

РОЗДІЛ 7. ІННОВАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ В АРХІТЕКТУРІ ТА БУДІВНИЦТВІ

DOI <https://doi.org/10.36059/978-966-397-247-3-13>

Ємел'янова Т. А.

кандидат технічних наук,

*доцент кафедри будівництва, архітектури та дизайну
Херсонський державний аграрно-економічний університет
м. Херсон, Україна*

МОДЕЛЮВАННЯ ДЕФОРМАЦІЙ СТІН КАМ'ЯНИХ БУДІВЕЛЬ ДЛЯ БУДІВНИЦТВА НА ПРОСАДНИХ ҐРУНТАХ

Дослідження присвячене комплексному аналізу факторів, що впливають на процес утворення та розвитку дефектів (умови зародження тріщини, кінетику її просування, резерв несучої здатності конструкції та ін.) у цегляній стіні на основі чисельних та натурних досліджень та з урахуванням властивостей навантажувальних систем.

Проаналізований та обґрунтований характер деформацій, що виникають в конструктивних елементах будівель при нерівномірній просадці фундаментів; встановлені заходи запобігання деформацій будівель на просадних лесових ґрунтах; отримана методика знаходження джерела замочування.

Отримана розрахункова схема стін кам'яних будівель та «епюри – матриці» вздовж стіни для визначення меж зони просідання, величини зсувних зусиль у конструктивних елементах будівель.

Отримано закон розподілу тиску під підшовою фундаментів у зоні замочування. Встановлено характер та величину додаткових внутрішніх зусиль у конструктивних елементах стіни, що виникають при нерівномірному осадженні фундаментів.

Вступ

Як показує практика, основною причиною деформацій будівельних об'єктів є нерівномірні деформації основ, що відбуваються з різних причин, але найчастіше через нерівномірне

замочування просадних ґрунтів, розповсюджених на території України понад 80% площі [1,2].

До просадних відносяться ґрунти, які перебуваючи в напруженому стані від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту, під впливом замочування дають значну додаткову деформацію, що називається просадкою. Практика будівництва показала, що просадними найчастіше виявляються леси та лесоподібні суглинки.

Леси та лесові суглинки на Україні є поширеними великопористими просадними ґрунтами. В сухому стані (природна вологість) вони є надійною основою для будівель і можуть витримувати значні навантаження. З підвищенням вологості вони різко втрачають несучу здатність. Побудовані на них будинки починають нерівномірно осідати, що призводить до пошкодження окремих конструктивних елементів і, навіть, до виходу з ладу всієї споруди [3, 4, 5, 6].

Підвищення вологості ґрунту виникає внаслідок витікання води з водопровідних, каналізаційних і теплофікаційних мереж, пожежних резервуарів, вигребів, несправності вимощень, поганої організації спаду поверхневих вод і т.п. Навіть незначне, на перший погляд, витікання води з мереж або несправності покриття часто призводять до серйозних деформацій будівель [7, 8, 9, 10].

Конструктивні та водозахисні засоби, передбачені в проектах будівель та виконані будівельниками, не можуть забезпечити цілісність і довговічність споруди, якщо працівники експлуатаційних установ не будуть приймати до відома властивості лесових просадних ґрунтів.

Збереження та утримання у робочому стані основних будівельних фондів у промисловому та цивільному будівництві належить до найважливіших народногосподарських проблем. У зв'язку з цим дедалі більшого значення набувають питання організації кваліфікованої експлуатації, оцінки та прогнозування зміни у часі технічного стану будівельних конструкцій під впливами силового чи техногенного характеру.

З моменту введення будівлі в експлуатацію всі елементи та конструкції поступово знижують свої якості. Ці зміни є наслідком впливу багатьох фізико-механічних та хімічних факторів. При цьому інтенсивність перебігу процесів коливається в досить широких межах і є наслідком екологічного стану навколишнього

середовища, рівнем технічної експлуатації, капітальністю будівель та якістю виконання будівельно-монтажних робіт [11].

Надійність та довговічність конструкції залежить від інтенсивності руйнівних процесів. Основною характеристикою будівлі є довговічність. Під цим терміном розуміють такий розрахунковий термін служби, протягом якого матеріал чи конструкція зберігають свої властивості та задані характеристики. У той час як під фізичним зношенням конструкцій та будівель мається на увазі погіршення фізичного стану, що призводить до втрати міцності, експлуатаційних та інших якостей.

При оцінці ступеня зносу важлива роль відводиться причинним чинникам [12]. Як правило, до них слід віднести умови та характер експлуатації будівлі. Так, порушення вологого режиму у вигляді протікання покрівлі, незадовільного стану водопроводу та каналізації, водовідведення атмосферних опадів може призвести до інтенсивної втрати несучої здатності за рахунок зміни перерізу в результаті корозії або гниття дерев'яних конструкцій, розморожування кам'яних кладок і т.п.

Рівень фізичного зносу будівель різного періоду забудови досить високий, що вимагає проведення планомірних ремонтно-відновлювальних та реконструктивних заходів. Щорічний приріст обсягу будівель, непридатних для експлуатації, перевищує обсяг нового будівництва. Тому зазначена проблема може бути віднесена до завдань державної важливості.

1. Аналіз характеру деформацій будівель, що експлуатуються в умовах просадних ґрунтів

Основною причиною деформації будівель є місцеве підвищення вологості ґрунту основи, як наслідок витоку води з водопровідних, каналізаційних та теплофікаційних мереж; неправильної організації скидання поверхневих вод тощо. На перший погляд невинні витікання води з мереж або несправності благоустроїв навколо будівель, часто призводять до значних деформацій будівель в цілому. Тому збереження будівель, побудованих на просадних ґрунтах, залежить від ефективності методів боротьби із замочуванням просадних ґрунтів в період експлуатації.

