

УДК 697.327

І.В. Мельник, М.І. Паньків

Національний університет “Львівська політехніка”, кафедра БКМ

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ БЕТОННИХ БЛОКІВ З ВІДКРИТИМИ ПОРОЖНИНАМИ

© Мельник І. В., Паньків М.І., 2002

Описано методику і результати досліджень блоків стін підвалів з відкритими порожнинами. Показано особливості їх роботи і можливість використання в практиці будівництва.

Матеріало- і енергозбереження належать до пріоритетних напрямків розвитку прикладної будівельної науки [1]. Особливо це важливо для залізобетонних конструкцій масового виготовлення, серед яких – великогабаритні бетонні блоки стін підвалів (фундаментні блоки). Вони є масивними конструкціями, несуча здатність яких навіть при багатоповерховому будівництві використовується лише на 10–30 %. Тому, починаючи з широкого запровадження в будівництві, пропонувалися різні способи вдосконалення їх конструктивних форм з метою оптимізації, одним з найефективніших є порожниноутворення [2]. Проте розроблені дотепер порожнисті блоки стін підвалів різної конструкції були ефективними в конструктивному відношенні, але ускладнювали технологію їх виготовлення [3]. Вони, в основному, мали індивідуальне вирішення, були застосовані на окремих об'єктах і не набули масового використання. Перші комплексні цілеспрямовані експериментально-теоретичні дослідження блоків такої конструкції були проведені в Харківському інституті інженерів міського господарства [4].

На основі аналізу відомих порожнистих блоків були розроблені їх рішення, ефективні як в конструктивному, так і в технологічному відношеннях [3]. Одним з них є облежені блоки з відкритими порожнинами. На відміну від попередніх конструктивних рішень порожнини улаштовані не знизу, а зверху, що досягається використанням тимчасових змінних вставок під час виготовлення блоків і забезпечує їх технологічність.

Експериментальні взірці блоків такої конструкції були виготовлені двох типів: з двома (марки ФБП-2) і трьома (марки ФБП-3) порожнинами (рис. 1). Габаритні розміри взірців відповідають блокам номінальних розмірів 2,4×0,4×0,6 м марки ФБС 24.4.6 за ГОСТ 13579, які наймасовіше виготовляють на підприємствах будівельної індустрії. Прийняті за попередніми розрахунками розміри дають порожнистість і відповідно економію бетону 28,7 % для блока ФБП-2 і 43,0 % для ФБП-3. В перерізі, перпендикулярному до напрямку дії навантаження, блоки є ґратчастою конструкцією, в якій поздовжні ребра монолітно об'єднані з поперечними: двома торцевими і одним або двома поперечними відповідно для блоків ФБП-2 і ФБП-3. При цьому товщина поздовжніх ребер для блоків двох типів є постійною (80 мм вгорі і 100 мм в нижній частині), а товщина торцевих і поперечних ребер різною – 320–360 мм і 60–100 мм відповідно, що дає зменшення площі поперечних найбільш ослаблених перерізів на 36,1 і 53,2 %. Проектна міцність бетону, як і в ГОСТ 13579, прийнята М 100 (В 7, 5).

Згідно з програмою досліджень при випробуваннях визначали фактичну несучу здатність і особливості роботи порожнистих блоків як стінових конструктивних елементів підвалу при найхарактерніших схемах завантаження – при умовах, максимально наближених до умов експлуатації.

