

## ТЕОРЕТИЧНІ ЗАСАДИ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕБЕТОННИХ ПЛИТ, АРМОВАНИХ ЗОВНІШНІМИ ХВИЛЯСТИМИ ЛИСТАМИ

© Клименко Ф.Є., Шевчук С.Г., Білозір В.В., Шмиг Р.А., 2007

Розглядається алгоритм моделювання напружено-деформованого стану сталобетонних плит, армованих зовнішніми хвилястими листами. Запропонована методика розрахунку на ЕОМ дає змогу з достатньою точністю визначати величину граничного зовнішнього навантаження та прогини. Результати проведених експериментальних досліджень добре узгоджуються з отриманими за числовою моделлю. Запропонований алгоритм вивчає такі конструкції під навантаженням за різних фізико-механічних характеристик бетону та листової сталі.

The article describes modeling algorithm of tension and deformation state of concrete slabs, reinforced with outer wavy sheets. The authors propose methods of computer calculation, allowing to determine the amount of limited outer loading and girders rather precisely. Results of carried experiments coincide with the received digital model. The proposed algorithm allows studying such constructions under loading with various physical and mechanical concrete and sheet steel characteristics.

**Постановка проблеми.** Конструкції із зовнішнім армуванням вже давно використовуються у будівництві. Влаштування арматури на найбільш напружених гранях несучого елемента дає змогу збільшити робочу висоту перерізу і отримати відповідний приріст міцності та жорсткості, або зменшивши висоту конструкції (за збереження міцнісних і деформівних показників) – зменшити її вартість і трудомісткість під час виготовлення. Зовнішня арматура, крім несучих функцій, виконує також роль опалубки, герметизуючого або загалом ізолюючого шару. Проведені дослідження [3] показують, що конструкції із зовнішнім армуванням успішно конкурують з традиційними залізобетонними. Економія сталі тут найчастіше становить 12–15 %, а бетону – близько 10 %.

**Виклад основного матеріалу.** Розрахункові формули для визначення нормальних напружень в сталобетонних плитах, які армовані зовнішніми хвилястими листами, можна вивести із умов розгляду плоского чистого згину, для якого характерне те, що із шести внутрішніх зусиль тільки  $M_x$  не дорівнює нулю ( $N=Q_x=Q_y=0$ ;  $M_y=M_z=0$ ). Умову рівноваги, яка поєднує напруження і внутрішні зусилля у поперечному перерізі балки, подають у вигляді

$$\int_F \sigma y dF = M . \quad (1)$$

Під час розрахунків на міцність спочатку визначають максимальні напруження, які будуть виникати у тих перерізах, де виникають максимальні згинальні моменти або найбільші поперечні сили. Такі перерізи називаються небезпечними. Для виявлення небезпечних перерізів необхідно знати, як змінюються величини згинальних моментів і поперечних сил по довжині балки. Додатні моменти відкладаються вниз від осі балки, а від'ємні – вверх. Додатні поперечні сили відкладаються вверх від осі балки, а від'ємні – вниз.

По довжині плиту умовно поділимо на  $i$  ділянок. В межах  $i$ -ї ділянки згинальні моменти та перерізуючі сили приймаються постійними і прикладені до серединного перерізу.

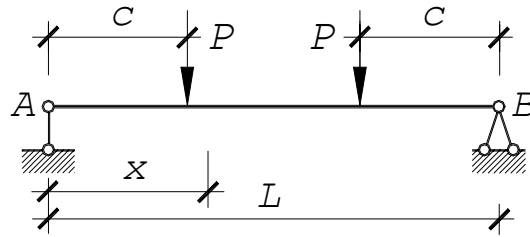


Рис. 1. Розрахункова схема плити

Для оцінки несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності плити у розрахунковій моделі умовно поділимо її по висоті поперечного перерізу на  $k$  елементарних шарів. В такий спосіб числова модель комплексної плитної конструкції складатиметься зі скінченної кількості просторових паралелепіпедів – елементарних ділянок (рис. 2).