Працівники, що експлуатують будинки й інженерні водонесні мережі, повинні завжди пам'ятати про те, що лесові просадні ґрунти «бояться» води. Всі споруди з метою їх збереження і

довговічності повинні пильно оберігатися від попадання будь-якої вологи в їх основу.

Джерела замочування основ по формі впливу на лесові просадні ґрунти можна об'єднати в такі три групи [13]:

Точкові джерела – під їх впливом зволоження поширюється від однієї точки у всі сторони (несправність водопровідних кранів, гідрантів, свищі у водопровідних, каналізаційних, теплофікаційних трубах і т.п.).

Лінійні джерела – вода проникає в ґрунт одночасно на значному лінійному віддаленні (розлад стиків інженерних мереж, інфільтрація води з каналів, проникнення атмосферних вод при пошкоджених вимощеннях і т.п.).

Площадкові джерела – витікання води з резервуарів, басейнів і т.п.

Як правило, всі джерела замочування залишають свій слід – очевидний і прихований. До очевидних, по яким можна визначити джерело замочування, відносять: підвищену витрату води, тріщини і провали в ґрунті, дорожніх і тротуарних покриттях. Незначні витікання води протягом довгого часу з мереж та інших джерел призводять до осідання поверхні на значних площах. Таке замочування є найбільш небезпечним, оскільки ознаки його приховані. В такому випадку джерело замочування може бути визначене шляхом дослідження вологості ґрунту і нівелюванням деформованих об'єктів.

Для достовірності отриманої методики визначення джерела підтоплення було проведено порівняння визначення джерела підтоплення в ході візуального обстеження технічного стану будівлі малого учбового корпусу Херсонського державного аграрного університету по вулиці Садова, 17 у березні 2010 року. Огляд проводився через те, що було відмічене різке зростання деформацій будівлі, що свідчить про проблеми із фундаментами будівлі [14, 15].

Двоповерховий кам'яний корпус із підвальними приміщеннями був збудований у 1886 р. і відновлений у перші повоєнні роки (рис. 1). Відсутня технічна документація, а також матеріали, що підтверджують чи спростовують належність даної будівлі до пам'яток історії чи архітектури.



**Рис. 1. Будівля малого корпусу ХДАУ,
розташованого по вулиці Садова, 17**

Оцінка технічного стану будівель. Архітектурно – конструктивне рішення об'єкта: будівля двоповерхова з підвальними приміщеннями (конструктивна схема будівлі – безкаркасна з поздовжніми несучими стінами); перемички під прорізами аркові; перегородки цегляні, оштукатурені з двох боків. Перекриття над підвалом – хрестове склепіння з пиляного вапняку на глиняно – вапняному розчині. Перекриття – дощатий настил по дерев'яних балках, покрівля кроквяна. Весь об'єм будівлі оперізує цоколь та карниз тяга.

За більш ніж піввіковий термін експлуатації будівлі матеріалів та актів щодо планових та позапланових обстежень конструкцій з метою оцінки їх технічного стану та забезпечення можливості подальшої експлуатації об'єкта виявлено не було. Однак у місцях максимального розкриття тріщин встановлені маяки, датовані 3.03.2004, 29.11.2005 та 10.04.2007 (рис. 2).



Рис. 2. Маяки, встановлені при попередніх оглядах

Наявність актів попередніх оглядів є дуже цінною інформацією з приводу того, що передісторія погіршення технічного стану будівлі в порівнянні з більш раннім або початковим станами важлива для встановлення моменту виникнення пошкоджень і дефектів. На ці факти слід накладати зовнішні чинники, які могли спричинити їх появу та подальший розвиток. Ретельне виконання правил експлуатації та систематичне проведення оглядів сприяє тому, що об'єкт під час здійснення незначних планових ремонтів не буде доведений до стану, коли виникає необхідність його спеціального обстеження.

Інженерне дослідження з метою виявлення фактичного технічного стану та оцінки збереження конструктивних елементів стін малого корпусу проводилося шляхом суцільного візуального обстеження та виявлення дефектів та пошкоджень за зовнішніми ознаками [16].

Обстеження проводилось у наступному обсязі:

- ознайомлення з конструкціями будівлі;
- огляд у натурі конструкцій та визначення стану будівельних матеріалів;
- виявлення ступеня аварійності та фіксація деформацій;

- обмірно-обстежувані роботи;
- отримання даних про стан прихованих конструкцій та геології;

- роботи з визначення технічного стану несучих конструкцій.

Внаслідок візуального обстеження будівлі виявлено такі дефекти конструкцій:

- у підвальному приміщенні будівлі стіни мають вертикальні та похилі тріщини шириною від 6 до 10 мм (рис. 3, 4);



Рис. 3. Вертикальні тріщини у підвальному приміщенні



Рис. 4. Похилі тріщини у підвальному приміщенні

- в несучих арокних конструкціях цих же приміщень є наскрізні вертикальні тріщини шириною від 8 до 25 мм (рис. 5);



Рис. 5. Наскрізні вертикальні тріщини в несучих арочних конструкціях у підвальному приміщенні

– у замковому перекритті є поздовжні тріщини шириною від 4 до 12 мм, що свідчить про небезпеку обвалення цих конструкцій (рис. 6); у простінках аудиторії № 1, а також у зовнішній стіні є поздовжні горизонтальні наскрізні тріщини у верхній частині стіни шириною до 40 мм;