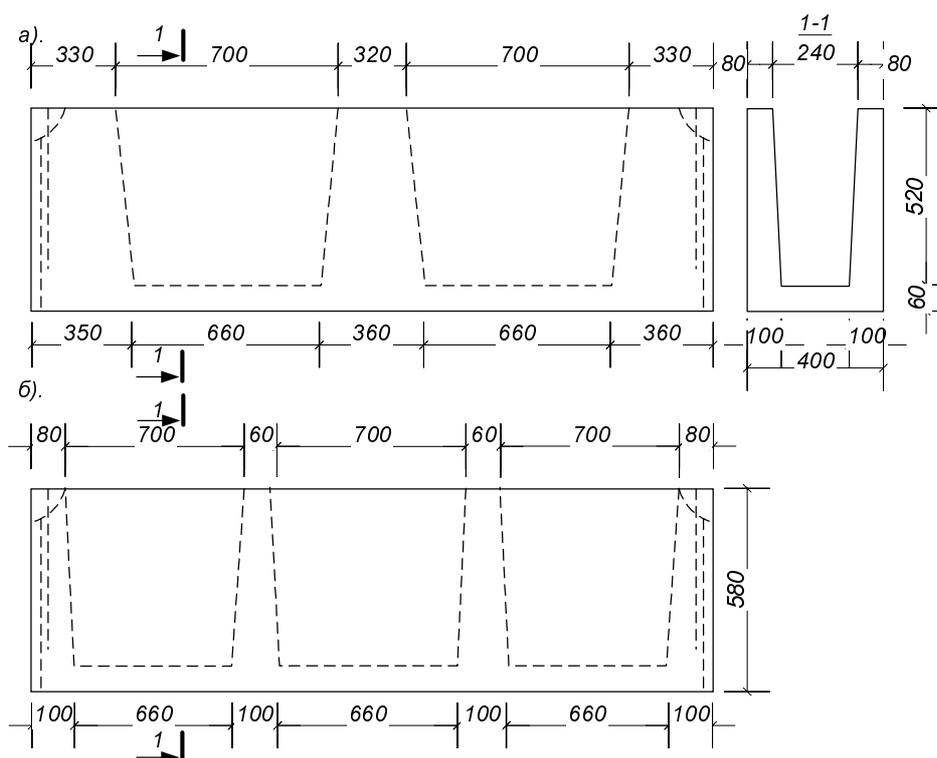


Рис. 1. Конструкція порожнистих блоків:
а – марки ФБП-2; б – марки ФБП-3

Для цього в складі фрагмента стіни випробовували експериментальні блоки за кількома схемами: три марки ФБП-2 і один марки ФБП-3. В схемах I, III і IV навантаження прикладали центрально, що є близьким до дійсної роботи середніх стін та крайніх стін в будівлях середньої і високої поверховості. Схема II передбачала позацентрове прикладання навантаження з ексцентриситетом 10 см, характерним для зовнішніх стін малоповерхових будівель. Всі інші варіанти завантаження є проміжними. В кожній схемі монтували три ряди блоків. У верхньому ряді укладався цільний типовий блок за ГОСТ 13579 марки ФБС-4.4-6, який був допоміжним і забезпечував рівномірне передавання навантаження від гідравлічних домкратів на експериментальний блок та загальну висоту фрагмента стіни, яка б наближалася до висоти підвалу.

В схемах I і II блок ФБП-2 укладався на три нижні половинчасті блоки аналогічної конструкції з перев'язкою швів так, щоб забезпечити найневигодніше взаємне розташування блоків, при якому поперечні ребра верхнього блока знаходяться над найбільш ослабленим перерізом (посередині порожнини) нижнього блока. В схемах III і IV для порівняння умов роботи блоки укладали без перев'язки вертикальних швів.

Випробування проводили на силовому стенді Львівського домобудівельного комбінату № 2 (рис. 2). Центрально (а) або позацентрово (б) прикладене навантаження створювали за допомогою об'єднаних в одну гідравлічну систему домкратів і через траверси та металеві листи рівномірно по всій площі передавали на фрагмент стіни блоків. Для заміру деформацій використовували індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм, встановлені на базі (320 ± 10) мм.

В схемі I блок марки ФБП-2, укладений з перев'язкою швів, випробовували центрально прикладеним навантаженням. Вичерпання його несучої здатності визначилося утворенням

вертикальних тріщин у поздовжніх стінках з подальшим їх виходом з вертикальної площини назовні і дробленням бетону в місцях контакту поздовжніх ребер з верхнім блоком (рис. 3) при загальному руйнівному навантаженні 3952 кН. Одне з торцевих ребер при цьому розкололося навпіл, а у верхньому блоці утворилися тріщини 0,8–1,0 мм і спостерігали місцеве дроблення бетону.

