

УДК 624.016:539.376

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-145-154

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПОВЗУЧОСТІ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

¹Шехоркіна С.Є., д.т.н., доцент,

S_VT@ukr.net, ORCID: 0000-0002-4377-3746

¹Ковтун-Горбачова Т.А., к.т.н., доцент,

gorbacheva@mail.pgasa.dp.ua, ORCID: 0000-0002-0948-1299

¹Чабан В.П., к.т.н., доцент,

vpchl@ukr.net, ORCID: 0000-0002-02175504

¹Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури»

вул. Чернишевського, 24а, м. Дніпро, 49600, Україна

Анотація. В статті приводяться результати теоретичних досліджень впливу повзучості бетону та деревини на напружено-деформований стан деревозалізобетонних багатоповерхових будівель. Для аналізу прийнято квадратний в плані будинок-прототип рамної каркасної системи із дерев'яними несучими конструкціями (клеєна деревина та LVL) та залізобетонним ядром жорсткості. Кількість поверхів варіювалася від 5 до 20. Для урахування повзучості бетону застосована модель Eurocode EN 1992-1-1, для деревини – модель повзучості пружно-в'язко-пластичного тіла Т. Toratti. Отримані дані щодо зміни вертикальних переміщень характерних точок каркасу (колон та ядра жорсткості), а також величини поздовжніх зусиль в балках протягом 50 років експлуатації.

Ключові слова: деревозалізобетонні багатоповерхові будівлі, повзучість, бетон, клеєна деревина, LVL, переміщення.

Вступ. Одним із сучасних напрямків в будівництві є зведення багатоповерхових будівель, в яких переважна частина конструктивних елементів виконана з деревини, а просторова стабільність забезпечується залізобетонними діафрагмами або ядром жорсткості. Можливою проблемою при застосуванні різних матеріалів у несучих конструкціях є істотна відмінність в характеристиках деформування (наприклад, модулі пружності деревини та бетону відрізняються більше ніж у 2 рази), а також вплив повзучості.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Розробці моделей для опису повзучості бетону та її врахування при розрахунках залізобетонних конструкцій присвячені праці Работнова Ю.Н., Ржаніцина А.Р., Арутюняна Н.Х., Васильєва П.І., Гвоздева А.А., Бондаренка В.М., Буданова М.А., Александровського С.В., Порокоповича І.Є., Уліцького С.Є., Качанова Л.М. та багатьох інших вчених. Однією з поширених є нелінійна теорія пружно-повзучого тіла, запропонована Масловим Г.Н. [1] та Арутюняном Н.Х. [2]. Теорія враховує історію навантажень (спадковість) та старіння бетону. Найбільш поширеними у практичному застосуванні наразі є моделі повзучості, імплементовані в нормативних документах різних країн (ACI 209 R-92, B3, GL2000, CEB-FIP Model Code 1990) [3].

Серед математичних моделей повзучості деревини в якості базових слід виділити два інтегральних рівняння лінійної повзучості деревини, запропоновані Ржаніциним А.Р. [4] та Прокоповичем І.Є. [5], а також моделі Квасникова Є.А. [6], Пятикрестовського К.П. [7] та ін. Авторами [8, 9] запропоновано ряд реологічних моделей, що ґрунтуються на в'язко-пружному характері деформування деревини і дозволяють враховувати компоненти повзучості, що обумовлені структурою деревини, її вологістю тощо. Найбільш широко в європейській практиці досліджень дерев'яних конструкцій на сьогодні використовується модель Toratti Т. [8]. Для врахування деформацій та запобігання руйнування внаслідок повзучості норми [10, 11], які є чинними в Україні, вводять коефіцієнти зниження розрахункового опору деревини, які залежать від тривалості навантаження.

Таким чином, на сьогоднішній день існує велика кількість математичних моделей, які дозволяють виконувати аналіз напружено-деформованого стану дерев'яних та залізобетонних конструкцій з урахуванням повзучості. Проте питання роботи конструктивної системи деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням цього ефекту досліджено недостатньо. З огляду на це, **метою роботи** є дослідження впливу повзучості на напружено-деформований стан деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.