Рис. 6. Поздовжні тріщини у замковому перекритті

– у зовнішніх стінах між отворами сходового маршу з підвалу на 1-й поверх між аудиторією № 1 та туалетом є вертикальні тріщини до 10 мм;

- у протилежній частині будівлі в аудиторіях № 5а, 5б, 6 є вертикальні тріщини до 5 мм (рис. 7), на зовнішніх стінах є сліди замокання, частково з грибок та пліснявою (рис. 8);

- на 1-му поверсі будівлі в аудиторіях № 19, 20 характер тріщин у зовнішніх стінах та перестінках повторюється, ширина розкриття до 2 мм;

- у перекриттях 1-го та 2-го поверхів є поздовжні тріщини, у простінках – вертикальні тріщини, справжню ширину розкриття яких встановити не вдалося, внаслідок нещодавно проведеного косметичного ремонту;

- зовні будівлі у правій його частині від головного фасаду спостерігається утворення блюдця, на торці будівлі з боку північно-східного фасаду є значні вертикальні тріщини шириною від 8 до 15 мм, що поширюються від фундаменту до 2-го поверху будівлі, що свідчить про зміщення фундаменту в бік вул. Садової (рис. 11).



Рис. 7. Вертикальні тріщини розкриті більше зверху



Рис. 8. Сліди замокання на зовнішніх стінах

Таким чином, із візуального обстеження стан конструкцій можна віднести до останньої IV категорії – передаварійний або аварійний [17].

Зміна в часі технічного стану конструкцій, їх знос і пошкодження відбувається, як правило, під впливом безлічі причин, але ретельний аналіз свідчить про те, що основною

причиною, що визначає технічний стан конструкцій, є складні ґрунтові умови, а саме нерівномірні деформації основи – просадки.

Поширені uszkodження в системі «основа – будівля» та причини їх виникнення. Періодичне локальне замокання підвальної частини будівлі призводить до виникнення деформацій фундаментів і, як наслідок – утворення просадок, що призводять до концентрації напруження в тілі фундаменту, зовнішніх і внутрішніх стінах, утворення та розкриття тріщин.

Працездатність конструкцій будівлі забезпечується системою спостережень за пошкодженнями, ретельним аналізом напруженого стану, своєчасним посиленням пошкоджених та перевантажених конструкцій.

Будівля зведена в середині минулого століття на фундаментах дрібного закладення, основою яких є потужна товща лесовидних суглинків та супісків, що відносяться, за сучасною класифікацією, до ґрунтів II типу просідання [18].

Планувальна характеристика: з боку парадного входу до будівлі на вул. Садова, 17 є значних розмірів об'єкт підтоплення; з протилежного боку будівлі виявлено колодязь, у якому виконано водовідведення (за словами інженера інженерно – експлуатаційного відділу).

Обстеженням було встановлено, що згодом тріщини у будівлі не згасали, а розвивалися стрибкоподібно та з'являлися нові. Це свідчить у тому, що джерело замочування продовжує існувати. Атмосферні води, аварійний стан водопровідних мереж поблизу будівлі, а також неправильна експлуатація самої будівлі призвели до підвищення вологості ґрунтів основи.

Джерела замочування з великим витіканням води з трубопроводів визначаються характером тріщин і провалами поверхні дорожнього і тротуарного покриття. В тому випадку, коли точкове джерело замочування знаходиться поряд з будівлею або під нею, зовнішніми ознаками деформації будівлі є тріщини. За напрямком вони бувають косими, вертикальними і горизонтальними. У більшості випадків всі явища просадки викликають косі тріщини в підвіконних поясах, перемичках, простінках та інших елементах будівлі.

Причиною вертикальних та косих тріщини в кам'яних стінах підвального приміщення будівлі шириною від 6 до 10 мм (рис. 9) послужила просадка ґрунту. Початковим джерелом було

розладнання сполучення і незначне витікання із зворотної магістралі опалення в кутку будівлі.

Перші (волосяні) тріщини шириною до 1 мм в окремих конструктивних елементах будівлі своїм напрямком показують можливе місце джерела замочування – просадку (рис. 10). З початком деформації споруди косі волосяні тріщини скупчені в одному, (двох) місцях і верхівками направлені в бік місця джерела замочування ґрунту. З часом вони не можуть служити показниками напрямку місця джерела замочування, оскільки з'являються нові тріщини, зв'язані з багатьма іншими факторами.



Рис. 9. Нахилені тріщини в кам'яних стінах підвального приміщення



Рис. 10. Волосяні тріщини вказують можливе місце джерела замочування

Горизонтальні наскрізні тріщини, як правило, з'являються а кам'яній кладці і в місцях безпосереднього замочування, тобто

просадка має місцевий характер і на незначній території. Причиною деформації є різка просадка ґрунтів основи від замочування внаслідок аварії водопроводу (рис. 6).

При наявності лінійного джерела зволоження вздовж зовнішньої стіни будівлі фундамент робить крен у бік замочування, що призводить до нахилу будівлі, а в менш твердих конструкціях – до випинання стін і горизонтальних тріщин. При цьому в прилеглих стінах з'являються вертикальні та косі тріщини (рис. 11).

Дрібні (волосяні) тріщини будь-якого напрямку свідчать про наявність нерівномірного осідання будівлі. До їх появи не можна ставитися байдуже. Коли замочування в середній частині, споруда одержує деформацію – прогин. В місті появи джерела замочування можлива поява прямих тріщин з більшим розкриттям знизу (рис.12), або горизонтальні тріщини (розшарування цегляної кладки), або чіткий прогин стіни. За межами місця замочування, в міжвіконних простінках, міжповерхових поясах та інших елементах споруди, з'являються косі тріщини, які мають напрям верхівок в бік джерела замочування.



