

девіаторні напруження в підпірній стіні на 238 кН/м^2 , повні напруження в ґрунтовому масиві на 66 кН/м^2 , середні напруження в ґрунтовому масиві на 36 кН/м^2 , горизонтальне переміщення підпірної стіни на 7 мм.

Література

1. Горбунов-Посадов М.І., Ілічев В.А., Крутов В.І. Основи, фундаменти і підпірні споруди. - М.: Стройиздат, 1985. - 480 с
2. Івлєв Д.Д., Биковцев Г.І. Теорія пластичного тіла, що зміцнюється.. - М.: Наука, 1971. - 231
3. Керівництво по проектуванню підпірних стін і стін підвалів для промислового та цивільного будівництва.-М.: Стройиздат, 1984.

УДК 624.012

МЕХАНІЗМИ ДЕФОРМУВАННЯ ТА СХЕМИ РУЙНУВАННЯ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ-БАЛОК

Жихарев Р.О.

Науковий керівник – д.т.н., проф. Картюк В.М.

Опір залізобетонних елементів сумісній дії повздовжніх та поперечних сил, згинальних і крутних моментів є однією з найбільш важливих і не до кінця вивченою проблемою як у теорії залізобетону, так і в реальному проектуванні. У зв'язку з цим виконання систематизованих експериментально – теоретичних досліджень з метою вдосконалення існуючих і розробки сучасних розрахункових моделей, зокрема, приопорних ділянок залізобетонних елементів, являється важливим і **актуальним** завданням.

Огляд літературних джерел показав, що вивченню несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних конструкцій присвячені численні праці вітчизняних та зарубіжних дослідників. В той же час несуча здатність їхніх похилих перерізів залишається ще недостатньо вивченою. Разом з тим, руйнування залізобетонних конструкцій за похилими плоскими чи просторовими перерізами є дуже небезпечним, а тому – і вкрай небажаним.

Мета виконаних експериментально – теоретичних досліджень, описаних у роботі, полягає у встановленні впливу окрім тривіальних, але недостатньо вивчених конструктивних чинників ще й нерозрізності, попереднього напруження, позacentрового розтягу,

стиску, вільного і стисненого кручення на міцність, жорсткість та деформативність дослідних прогінних залізобетонних елементів, зокрема, їхніх приопорних ділянок. Задачами цих досліджень є кількісна, та якісна оцінка факторів зовнішнього впливу і конструктивних чинників на несучу здатність залізобетонних стержневих елементів з урахуванням їхнього складного напружено – деформованого стану, вивчення достовірних критеріїв та можливих форм руйнування з метою вдосконалення існуючих інженерних методів розрахунку.

Аналіз результатів виконаних експериментальних досліджень показав доцільність використання прийнятої **методики** із застосуванням теорії планування експерименту, яка дозволила оцінити залежність деформативності, тріщиностійкості та міцності дослідних зразків – балок не тільки від кожного конструктивного чинника і фактора зовнішнього впливу, зокрема (що можна знайти у наукових працях інших авторів), а й у їхній взаємодії, що частіше спостерігається на практиці.

Проведені експериментальні дослідження показали, що частина позацентрово розтягнутих залізобетонних балок в III-A серії почала руйнуватися за схемою $A-1/N_u$ від текучості верхньої поздовжньої арматури при недостатній її кількості ще до прикладення поперечного навантаження F від дії позацентрово прикладеної поздовжньої сили N . Не виключена також можливість руйнування позацентрово розтягнутої балки за схемою $A-2/N_u$ при недостатній кількості нижньої робочої арматури. При цьому, характер утворення (по всій висоті перерізу) й розкриття таких нормальних тріщин свідчить про те, що має місце, так званий, 2-й випадок позацентрового розтягу (випадок малих ексцентриситетів). Весь поперечний переріз виявляється розтягнутим і при настанні граничного стану (за міцністю) по довжині елемента утворюються наскрізні поперечні тріщини. Тому можна вважати, що бетон в роботі елемента у такому випадку не приймає участі, а граничні зусилля в нормальних перерізах, що збігаються з тріщинами, сприймає лише одна арматура.

