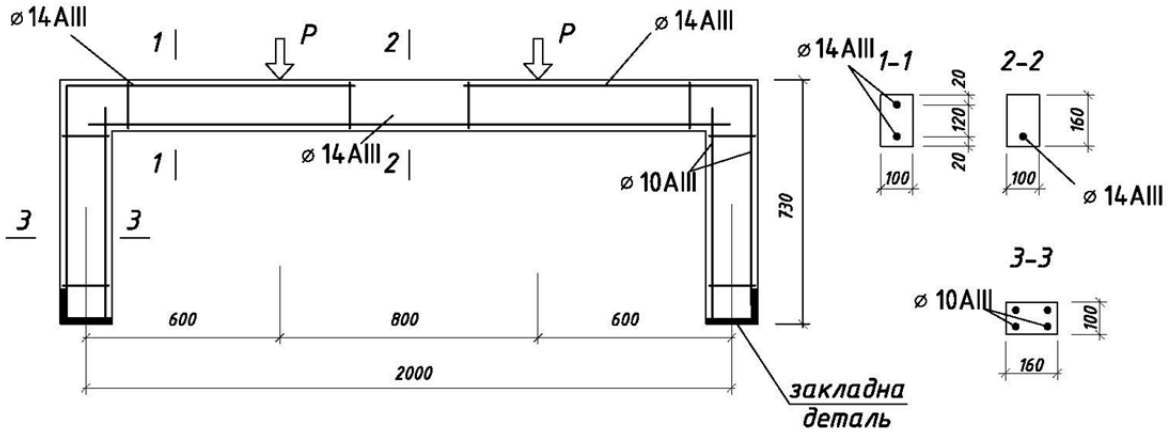
3) нелінійний, у геометрично нелінійній постановці.

Поля напружень у тілі бетону рами при лінійному і нелінійному розрахунку показані на рис. 64 (див. додатки Д, Е). Як видно, напруження у бетоні на 2-му кроці навантаження (при P=2,5 кН) перевищили несучу здатність бетону на розтяг R_{bt}. Максимальні значення цих напружень локалізуються саме у тих місцях, де у дослідній рамі виникли тріщини – у кутах рами та посередині прольоту ригеля.

а)



б)



Rb = 14,53 МПа = 1453 т/м2
Rbt = 1,05 МПа = 105 т/м2
E = 22957 МПа = 2295700 т/м2

Ф14 – δ_y = 666 МПа = 66600 т/м2 N = 10,25 т
Ф10 – δ_y = 553 МПа = 55300 т/м2 N = 4,28 т

в)