Рис. 11. Вертикальні та косі тріщини вказують на лінійне джерело зволоження вздовж зовнішньої стіни



Рис. 12. Прямі тріщини з розкриттям знизу вказує на місто появи джерела замочування

Коли джерело замочування знаходиться за межами споруди, стіна одержує деформацію – прогин, косі тріщини мають зворотній напрямок верхівками в бік джерела замочування, а прямі тріщини розкриті більше зверху (рис. 7).

Тріщини в цоколі біля кута будівлі свідчать про наявність зсувних зусиль у швах між кам'яною кладкою підвальних стін, а також про осадку торця будівлі.

Вертикальні тріщини в простінках першого поверху з максимальним розкриттям вгорі свідчать про вигин поздовжніх стін підвалу опуклістю вгору. Характер волосних тріщин шириною до 1 мм в окремих конструктивних елементах, своїм напрямком вказує можливе місце джерела замочування (просідання).

Візуальний огляд навчального корпусу по вулиці Садова, 17 у м. Херсоні показав, що у більшості випадків є різні uszkodження системи «основа-будівля», серед яких найпоширенішими є наскрізні тріщини в несучих стінах. Як правило, їх причинами є нерівномірні деформації ґрунтів основ. У зв'язку з цим потрібне детальне вивчення та узагальнення наявних архівних даних різних будівельних організацій щодо історії будівництва міста, розташування ділянок зі складними геологічними умовами будівництва.

Ефективність методів зміцнення пошкоджених будівель, що застосовуються у Херсоні. При виявленні зовнішніх ознак можливого замочування основи будівлі необхідно негайно

прийняти всі заходи до виявлення і усунення його джерела. Якщо зовнішні ознаки джерела не виявлені, потрібно передусім перевірити справність інженерних мереж поблизу будівлі.

Інженерні мережі, як правило, необхідно перевіряти зовнішнім оглядом і гідравлічним випробуванням. Випробування мереж необхідно починати з введень і випусків, потім випробовувати зовнішні ділянки загалом або ті, що знаходяться між колодязями. Після виявлення несправності ділянки мережі, джерело замочування визначається шурфуванням або свердлінням зі взяттям зразків ґрунту для визначення вологості (максимальна вологість біля джерела замочування). Ділянки мереж невеликої довжини можуть бути розкопаними по всій їх довжині.

Магістралі самотічних трубопроводів в пошкоджених місцях необхідно нівелювати, тобто перевірити позначення верху (низу) труби в пошкодженому місці і порівняти їх з позначеннями в сусідніх колодязях або шурфах, переконатися, чи немає зворотних схилів.

В період спостереження за деформаціями будівель, викликаними просадками ґрунту, необхідно особливу увагу звернути на правильність обладнання тимчасових кріплень по розвантаженню аварійних ділянок. Тимчасові кріплення не повинні перешкоджати вільному осіданню будівлі, інакше вони приносять шкоду, а не користь.

З метою запобігання деформації будівель, побудованих на лесових ґрунтах, працівники житлово-експлуатаційних організацій повинні звертати особливу увагу на зелені зони біля тротуарів (вимощення), слідкувати, щоб тут не скупчувались атмосферні води. Засівати їх потрібно сухостійкими травами, які мають сильно розвинуту кореневу систему. Квіти слід висаджувати не суцільним масивом, а окремими островцями. Дерева і чагарники слід висаджувати таких порід, які не вимагають надмірного поливання, яке може стати прихованим джерелом замочування ґрунту основи будівлі з мілким закладанням фундаменту (будівлі без підвалів), оскільки вода від поливання, потрапляючи під асфальтові вимощення (зона малого випаровування), підвищує вологість ґрунту основи [19].

Підземні інженерні мережі, які несуть воду, повинні знаходитись під постійним доглядом і бути в повній справності. Потрібно слідкувати за герметичністю з'єднань на введеннях і випусках, водонепроникливістю колодязя, лотків і приямків.

2. Розробка розрахункової схеми та «епюри-матриці» стін кам'яних будівель для будівництва на просадних ґрунтах

Останні десятиліття математичне моделювання активно застосовується при вирішенні різних прикладних завдань, зокрема, під час проектування і розрахунку будівельних об'єктів. Для визначення напружено-деформованого стану споруд, їхньої несучої здатності та визначення будь-яких конструктивних особливостей широко використовуються програмні продукти, засновані на чисельних методах [20, 21]. Як правило, на етапі проектування проводиться лінійно-пружний або пружно-пластичний розрахунок конструкції та не розглядається стан об'єкта при втраті несучої здатності деяких елементів, тобто не враховуються такі фактори, як поява тріщин, нерівномірне деформування, втрата стійкості конструкції [22].

Наразі питанням безпеки будівельних конструкцій приділяється велика увага. У процесі експлуатації споруд можуть виникнути надзвичайні ситуації, що викликають руйнування конструкції, які можуть мати як локальний характер, так і глобальний прогресуючий. Тому актуальним напрямом досліджень є створення методів та алгоритмів розрахунку для прогнозування поведінки конструкцій у критичних станах.

