ISSN 2071-1859 (Print), ISSN 2521-6635 (Online)
УДК 624.012.2:624.042.7 https://doi.org/10.33271/crpnmu/86.264

© А.К. Судаков[1], С.О. Федоряченко[1], М.М. Кононенко[1], Є.Д. Пілюгін[1], К.В. Кравченко[1]
[1] Національний технічний університет «Дніпровська політехніка», Дніпро, Україна

МІЦНІСТЬ АРМОВАНИХ БЛОЧНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДЛЯ ЗАХИСТУ ЦИВІЛЬНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

A. Sudakov[1], https://orcid.org/0000-0003-2881-2855
S. Fedoriachenko[1], https://orcid.org/0000-0002-8512-3493
M. Kononenko[1], https://orcid.org/0000-0002-1439-1183
Ye. Piliuhin[1], https://orcid.org/0000-0002-3639-0085
K. Kravchenko[1] https://orcid.org/0000-0002-7598-8979
[1] Dnipro University of Technology, Dnipro, Ukraine

STRENGTH OF REINFORCED BLOCK STRUCTURES FOR CIVIL INFRASTRUCTURE PROTECTION

Мета. Встановлення кількісних залежностей між геометричними параметрами блочної стіни, кроком внутрішньої скловолоконної композитної арматури (GFRP), згинальною несучою здатністю та граничним рівнем короткочасного поперечного навантаження для попереднього проєктування захисних огороджувальних конструкцій цивільної інфраструктури.

Методика. Застосовано розрахункову модель еквівалентної односмугової стіни завширшки 1 м, що працює на позаплощинний згин. Несучу здатність визначено з рівнянь рівноваги та сумісності деформацій, жорсткість тріщинуватого перерізу – методом приведеного перерізу, а реакцію на імпульс – одновільною моделлю першої форми коливань. Виконано параметричний розрахунковий експеримент для товщин 190, 240 і 290 мм та GFRP Ø12 мм з кроком 300, 200 і 150 мм.

Результати. Для базової стіни h =190 мм і GFRP Ø12 мм з кроком 200 мм отримано M_n = 36,27 кН·м/м, розрахунковий момент M_R = 23,58 кН·м/м та еквівалентний статичний тиск $p_{R,st}$= 32,75 кПа. Період першої форми тріщинуватої смуги становить T_1 = 0,102 с; за прямокутного імпульсу тривалістю 10, 20 і 40 мс розрахункові рівні тиску становлять відповідно 53,93, 28,30 і 17,35 кПа. Збільшення товщини до 240 і 290 мм за кроку 200 мм підвищує $p_{R,st}$ відповідно до 51,36 і 72,80 кПа.

Наукова новизна. Запропоновано спільну аналітичну залежність, яка пов'язує опір армованого блочного перерізу з динамічною реакцією через період першої форми тріщинуватої стіни. Показано, що збільшення кількості GFRP-арматури одночасно підвищує момент опору та змінює власний період конструкції, тому ефект від зменшення кроку арматури для коротких імпульсів є нелінійним.

Практична значимість. Отримані залежності можуть використовуватися для первинного підбору товщини модульних блочних стін і кроку GFRP-арматури у захисних спорудах та огороджувальних конструкціях об'єктів цивільної інфраструктури. Розрахунок не замінює сертифікаційних випробувань, нелінійного скінченно-елементного аналізу та перевірок анкерування, зчеплення, вогнестійкості й локального руйнування для конкретного об'єкта.

Ключові слова: *блочна кладка, будівельні матеріали, GFRP-арматура, склопластикова арматура, цивільна інфраструктура, надзвичайні ситуації, позаплощинний згин, імпульсне навантаження, динамічний коефіцієнт.*

Вступ. Підвищення стійкості об’єктів цивільної інфраструктури до наслідків техногенних і природних надзвичайних ситуацій потребує конструктивних систем, що можуть швидко монтуватися, ремонтуватися та відновлюватися після локального пошкодження. До таких систем належать модульні блочні стіни з порожнистих бетонних блоків, у вертикальних каналах яких розміщується неметалева композитна арматура з подальшим замонолічуванням розчином або дрібнозернистим бетоном. На відміну від звичайної неармованої кладки, яка має обмежену опірність розтягу при позаплощинному згині, армована система здатна передавати розтягувальні зусилля через композитні стрижні та зберігати цілісність після утворення тріщин.