Руйнування приопорної ділянки позацентрово розтягнутого елемента за такими схемами настає тоді, коли напруження розтягу в нижній або верхній поздовжній арматурі досягають граничних значень, тобто характеристичного опору.

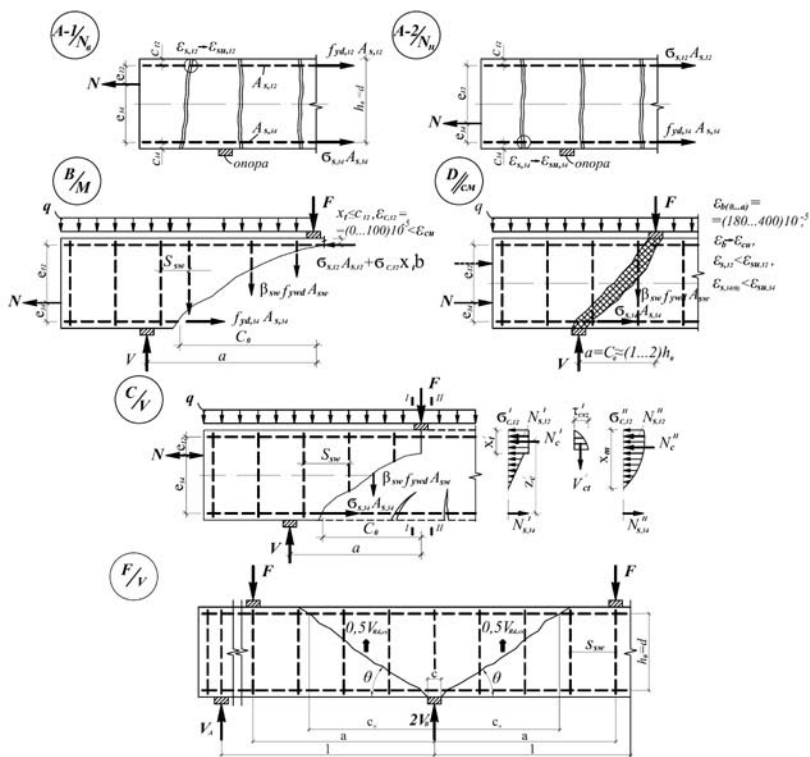


Рис.1 Основні схеми руйнування однопрогінних позакентрово розтягнутих і стиснутих, звичайних та попередньо напружених залізобетонних балок

Якщо виявиться, що $e_s \geq (h_0 - a')$, тобто поздовжня сила знаходиться за межами поперечного перерізу, то буде мати місце випадок 1 (великих ексцентриситетів), при якому, як і при згині, частина поперечного перерізу буде стиснута, а друга частина – розтягнута.

Руйнування за схемою **B/M** за похилою тріщиною від переважної дії згинального моменту властиве непереармованим позакентрово розтягнутим і попередньо напруженим елементам, а також звичайним і нерозрізним балкам з мінімальною кількістю робочої арматури.

Воно супроводжується текучістю поперечної та поздовжньої робочої арматури на початку похилої тріщини і різким зменшенням

висоти стислої зони бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини. При цьому, напруження в бетоні стислої зони в кінці прольоту зрізу, як правило, не досягають максимальних значень, а відносні деформації крайньої верхньої фібри коливаються в межах $(20 \dots 100) \cdot 10^{-5}$.

Руйнування за схемою C/V за похилою тріщиною від переважної дії поперечної сили найбільш розповсюджене і притаманне залізобетонним елементам з великими і середніми прольотами зрізу ($a/h_0 \geq 2$) та суттєвим вмістом ($\rho_f \geq 0,018$) поздовжньої робочої арматури. Воно супроводжується, як правило, розривом поперечної арматури та роздробленням (зминанням) бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини. При цьому, напруження в робочій арматурі на початку похилої тріщини, як правило, не перевищують розрахункового опору на розтяг, а можливі сили зчеплення у вершині похилої тріщини не ураховуються, оскільки ширина її розкриття є значно більшою від взаємного зсуву берегів, що встановлено проведеними дослідями.