До критичного стану конструкції можуть призвести такі фактори, як зношування споруди, помилки при проектуванні або під час будівництва, неправильна експлуатація, різні зовнішні впливи, непередбачені проектом. Існуючі математичні моделі деформування будівельних конструкцій не мають достатньої спільності з погляду повного обліку можливих процесів і явищ, які призводять до критичного стану об'єкта. Також відсутні дослідження, що дозволяють за об'єктивно встановленими (приладно або візуально) дефектами оцінити несучу здатність та дати якісну характеристику зовнішніх факторів, що спричинили появу даних дефектів у конструкції. Таким чином, актуальним завданням є розробка чисельних алгоритмів, що дозволяють дослідити поведінку та процес деформування будівель та споруд у критичних станах, таких, як поява тріщин та втрата стійкості несучими елементами конструкції, виявлення джерела підтоплення.

З метою вироблення системного підходу до вирішення проблеми запобігання та усунення пошкоджень цивільних будівель необхідно розробити їх класифікацію за найбільш характерними ознаками, наприклад, періодами будівництва,

матеріалами несучих конструкцій, видами пошкоджень тощо. Багато авторів наголошують на важливості класифікації пошкоджень з причин їх виникнення, що дозволяє виробити пріоритетні напрямки у вирішенні поставленого завдання.

В даний час служби, що експлуатують будівлі, не мають простої та достовірної методики оцінки залишкової міцності несучих стін з несилдовими ушкодженнями. Це призводить до переоцінки несучої здатності конструкцій та подальшого накопичення пошкоджень або вибору неправильного способу зміцнення. Існуючі методи оцінки міцності несучих будівельних конструкцій розглядають лише дефекти, пов'язані з навантаженнями та пожежами. Вони вирізняються невисокою надійністю. Причинами є: велика кількість факторів, облік яких майже неможливий; відсутність досконалих розрахункових моделей, що повністю враховують властивості матеріалів [21].

Представлене дослідження базується на аналізі напружено-деформованого стану кам'яної будівлі, побудованої на просадних ґрунтах, на початковій стадії виникнення деформацій.

Розрахункова статична схема зовнішньої стіни будівлі визначає характер та величину додаткових внутрішніх зусиль у конструктивних елементах стіни, що виникають при нерівномірному осадженні фундаментів.

Додаткові конструктивні заходи призначені забезпечити експлуатаційну придатність будівлі на період просадки, що виникла, і її стабілізації, і не замінюють безграмотну експлуатацію будівель, побудованих на просадних ґрунтах.

Конструктивні та водозахисні заходи, закладені в проектах, та виконані будівництвом, не зможуть забезпечити повну безпеку та довговічність будівель, якщо експлуатуючі організації не враховуватимуть особливостей лесових просадних ґрунтів та боротимуться з їх замочуванням.

Складність розрахунку стін кам'яних будівель для будівництва на просадних ґрунтах полягає в невизначеності місця появи джерела замочування [23].

Просадка, як явище, протікає в міру просування вільної води в напруженій товщі ґрунтів основи. Найсильніше просідання позначається під локальним джерелом замочування і в межах деякого контуру змочування активної зони основи. В міру розсмоктування вільної води та переході її у зв'язану, просідання припиняється, незважаючи на високу вологість ґрунтів основи.

Крім замочування для прояву просідання в напруженій товщі ґрунту, необхідно мати достатню величину початкового тиску ($p_n \approx 0,4 \dots 1,5 \text{ кг} / \text{см}^2$).

Залишається з'ясувати наступні питання:

- чи враховувати всю товщу просадних ґрунтів при замочуванні або деяку її частину;
- які межі розрахункової зони просідання;
- який закон розподілу тиску під подошвою фундаментів у зоні замочування.

Метою дослідження є одержання розрахункової схеми стін кам'яних будівель для визначення меж зони просідання, величини зсувних зусиль у конструктивних елементах будівель; одержання закону розподілу тиску під подошвою фундаментів у зоні замочування.

Подальші міркування будують з умови рівноваги діючих та реактивних сил. Розміри фундаментів визначені за умови, що проекції всіх діючих та реактивних сил на вертикальну площину в будь-якому перерізі вздовж стіни будівлі дорівнюють нулю.

У межах замоченого просадного ґрунту, допустимий розрахунковий тиск на ґрунт знижується до величини початкового тиску, отже, вільних консольних склепінь фундаментів не утворюється [23].

Криволінійний характер розподілу тиску в ґрунті та кам'яній кладці замінюємо на прямолінійний з метою спрощення розрахунків. Натурними спостереженнями встановлено, що при випадковому замочуванні ґрунтів основи, кам'яні будівлі мають значно меншу величину абсолютного просідання, порівняно з можливою просадкою, підрахованої для всієї товщі замоченого ґрунту, що просідає. У той же час будівля може мати значні пошкодження конструктивних елементів і малу експлуатаційну придатність. У стінах з прорізами, як правило, в простінках виникають косі тріщини з вершиною у бік блюдця, а також горизонтальні і вертикальні тріщини в опорній частині рядових перемичок і підвіконної частини стін, і дрібні тріщини різних напрямків.

Для створення розрахункової схеми зовнішньої стіни вважаємо, що замочування ґрунтів основи поширене під подошвою фундаменту в межах стиснутої товщі на глибину, рівну трьом ширинам подошви фундаменту [23]. Під фундаментом, в межах товщини, що стискається, формується конус просадних явищ з радіусом, рівним половині товщі.

З появою джерела замочування починає формуватися зона осідання замоченого ґрунту, і з'являються нерівномірні просадки фундаментів. У початковий період зона просадки поширюється від джерела замочування до вертикального перерізу, де твірна конусу замочування перетинає підшову фундаменту, а несуча здатність ґрунту дорівнює розрахунковій величині (R).

Поява та розвиток зони просадки супроводжується утворенням зони обтиснення, зони стабілізації та зони рівноваги. Розвиток усіх зон нерозривно пов'язаний із розподілом внутрішніх зусиль у стіні.