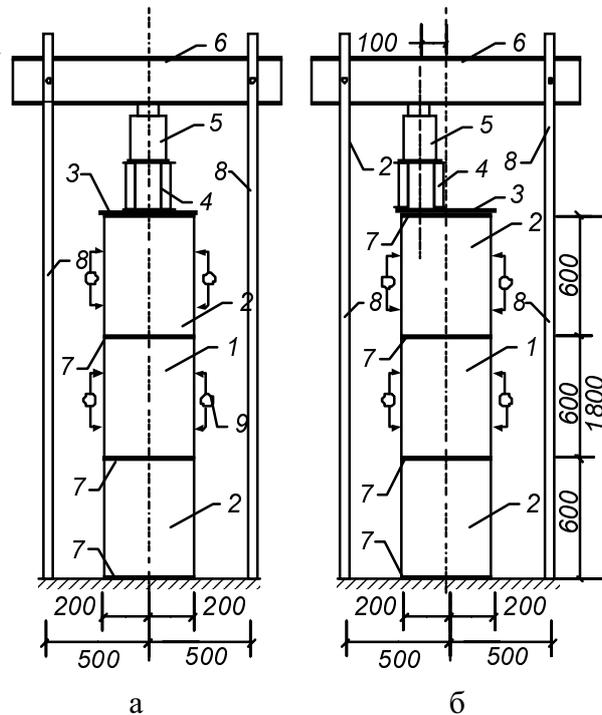


Рис. 2. Схема завантаження блоків центральним (а) і позацентрово (б) прикладеним навантаженням;
 1 – експериментальні порожнисті блоки; 2 – цільні блоки;
 3 – металева пластина товщиною 22 мм;
 4 – силорозподільні траверси; 5 – гідравлічні домкрати;
 6 – упорні траверси; 7 – цементний розчин; 8 – тяги;
 9 – індикатори годинникового типу

За конструкцією фрагмент стіни за схемою II був аналогічний до схеми I, але його випробовували позацентрово стиснутим навантаженням з ексцентриситетом 10 см. Руйнування експериментального блока відбулося при навантаженні 3075 кН внаслідок дроблення бетону стиснутої зони майже по всій площі контакту його поздовжнього ребра з верхнім блоком (рис. 4). При навантаженні 2811 кН в експериментальному блоці з боку розтягнутих волокон були виявлені горизонтальні тріщини.

З метою порівняльної оцінки впливу умов обпирання (конструкції нижнього блока) на роботу експериментального порожнистого блока один з блоків з двома порожнинами (марки 2ФБП-2) був випробуваний з обпиранням на цільний блок (схема III). Характер його тріщиноутворення і руйнування показано на рис. 5. На загальне руйнівне навантаження вплинула дещо нижча від проектної (на 10 %) міцність бетону, але воно було значно меншим (3150 кН < 3952 кН) від руйнівного навантаження блока марки 2ФБП-3 з схеми I. Отже, здавалося б кращі умови обпирання (по всій площі нижньої грані) не сприяли підвищенню несучої здатності, на підставі чого можна зробити висновок, що загальна міцність блоків з відкритими порожнинами визначається насамперед їх конструктивними особливостями.

