

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

УДК 519.642: 624.044: 624.15

АНАЛІЗ ВПЛИВУ ПРУЖНОПЛАСТИЧНИХ ДЕФОРМАЦІЙ ҐРУНТІВ ОСНОВИ НА ПЕРЕРОЗПОДІЛ ЗУСИЛЬ У БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЛЯХ

А.С. Моргун, І.М. Меть

Вступ

Сучасна практика розрахункового обґрунтування конструкцій системи "основа – фундамент – будівля" можлива лише за допомогою числового моделювання і сучасних ЕОМ та передбачає дослідження НДС цієї системи за допомогою програмних комплексів, що реалізують метод скінченних елементів (МСЕ). Урахування взаємодії верху та низу будівлі здійснюється за допомогою коефіцієнтів постелі за спрощеними методиками. При цьому не враховується дійсна жорсткість самої будівлі та дійсні властивості ґрунтів будівельного майданчика.

В реальних умовах характер НДС системи залежить від таких найбільш суттєвих, визначальних факторів:

- жорсткостей ригелів та стояків;
- виду закріплення колон з фундаментними конструкціями;
- характеру розподілу навантаження (нерівномірність навантаження створює передумови для додаткових деформацій об'єкта);
- інженерно-геологічної будови основи (від величини осідання будівлі);
- фізичної нелінійності роботи основи.

Рішенню контактної задачі взаємовпливу наземної та підземної частини будівлі присвячено велику кількість публікацій [2-4]. Якщо розглянути цю проблему в нелінійній постановці – число публікацій значно менше, що пояснюється значними розрахунковими ускладненнями при врахуванні фізичної нелінійності основи та потребує кошторисного системного моніторингу будівлі.

Подальше зростання потужності будівельної галузі, обумовлене загальними тенденціями розвитку народного господарства, викликає необхідність вдосконалення методів сумісного розрахунку системи "основа–фундамент–будівля".

Постановка задачі, визначальні співвідношення

В статті розглянуто питання про характер зв'язку або взаємодії між різними частинами системи "основа – фундамент – будівля", яка розглядається в рамках однієї задачі. Кожній частині такої системи відповідає своя область (наземна та підземна частини будівлі), для розгляду якої використано незалежний числовий спосіб розв'язку (МСЕ для верхньої, наземної частини та МґЕ для підземної області).

Аналіз питання розпочато з розгляду плоских рам. Результати числових досліджень напруженого стану плоскої однопролітної рами та розрахункову схему наведено на рис. 1. Жорсткість стояків прийнято $EI=2025 \text{ т}\cdot\text{м}^2$. Вертикальне просідання лівого стояка жорстко закріпленої рами на $s=2 \text{ см}$, (рис. 1, а), призвело до зменшення поздовжньої сили N в просівшому стояку, на 27,4 % та збільшення N в правому стояку. Також відбувся перерозподіл поперечних сил Q в ригелі на 24 %, в стояках поперечна сила майже не змінилась, оскільки осідання було у вертикальному напрямку. Згинальний момент M в стояку, що осів збільшився в 3,9 раза. Можливість кута повертання в лівому стояку (рис. 1, б) уже призводить до перерозподілу зусиль N в стояках на 2,1 % а його вимушене осідання на $s=2 \text{ см}$ призводить до зменшення N на 22,3 %. Результати числових досліджень НДС двопролітної плоскої рами (рис. 1, в, г) фіксують зменшення N у середньому стояку, що просів ($s=1 \text{ см}$) на 38 – 54,5 % та значне збільшення поздовжніх сил в крайніх колонах (в 3,12 рази). Поперечна сила Q в ригелі збільшилась в 3,11 раза, значення згинального моменту M в ригелі біля стояка, що просів збільшилося в 4,34 раза.

Таким чином, осідання колон будівлі веде до значного перерозподілу зусиль. Поздовжні сили в просівших у воронці осідання будівлі колонах зменшуються при збільшенні N в колонах

периферійної зони будівлі. Врахування осідання будівлі (сумісної роботи наземної та підземної частини) приводить до появи додаткових згинальних моментів (M стрімко зростають в 2-14 разів) та відповідного збільшення поперечних сил.