Безпосередньо під зосередженою силою стиснута зона бетону розділяється вершиною похилої тріщини, як правило, на дві (інколи на три) частини: верхню, яка працює в пластичній або близькій до неї стадії, та нижню, що характеризується майже пружною роботою бетону. Аналіз виконаних експериментальних досліджень показує, що розподіл нормальних напружень під зосередженою силою близький до ідеалізованої ступінчасто-прямокутної епюри з нульовими значеннями поблизу вершини нормальної тріщини та розривом зі скачком над вершиною похилої тріщини. Безпосередньо над вершиною похилої тріщини величина нормальних напружень в бетоні (умовно пружних) коливається в межах $(0,3 \dots 0,7) f_{ck}$.

Бетон стиснутої зони бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини плосконапружених дослідних елементів працює в умовах двовісного стиску, зумовленого нормальними напруженнями від згинального моменту та вертикальними місцевими напруженнями від смужчастого розподіленого поперечного навантаження, що символізує собою зосереджену поперечну силу F. В указаній стиснутій зоні бетону окрім зазначених нормальних виникають ще й дотичні напруження, граничні значення яких досягають $0,5 f_{ck}$. Зазначений напружено – деформований стан бетону стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною сприяє деякому її зміцненню порівняно з одновісним стиском.

Експериментально встановлено, що в залізобетонних прогінних елементах з відносно великою кількістю поздовжньої стиснутої та поперечної арматури ($\rho'_f \geq 0,006$ та $\rho_w \geq 0,003$) при високих рівнях поперечного навантаження ($F \geq 0,9F_u$) вершина небезпечної похилої тріщини може досягти рівня верхньої стиснутої грані. Очевидно, що в такому випадку зусилля в стиснутому бетоні перерозподіляються. Тобто зусилля N'_s , що сприймається верхньою стиснутою (монтажною) арматурою збільшується до граничного значення N'_{su} , а залишок зусилля N'_{ct} , що сприймалося бетоном стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною, передається на нижню стиснуту зону під цією тріщиною, зусилля V'_{ct} , що інтегрально об'єднувало зусилля зсуву в стиснутій зоні бетону над небезпечною похилою тріщиною і являло собою, по – суті, поперечну силу, яка сприймалася бетоном цієї зони, щезає і схема руйнування *C/V* перетворюється у більш просту *B/M*. Руйнування приопорної ділянки прогінного залізобетонного елемента в такому випадку супроводжується розривом поперечної арматури, яку перетинає небезпечна похила тріщина, і текучістю (розривом) робочої арматури на початку цієї тріщини. Очевидно, що перехід до другої розрахункової схеми на дію згинального моменту й визначення руйнуючої поперечної сили потрібно робити коли висота стиснутої зони не перевищує захиного шару бетону поздовжньої монтажної арматури ($x \leq 0,1h_0$).

Руйнування за схемою *D//cm* за похилою стислою смугою відбувається, як правило, у позацентрово стиснутих та попередньо напружених залізобетонних балках з малим прольотом зрізу ($a/h_0 = 1$, рідше 2) внаслідок утворення сконцентрованого потоку головних стискаючих напружень між силою та опорою. Воно характеризується досягненням граничних деформацій стиску в розташованому в цій смузі бетону ($\varepsilon_c \rightarrow \varepsilon_{cu}$). Деформації в стиснутій монтажній арматурі під зосередженою силою та в розтягнутій робочій арматурі на опорі, при цьому, були значно меншими від деформацій текучості ($\varepsilon'_s < \varepsilon'_{su}; \varepsilon_{sy} < \varepsilon_{su}$).

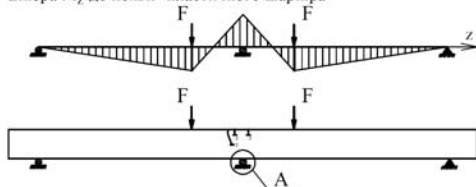
Руйнування нерозрізних балок над середньою опорою при сумісній дії *V+M*, зумовленими зосередженими силами *F*, як правило,

відбувається за схемою F/V (рис. 2) у вигляді перевернутої трапеції з можливим утворенням, т.зв., «пластичних шарнірів» над середньою опорою і під зосередженими силами, перерозподілом, в наслідок цього, внутрішніх зусиль.