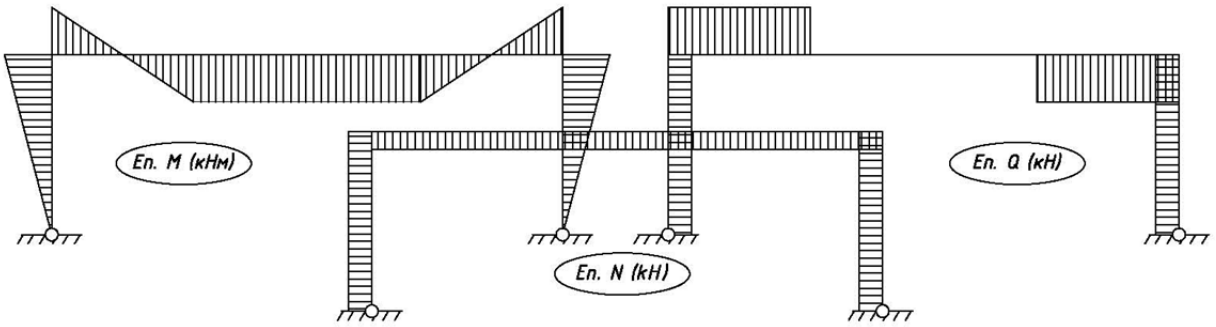
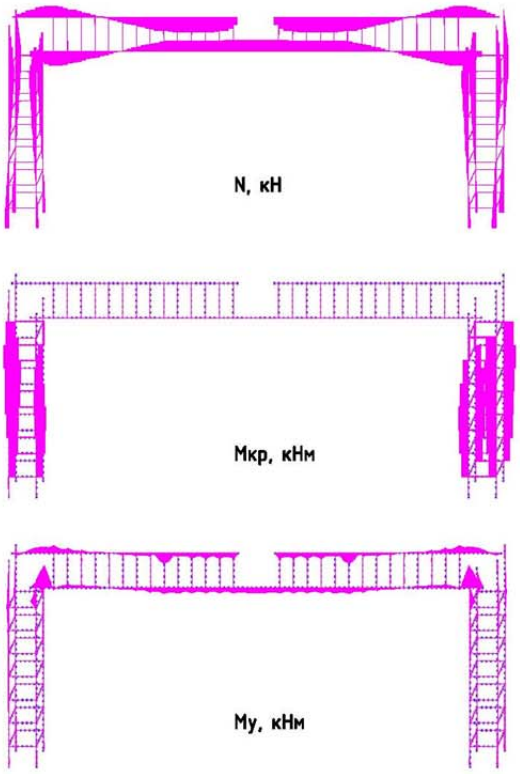
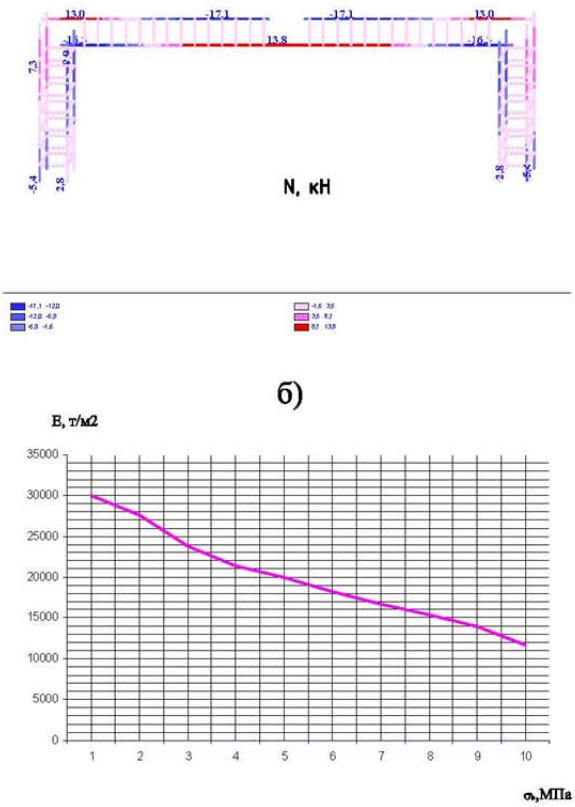


Рис. 62

Загальний вигляд дослідної рами: а) схема експериментальних досліджень, б) армування рами, в) епюри внутрішніх зусиль.

а)





P, кН	Прогини, f, мм			
	лінійний	нелінійний	E змін.	дослід
1,25	0,14	0,12	0,14	0,32
2,5	0,25	0,27	0,2	0,72
3,75	0,35	0,4	0,29	1,16
5	0,46	0,54	0,39	1,5
6,25	0,57	0,7	0,48	1,935
7,5	0,68	0,84	0,58	2,37
8,75	0,78	0,98	0,69	2,74
10	0,89	1,12	0,8	3,11
11,25	1	1,27	0,91	3,495
12,5	1,1	1,41	1,03	3,88
13,75	1,21	1,55	1,15	4,37
15	1,32	1,7	1,27	4,86
16,25	1,43	1,84	1,4	5,485
17,5	1,53	1,99	1,54	6,11
18,75	1,64	2,13	1,68	6,62
20	1,75	2,28	1,83	7,13
21,25	1,86	2,42	1,98	7,815
22,5	1,96	2,57	2,14	8,5
23,75	2,07	2,71	2,31	9,095
25	2,18	2,86	2,49	9,69
26,25	2,29	3	2,67	10,41
27,5	2,39	3,15	2,86	11,33
28,75	2,5	3,29	3,07	12,02
30	2,61	3,44	3,28	12,6
31,25	2,72	3,59	3,5	13,39
32,5	2,82	3,73	3,74	14,34
33,75	2,93	3,88	3,99	15,21
35	3,04	4,02	4,25	16,24

в)