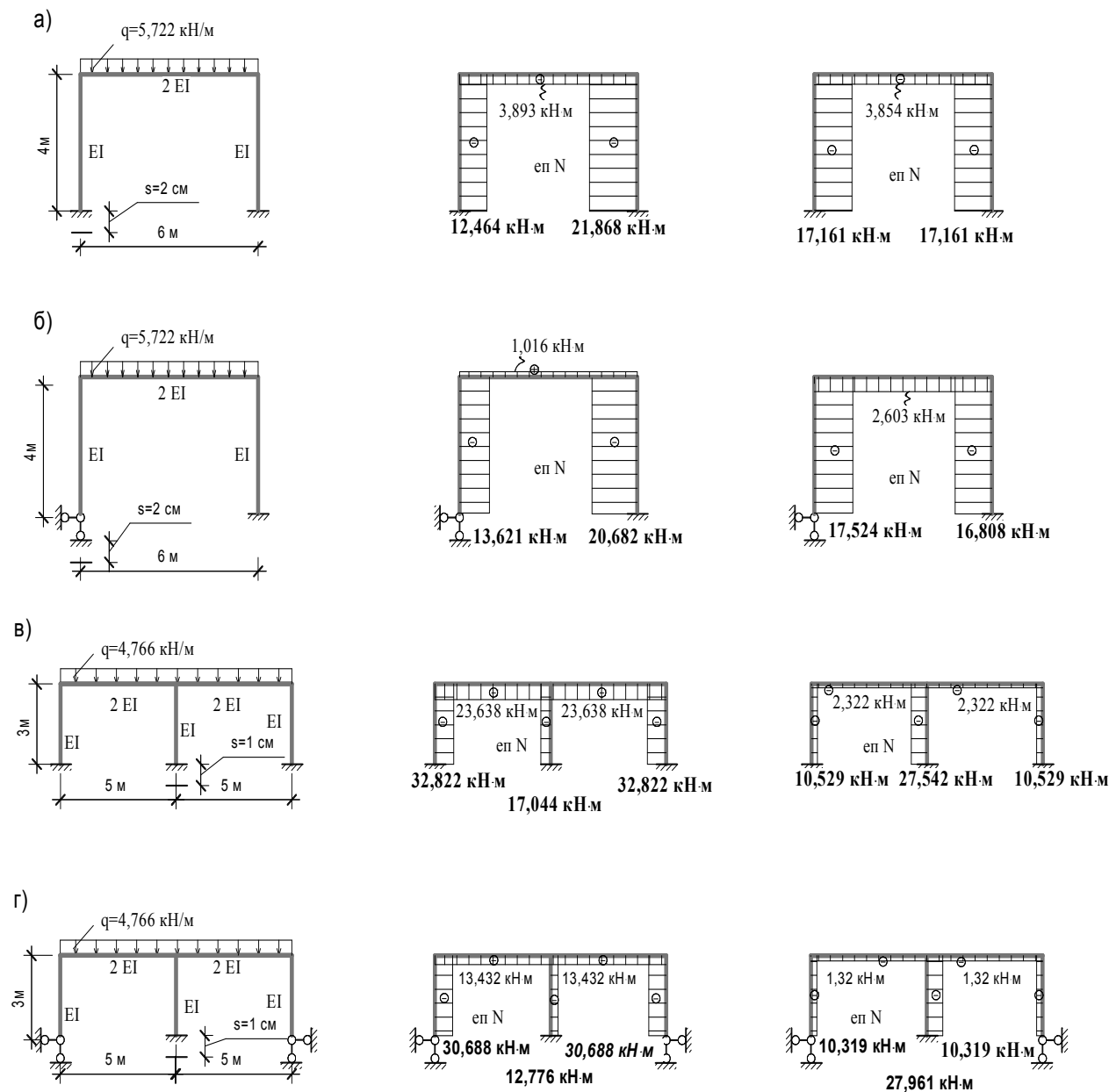


Рис. 1. Числові дослідження НДС плоскої рами від власної ваги та вимушеного переміщення при:
 а – жорсткому защемленні однопролітної рами;
 б – при шарнірному опиранні лівої опори;
 в – при жорсткому закріпленні двопролітної рами;
 г – при шарнірному опиранні крайніх колон.

Щоб перевести отриману картину перерозподілу зусиль в плоских рамах при врахуванні роботи ґрунтової основи в категорію фактів для просторових моделей будівель, проведено числове дослідження просторової взаємодії наземної та підземної частин системи "основа–фундамент–споруда" на реальному будинку, скінченно-елементна модель досліджуваної системи наведена на рис. 2. Як фундамента конструкція слугувала плита $h=30\text{см}$.

Моделювання НДС наземної частини системи здійснено в тривимірній постановці за допомогою ПК Ліра 9.4. При моделюванні більш слабкої частини системи (підземної), для

отримання проектної воронки осідання будівлі, керувались такими положеннями.