Руйнування складнонапружених приопорних ділянок відбувалося за однією з складних просторових поверхонь. На нижній і верхній та одній з бокових граней ця поверхня починає утворюватися зі спіралеподібних тріщин, зумовлених дією крутного моменту, й отримує подальший розвиток з ростом значень поперечної сили та згинального моменту. При цьому, на одній з вертикальних бокових граней та на примикаючих до неї ділянках горизонтальних нижньої та верхньої поверхонь балки відбувається інтенсивне розкриття небезпечної просторової спіралеподібної тріщини (до 1 мм і більше), а на другій протилежній вертикальній грані спостерігається закриття раніше утворених під дією тільки крутного моменту аналогічних спіралеподібних тріщин і на завершальній стадії роботи балки перед руйнуванням її приопорної ділянки під дією все зростаючих поперечної сили і згинального моменту появляється нова перехресна похила тріщина від зосередженої сили до опори, яка перетинає раніше утворені, а потім затиснуті спіралеподібні тріщини, замикаючи складну просторову поверхню руйнування.

Отже, руйнування складнонапруженої приопорної ділянки балки, зумовлене сумісною дією T, V, M , суттєво відрізняється від руйнування плосконапруженої приопорної ділянки, насамперед, тим, що воно відбувається за більш складною поверхнею й починається з текучості вертикальної поперечної арматури на одній з бічних (більшій за розміром, вертикальній) граней, в якій дотичні напруження від дії крутного моменту збігаються за напрямком з дотичними напруженнями від дії поперечної сили й, відповідно, збільшуються.

Епюра M_z до появи "пластичного шарніра"

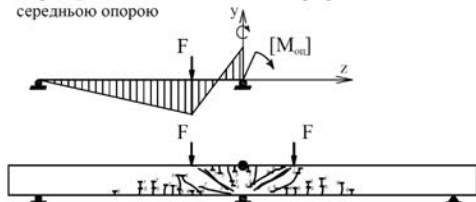


Поява нормальних тріщин над середньою опорою



Розвиток нормальних тріщин над середньою опорою, поява нормальних тріщин під зосередженими силами і (або) похилих в прольоті зрізу

Епюра M_z після появи "пластичного шарніра" над середньою опорою



Розвиток нормальних і похилих тріщин, поява "пластичного шарніра" над середньою опорою, збільшення прольотних моментів



Розвиток нормальних і похилих тріщин з переважним розкриттям похилих, аж до руйнування за похилими перерізами



Руйнування за похилими перерізами з утворенням "пластичних шарнірів" під зосередженими силами в балках з великим і середнім прольотами зрізу

Рис.2 Механізм тріщинноутворення, деформування та руйнування нерозрізної двопрогінної залізобетонної балки

В цей самий час в стержнях поперечної арматури на протилежній вертикальній грані дотичні напруження, що раніше утворилися від дії T , гасяться протилежними за знаком дотичними напруженнями від дії V й раніше утворені просторові спіралеподібні тріщини закриваються. А в найбільш віддаленому від нейтральної лінії стержні розтягнутої

робочої арматури нормальні напруження з ростом поперечного навантаження теж зростають і досягають границі текучості, відбувається перерозподіл внутрішніх сил і в поряд розташованому стержні робочої арматури, що знаходиться у розтягнутій зоні бетону, також спостерігається явище текучості. Далі відбувається неконтрольований ріст небезпечної просторової тріщини, поява нової перехресної тріщини від дії V і M на другій вертикальній грані, збільшення нормальних напружень і текучість в інших перетнутих нею замкнених стержнях поперечної арматури та, власне, руйнування приопорної ділянки балки при вільному її крученні. При цьому, форма стиснутої зони бетону в кінці прольоту зрізу (під зосередженою силою) приймає вигляд, як правило, прямокутної трапеції з середніми стискаючими напруженнями в ньому на рівні $0,75 f_{ck}$, а у верхній поздовжній (монтажній) арматурі ці напруження, як правило, не досягають границі текучості і є більшими у більш віддаленому від нейтральної лінії стержні. Середні вертикальні дотичні напруження в бетоні у площині перерізу в кінці прольоту зрізу при такому крученні приопорної ділянки балки складають $0,41 f_{ck}$, а горизонтальні – $0,22 f_{ck}$.