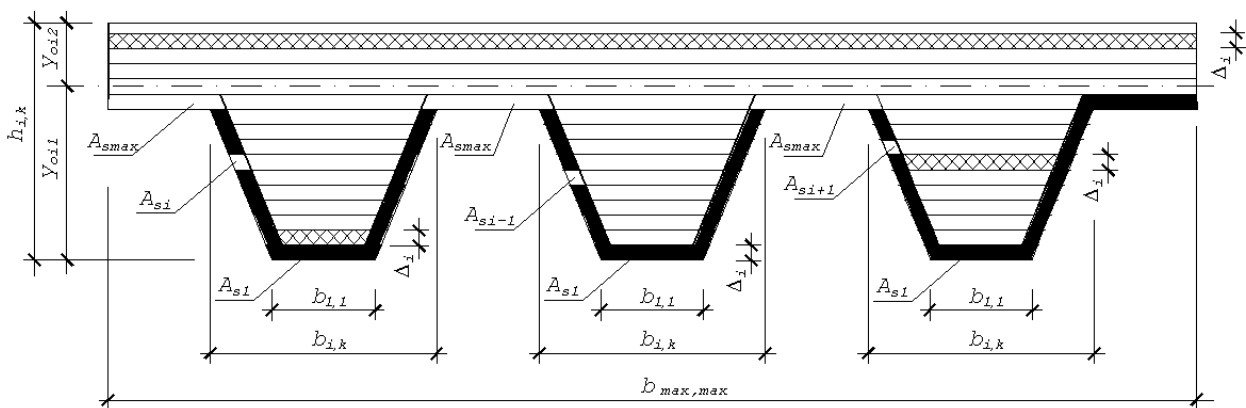


Рис. 2. Дискретне подання сталобетонної плити

Кожна елементарна ділянка бетону та арматури  $ik$  характеризується власними геометричними характеристиками: шириною  $b_{ik}$ , висотою  $\Delta_i$  та площею  $A_{ik}$ . Крім того, вона має власні, обчислені для серединної площини кожного шару, фізико-механічні характеристики – січний модуль пружності  $E_{ik}$ , деформації розтягу або стиску  $\varepsilon_{ik}$  та відповідні напруження  $\sigma_{ik}$ .

На початку проведення досліджень модулі пружності бетону та арматурних стрижнів є величинами сталими.

Приведену площу комплексного перерізу визначаємо за формулою

$$(EA)_i = \sum_{k=1}^{max} b_{ik} \Delta_i E_{bik} + \sum_{n=1}^{max} A_{sin} E_{sin}, \quad (2)$$

де  $E_{sin}$ ,  $E_{bik}$  – січні модулі пружності листової арматури та бетону,  $\text{кН/см}^2$ ;  $b_{ik}$ ,  $\Delta_i$  – ширина та висота елементарної ділянки  $ik$ ,  $\text{см}$ ;  $A_{sin}$  – площа листової арматури у  $i$  перерізі,  $\text{см}^2$ .

Приведений статичний момент стосовно нижньої грані перерізу визначаємо за формулою

$$(ES)_i = \sum_{k=1}^{max} b_{ik} \Delta_i (k - 0,5) E_{bik} + \sum_{n=1}^{max} A_{sin} y_{sin} E_{sin}, \quad (3)$$

де  $\Delta_i (k - 0,5)$  – віддаль від нижньої грані комплексного перерізу  $i$  до центра елементарного шару  $k$ ;  $y_{sin}$  – віддалі від центра ваги елементарної ділянки листової арматури до нижньої грані комплексного перерізу.

Центр маси приведенного перерізу плити стосовно її нижньої грані знаходимо за формулою

$$y_{oi} = \frac{(ES)_i}{(EA)_i}. \quad (4)$$

Приведений момент інерції ( $EI$ ), поперечного перерізу складеної балки обчислюємо щодо його центра маси:

$$(EI)_i = \sum_{k=1}^{\max} b_{ik} (y_{0i} - \Delta_i(k - 0,5))^2 E_{bik} + \sum_{i=1}^{\max} A_{sin} (y_{0i} - y_{sin})^2, \quad (5)$$

де  $(y_{0i} - y_{sin})^2$  – квадрат віддалі від центра ваги приведенного перерізу  $i$  до центра ваги елементарного шару листової арматури  $A_{sin}$ ;  $(y_{0i} - \Delta_i(k - 0,5))^2$  – квадрат віддалі від центра ваги приведенного перерізу  $i$  до центра ваги елементарного шару  $k$ .