Як відомо, в ґрунтах при навантаженнях, близьких до граничних, спостерігається значна неспіввісність тензорів напружень і деформацій. Для моделювання нелінійної ділянки роботи ґрунту в роботі використано теорію пластичної течії як такої, що не потребує співвісності і подібності тензорів напружень, та тензорів деформацій з введенням коефіцієнта дилатансії Λ – додаткового параметра неасоційованої моделі пластичної течії.

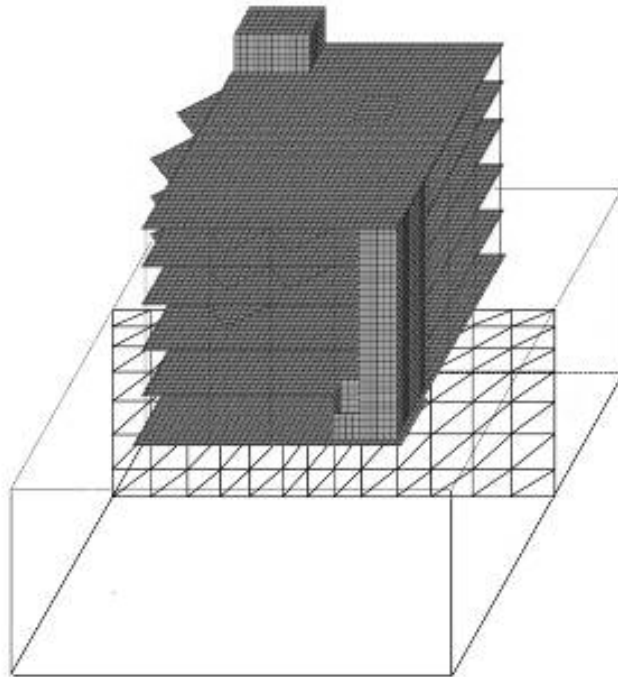


Рис. 2. Скінченно-елементна модель досліджуваної системи

Математична модель роботи нелінійного середовища ґрунту описувалась інтегро-диференціальним рівнянням Вольтерра II-го роду, рішення якого проводилось числовим методом граничних елементів. Граничне інтегральне рівняння, отримане К. Бреббія [1]:

$$C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\tilde{A}} p_{ij}^*(\xi, x)u_j(x)d\tilde{A}(x) = \int_{\tilde{A}} u_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\tilde{A}(x) \quad (1)$$

де u_j – заданий вектор переміщень на границі (граничні умови типу Діріхле);
 p_j – шуканий вектор зусиль на границі;
 u_{ij}^* , p_{ij}^* – ядра граничного рівняння, матриці впливу Гріна;
 Γ , ξ , x – відповідно границя, точка збурення, точка нагляду;
 C_{ij} – матриця, визначалась з умови руху тіла як цілого.

Для числової реалізації (1) дискретизувалась лише поверхня стикання плити та ґрунту, оскільки розв'язок Р. Міндліна автоматично задовольняє граничні умови на вільній від напружень поверхні півпростору.

Ядра інтегрального рівняння визначають внутрішні властивості даної математичної моделі, це реакції системи на типові входні сигнали, вони мають практичний зміст. Як ядра в (1) використовувались фундаментальні рішення Р. Міндліна для півпростору. Фундаментальні рішення склали основу всього наступного аналізу роботи підземної частини системи.

При побудові алгоритму рішення нелінійної задачі розрахунку підземної частини споруди

використано кроковий метод Іллюшина з вирішенням на кожному кроці лінійної задачі з різними правими частинами. Графік залежності "осідання-навантаження" фундаментної плити при інженерно-геологічних умовах будівельного майданчика (суглинок лесоподібний [4] подано на рис. 3).