З насиченням ґрунту водою в зоні просадки, у джерела замочування утворюється зона просідання, яка поширюється у бік обтиснення ґрунту. При переході від однієї деформаційної зони до іншої чітких кордонів немає і в подальших розрахунках вони прийняті умовно.

Напруження в ґрунті під підшовою фундаменту в зонах просідання та осадки врівноважується напруженням в зонах обтиснення та стабілізації ґрунту. Початком зони обтиснення вважаємо вертикальний переріз, де вологість ґрунту основи природна, а несуча здатність дорівнює розрахунковій величині ґрунту (R). В зоні обтиснення ґрунту спостерігається зростання напруження під підшовою фундаментів. Зона обтиснення ґрунту основи закінчується перетином, де величина несучої здатності ґрунту є гранично допустимою ($1,5R$).

У зоні стабілізації спостерігається зниження несучої здатності ґрунту основи від значення гранично допустимої величини ($1,5R$) до розрахункової величини (R).

За зоною стабілізації слідує зона рівноваги, в межах якої деформації в стінах не спостерігаються. Епюра реактивного тиску ґрунту характеризує рівновагу всіх сил, що діють на фундамент та стіну. У зв'язку із замочуванням просадного ґрунту, епюра рівноваги всіх сил під підшовою фундаменту із найпростішої фігури прямокутника перетворилася на складну трапецієподібну фігуру з наявністю негативної та позитивної ділянок (рис.13).

Негативна ділянка епюри в зонах просадки та осадки свідчить про зниження несучої здатності замоченого ґрунту до величини початкового тиску (P_n), а також зниження зовнішнього навантаження від стіни на величину, що дорівнює площі епюри з негативним знаком. У зонах обтиснення ґрунту та стабілізації

спостерігається підвищення несучої здатності ґрунту з утворенням позитивних ділянок епюри реакції ґрунту.

Сумарна площа збільшення позитивних епюр дорівнює площі епюри з негативним знаком і свідчить про збільшення зовнішнього навантаження на цих ділянках стіни. Епюра реактивного опору замоченого ґрунту постійно трансформується залежно від коливання вологості ґрунту, а також в залежності від деформованого стану стіни та пошкодження конструктивних елементів без обрушень.

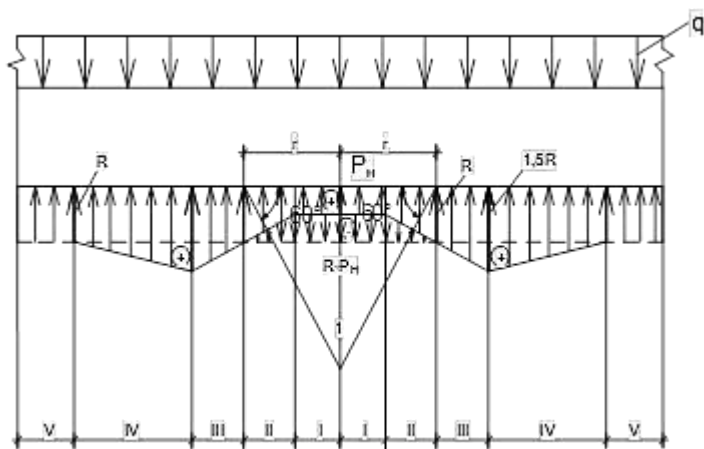


Рис. 13. Епюра рівноваги діючих та реактивних сил під підшовою фундаментів: I – конус замочування просадного ґрунту; r – радіус конуса замочування просадного ґрунту; I – зона просідання; II – зона осадки; III – зона обтиснення ґрунту основи; IV – зона стабілізації; V – зона рівноваги всіх сил

Проте, система «стіна – фундамент – ґрунт основи» перебуває у стані рівноваги за рахунок перерозподілу внутрішніх зусиль у стіні та під підшовою фундаменту. Зниження навантаження від стіни в зонах просідання та осадки свідчить про утворення на цій ділянці висячої стіни з рандбалкою у вигляді стрічкового фундаменту та пружної основи.

Навантаження на фундамент у межах висячої стіни передається у вигляді параболічного склепіння з опорними реакціями в зонах обтиснення та стабілізації. Площа епюри реактивного тиску ґрунту основи з негативним знаком відповідає

площі параболічного склепіння зовнішньої стіни, включеної до розрахунку як навантаження від висячої стіни, а також сумі площ двох ділянок позитивних епюр реакцій опор параболічного склепіння, як навантаження від стіни в зонах обтиснення та стабілізації осадок епюри рівноваги.

Зміна навантаження від стіни на фундамент у зоні осадки та просідання відбулася від рівномірно розподіленої до розподіленої криволінійно з вершиною у вертикальному перерізі, де відбувається максимальне осадження фундаменту.

З початком осідання матеріал фундаменту при згині працює у пружній стадії. Отже, по верхньому обрізу фундаменту та початком кам'яної кладки стіни утворюється шов ковзання від сил зсуву, які виникли на стислій межі фундаменту при згині від осідання. Сили зсуву руйнують кладку стіни швами, порушуючи зчеплення між розчином і камінням. Максимальне розкриття горизонтальних та вертикальних швів відбувається у вертикальному перерізі з максимальною осадкою фундаменту.

Руйнування монолітності кладки супроводжується утворенням параболічного склепіння навантаження на фундамент у межах зон осідання та просідання, а також, утворенням склепіння деформацій та пошкоджень кладки стіни в межах довжини епюри рівноваги реактивних сил (рис. 14).