Зовнішнє навантаження прикладається у вигляді двох зосереджених сил на верхню грань комплексного перерізу на віддалі  $c$  від лівої та правої опор. Значення згинального моменту в  $i$ -му шарі легко описуємо за допомогою правил будівельної механіки.

Значення зовнішньої зосередженої сили  $F$  змінюється від  $0$  до  $F_{руй}$ . Збільшення зовнішнього навантаження проводиться доти, поки один із матеріалів не досягнув граничних руйнівальних деформацій. Приріст сили  $F=F+\Delta F$  здійснюється за допомогою змінної  $\Delta F$ . Для визначення точного значення граничної руйнівної сили запропоновано зменшувати величину самого приросту  $\Delta F$ . Тобто за досягнення руйнування величину зовнішньої сили зменшуємо на доданий приріст  $F=F-\Delta F$  (ніби повертаємося на попередній ступінь), потім сам приріст зменшуємо вдвічі  $\Delta F=\Delta F/2$  і розрахунок повторюємо. Зупинка програми виконується тоді, коли величина приросту  $\Delta F$  стає меншою за попередньо встановлену величину  $\Delta F_{min}$ , тобто коли виконується умова  $\Delta F \leq \Delta F_{min}$ .

Якщо відхилення деформацій у сусідніх циклах є у межах встановленої точності, нові значення деформацій запам'ятовуються. Це вважається закінченням внутрішнього ітераційного циклу, циклу послідовних наближень. Наступним є збільшення величини зовнішньої сили  $F$  на величину  $\Delta F$ .

В алгоритмі застосовано метод послідовних наближень, який дає можливість врахувати фізичну нелінійність бетону та арматури. На кожному етапі розрахунку порівнюються деформації в елементарних шарах бетону та арматури. Якщо відхилення деформацій у сусідніх циклах є у межах встановленої точності, нові значення деформацій запам'ятовуються. Це вважається закінченням внутрішнього ітераційного циклу послідовних наближень і супроводжується таким збільшення величини зовнішньої сили  $F$  на величину  $\Delta F$ .

На рис. 3 показано переріз плити до початку та після утворення тріщин в бетоні, коли деформації у розтягнутому бетоні стають більшими за величину тріщиноутворення. Ці шари ніби вибиваються, бо тут виникають тріщини. Алгоритм визначення геометричних характеристик поперечного перерізу у цьому випадку не змінюється. Змінюється тільки величина січного модуля елементарного шару  $E_{bik}$ , яка приймає значення, що дорівнює нулю.

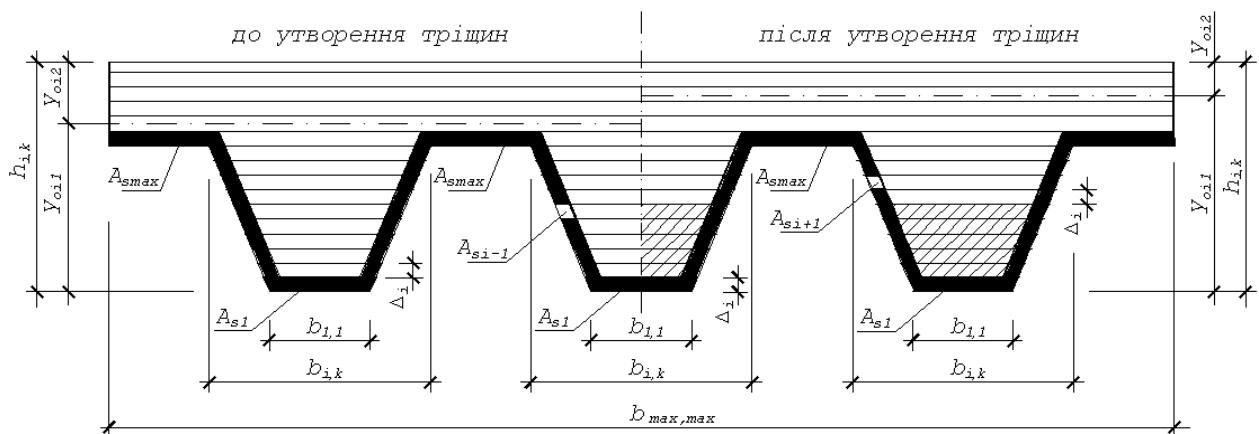


Рис. 3. Розрахунковий переріз плити до утворення та після утворення тріщин

Геометричну сторону задачі під час моделювання напружено-деформованого стану сталевих бетонних плит, армованих зовнішніми хвилястими листами, визначаємо гіпотезою плоских перерізів (гіпотеза Бернуллі), за якою поперечні перерізи стрижня, плоскі до деформації, залишаються плоскими і після деформації, переміщаючись при цьому вздовж осі стрижня.