Матеріали та методика дослідження. Для дослідження було прийнято квадратний у плані будинок-прототип рамної каркасної системи із ядром жорсткості. Довжина прольоту в поздовжньому і поперечному напрямках становила 5 м. Загальний габарит будівлі в плані 25х25 м. При моделюванні варіювалася кількість поверхів (5, 10, 15 і 20). Висота поверху прийнята 3 м. Відповідно, висота розглянутих варіантів будівель склала 15, 30, 45 та 60 м. В якості матеріалу колон та балок було розглянуто клеєну деревину класу міцності GL28h та клеєний шпон (LVL) класу міцності LVL35P. Розміри перерізу колон приймалися: 250х250 мм для 5-ти поверхової будівлі; 300х300 мм – для 10-ти поверхової; 400х400 – для 15-ти поверхової та 550х550 мм – для 20-ти поверхової; балки перекриття прийняті розміром 300х600 мм. Вплив інших елементів перекриття на роботу каркасу не враховувався. Ядро жорсткості приймалося із залізобетону класу C20/25 товщиною 250 мм. До елементів створених в ПК ЛИРА просторових скінченноелементних моделей всіх варіантів будівель прикладалися навантаження: 1) власна вага несучих конструкцій, перекриття і покриття; 2) корисне навантаження на конструкції перекриттів.

Параметри діаграми деформування бетону прийнято згідно вимог нормативного документа [12]. Для врахування деформацій повзучості бетону використана модель, приведена в [13].

Робота деревини на розтяг описана лінійною залежністю. Руйнування деревини відбувається при досягненні міцності на розтяг:

$$\sigma_{t,t} = \begin{cases} E_0 \varepsilon & \text{при } \varepsilon_{t,tu} \leq f_{t,0,d} / E_0 \\ 0 & \text{при } \varepsilon_{t,tu} > f_{t,0,d} / E_0 \end{cases}, \quad (1)$$

де $\sigma_{t,t}$ – напруження при розтягуванні; E_0 – модуль пружності паралельно волокнам;
 $f_{t,0,d}$ – розрахункова міцність деревини на розтяг паралельно волокнам;
 ε – деформація розтягу.

Особливості роботи деревини на стиск враховані дволінійною залежністю [14], висхідна гілка якої підпорядковується закону Гука, а для лінійно спадаючої гілки вводиться від'ємний коефіцієнт, що приблизно дорівнює 10% від модуля пружності паралельно волокнам:

$$\sigma_{t,t} = \begin{cases} E_0 \varepsilon & \text{при } \varepsilon_{t,c1} \leq f_{c,0,d} / E_0 \\ f_{c,0,d} - 0.1 E_0 (\varepsilon - E_0 / f_{c,0,d}) & \text{при } \varepsilon_{t,tu} \leq f_{t,0,d} / E_0 \end{cases}, \quad (2)$$

де $\sigma_{t,t}$ – напруження при стисканні;
 $f_{c,0,d}$ – розрахункова міцність деревини на стиск паралельно волокнам.

Повзучість деревини може бути врахована шляхом використання моделі пружно-в'язко-пластичного тіла [8], що враховує в'язкопружні та механіко-сорбційні властивості деревини:

$$\varphi_t(t) = \varphi_{tc}(t) + \varphi_{ims}(t), \quad (3)$$

де $\varphi_{tc}(t)$ – коефіцієнт в'язкопружної повзучості;
 $\varphi_{ims}(t)$ – коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості.

Коефіцієнт в'язкопружної повзучості визначається за формулою:

$$\varphi_{tc}(t) = at^b, \quad (4)$$

де t – час, дні;

a, b – емпіричні коефіцієнти, що залежать від виду деревини.