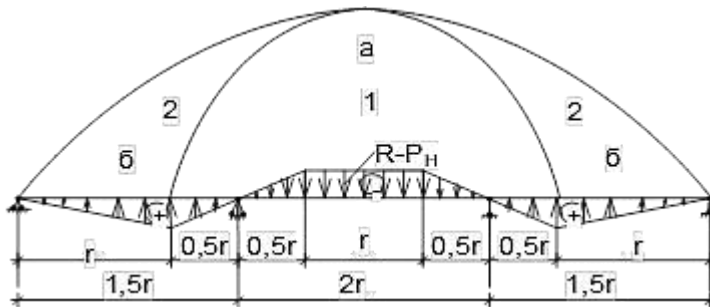


Рис. 14. Епюра рівноваги реактивних сил

Статична схема: 1 – параболічне склепіння навантаження від стіни на фундамент; 2 – параболічне склепіння деформацій у кладці стіни; а – зона сильних деформацій та пошкоджень кладки стіни; б – зона середніх та слабких деформацій кладки стіни.

Зусилля, що виникають у стіні, у зоні замочених просадних ґрунтів основи, знаходяться у прямій залежності від площ епюр із негативним та позитивним знаками.

Стіну будівлі розглядаємо як систему, що складається з вертикальних смуг, які проходять по ширині простінків і мають велику жорсткість у вертикальному перерізі. В'язями для жорстких смуг по висоті та довжині стіни є смуги з меншою жорсткістю, що проходять по отворах, перемичках і кладки під отворами. Логічність поділу стіни на вертикальні смуги різної жорсткості підтверджується характером деформацій та руйнувань кладки стін при нерівномірному осіданні. У тій частині стіни, яка отримала нерівномірне осідання, у простінках утворюються косі тріщини від усунення бічних граней. Вершина тріщини спрямована у бік джерела замочування. У сполучних смугах утворюються вертикальні тріщини під перемичкою біля тієї межі простінка, яка ближче до джерела замочування, і вертикальні тріщини в підвіконній частині.

Ділянки епюри рівноваги, що трансформуються, з негативним і позитивним знаками, формують статичну схему стіни у вигляді нерозрізної трьохпрольотної балки. Навантаженням для нерозрізної балки є площі епюр із негативним та позитивним знаками.

Виходячи з умов поганої роботи матеріалу фундаментів (бетон, бутобетон, кам'яна кладка) на розтяг при вигині від осідання замоченого ґрунту, в тілі фундаменту з'являються руйнування. Максимальні руйнування тіла фундаменту відбуваються у перерізі максимального прогину. У цьому перерізі утворюється шарнір, який перетворює нерозрізну балку на дві самостійні консольні балки з негативним трапецієподібним навантаженням на консолі і позитивним трикутним навантаженням у прольоті.

Статичну невизначеність трьохпрольотної нерозрізної балки вирішуємо введенням двох додаткових шарнірів у крайніх прольотах, перетворивши її на статично визначену балку Гербера, з головною двома консольними балками в середньому прольоті та двома допоміжними однопрольотними балками в крайніх прольотах (рис. 15).

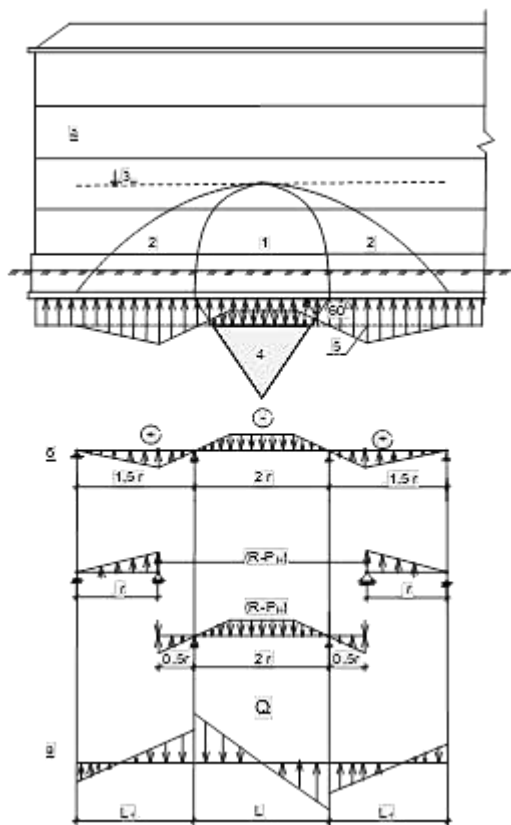


Рис. 15. Розрахункова схема зовнішньої стіни: а) фрагмент фасаду; б) розрахункова схема зовнішньої стінки. Балка Гербера; в) епюра зсувних сил Q ; 1 – параболічний звід навантаження; 2 – параболічне склепіння деформацій та пошкоджень кладки стіни; 3 – нульовий обрій активних деформацій кладки стіни; 4 – конус замочування просадного ґрунту; 5 – епюра рівноваги всіх сил.

Рівномірно розподілене навантаження від епюри просідання, приймаємо рівним інтенсивності $(R-P_n)$ на довжині, що дорівнює радіусу конуса просадного явища.

Для визначення величин зсувних сил будуємо епюру поперечних сил поверхово. За розрахункові обрії приймаємо рівень перекриття підлоги даного поверху. Поверхові епюри зсувних сил наносимо на

прозорий матеріал в одному масштабі з розгорткою стіни, і отримуємо «епюру – матрицю» вздовж стіни, імітуючи різні випадки розміщення джерела замочування під стіною.