Застосування волоконно-армованих полімерів для підсилення кладки досліджується упродовж кількох десятиліть. У роботах, присвячених позаплощинному згину, показано ефективність FRP-систем у збільшенні навантажувальної здатності мурованих стін [2–5]. Експериментальні дослідження NSM-стрижнів засвідчили можливість керованого підвищення опору залежно від кількості, форми та способу закріплення композитної арматури [3]. Сучасні роботи з GFRP-сітками та стрижнями підтверджують, що композитне армування може суттєво змінювати не лише граничне навантаження, але й деформативність стіни [5, 6]. Для короткочасних екстремальних впливів додатково принциповим є забезпечення цілісності конструкції та утримання фрагментів; випробування GFRP-підсилених кладок під імпульсним навантаженням вказують на критичну роль кінцевого анкерування [7].

Водночас більшість відомих досліджень орієнтована на підсилення вже існуючої неармованої цегляної кладки зовнішніми ламінатами, сітками або стрижнями. Для нових модульних бетонних блоків із внутрішньою GFRP-арматурою необхідно окремо оцінити взаємний вплив товщини стіни, кроку стрижнів і тривалості короткочасного навантаження. Саме така постановка задачі є актуальною для швидкоспоруджуваних конструкцій цивільного захисту, де важливими є одночасно несуча здатність, корозійна стійкість, технологічність та можливість серійного повторення типових модулів.

Аналіз попередніх досліджень. Gilstrap і Dolan [2] розглядали армування кладки волоконними композитами саме з позицій роботи при позаплощинному згині. Galati, Tumialan і Nanni [3] випробували серію стін із поверхнево змонтованими FRP-стрижнями та сформулювали критерії для інженерного проєктування. У роботі Gattesco і Boem [5] експериментально та чисельно досліджено стіни, підсилені штукатурним шаром із GFRP-сіткою; результати підтвердили можливість опису граничної роботи за деформаційною моделлю, подібною до підходів для армованих перерізів. Дослідження Kashani та співавт. [6] для NSM GFRP-стрижнів за циклічного навантаження показало зростання граничної несучої здатності на 38 % для непопередньо напруженого та на 58 % для попередньо напруженого варіанта порівняно з неармованою стіною.

Окрема група робіт присвячена роботі кладки за короткочасних імпульсних впливів. Alsayed та співавт. [7] встановили, що GFRP-підсилення за належного кінцевого анкерування здатне підвищити опір стіни й обмежити розліт уламків.

Огляди методів підсилення кладки [1, 8] також відзначають, що ефективність композитних систем визначається не тільки міцністю волокон, але й зчепленням, анкерами, сумісністю деформацій і механізмом руйнування основи. Це означає, що при проєктуванні нової армованої блочної системи доцільно відмовитися від прямого використання лише міцності GFRP-стрижня і розглядати весь переріз як спільно працюючу систему «кладка – замонолічене ядро – композитна арматура».

Вимоги ACI CODE-440,11-22 [10] регламентують проєктування бетонних елементів з внутрішньою GFRP-арматурою та використовують рівновагу, сумісність деформацій і залежний від характеру руйнування коефіцієнт зниження міцності. ASTM D7957/D7957M [11] установлює вимоги до геометричних, механічних і фізичних характеристик круглих GFRP-стрижнів для армування бетону. У цій роботі зазначені документи використані не як нормативна база для кладки, а як методичні орієнтири для деформаційної моделі та вибору репрезентативних властивостей GFRP; для практичного проєкту необхідні чинні національні норми, технічна оцінка конкретної системи блоків і випробування вузлів.

Формулювання невирішеної частини проблеми та мети. Невирішеною частиною задачі є визначення такої комбінації товщини блочної стіни та кроку внутрішньої GFRP-арматури, яка забезпечує раціональний рівень позаплощинної міцності при короткочасному поперечному імпульсі. Просте збільшення площі композитної арматури не гарантує пропорційного підвищення динамічної стійкості, оскільки одночасно змінюються положення нейтральної осі, напруження в GFRP, тріщинувата жорсткість і власний період стіни. Метою дослідження є побудова аналітичної моделі зазначеної взаємодії та кількісне порівняння типових геометричних варіантів.

Основна частина (Результати). Розрахункова схема та вихідні припущення. Розглядається вертикальна стіна висотою L = 2,4 м, яка в поперечному напрямку моделюється як шарнірно обперта однопролітна смуга завширшки b = 1,0 м (рис. 1). Таке припущення не враховує арочний розпір, двонапрямну роботу та мембранні ефекти й тому використовується як консервативна первинна модель. Вертикальні GFRP-стрижні Ø12 мм розміщені у замонолічених порожнинах блоків. Досліджено товщини h = 190, 240 і 290 мм та крок s = 300, 200 і 150 мм. Робоча висота прийнята $d = h - 35$ мм.