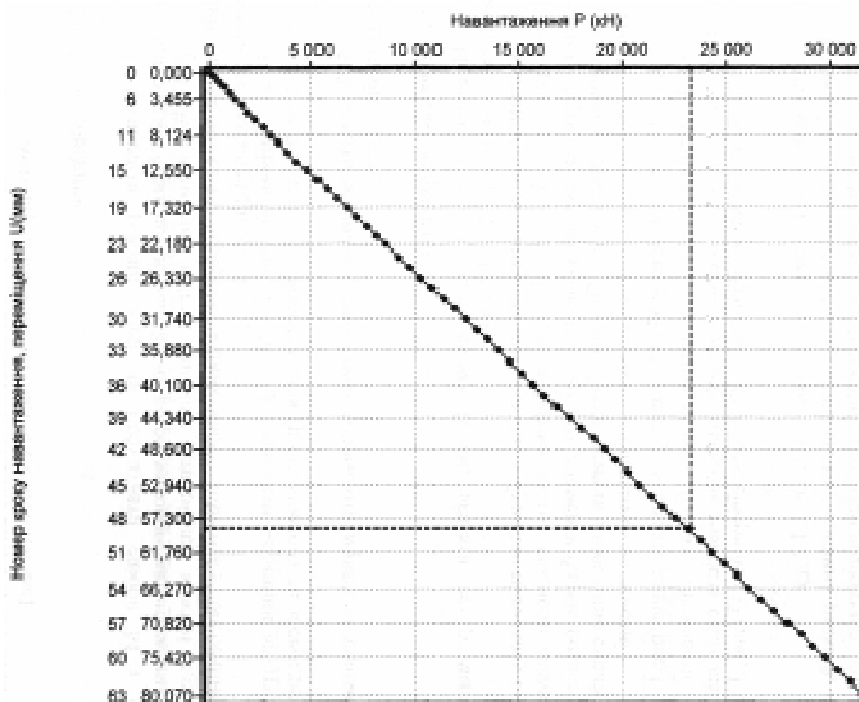


Рис. 3. Графік залежності "осідання-навантаження" для будівлі, вага якої 24437 кН

Вага будівлі обрахована при жорсткому опиранні її на основу склала 24437 кН, що дає максимальний прогин воронки осідання 5,8 см. Аналіз сумісної роботи системи реальної будівлі підтверджує, що осідання будівлі викликає появу в наземній частині додаткових згинальних моментів, поперечних та поздовжніх сил, які зумовлюють зміну НДС будівлі. В таблиці 1 наведено динаміку перерозподілу зусиль для центральної, середньої крайньої та кутової колон.

Таблиця 1

Перерозподіл зусиль в колонах скінченно-елементної моделі реальної будівлі

Розташування колони	Осадка та відповідне зусилля			
	S, см / N, т	S, см / N, т	S, см / N, т	S, см / N, т
Центральна колона № СЕ 6951	0 / -75,432	2,9 / -74,146	5,8 / -67,308	5,8 / -67,238
Середня крайня колона № СЕ 374	0 / -41,636	1,45 / -52,87	2,9 / -58,84	2,9 / -59,469
Кутова колона № СЕ 364	0 / -17,848	0,1 / -37,18	0,1 / -52,886	0,2 / -51,453

При розгляді епюр M, Q, N реальної будівлі відмічена тенденція перерозподілу зусиль спостерігається. Розвантажується центральна колона (в точці максимальної глибини воронки осідання будівлі, яку було отримано з результатів пластичного розрахунку за МГЕ ґрунтової основи). При осіданні s=5,8 см в центрі воронки величина поздовжньої сили N зменшується з

$N = - 75$ т (100% розрахунок у випадку жорсткого закріплення колон) до $- 67,3$ т (89,7%) перерозподіляючи вертикальне навантаження на периферійні колони.

Поздовжня сила в середніх колонах крайнього ряду збільшилась з $N = - 41,6$ т (100%) до $- 52,89$ т (127%).

Найбільше збільшення N зафіксовано в кутових колонах: з $N = - 17,848$ т (100%) до $- 51,453$ т (288,3%).

Висновки

- Резерви ефективності і якості роботи системи "основа–система–будівля" можуть бути знайдені шляхом більш повного використання будівельних властивостей ґрунтів основ будівель.
- Воронка осідання будівлі значно змінює НДС системи порівняно з розрахунком жорстко закріпленої моделі споруди (тобто без врахування роботи підземної частини споруди). Воронка осідання приводить до розвантаження центральних зон (де просідання будівлі значне) та довантаження крайових зон.
- Отже сучасні уявлення про формування НДС будівель не можна визнати вичерпними, а вдосконалення методів їх розрахунку обумовлює необхідність подальшого вивчення механізму цієї взаємодії.

Список літератури

1. Бреббия К. Методы граничных элементов / Бреббия К., Теллес Ж., Вроубе Л. – М.: Мир, 1987. – 523 с.
2. Моргун А.С. Диагностирование напряжено-деформованого стану каркасної монолітної будівлі за методами скінчених та граничних елементів / Моргун А.С., Метъ І.М. // Вісник ВПІ. – №6. – 2007. – С. 3-7.
3. Сахаров В.О. Моделювання багатоповерхового будинку на нелінійній основі в умовах прибудови / Сахаров В.О. // Світ геомеханіки. – № 4. – 2006. – С. 25-29.
4. Тихий М. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий. Пер. с чешск / Тихий М., Ракосник Й. – М.: Стройиздат, 1976. – 198 с.

Моргун Алла Серафимівна – д.т.н., професор, зав. кафедри промислового та цивільного будівництва Вінницького національного технічного університету.

Метъ Іван Миколайович – аспірант Вінницького національного технічного університету.