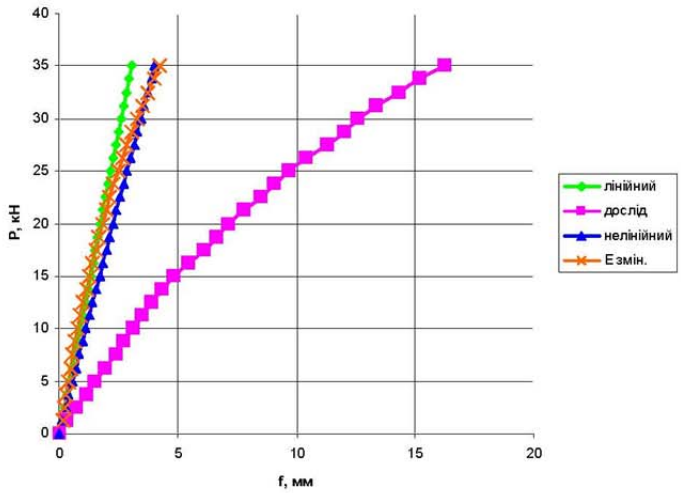


Рис. 63

Результати розрахунку за ЕОМ: а) епюри зусиль у арматурі рами, б) зміна модуля пружності у бетонних призмах, в) деформація пружної рами

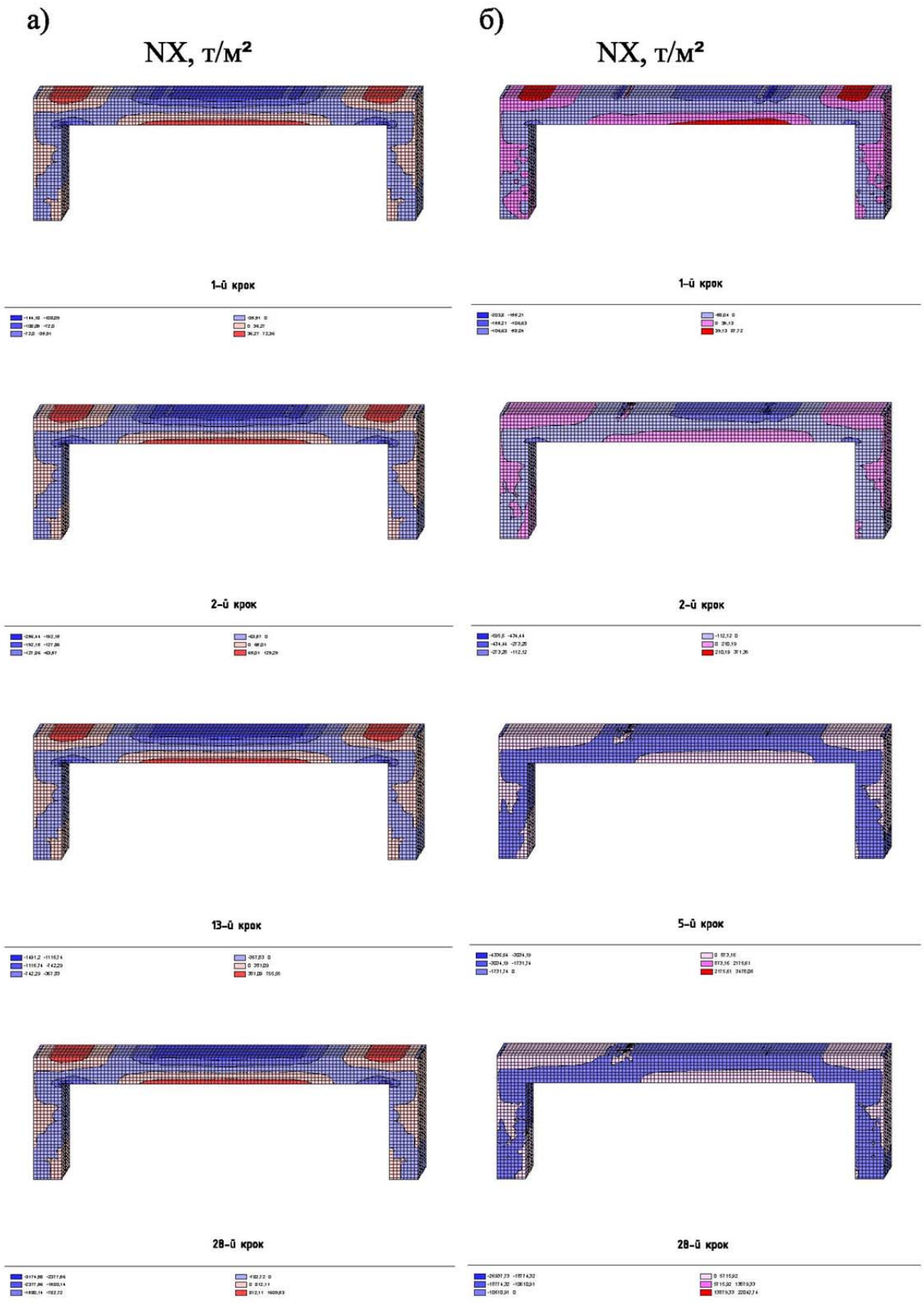


Рис. 64

Поля напружень у тілі бетону рами: а) при лінійному розрахунку, б) при нелінійному розрахунку

Значення несучої здатності бетону на стиск при лінійному розрахунку було досягнуто на 13-му кроці, а при нелінійному на – 5-му кроці навантаження.