Найвища точність обчислення деформацій, а відтак і напружень досягається тоді, коли опис реальних діаграм бетону та арматури складений на підставі дослідних діаграм деформування матеріалів [1, 2, 4, 6].

Точність математичного моделювання значною мірою залежить від форми опису діаграм деформування матеріалів (бетону та арматури) та їх наближення до реального напружено-деформованого стану.

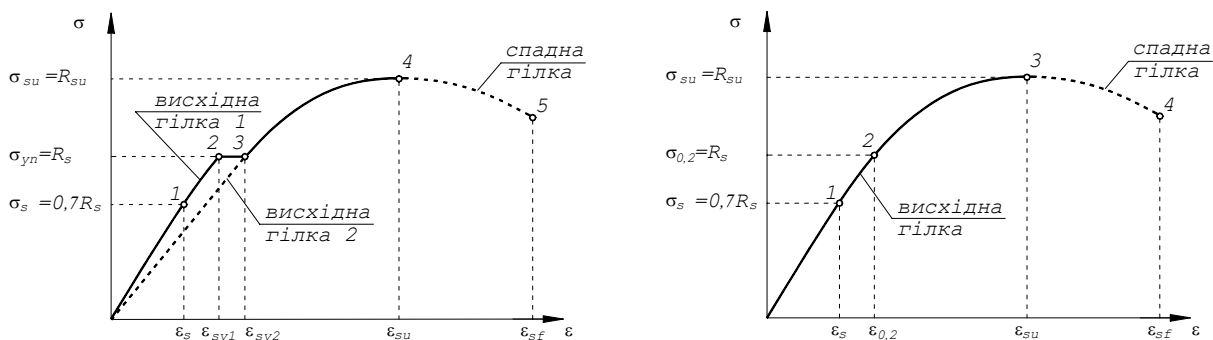


Рис. 4. Опис діаграм деформування арматурної сталі з ділянкою текучості (а) та без неї (б)

Для опису діаграми “ $\sigma$ - $\epsilon$ ” для арматурної сталі використовуємо залежність, яку пропонує ЕКБ-ФІП [5]:

$$\frac{\sigma_s}{R_s} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (7)$$

Проведені нами експериментальні дослідження апроксимації кривих дали задовільну подібність зі значеннями реальних діаграм, відхилення лежать в межах 0,7–1,8 %.

Для опису діаграми “ $\sigma$ - $\epsilon$ ” для бетону також пропонуємо використати квадратичну залежність ЕКБ-ФІП [5].

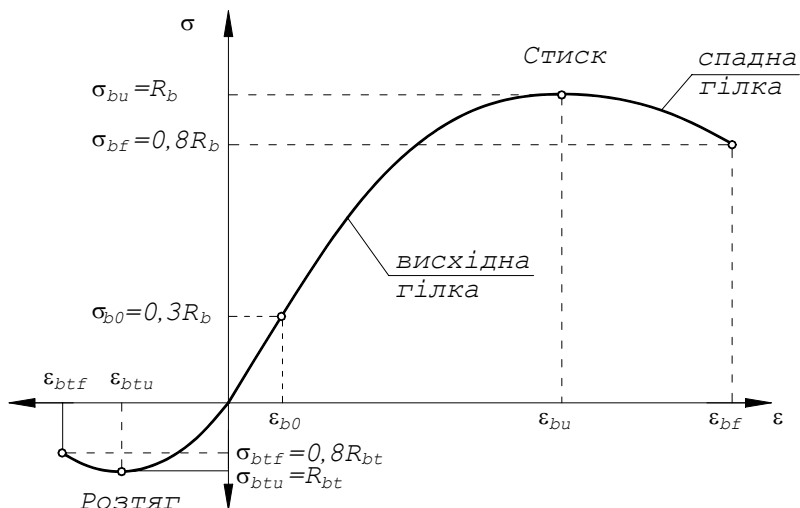


Рис. 5. Аналітичне подання реальної діаграми бетону

Запропонований опис діаграми “ $\sigma$ - $\epsilon$ ” для бетону дає добрі результати, які близькі до реальних діаграм, отримані під час випробування контрольних призм.