Висновки

Створена науково-обґрунтована математична модель та її чисельний аналог просторової системи «будівля-фундамент-основа», які забезпечують можливість урахування появи тріщин у цегляній кладці або бетоні (залізобетоні), неоднорідності, нелінійної поведінки та мінливості властивостей ґрунтової основи; розробка науково-методичних основ застосування обчислювальних технологій оцінки рішень, в умовах виникнення впливів, не передбачених початковим проектом, впровадження яких має важливе значення для вирішення проблеми безпеки будівель та споруд.

Розроблена математична модель, що дозволяє описувати процес деформування будівельних конструкцій, що перебувають у критичних станах внаслідок виникнення та еволюції тріщин та дії непередбачених зовнішніх кінематичних та силових факторів.

Проаналізований та обґрунтований характер деформацій, що виникають в конструктивних елементах будівель при нерівномірній просадці фундаментів (наявність тріщин, їх спрямування та розкриття), дозволяє визначити місцеположення джерела замочування. Однак, ця методика є досить наближеною, тому що деформації перебувають у постійному розвитку, і до початку можливості їх аналізу, деформації набувають великих значень, при яких будівля вже не може експлуатуватися та перебуває у стадії аварійності.

Отримана розрахункова схема стін кам'яних будівель та «епюри – матриці» вздовж стіни для визначення меж зони просідання, величини зсувних зусиль у конструктивних елементах будівель.

Отриманий закон розподілу тиску під подошвою фундаментів у зоні замочування. Встановлено характер та величину додаткових внутрішніх зусиль у конструктивних елементах стіни, що виникають при нерівномірному осадженні фундаментів.

Отримавши розрахункову схему стіни кам'яного будинку і «епюру – матрицю» вздовж стіни, визначаємо максимально можливі величини зсувних зусиль у конструктивних елементах, на дію яких ведеться розрахунок. Нульовим горизонтом зсувних

сил є вершина конуса параболічного навантаження на фундамент. Вище нульового горизонту зсувних сил спостерігаються деформації конструктивних елементів у межах пружної стадії, які легко усуваються поточним ремонтом приміщень.

Література:

1. Швецов Г.И., Носков И.В., Слободян А.Д. Основания и фундаменты: Справочник. М.: Высш.шк., 1991.
2. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2014.
3. Кушнер С.Г. Расчет осадок оснований зданий и сооружений. Київ: Будівельник, 1990. 144 с.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основы та фундаменти споруд. Київ. 2009. 104 с.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основы та фундаменти споруд. Зміна №1. Київ. 2011. 55 с.
6. ДБН В.2.1-2-2006 Навантаження і впливи. Київ. 2006. 71 с.
7. Шепелев Н.П., Шумилов М.С. Реконструкция городской застройки: Учеб. для строит. спец. вузов. М.: Высшая школа, 2000.
8. Шагин А.Л., Бондаренко Ю.В., Гончаренко Д.Ф., Гончаров В.Б. Реконструкция зданий и сооружений: Учебное пособие для строит. спец. вузов. М.: Высшая школа, 1991.
9. Мешечек В.В., Ройтман А.Г. Капитальный ремонт и реконструкция жилых зданий. М.: Стройиздат, 1987.
10. Вахненко П.Ф., Вахненко В.П., Клименко Є.В. Реконструкція будівель і споруд агропромислового комплексу. К.: Урожай, 1994.
11. Руденко А.А., Самченко Р.В., Степура И.В. О проблеме эксплуатации зданий, сооружений на территориях с просадочными грунтами. *Комунальне господарство міст: Науково-технічний збірник*. № 105. С. 152-157.
12. Леденёв В. В. Аварии, разрушения и повреждения. Причины, последствия и предупреждения : монография / В. В. Леденёв, В. И. Скрылёв. Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВО «ТГТУ», 2017. 440 с. ISBN 978-5-8265-1798-7.
13. Чутро А.Ф. Предупреждение деформаций зданий. *Городское хозяйство Украины*. Киев: Держбудвидав, 1963. № 2. С. 25-26.

14. Козачек В.Г., Нечаев Н.В., Нотенко С.Н., Римшин В.И., Ройтман А.Г. Обследование и испытание зданий и сооружений. М.: Высшая школа, 2001.

15. Кліменко В.З., Белов І.Д. Випробування та обстеження будівельних конструкцій і споруд. К.: Основа, 2005.

16. Рекомендації з обстеження і оцінки технічного стану житлових будинків перших масових серій. Розроблені: НДІБК. Київ. 2000.

17. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика. Под общ. ред. Е.А. Сорочана. М.: Стройиздат, 1985. 480 с.

18. Зоценко М.Л. та ін. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти. Полтава, 2003. 550 с.

19. Чутро А.Ф. Указания по предупреждению деформаций зданий, эксплуатируемых в условиях просадочных грунтов. Херсон, 1968. 28 с.

20. Кашеварова Г.Г., Вильдеман В.Э, Акулова А.Н. Численное моделирование процессов разрушения кирпичной кладки. *Сборник материалов конференции «Информация, инновации, инвестиции»*. Пермь: ЦНТИ, 2003. С. 61-65.

21. Кашеварова Г.Г., Труфанов Н.А. Численное моделирование процессов деформирования и разрушения зданий в системе «здание-фундамент-основание». *Изв. вузов. Строительство и архитектура*. 2005. № 10. С. 113-116.

22. Бартоломей М.Л. Математическое моделирование деформирования сооружений в критических состояниях: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. Пермь, 2012.

23. Чутро О.Ф., Емельянова Т.А. Расчетная схема стен каменных зданий для строительства на просадочных грунтах. *«Вісник» Херсонського національного технічного університету*. Херсон, 2018. № 1(64). С. 18-22.