Досить цікавими та наглядними виявились епюри внутрішніх зусиль у стержнях, що моделювали наявну у рамі арматуру. Характер виникаючих зусиль у стержнях показаний на рис. 63.

Порівняння дослідних даних та даних чисельних експериментів наведено на рис. 63 у вигляді таблиці та графіку.

Все наведе вище дає змогу зробити наступні висновки:

1. За допомогою стандартних скінчених елементів можна адекватно змоделювати лише початкову роботу залізобетону до появи перших тріщин.
2. Моделювання ЗБЕ за допомогою об’ємних скінчених елементів дає змогу прослідкувати розподіл напружень у тілі бетону по всьому об’єму та виявити зони максимальних напружень, що є досить важливим для нестандартних конструкцій, де відслідкувати це досить важко.
3. Моделювання арматури стержневими скінченними елементами у масиві об’ємних дає змогу визначити напруження у них з урахуванням розподілу їх у матриці бетону.
4. Переміщення, отримані під час даних розрахунків, необхідно збільшити у 3-5 разів для визначення прогинів, які відповідають реальній роботі залізобетону за межами пружності.
5. При проектуванні рамних вузлів, які сприймають повторні навантаження, треба ретельно аналізувати можливий характер руйнування вузлів, спираючись на дані експериментальних досліджень.
6. Розрахунок рамних вузлів на ЕОМ дає вельми наближену картину, яка дуже відрізняється від реальної. Характер розподілення зусиль

і напружень у рамі з монолітними вузлами надає можливість визначити небезпечні перерізи з точки зору руйнування конструкції. У той же час, наприклад, прогини рами, навіть обчислені за нелінійним розрахунком у геометрично нелінійній постановці показують результати, які у порівняно з експериментом менші у 3-5 разів.

7. Таким чином, за допомогою ЕОМ можна виявити найбільш напружені місця конструкції, в яких необхідно приділити особливу увагу питанню анкерування арматури з метою попередження виникненню та розвитку тріщин.

9. Висновки по роботі

1) Встановлено, що на довжину анкерування арматури в бетоні впливає широкий ряд чинників, а саме характер роботи арматури з бетоном та їх умови зчеплення, діаметр анкеруємого арматурного стержня та профіль, клас міцності арматури та спосіб її виготовлення, умови закладання та роботи арматурного стержня, метод анкерування арматури в бетоні та її розміщення , наявність поперечної арматури та площа її перерізу, співвідношення фактично встановленої та розрахункової площі арматури, клас міцності бетону, вид заповнювача для бетону, умови бетонування, захисний шар бетону, внутрішні напруження.
2) Оскільки порушення анкерування арматури в бетоні, зазвичай, є наслідком недостатнього зчеплення (зв'язку по контакту) на межі двох матеріалів, необхідно приділяти особливу увагу саме проблемам, які виникають на мікрорівні з появою першої тріщини. При цьому відбуваються взаємні зміщення g_i одного матеріалу щодо іншого і порушується умова спільності відносних деформацій арматури і бетону. Це призводить до того, що арматура може отримувати більші подовження, ніж подовження бетону, в результаті чого і розкриваються тріщини.
3) Результати досліджень підтверджують залежність довжини анкерування арматури від виду періодичного профілю, та що міцність перерізів елементів може суттєво знижуватися внаслідок недостатнього зчеплення робочої арматури у випадку армування новими видами арматури з бетоном при недостатній довжині анкерування. Отже, важливо звертати увагу на геометрію профілю.

4) Необхідно забезпечувати роботу арматурного стержня з повним розрахунковим опором в перерізі за рахунок закладання його на довжину зони передачі зусиль з арматури на бетон, а закладання стержня на більшу величину не змінює форму епюри напружень зчеплення арматури з бетоном.
5) При проектуванні конструкцій треба ретельно аналізувати напружено-деформований стан, спираючись на дослідні дані, оскільки моделювання роботи конструкцій та результати розрахунків з використанням ЕОМ дають вельми наближену картину.
6) Виконаний порівняльний аналіз визначення довжини анкерування арматури в бетоні за світовими нормативними документами виявив, що значення довжини анкерування за новими нормативними документами (ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» та EN 1992-1-1:2004 «Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд») є найбільшим. Це свідчить про високу надійність конструкцій запроектованих за європейськими нормами, які мають вищі коефіцієнти надійності. Тому перехід до нових сучасних норм проектування є важливим та позитивним аспектом.