Механічні характеристики у параметричному розрахунку прийнято як репрезентативні проєктні значення, а не як паспортні властивості конкретного виробу. Для кладки/замоноліченої зони використано міцність на стиск f_m = 10 МПа, умовну міцність при згинальному розтягу f_t = 0,45 МПа, модуль деформації E_m = 6,0 ГПа та густину ρ = 2000 кг/м³. Для GFRP прийнято E_f = 50 ГПа, f_{fu} = 1000 МПа, граничну деформацію ε_{fu} = 0,020. Граничну деформацію стиску кладки прийнято ε_{cu} = 0,003, коефіцієнт прямокутного блока стиску β_1 = 0,8. Значення коефіцієнта φ = 0,65 використано як інженерний аналог для перерізу з переважним руйнуванням стиснутої зони відповідно до логіки ACI 440,11-22; це не є прямою нормативною вимогою для армованої кладки.

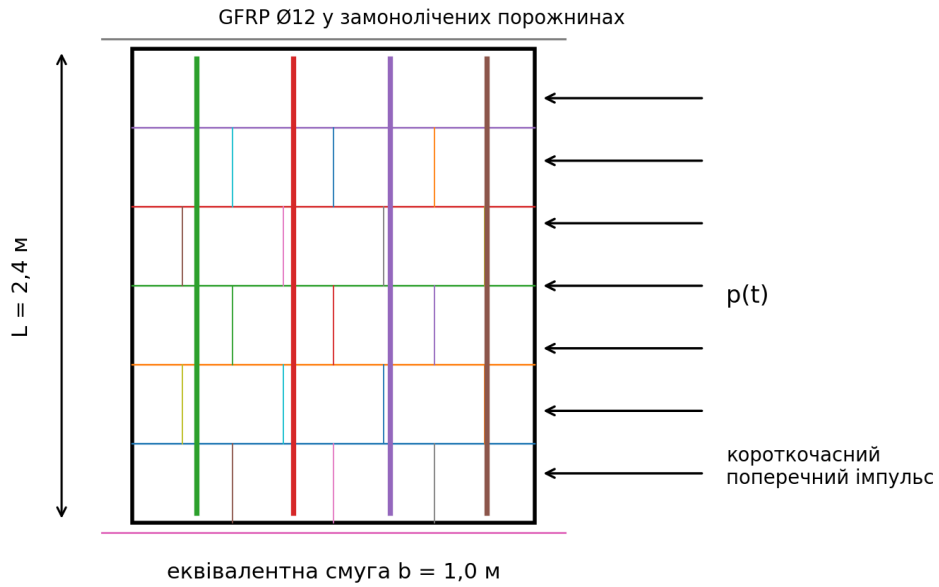


Рис. 1. Розрахункова схема еквівалентної армованої блочної смуги

Таблиця 1

Вихідні параметри розрахункової моделі

Параметр	Позначення	Значення
Висота стіни	L	2,4 м
Ширина смуги	b	1,0 м
Товщина стіни	h	190; 240; 290 мм
GFRP-арматура	d_f	Ø12 мм
Крок арматури	s	300; 200; 150 мм
Міцність кладки на стиск	f_m	10 МПа
Модуль кладки	E_m	6,0 ГПа
Модуль GFRP	E_f	50 ГПа
Гранична міцність GFRP	f_{fu}	1000 МПа
Гранична деформація стиску	ε_{cu}	0,003
Коефіцієнт розрахункової міцності	φ	0,65 (аналогія ACI 440,11-22)

Площа вертикальної GFRP-арматури, що припадає на один метр ширини стіни, визначається за формулою:

$$A_f = (\pi\, d_f^2 / 4) \cdot (1000 / s) \qquad (1)$$

де d_f – діаметр стрижня, мм; s – крок арматури, мм. Для базового варіанта Ø12 мм при s = 200 мм A_f = 565,49 мм²/м. Гранична деформація розтягу GFRP становить:

$$\varepsilon_{fu} = f_{fu} / E_f = 1000 / 50000 = 0{,}020 \qquad (2)$$

Розрахунок згинальної несучої здатності. Після розкриття тріщин розтяг у кладці не враховується, а внутрішня пара сил утворюється стиском кладки та розтягом GFRP. Глибину нейтральної осі c визначаємо з рівності внутрішніх сил:

$$0{,}85\, f_m\, b\, \beta_1\, c = A_f f_f, \tag{3}$$

де напруження у композитному стрижні обмежується як міцністю GFRP, так і сумісністю деформацій:

$$f_f = \min[E_f\, \varepsilon_{cu}\ \ (d - c)\ /\ c;\ f_{fu}] \tag{4}$$

Для базового перерізу h = 190 мм, d = 155 мм, s = 200 мм розв'язання рівнянь (3)–(4) дає c = 38,17 мм, ε_f = 0,00918 та f_f = 459,04792 МПа. Оскільки $\varepsilon_f < \varepsilon_{fu}$, руйнування за цією моделлю визначається досягненням граничної деформації стиснутої зони раніше, ніж розривом GFRP.