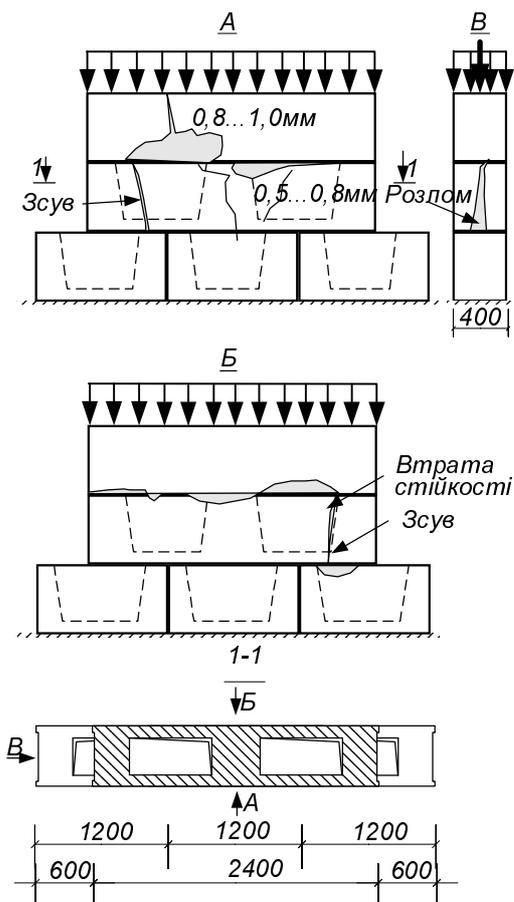


Рис. 3. Характер тріщиноутворення і руйнування стіни за схемою I

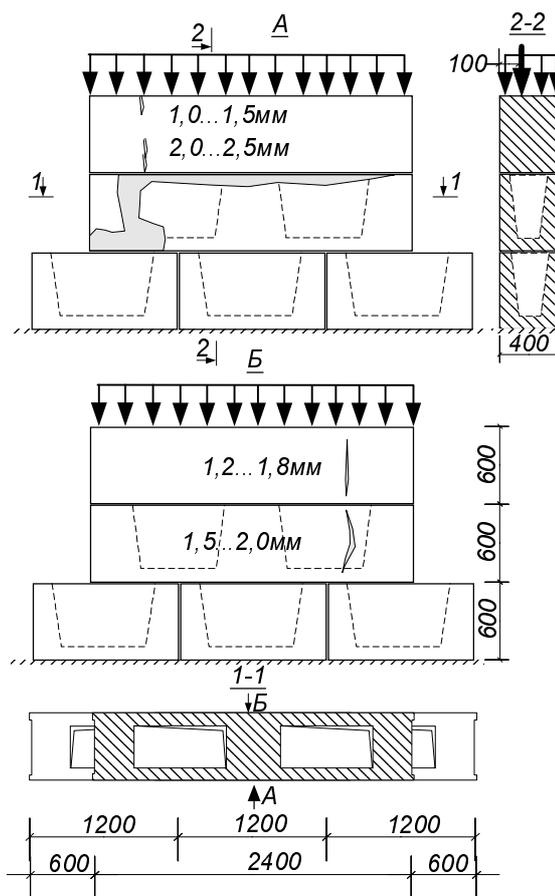


Рис. 4. Характер тріщиноутворення і руйнування стіни за схемою II

Блок з трьома відкритими порожнинами (марки ФБП-3) також випробовували, як і в схемі III, між нижнім і верхнім цільними блоками (схема IV). Маючи найбільшу порожнистість і відповідно найменшу площу перерізу, він витримав значно менше навантаження (2652 кН) ніж блоки з двома порожнинами. Характерним для цього блока є утворення тріщин в поздовжніх стінах всіх трьох порожнин і в торцевих стінах (рис. 6).

Незалежно від типу експериментальних блоків, умов обпирання і схеми завантаження характер вичерпання несучої спроможності в принципі однаковий – руйнування наступало внаслідок утворення тріщин і дроблення бетону на контактні (горизонтальних швах) експериментального блока з верхніми і/або нижніми блоками з подальшою втратою стійкості (“виходом” з вертикальної площини) окремих поздовжніх стінок.

Для оцінки міцності центрально завантажених блоків були обчислені умовні напруження σ_u^{exp} , які відповідають руйнівному навантаженню N_u^{exp} , визначені в припущенні, що напруження при центральному прикладанні випробувальної сили розподіляються рівномірно по всій площі бетону нетто A_n . Оскільки фактична міцність блоків була різною, обчислені в такий спосіб напруження порівнювали з їх призмовою міцністю R_b . Відносний рівень напружень в бетоні, що відповідає руйнуванню, для блока з трьома відкритими порожнинами марки 3ФБП становить 64 %, для блоків з двома відкритими порожнинами марки 2ФБП – в

середньому 73 %. Отже, руйнування центрально стиснутих блоків настало задовго (27–34 %) до досягнення рівня напружень в бетоні, які відповідають його призмівій міцності.