Список використаної літератури

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М., 1989. – 86с.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М., 1986. – 193 с.
3. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – М.: 1982. – 18с.
4. ГОСТ 2590-2006. Прокат сортовой стальной горячекатаный круглый. Сортамент. – М.: 2009 – 7 с.
5. ДСТУ 3760-98. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.: 1998. – 20 ст.
6. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.: 2007. – 28ст.
7. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: 2011. – 118ст.
8. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – К.: 2002. – 39с.
9. ТУ 14-1-5526-2006. Прокат арматурный класса А500СП с эффективным периодическим профилем. Технические условия
10. ДБН В.2.6. –98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: 2011. – 71 ст.
11. ДБН В.1.2 - 2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: 2006. – 75ст.
12. EN 1992-1-1:2004Єврокод 2:Проектування залізобетонних

конструкцій – частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд.

13. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: 2004.

14. СНБ 5.03.01-02. Бетонні і залізобетонні конструкції / Міністерство архітектури і будівництва Республіки Білорусь. Мн., 2003. 139 с.

15. Залізобетонні конструкції: Підручник/ А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова,Л.В. Кузнєцов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К.:Вища шк., 1995. – 591 ст.

16. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. Пособие/ А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.; Под ред. А.Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1985. – 496 с.

17. Астрова Т.І., Дмитрієв С.О., Мулін Н.М. Анкерування стрижнів арматури періодичного профілю в звичайному та попередньо напруженому залізобетоні / / Розрахунок залізобетонних конструкцій: СБ тр. НИИЖБ. М., 1961. С. 74-126.

18. Дегтярьов В.В. Вимоги вітчизняних та зарубіжних норм до анкерування і з'єднанням внапуск без зварювання стержневої арматури періодичного профілю / / Бетон на межі третього тисячоліття: Матеріали 1-й Всерос. конф. по проблемам бетону та залізобетону. Кн. 2. М., 2001. С. 941-954.

19. Сатаров У.М. Спільна робота стрижневої арматури нового серповидного періодичного профілю з легким бетоном: Автореф. дис. Канд. техн. наук. 05.23.01. Ташкент, 1993. 17 ст.

20. Тихонов І.М., Мєшков В.З., Судаков Г.І. Ефективна стрижнева арматура для залізобетонних конструкцій / / Бетон і залізобетон. 2004. № 5. С. 18-23.

21. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М., Стройиздат, 1976. 208 ст.

22. Карпенко Н.И. Общие модели механіки железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

23. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий: Пособие по проектированию. – М.: 2007. – 180 с.

24. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Судаков Г.Н. О нормировании анкеровки стержневой арматуры//Бетон и железобетон. – 2006. - №3. – С. 2-7.

25. В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, Вычислительный комплекс SCAD – М.: Издательство АСВ, 2007. – 592с.

26. Г.Н. Судаков, Ю.В. Верюжский, Д.Я. Гигинейшвили Применение численно-аналитического метода потенциала к решению контактных задач расчета сцепления арматуры с бетоном//Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций. Сборник научных трудов / Под ред. А.С. Залесова, О.Ф. Ильина. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1989. – 1989 с.

27. Т.И. Мамедов, С.С. Пиневич. Анкерующая способность высокопрочной проволоки с новым четырехсторонним периодическим профилем//Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций. Сборник научных трудов / Под ред. А.С. Залесова, О.Ф. Ильина. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1989. – 1989 с.

28. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. Для строит. спец. вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин; Под ред. В.М. Бондаренко. – 4-е изд., доп. – М.: Высш. шк., 2007. – 887 с.

29. Климов Ю.А. Експериментальні дослідження зчеплення

композитної неметалевої арматури з бетоном. / Ю.А. Климов, О.С. Солдатченко, Д.О. Орішкин //Теорія і практика будівництва : [зб. наук. пр.] / відп. ред. З. Я. Бліхарський. - Л. : Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2010. - 365 с. : іл. - (Вісник / Національний університет "Львівська політехніка" ; № 662). - Бібліогр. в кінці розд. - С. 237-241.