Висота еквівалентного прямокутного блока стиску та номінальний згинальний момент визначаються як:

$$a = \beta_1\, c \tag{5}$$

$$M_n = A_f f_f\, (d - a/2) \tag{6}$$

Для базового варіанта a = 30,54 мм, M_n = 36,27 кН·м/м. Розрахунковий момент прийнято:

$$M_R = \varphi\, M_n \tag{7}$$

За φ = 0,65 отримано M_R = 23,58 кН·м/м. Для рівномірно розподіленого, повільно прикладеного поперечного тиску граничне значення визначається зі співвідношення $M_{\max} = pL^2/8$:

$$p_{R,st} = 8\, M_R\ /\ L^2 \tag{8}$$

Відповідно, $p_{R,st}$ = 32,75 кПа. Для порівняння момент першого тріщиноутворення неармованої прямокутної смуги оцінено як:

$$M_{cr}\ = f_t\, b\, h^2\ /\ 6 \tag{9}$$

$$p_{cr} = 8\, M_{cr}\ /\ L^2 \tag{10}$$

За f_t = 0,45 МПа і h = 190 мм отримано M_{cr} = 2,71 кН·м/м та p_{cr} = 3,76 кПа. Таким чином, розрахунковий момент армованого перерізу у 8,71 раза перевищує момент початку тріщиноутворення неармованої смуги. Це порівняння характеризує саме перехід від першої тріщини до післятріщинної роботи армованої системи, а не відношення двох експериментальних руйнівних навантажень.

Перевірка характеру руйнування. Для прийнятої лінійної діаграми GFRP глибина нейтральної осі при одночасному досягненні ε_{cu} та ε_{fu} дорівнює:

$$c_b = [\varepsilon_{cu}\ /\ (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu})]\ d. \tag{11}$$

Для базового перерізу c_b = 20,22 мм, а відповідна збалансована площа A_{fb} = 137,48 мм²/м. Відношення $A_f\ /\ A_{fb}$ = 4.11 > 1 підтверджує, що розглянутий варіант є умовно переармованим у сенсі деформаційної моделі: напруження в GFRP до моменту досягнення ε_{cu} становить лише 459,0 МПа. Тому подальше зменшення кроку стрижнів має спадну ефективність.

Оцінювання тріщинуватої жорсткості та власного періоду. Для першого наближення переріз приведено до матеріалу кладки з модульним відношенням $n = E_f / E_m$. Положення нейтральної осі x тріщинуватого перерізу визначається рівнянням:

$$b\,x^2 / 2 = n\,A_f\,(d - x), \tag{12}$$

а момент інерції приведеного перерізу:

$$I_{cr} = b\,x^3/3 + n\,A_f\,(d - x)^2 \tag{13}$$

Для базового варіанта $n = 8{,}33$, $x = 33{,}80$ мм, $I_{cr} = 82{,}09 \cdot 10^6$ мм^4. Погонна маса смуги при $\rho = 2000$ кг/м³ становить $\mu = 380$ кг/м. Для шарнірно обпертої однорідної смуги кругова частота першої форми та період:

$$\omega_1 = \pi^2 \sqrt{[E_m\,I_{cr} / (\mu\,L^4)]},\ T_1 = 2\pi/\omega_1. \tag{14}$$

Розрахунок дає $T_1 = 0{,}10185$ с (приблизно 101,9 мс). Це значення використовується для оцінки динамічної реакції, але воно не включає деградацію жорсткості зі зростанням тріщин, нелінійний контакт у швах і вплив опорних вузлів.

Короткочасний імпульс. Для встановлення саме конструктивної залежності, без прив'язки до конкретного джерела аварійного впливу, навантаження задається еквівалентним прямокутним імпульсом $p(t)$ тривалістю τ. Для недемпфованої одновільної моделі, яка стартує зі стану спокою, максимальний коефіцієнт динамічного збільшення для прямокутного імпульсу прийнято:

$$D = 2\,\sin(\pi\tau/T_1),\ \tau/T_1 \le 0{,}5;\ D = 2,\ \tau/T_1 > 0{,}5. \tag{15}$$

Тоді граничний піковий тиск у межах пружної одновільної апроксимації:

$$p_{R,dyn}(\tau) = p_{R,st} / D(\tau/T_1) \tag{16}$$

Для базової стіни при $\tau = 10$ мс маємо $\tau / T_1 = 0{,}098$, $D = 0{,}607$ і $p_{R,dyn} = 53{,}93$ кПа; при $\tau = 20$ мс – відповідно 0,196, 1,157 і 28,30 кПа; при $\tau = 40$ мс – 0,393, 1,888 і 17,35 кПа. Короткий імпульс може мати більший допустимий піковий рівень, оскільки конструкція не встигає розвинути статичне переміщення; при $\tau \to T_1/2$ коефіцієнт D наближається до 2.