Слід зауважити, що описані результати досліджень не протирічають експериментальним даним інших авторів [1,2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 11, 12], суттєво доповнюють їх та узагальнюють.

При стисненому крученні приопорної ділянки балки і у бетоні, і в поздовжній арматурі виникають додаткові нормальні напруження, зумовлені бімоментом, і, як наслідок, її руйнування відбувається більш інтенсивно з утворенням більш розшарованої стиснутої зони у вигляді прямокутного трикутника і концентрацією нормальних напружень у найбільш стиснутому куті до $1,5 f_{ck}$, досягненням, як правило, границі текучості також і в стиснутому, і в розтягнутому стержнях верхньої монтажної арматури. Середні вертикальні дотичні напруження в бетоні у нормальному перерізі в кінці прольоту зрізу при такому крученні залишаються на рівні $0,36 f_{ck}$, а горизонтальні – зміщуються в напрямку до найбільш стиснутого кута і досягають, в середньому, $0,64 f_{ck}$.

Висновки

Отже, різноманітність видів складного напруженого стану та форм руйнування дослідних зразків – балок унеможливорює створення однієї

простої і, в той же час, універсальної інженерної розрахункової моделі припорної ділянки для різних типів конструкцій, яка адекватно відображала би вплив як конструкційних чинників, так і факторів зовнішнього впливу на їх несучу здатність.

Експериментальна перевірка показала, що руйнування плосконапружених прогінних залізобетонних елементів балочного типу за схемами $A-1/N_*$ або $A-1/N_{**}$ можливе при недостатній кількості, відповідно, верхньої або нижньої поздовжньої арматури, або при наявності надмірної розтягучої поздовжньої сили ще до прикладення основного поперечного навантаження.

Руйнування за схемою B/M за похилим перерізом від переважної дії згинального моменту властиве непереармованим попередньо напруженим тавровим елементам, а також звичайним та нерозрізним балкам з мінімальною кількістю робочої арматури ($\rho_f \leq 0,018$).

Руйнування за схемою C/V за похилою тріщиною від переважної дії поперечної сили має більше, порівняно з другими схемами, розповсюдження й властиве залізобетонним балковим елементам з великими і середніми відносними прольотами зрізу ($a/h_0 = 2...3$) з середньою і відносно великою кількістю поздовжньої робочої арматури ($\rho_f = 0,018...0,023$).

Руйнування за схемою $D//cm$ за похилою стислою смугою відбувається, як правило, в позацентрово стиснутих або попередньо напружених балках з малими прольотами зрізу ($a/h_0 \leq 1$).

Руйнування за схемою F/V у вигляді перевернутої трапеції, в тому числі від можливого продавлювання, відбувається над середньою опорою в нерозрізних балках від поперечного навантаження у вигляді зосереджених сил й супроводжується перерозподілом внутрішніх зусиль.

Знаючи співвідношення конструктивних чинників, а також факторів зовнішнього впливу, можна спрогнозувати найбільш вірогідну схему руйнування припорної ділянки прогінного елемента, створити фізичну та розрахункову модель її роботи з метою достовірного визначення несучої здатності.

Різноманітність форм складного напружено-деформованого стану та схем руйнування припорних ділянок прогінних елементів унеможливує створення простої і, в той же час, універсальної розрахункової моделі яка адекватно відображала б їх несучу здатність при різних співвідношеннях дослідних факторів.

Аналіз результатів моделювання напружено-деформованого стану дослідних елементів підтвердив і доповнив раніше отримані експериментальні дані про їх характер деформування та руйнування, показав можливість використання з цією метою сучасних обчислювальних комплексів, що базуються на деформаційному методі з використанням реальних діаграм стану матеріалів та сучасних феноменологічних критеріїв міцності.