30. Скорук Т.В. Робота вузлів і стиків залізобетонних будівель при повторних навантаженнях. Дис…канд. техн. Наук. – Київ, 2010.

ДОДАТОК А

Значення довжини анкерування арматури за «Рекомендациями по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры»

Бетон класу В20

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	170	230	290	340	400	450	510	570	620	710	790	900	1020	1130
А400С	280	370	470	570	660	750	850	940	1040	1180	1320	1500	1690	1880
А500С	340	450	570	680	790	900	1020	1130	1240	1360	1530	1740	1960	2180

Бетон класу В25

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	150	200	250	300	350	400	450	490	540	620	690	790	890	980
А400С	240	320	410	490	580	660	740	820	900	1020	1150	1310	1470	1640
А500С	300	400	490	590	690	790	890	980	1080	1190	1330	1520	1710	1900

Бетон класу В30

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	130	170	210	250	300	340	380	420	460	530	590	670	750	840
А400С	210	280	350	420	490	560	630	700	770	870	980	1120	1250	1390
А500С	250	340	420	500	590	670	750	840	920	1010	1130	1290	1450	1620

Бетон класу В35

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	120	160	200	240	280	320	350	390	430	490	550	630	700	780
А400С	190	260	330	390	460	520	590	650	720	810	910	1040	1170	1300
А500С	240	320	390	470	550	630	700	780	860	940	1050	1200	1350	1500

Бетон класу В40

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	110	150	180	220	250	290	320	360	390	440	500	570	640	710
А400С	180	230	300	360	420	470	530	590	650	740	830	940	1060	1180
А500С	220	290	360	430	500	570	640	710	780	850	960	1090	1230	1360

ДОДАТОК Б

Значення довжини анкерування арматури за
«ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування»

Бетон класу В20

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	180	240	300	360	420	470	530	590	650	740	830	940	1100	1280
А400С	300	400	490	590	690	790	880	980	1080	1230	1370	1570	1840	2130
А500С	370	490	620	740	860	980	1100	1230	1350	1530	1710	1960	2290	2660

Бетон класу В25

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	160	210	260	310	360	410	460	510	560	640	720	820	960	1110
А400С	260	340	430	510	600	680	770	850	940	1060	1190	1360	1590	1850
А500С	320	430	530	640	750	850	960	1060	1170	1330	1490	1700	1990	2310

Бетон класу В30

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	130	170	220	260	300	340	390	430	470	530	600	680	800	930
А400С	220	290	360	430	500	570	640	710	780	890	990	1130	1330	1540
А500С	270	360	450	530	620	710	800	890	980	1110	1240	1420	1660	1920

Бетон класу В35

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	120	160	200	230	270	310	350	390	420	480	540	610	720	830
А400С	200	260	320	390	450	510	580	640	700	800	890	1020	1200	1390
А500С	240	320	400	480	560	640	720	800	880	1000	1120	1270	1490	1730

Бетон класу В40

Клас арматури по ДСТУ 3760:2006	Діаметр арматурного стержня, мм													
	Розрахункова довжина анкерування арматури, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
А240С	110	150	190	220	260	300	330	370	400	460	510	590	690	790
А400С	190	250	310	370	430	490	550	610	670	760	850	970	1140	1320
А500С	230	310	380	460	530	610	690	760	840	950	1060	1210	1420	1650

ДОДАТОК В

Результати розрахунку розрахункової моделі №1

Structure CAD for Windows
SCAD Soft 18.05.2012

Минимакс перемещений
Единицы измерений: мм.
Параметры выборки:
Список узлов/элементов: все
Список загружений/комбинаций: все
Список факторов: все

Минимакс перемещений						
Наименование	Максимальные значения			Минимальные значения		
	Значение	Номер узла	Номер загружения	Значение	Номер узла	Номер загружения
X	180,095	6	1	-6,722e-021	6	2
Y	3,791	358	1	-3,791	801	1
Z	3,791	364	1	-3,791	1254	1
Ux	0	1	1	0	1	1
Uy	0,052	6	2	-0,052	7	2
Uz	9,435e-015	5	1	-2,587e-014	7	1

Минимакс усилий и напряжений
Единицы измерений: Т, м.
Параметры выборки:
Список узлов/элементов: все
Список загружений/комбинаций: все
Список факторов: все