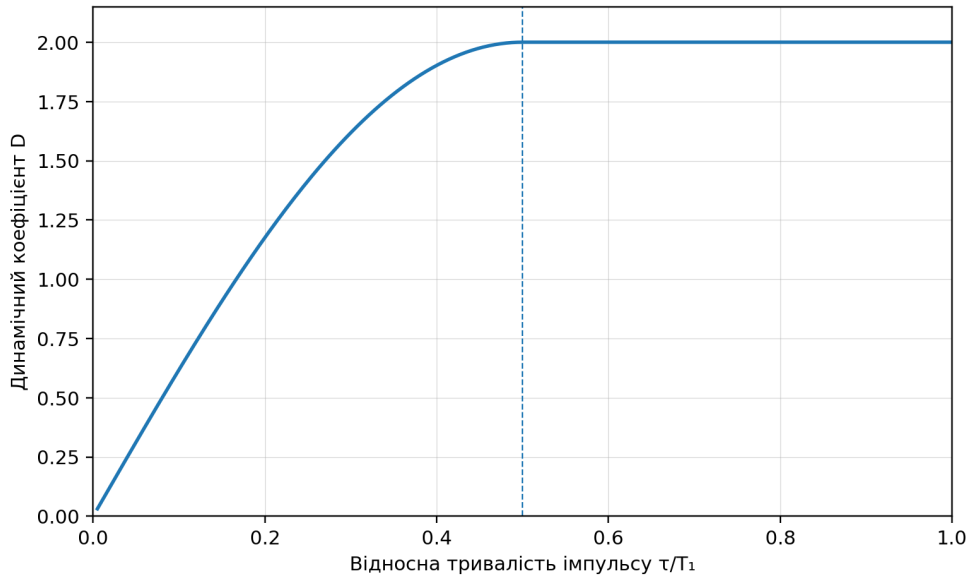


Рис. 2. Прийнята залежність динамічного коефіцієнта від відносної тривалості прямокутного імпульсу

Таблиця 2

Динамічна оцінка базового варіанта h = 190 мм, Ø12/200 мм

τ, мс	τ/T_1	D	$p_{R,dyn}$, кПа
10	0,098	0,607	53,93
20	0,196	1,157	28,30
40	0,393	1,888	17,35

Параметричне дослідження. Розрахунок за рівняннями (1)–(16) виконано для дев'яти комбінацій товщини та кроку GFRP. Основні результати статичної оцінки наведено в табл. 3. У всіх розглянутих варіантах напруження в арматурі на граничному стані було нижчим за f_{fu}.

Таблиця 3

Результати параметричного розрахунку згинальної несучої здатності

h, мм	s, мм	A_f, мм²/м	c, мм	f_f, МПа	M_n, кН·м/м	$p_{R,st}$, кПа
190	300	377,0	31,98	576,9	30,93	27,92
190	200	565,5	38,17	459,0	36,27	32,75
190	150	754,0	43,13	389,0	40,40	36,47
240	300	377,0	37,34	673,5	48,26	43,57
240	200	565,5	44,71	537,7	56,89	51,36
240	150	754,0	50,66	456,9	63,64	57,46
290	300	377,0	42,08	759,0	68,15	61,52
290	200	565,5	50,51	607,3	80,64	72,80
290	150	754,0	57,34	517,1	90,48	81,68