Відносні деформації у довільному елементарному  $k$  шарі бетону та листовій арматурі  $i$  перерізу обчислюємо за формулою

$$\varepsilon_{bik} = \frac{M_i(\Delta_i(k-0,5) - y_{0i})}{EI_i}; \quad \varepsilon_{sin} = \frac{M_i(y_{sin} - y_{0i})}{EI_i}, \quad (6)$$

де  $M_i$  – згинальний момент у  $i$  перерізі, кН·м.

Отримані значення деформацій постійно перевіряємо, чи вони не перевищують гранично допустимих значень, і під час виконання умови звертаємося до реальних діаграм матеріалів “ $\sigma$ - $\varepsilon$ ”, визначаємо напруження в елементарних шарах та уточнюємо їх січні модулі пружності. За скорегованими січними модулями виконуємо знову обчислення зведених геометричних характеристик перерізів балки. Знаходимо нові значення деформацій. Порівнюємо нові та попередні значення. Якщо відхилення є незначним і лежить у межах наперед вказаної точності, то виводять результати деформацій, напружень, величину зовнішньої сили та прогини на цьому ступені завантаження. Якщо умова не виконується, розрахунок в межах циклу послідовних наближень повторюють.

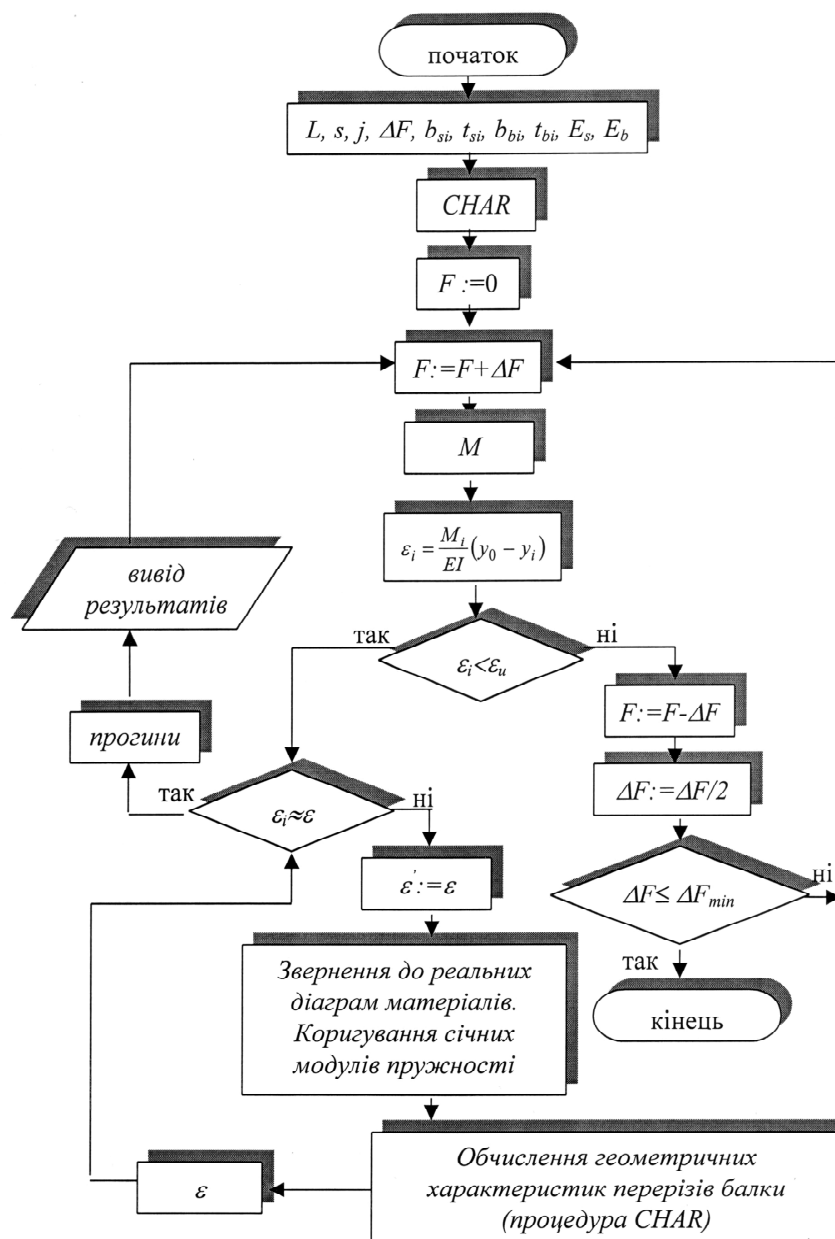


Рис. 6. Блок-схема визначення напружено-деформованого стану сталобетонних плит, армованих зовнішніми хвилястими листами

**Висновки.** Запропонований алгоритм моделювання напружено-деформованого стану сталобетонних плит, армованих зовнішніми хвилястими листами, дає змогу з достатньою точністю визначити граничне зовнішнє навантаження та граничний прогин. Результати проведених експериментальних досліджень добре узгоджуються із отриманими за числовою моделлю.

1. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. Моделирование прочности изгибаемых железобетонных стержней на ЭВМ: Тез. докл. 1-го Всесоюз. симп. "Механика и физика разрушения композитных материалов и конструкций". – Ужгород, 2006. – С. 4–5. 2. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. Аналитическое представление диаграммы деформаций бетона // Исследование работы и совершенствование методов расчета железобетонных конструкций: Тез. докл. науч.-техн. конф., Львов, 18–20 мая 1989 г. – Львов, 1988. – С. 11–12. 3. Клименко Ф.Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К.: Будівельник, 1984. – 88 с. 4. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. Исследование прочности и деформативности сталезебетонных изгибаемых элементов с листовой сталью на тяжелом и легком бетонах // Бетон и железобетон. – 1972. – № 8. – С. 5–6. 5. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП. Для норм по железобетонным конструкциям. – М.: НИИЖБ, 1984. – 284 с. 6. Фабрика Ю.М., Клименко Ф.Е., Шмиг Р.А. Міцність і деформативність сталезалізо-бетонних балкових конструкцій. – Львів: Априорі, 2007. – 136 с.