Минимакс усилий и напряжений								
Наименование	Максимальные значения				Минимальные значения			
	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруж.	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруж.
N	4817,5	1159	1	1	-2,849e-019	1157	1	2
Mk	0	1153	1	1	0	1153	1	1
My	2,504e-016	1153	3	1	-1,733e-004	1161	1	2
Qz	0,004	1161	1	2	-0,004	1158	3	2
Mz	4,651e-016	1157	3	1	-2,93e-016	1162	1	1
Qy	1,86e-014	1158	1	1	-1,569e-014	1157	1	1
NX	317222,539	806	1	1	-24657,746	733	1	1
NY	276761,515	218	1	1	-102726,941	733	1	1
NZ	276761,515	218	1	1	-102726,941	145	1	1
TXY	383145,526	510	1	1	-383145,526	218	1	1
TXZ	383145,526	806	1	1	-383145,526	218	1	1
TYZ	40173,391	514	1	1	-40173,391	226	1	1
RX	262,169	1195	1	1	-143,5	1183	1	1
RY	6,406e-015	1167	1	1	-8,573e-015	1191	1	1
RZ	5,295e-015	1175	1	1	-0,001	1163	1	2
RUX	0	0	0	0	0	0	0	0
RUY	0	0	0	0	0	0	0	0
RUZ	0	0	0	0	0	0	0	0

Отчет сформирован программой **Результаты расчета**, версия: **11.3.1.1** от **28.02.2009**

ДОДАТОК Г

Результати розрахунку розрахункової моделі №2

Structure CAD for Windows
SCAD Soft 18.05.2012

Минимакс перемещений
Единицы измерений: мм.
Параметры выборки:
Список узлов/элементов: все
Список загружений/комбинаций: все
Список факторов: все

Минимакс перемещений						
Наименование	Максимальные значения			Минимальные значения		
	Значение	Номер узла	Номер загружения	Значение	Номер узла	Номер загружения
X	16,413	5	1	4,578e-004	3320	1
Y	0,374	17	1	-0,374	868	1
Z	0,374	29	1	-0,374	1739	1
Ux	0	1	1	0	1	1
Uy	2,32e-015	3	1	-3,665e-015	9	1
Uz	4,081e-016	6	1	-4,756e-015	5	1

Минимакс усилий и напряжений
Единицы измерений: Т, м.
Параметры выборки:
Список узлов/элементов: все
Список загружений/комбинаций: все
Список факторов: все

Минимакс усилий и напряжений								
Наименование	Максимальные значения				Минимальные значения			
	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруж.	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруж.
N	400	2404	1	1	50,204	2406	1	1
Mk	0	2401	1	1	0	2401	1	1
My	8,188e-018	2401	3	1	-1,074e-016	2403	3	1
Qz	3,287e-015	2405	1	1	-2,974e-015	2402	1	1
Mz	3,303e-017	2405	1	1	-5,988e-017	2401	3	1
Qy	2,395e-015	2401	1	1	-1,559e-015	2403	1	1
NX	24181,073	1827	1	1	-1308,982	357	1	1
NY	29712,362	3	1	1	-17691,417	682	1	1
NZ	29712,362	3	1	1	-17691,417	682	1	1
TXY	32025,102	609	1	1	-32025,102	1221	1	1
TXZ	32025,102	1221	1	1	-32025,102	609	1	1
TYZ	3843,785	615	1	1	-3843,785	15	1	1
RX	21,049	2425	1	1	-12,551	2410	1	1
RY	8,987e-016	2417	1	1	-7,306e-016	2413	1	1
RZ	8,449e-016	2413	1	1	-3,964e-016	2417	1	1
RUX	0	0	0	0	0	0	0	0
RUY	0	0	0	0	0	0	0	0
RUZ	0	0	0	0	0	0	0	0

Отчет сформирован программой **Результаты расчета**, версия: **11.3.1.1** от **28.02.2009**

ДОДАТОК Д

Результати розрахунку П-подібної двошарнірно опертої рами при лінійному розрахунку

Structure CAD for Windows
SCAD Soft 18.05.2012

Минимакс перемещений
Единицы измерений: мм.
Параметры выборки:
Список узлов/элементов: все
Список загружений/комбинаций: все
Список факторов: все

Минимакс перемещений						
Наименование	Максимальные значения			Минимальные значения		
	Значение	Номер узла	Номер загружения	Значение	Номер узла	Номер загружения
X	0,389	1710	28	-0,389	1578	28
Y	0,017	12030	28	-0,017	7	28
Z	0,123	6021	28	-3,038	12824	28
Ux	7223006915274,103	12205	28	-7223006915274,107	181	28
Uy	18200164531424,109	1606	28	-18200368651518,492	10700	28
Uz	0,099	2107	28	-0,099	11125	28