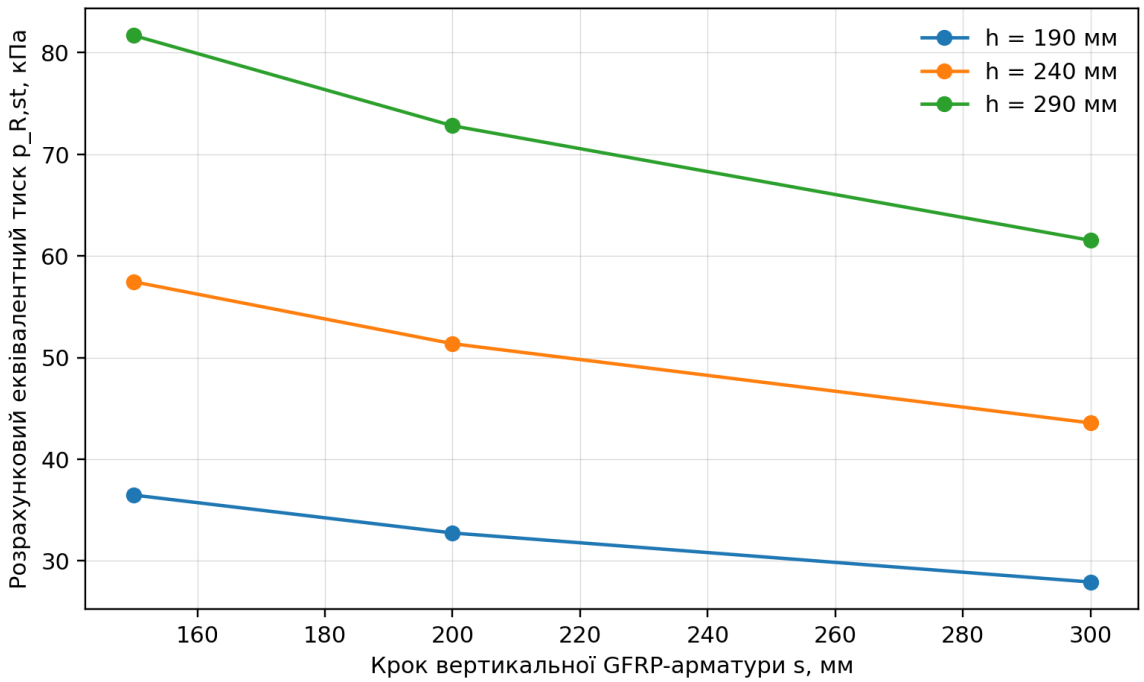


Рис. 3. Вплив товщини стіни та кроку GFRP-арматури на розрахунковий еквівалентний статичний тиск

Для стіни h = 190 мм зменшення кроку від 300 до 200 мм збільшує площу GFRP на 50 %, але $p_{R,st}$ зростає лише з 27,92 до 32,75 кПа, тобто на 17,3 %. Подальше зменшення кроку до 150 мм подвоює площу арматури відносно кроку 300 мм, однак підвищує $p_{R,st}$ до 36,47 кПа, тобто лише на 30,6 %. Причиною є зміщення нейтральної осі вглиб перерізу та зниження деформації і напруження в кожному GFRP-стрижні.

Зміна товщини є ефективнішою. При незмінному кроці s = 200 мм збільшення h від 190 до 240 мм (на 26,3 %) підвищує $p_{R,st}$ від 32,75 до 51,36 кПа, тобто на 56,9 %. Для h = 290 мм отримано 72,80 кПа, що на 122,3 % перевищує базовий рівень. Перевага більшої товщини пов'язана зі збільшенням робочої висоти та плеча внутрішньої пари сил; недоліком є збільшення маси модулів і навантаження на фундаменти.

Таблиця 4

Спільний вплив товщини, армування та тривалості імпульсу

h, мм	s, мм	T_1, мс	$p_{R,st}$, кПа	$p_{R,dyn}$ (20 мс), кПа	$p_{R,dyn}$ (40 мс), кПа
190	300	121,2	27,92	28,17	16,22
190	200	101,9	32,75	28,30	17,35
190	150	90,4	36,47	28,47	18,54
240	300	101,3	43,57	37,46	23,02
240	200	84,8	51,36	38,04	25,78
240	150	75,0	57,46	38,66	28,73
290	300	88,4	61,52	47,17	31,11
290	200	73,9	72,80	48,43	36,40
290	150	65,2	81,68	49,73	40,84

Особливий результат отримано для імпульсу τ = 20 мс: у групі h = 190 мм значення $p_{R,dyn}$ для кроків 300, 200 і 150 мм становлять відповідно 28,17, 28,30 і 28,47 кПа. Тобто двократне збільшення площі арматури майже не змінює граничний піковий тиск у цій спрощеній динамічній моделі. Зростання M_R компенсується підвищенням тріщинуватої жорсткості, скороченням T_1 та збільшенням D для фіксованої тривалості імпульсу. Це не означає відсутності користі від додаткового армування: воно підвищує статичну міцність, залишкову цілісність і може суттєво змінювати реальний нелінійний механізм руйнування, який одновільна модель не описує.

Для орієнтовного розрахункового рівня пікового тиску близько 30 кПа при τ = 20 мс варіанти h = 190 мм у прийнятій моделі перебувають поблизу межі, тоді як стіна h = 240 мм з Ø12/300 мм має $p_{R,dyn}$ = 37,46 кПа, а з Ø12/200 мм – 38,04 кПа. При τ = 40 мс динамічні граничні рівні для цих двох варіантів знижуються до 23,02 та 25,78 кПа. Отже, тривалість імпульсу є таким самим принциповим параметром проєктування, як і його пікова амплітуда.