Література

1. Шеина С. Г. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов при совместном действии продольных сжимающих и поперечных сил : автореферат дис. на соискание научн. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и сооружения" / С. Г. Шеина. – К., 1984. – 21 с.
2. Leonhardt F., Walter K. Beitrage zur Behandlung der Jchubproblembau / F. Leonhardt, K. Walter // Beton und Stahlbetonbau. – 1962. – № 2. – S. 13–28.
3. Leonhardt F. Die Bermindente Jchubdeckung bei Stahlbeton / F. Leonhardt // Bauingenieur. – 1965. – № 1. – S. 10–16.
4. Leonhardt F. Uber die Kunst des Bewehrung von Stahlbetontragwerken. / F. Leonhardt // Beton und Stahlbetonbau. – 1965. – № 9. – S. 23–31.
5. Виршилас В. И. Статистический анализ прочности балок в наклонных сечениях / В. И. Виршилас, А. Л. Шнюкшта, А. П. Кудзис // Перспективы развития бетона и железобетона : мат-лы к VII Всесоюзн. конф. (Вильнюс, 1972). – Вильнюс : Изд-во Вильнюсского ИСИ, 1972. – С. 45–48.
6. Боришанский М. С. Новые данные о сопротивлении изгибаемых элементов действию поперечных сил / М. С. Боришанский // Вопросы современного железобетонного строительства / ЦНИПС. – М. : Госстрой-издат, 1952. – С. 136–152.
7. Залесов А. С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А. С. Залесов, Ю. А. Климов. – К. : Будівельник, 1989. – 104 с.
8. Бетонные и железобетонные конструкции : СНиП 2.03.01–84*. Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
9. Карабаш В. Г. Скалывание при изгибе железобетонных балок / В. Г. Карабаш // Исследования железобетонных конструкций. – М. : Госстройиздат, 1955. – С. 106–126.
10. Зорич А. С. Несущая способность железобетонных балок при действии поперечной силы и изгибающего момента / А. С. Зорич //

Строительные конструкции. – Вып. 4. – Киев : Будівельник, 1966. – С. 14–31.

11. Зорич А. С. Несущая способность по наклонным сечениям железобетонных балок из высокопрочных бетонов / А. С. Зорич // Строительные конструкции. – Вып. XX. – Киев : Будівельник, 1972. – С. 47–55.

12. Попович Н. А. Вопросы прочности, жесткости железобетонных изгибаемых элементов при нарушении сцепления арматуры с бетоном / Н. А. Попович, П. А. Школьный // Труды Харьковского инженерно–строительного института. – Вып. 21. – Харьков, 1962. – С. 21–46.

УДК 69:624. 138.24

ЗАКРЕПЛЕНИЕ ВЫРАБОТОК (КАТАКОМБ) В ИЗВЕСТНЯКЕ- РАКУШЕЧНИКЕ ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫМ РАСТВОРОМ

Студент – Заверуха О.Л. группы ПГС 509 М (н).

Научный руководитель – к.т.н., доц. Митинский В.М.

Увеличение темпа строительства и уменьшение количества строительных площадок с относительно простой геологической структурой вынуждает разрабатывать участки со сложными геологическими условиями, в том числе осложненных наличием подземных. выработок(катакомб). На площадке строительства 24-х этажного жилого дома по адресу г Одесса пр-т. Гагарина 19выработки расположены на глубине 14,7м от дневной поверхности и составляют более...26% площади фундамента здания, см. рисунок.

В выявленных инженерно-геологических условиях в качестве фундаментов возводимого здания приняты призматические сваи сечением 35х35см и длиной 14м объединенных плитным ростверком. При оценке совместной работы фундаментов и их оснований было установлено, что надежность будет обеспечена при условии выполнения качественного крепления подземных выработок.

Одесские катакомбы имеют антропогенное происхождение и образовались в результате добычи камня ракушечника пиленого, который на протяжении длительного времени служил основным стеновым материалом зданий. После своего образования катакомбы перетерпели множество изменений – обрушений, расчисток завалов, креплений, проходок новых сбоек и повторных креплений.

На рассматриваемой площадке ранее была выполнена ликвидация