Минимакс усилий и напряжений
Единицы измерений: Т, м.
Параметры выборки:
Список узлов/элементов: все
Список загружений/комбинаций: все
Список факторов: все

Минимакс усилий и напряжений								
Наименование	Максимальные значения				Минимальные значения			
	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруж.	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруж.
N	1,411	10672	1	28	-1,744	10761	1	28
Mk	1,853e-006	11330	1	28	-1,853e-006	11112	1	28
My	0,001	10753	3	28	-0,002	10626	3	28
Qz	0,056	10627	1	28	-0,056	10718	3	28
Mz	1,113e-004	11086	1	28	-1,113e-004	11306	1	28
Qy	0,009	11305	1	28	-0,009	11085	1	28
NX	1344,186	2753	1	28	-2706,034	8238	1	28
NY	162,925	10564	1	28	-286,191	8237	1	28
NZ	1399,12	9180	1	28	-2886,161	8325	1	28
TXY	335,073	5052	1	28	-335,073	5053	1	28
TXZ	1155,055	8237	1	28	-1155,055	1989	1	28
TYZ	153,923	8327	1	28	-153,923	8322	1	28
MX	0,008	12098	1	28	0	0	0	0
MY	0,008	12084	1	28	0	0	0	0
MXY	0,001	12083	1	28	-0,001	12097	1	28
QX	2,023	12083	1	28	-2,308	12085	1	28
QY	2,308	12102	1	28	-0,272	12095	1	28

Отчет сформирован программой **Результаты расчета**, версия: **11.3.1.1** от **28.02.2009**

ДОДАТОК Е

Результати розрахунку П-подібної двошарнірно опертої рами при лінійному розрахунку

Structure CAD for Windows
SCAD Soft 18.05.2012

Минимакс перемещений
Единицы измерений: мм.
Параметры выборки:
Список узлов/элементов: все
Список загружений/комбинаций: все
Список факторов: все

Минимакс перемещений								
Наименование	Максимальные значения				Минимальные значения			
	Значение	Номер узла	Номер загружения	Номер шага	Значение	Номер узла	Номер загружения	Номер шага
X	0,103	12773	28	5	-1,156	1570	28	5
Y	0,022	12994	4	5	-0,779	12203	28	5
Z	0,295	12026	28	5	-4,023	1234	28	5
Ux	3224556669,545	12205	1	5	-3224556669,547	181	1	5
Uy	8125073479,11	1606	1	5	-8125164604,144	1682	1	5
Uz	1,402	7487	28	5	-1,929	7085	28	5

Минимакс усилий и напряжений
Единицы измерений: Т, м.
Параметры выборки:
Список узлов/элементов: все
Список загружений/комбинаций: все
Список факторов: все

Минимакс усилий и напряжений										
Наименование	Максимальные значения					Минимальные значения				
	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруж.	Номер шага	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруж.	Номер шага
N	3,121	10691	1	28	5	-1,543	10785	1	28	5
Mk	3,578e-004	10756	1	28	5	-4,178e-004	10752	1	28	5
My	0,005	10753	3	28	5	-0,002	10755	1	28	5
Qz	0,305	10753	1	28	5	-0,341	10754	3	28	5
Mz	0,003	10756	1	28	5	-0,007	10755	1	28	5
Qy	0,326	10754	1	28	5	-0,504	10755	1	28	5
NX	206917373,738	12096	1	1	5	-8100,789	6643	1	28	5
NY	206916145,089	12095	1	1	5	-6011,719	4085	1	28	5
NZ	17655,359	4083	1	28	5	-24379,222	4085	1	28	5
TXY	4865904,569	12086	1	1	5	-4865904,569	12096	1	1	5
TXZ	7463,249	4083	1	28	5	-7538,785	4147	1	28	5
TYZ	22467,564	4088	1	28	5	-24863,01	4087	1	28	5
MX	3,549e-006	12098	1	1	5	-1,969e-009	12111	1	28	5
MY	3,549e-006	12084	1	1	5	-2,277e-009	12084	1	28	5
MXY	7,081e-007	12083	1	1	5	-7,081e-007	12097	1	1	5
QX	0,001	12083	1	1	5	-0,001	12095	1	1	5
QY	0,001	12112	1	1	5	-1,402e-004	12095	1	1	5

Отчет сформирован программой **Результаты расчета**, версия: **11.3.1.1** от **28.02.2009**