Область застосовності та конструктивні вимоги. Запропонована модель призначена для порівняння конструктивних варіантів на ранній стадії. Вона не

враховує локальне продавлювання блоків, руйнування швів, висмикування GFRP, відколювання захисного шару, зміну властивостей полімерної матриці при нагріванні, отвори та прорізи, взаємодію із перекриттям і фундаментом, а також просторову роботу стіни. Особливо важливою є передача розтягувального зусилля GFRP в опорні зони. Літературні дані щодо імпульсно навантажених FRP-підсилених стін показують, що недостатнє кінцеве анкерування здатне нівелювати переваги високоміцного композиту [7].

Для конструкції цивільного захисту доцільно передбачати безперервні вертикальні замонолічені канали, механічно надійне закріплення стрижнів у фундаментній та верхній обв'язувальній зоні, поперечне конструктивне армування для просторової цілісності, контрольоване заповнення порожнин і обмеження концентрації напружень біля стиків модулів. Горизонтальну GFRP-арматуру Ø8 мм з орієнтовним кроком 400 мм можна розглядати як конструктивний елемент цілісності, але її внесок до односмугової вертикальної згинальної моделі у наведених розрахунках не враховано.

Перед практичним застосуванням для відповідального об'єкта необхідні: випробування блоків, розчину, заповнювача та конкретних GFRP-стрижнів; визначення зчеплення та довжини анкерування; статичні чотириточкові або рівномірно розподілені випробування повнорозмірних стін; імпульсні випробування репрезентативних фрагментів; нелінійна скінченно-елементна верифікація з контактами та руйнуванням швів; окремі перевірки вогнестійкості, прогресуючого руйнування і безпеки уламків. Така послідовність дозволяє перетворити наведений аналітичний алгоритм на верифіковану проєктну методику.

Висновки.

1. Побудовано аналітичну модель позаплощинної роботи блочної стіни з внутрішньою GFRP-арматурою, яка поєднує деформаційний розрахунок перерізу, тріщинувату жорсткість та одновільну оцінку реакції на прямокутний короткочасний імпульс.

2. Для базового варіанта $h = 190$ мм, GFRP Ø12/200 мм отримано $A_f = 565{,}5$ мм²/м, $c = 38{,}17$ мм, $f_f = 459{,}0$ МПа, $M_n = 36{,}27$ кН·м/м, $M_R = 23{,}58$ кН·м/м та $p_{R,st} = 32{,}75$ кПа.

3. Період першої форми базової тріщинуватої смуги становить $T_1 = 0{,}102$ с. Для прямокутних імпульсів 10, 20 та 40 мс розрахункові пікові рівні $p_{R,dyn}$ становлять відповідно 53,93, 28,30 та 17,35 кПа.

4. Для $h = 190$ мм зменшення кроку GFRP від 300 до 150 мм подвоює площу армування, але збільшує $p_{R,st}$ лише на 30,6 %, що свідчить про спадну ефективність переармування у перерізі, керованому стиском.

5. За кроку 200 мм збільшення товщини від 190 до 240 мм підвищує $p_{R,st}$ на 56,9 %, а до 290 мм – на 122,3 %. У межах дослідженого діапазону збільшення робочої висоти перерізу є ефективнішим засобом підвищення згинальної міцності, ніж просте ущільнення GFRP.

6. Для орієнтовного рівня 30 кПа при тривалості імпульсу 20 мс як вихідні кандидати для подальшої експериментальної перевірки можуть розглядатися стіни $h = 240$ мм з Ø12/300 або Ø12/200 мм, для яких аналітична модель дає 37,46 та 38,04 кПа відповідно.

7. Розрахункові значення є результатом параметричного дослідження, а не сертифікованими захисними характеристиками. Для конкретної споруди визначальними додатковими перевірками є зчеплення та анкерування GFRP, поведінка швів і блоків при локальному пошкодженні, просторові ефекти, вогнестійкість і експериментальна верифікація під репрезентативним імпульсним навантаженням.