УДК 629.113.06:628.83

**А.О. Ковальчук, О.Т. Возняк, Х.В. Миронюк**  
Національний університет "Львівська політехніка",  
кафедра теплогазопостачання та вентиляції

## **АЕРОДИНАМІЧНА І ТЕПЛОВА ХАРАКТЕРИСТИКА ПОВІТРОРозПОДІЛЮВАЧА ІЗ ВЗАЄМОДІЄЮ ЗУСТРІЧНИХ НЕКОАКСІАЛЬНИХ СТРУМИН**

© Ковальчук А.О., Возняк О.Т., Миронюк Х.В., 2007

**Наведено результати дослідження повітророзподільвача із взаємодією зустрічних некоаксіальних струмін. Дослідження направлені на визначення коефіцієнтів погасання швидкості та температури повітряного потоку.**

**In this article the results of air distribution device with opposite non-coaxial air jets interaction investigations are presented. Research concerns of air flow velocity and temperature decreasing coefficients determination.**

**Постановка проблеми.** Для влаштування вентиляції приміщень одним із важливих завдань є створення ефективної організації повітрообміну і, зокрема, повітророзподілу. При цьому повинна бути забезпечена нормована швидкість руху повітря у робочій зоні і нормована надлишкова температура на осі потоку припливної струмини. Ці величини нормуються для різних типів приміщень і їх недотримання може викликати як погіршення самопочуття людей, так і впливати на роботу обладнання [2]. Вибір способу подачі припливного повітря залежить від призначення приміщення, технологічних процесів, які у ньому відбуваються, та будівельних особливостей [1]. Ефективним способом повітророзподілу є подача повітря безпосередньо в робочу зону, оскільки забезпечує оптимальний процес витіснення забрудненого повітря [3].

Для приміщень невеликого об'єму і висоти виникають складності під час подачі у приміщення значної кількості повітря при забезпеченні невеликої швидкості руху повітря в робочій зоні. Для цього придатні повітророзподільні пристрої з невеликим коефіцієнтом погасання швидкості, а за подачі припливного повітря в робочу зону – з малою початковою швидкістю. У такому випадку ефективними є повітророзподільвальні пристрої з достатньою площею повітро-