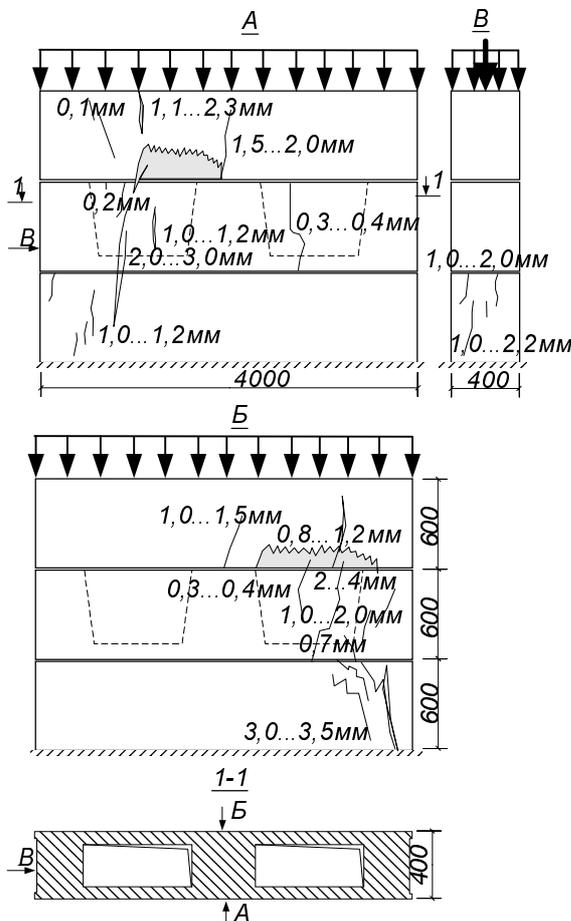


Рис. 5. Характер тріщиноутворення і руйнування стіни за схемою III

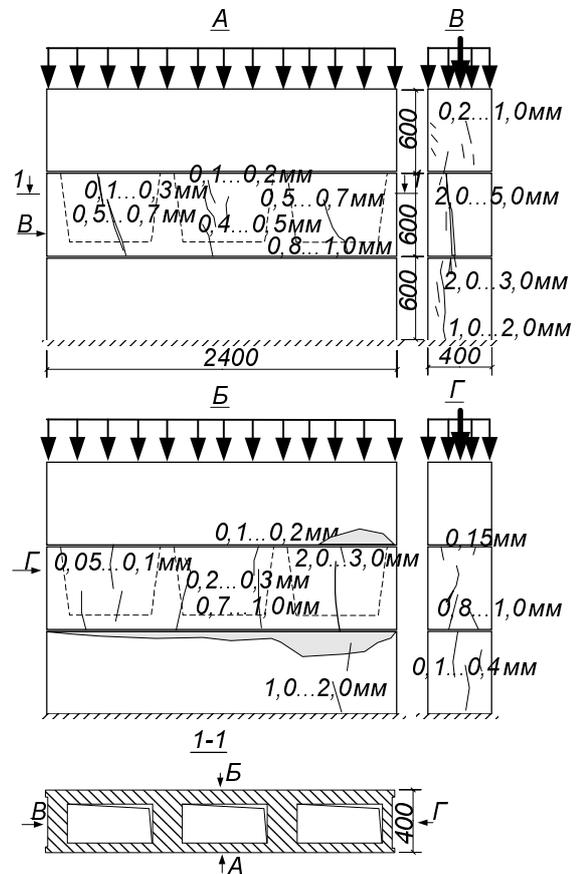


Рис. 6. Характер тріщиноутворення і руйнування стіни за схемою IV

Отже, причиною руйнування стиснутих блоків з порожнинами є не вичерпання міцності бетону на стиск, а складний напружено-деформований стан їх найослабленіших частин (елементів), тобто поздовжніх стінок. Заміряні деформації показують, що в більшості стінок виникають деформації розтягу зовнішніх фібр бетону, особливо при середніх і високих рівнях завантаження, що пояснюється “виходом” з площини стінок, які працюють як защемлені по боках і знизу елементи. На відміну від порожнистих блоків у верхніх цільних блоках прилади фіксували постійно наростаючі деформації стиску.