Перелік посилань

1. Мельник, М., Мельник, І., Панченко, О., & Собко, Ю. (2026). Огляд способів підсилення мурованих конструкцій високоміцними композитами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика, 18*, 216–228. https://doi.org/10.32347/2522-4182.18.2026.216-228
2. Gilstrap, J. M., & Dolan, C. W. (1998). Out-of-plane bending of FRP-reinforced masonry walls. *Composites Science and Technology, 58*(8), 1277–1284. https://doi.org/10.1016/S0266-3538(98)00007-4
3. Galati, N., Tumialan, G. J., & Nanni, A. (2006). Strengthening with FRP bars of URM walls subject to out-of-plane loads. *Construction and Building Materials, 20*(1–2), 101–110. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.06.047
4. Tumialan, J. G., Galati, N., & Nanni, A. (2003). Fiber-reinforced polymer strengthening of unreinforced masonry walls subject to out-of-plane loads. *ACI Structural Journal, 100*(3), 321–329. https://doi.org/10.14359/12607
5. Gattesco, N., & Boem, I. (2017). Out-of-plane behavior of reinforced masonry walls: Experimental and numerical study. *Composites Part B: Engineering, 128*, 39–52. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.07.006
6. Kashani, H. K., Shakiba, M., Bazli, M., Hosseini, S. M., Mortazavi, S. M. R., & Arashpour, M. (2023). The structural response of masonry walls strengthened using prestressed near surface mounted GFRP bars under cyclic loading. *Materials and Structures, 56*, Article 112. https://doi.org/10.1617/s11527-023-02201-0
7. Alsayed, S. H., Elsanadedy, H. M., Al-Zaheri, Z. M., Al-Salloum, Y. A., & Abbas, H. (2016). Blast response of GFRP-strengthened infill masonry walls. *Construction and Building Materials, 115*, 438–451. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.053
8. Badshah, E., Naseer, A., Ashraf, M., Shah, F., & Akhtar, K. (2017). Review of blast loading models, masonry response, and mitigation. *Shock and Vibration, 2017*, Article 6708341. https://doi.org/10.1155/2017/6708341
9. Bui, T. T., & Limam, A. (2014). Out-of-plane behaviour of hollow concrete block masonry walls unstrengthened and strengthened with CFRP composite. *Composites Part B: Engineering, 67*, 527–542. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.08.006
10. American Concrete Institute, Committee 440. (2022). *Building code requirements for structural concrete reinforced with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars—Code and commentary (ACI CODE-440.11-22).* https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=44011U22&Language=English&Units=US_Units
11. ASTM International. (2022). *Standard specification for solid round glass fiber reinforced polymer bars for concrete reinforcement (ASTM D7957/D7957M-22).* https://doi.org/10.1520/D7957_D7957M-22

ABSTRACT

Purpose. To establish quantitative relationships between block-wall geometry, GFRP bar spacing, flexural capacity, and the limiting short-duration transverse load for preliminary design of protective civil infrastructure structures.

The methods. A 1 m wide equivalent one-way wall strip under out-of-plane bending was analysed. Capacity was determined from equilibrium and strain compatibility, cracked-section stiffness by the transformed-section method, and impulse response by a first-mode single-degree-of-freedom model.

Parametric calculations were performed for wall thicknesses of 190, 240, and 290 mm and Ø12 mm GFRP bars at 300, 200, and 150 mm spacing.

Findings. For the reference wall, h = 190 mm with Ø12 mm GFRP bars at 200 mm spacing, the nominal bending moment was M_n = 36.27 kN·m/m, the design moment M_R = 23.58 kN·m/m, and the equivalent static pressure $p_{R,st}$ = 32.75 kPa. The first-mode period of the cracked strip was T_1 = 0.102 s. For 10, 20, and 40 ms rectangular impulses, the calculated pressure levels were 53.93, 28.30, and 17.35 kPa. Increasing wall thickness to 240 and 290 mm at 200 mm spacing increased $p_{R,st}$ to 51.36 and 72.80 kPa.

The originality. A coupled analytical relationship links the resistance of a reinforced block section with dynamic response through the first-mode period of the cracked wall. Increasing GFRP reinforcement raises flexural resistance and changes the natural period; therefore, reducing bar spacing has a nonlinear effect under short impulses.

Practical implementation. The relationships can be used for preliminary selection of block-wall thickness and GFRP spacing in protective civil infrastructure structures. The method does not replace certification tests, nonlinear finite-element analysis, or checks of anchorage, bond, fire resistance, and local failure.

Keywords: *block masonry, construction materials, GFRP reinforcement, glass fiber-reinforced polymer bars, civil infrastructure, emergencies, out-of-plane bending, impulse loading, dynamic amplification factor.*

дата першого надходження статті до видання	20.07.2026
дата прийняття до друку статті після рецензування	25.08.2026
дата публікації (оприлюднення)	30.09.2026

© 2026. A. Sudakov, S. Fedoriachenko, M. Kononenko, Y. Piliuhin, K. Kravchenko
Published by the Dnipro University of Technology on behalf of Collection of Research Papers of the National Mining University. ISSN 2521-6635 (Online) | ISSN 2071-1859 (Print). This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License (http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/), which permits unrestricted reuse, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.