Для оцінки міцності і тріщиностійкості позacentрово стиснутого блока був використаний розрахунковий апарат СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции”. Перевіркові розрахунки показали, що фактична несуча здатність блоків є вищою від обчисленої за СНиП 2.03.01-84*. Блок ФБП-2 (схема II) зруйнувався при навантаженні $N_u^{\text{exp}} = 3075$ кН, а розрахункова несуча здатність становить 2803 кН (-8,8 %). Отже, розрахунковий апарат недооцінює несучу здатність порожнистих позacentрово стиснутих блоків.

Незважаючи на “передчасне”, порівняно з цільними блоками, руйнування порожнистих блоків, їх міцність є досить високою. При класові бетону В 7,5 (~М 100) як при центральному,

так і при позацентровому завантаженні вони можуть сприймати навантаження від 8–10 поверхів житлового будинку з нормованим тимчасовим навантаженням. Тому, з врахуванням необхідних запасів міцності, такі блоки можна без обмежень використовувати для середньоповерхового і, тим більше, для малоповерхового будівництва. При підвищенні класу бетону до В12,5 (~М 150) допустиму кількість поверхів можна збільшити до семи (для блоків ФБП-3) і до десяти (для блоків ФБП-2) поверхів.

Висновки

1. Запропоновані блоки стін підвалів з відкритими порожнинами, забезпечуючи суттєву економію бетону і зменшення ваги (28,7 і 43 %), мають достатню міцність і їх можна використовувати для малоповерхового і середньоповерхового будівництва.

2. Характер зміни деформацій в експериментальних блоках свідчить про складну їх роботу. На відміну від цільних блоків, деформації в окремих перерізах порожнистих блоків є неоднозначними і більш нерівномірним, особливо при середніх і високих рівнях навантаження.

3. Для дослідження впливу всіх факторів на несучу здатність порожнистих блоків необхідно використати масштабне або (і) числове моделювання.

1. Гусаков В.М. Будівельна наука в Україні на сучасному етапі // Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. зб. – 2000. – Вип. 53. 2. Малюгин В.И. Эффективность сборного железобетона в строительстве. – М., 1958. 3. Мельник І.В., Паньків М.І. Ефективні блоки стін підвалів // Вісн. Рівненського державного технічного університету. – 1999. – Вип. 3. – С. 212–217. 4. Кабир Акрамул. Исследование напряженного состояния и оптимизация параметров бетонных блоков со сложной геометрией: Автореф. дис. ...канд. техн. наук. – Полтава, 1994. – 18 с.

УДК 624.012.3.075.23

Б.М. Ониськів, П.Ф. Холод

Національний університет “Львівська політехніка”, кафедра БКМ

РОБОТА ВИСОКОМІЦНОЇ АРМАТУРИ БЕЗ ЗЧЕПЛЕННЯ З БЕТОНОМ У ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТАХ

© Ониськів Б.М., Холод П.Ф., 2002

У статті описано роботу високоміцної арматури без зчеплення з бетоном, методику виготовлення, випробування та аналіз результатів досліджень центрально-стиснутих залізобетонних елементів.

Вплив зчеплення високоміцної арматури з бетоном в центрально-стиснутих залізобетонних елементах досліджувався на коротких зразках квадратного поперечного перерізу, розмірами 200×200 мм, довжиною 800 мм (рис. 1).

У дослідних зразках використана високоміцна арматура класу Ат-У Ø18 мм без попереднього і частковим попереднім обтиском та арматура класу А-II Ø20 мм з попереднім і без попереднього розтягу (рис. 2).