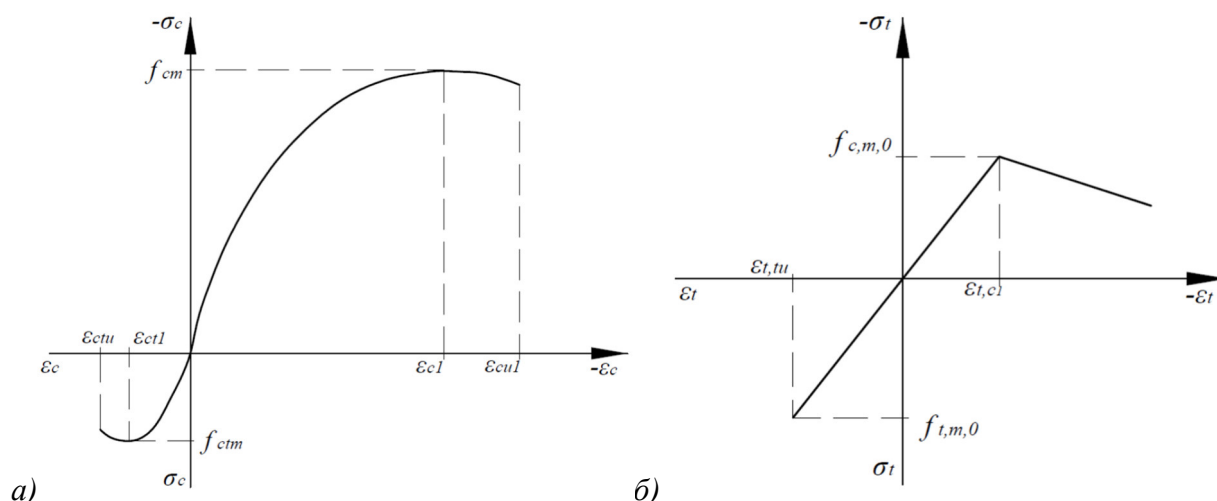


Рис. 1. Загальний вигляд діаграм деформування: а) бетону [12]; б) деревини [14]

Формула для коефіцієнта механіко-сорбційної повзучості має вигляд:

$$\varphi_{tms}(t) = \varphi_{tms,r}(t) + \varphi_{tms,i}(t), \quad (5)$$

де $\varphi_{tms,r}(t)$, $\varphi_{tms,i}(t)$ – коефіцієнти механіко-сорбційної повзучості, що враховують оборотні та необоротні деформації, відповідно:

$$\varphi_{tms,r}(t) = \varphi^{\infty} \left(1 - e^{-0.01cUt / \Delta t} \right), \quad (6)$$

$$\varphi_{tms,i}(t) = m_{ms} \Delta \tilde{U}, \quad (7)$$

де U – накопичення вологи деревиною протягом періоду часу Δt з урахуванням коливань відносної вологості середовища; Δt – проміжок часу, за який визначається накопичення коливань вологості деревини ($\Delta t = 365$ днів); φ^{∞} , c – емпіричні коефіцієнти, що залежать від виду деревини, $\Delta \tilde{U}$ – максимальний вміст вологи за період з моменту навантаження; m_{ms} – емпіричний коефіцієнт, що залежить від виду деревини.

При визначенні характеристик повзучості розглядалися умови середовища, що відповідають: класу експлуатації 1 (температура 20°C, річне коливання відносної вологості від 40 до 70% при переважному значенні RH1=55%); класу експлуатації 2 (температура 20°C, річне коливання відносної вологості від 40 до 90% при переважному значенні RH2=65%).

Для урахування характеру роботи матеріалів та повзучості в ПК ЛИРА був обраний простий кроковий метод. Повзучість бетону задавалася ступеневою залежністю (закон нелінійного деформування №41 в ПК ЛИРА) з використанням теоретичного коефіцієнту повзучості φ_0 та коефіцієнту β_H , що враховує відносну вологість та розмір елемента. Діаграма зміни коефіцієнта повзучості бетону приведена на рис. 2.

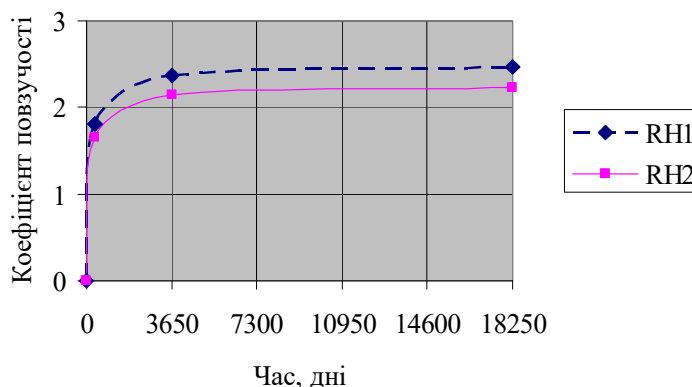


Рис. 2. Діаграма зміни коефіцієнта повзучості бетону ядра жорсткості при відносній вологості навколишнього середовища RH1=55% та RH2=65%

Повзучість деревини задавалася кусково-лінійною залежністю (закон нелінійного деформування №44 в ПК ЛИРА) шляхом введення коефіцієнтів повзучості $\varphi_i(t)$ для

відповідного терміну T . Для визначення характеристик повзучості деревини коефіцієнти у формулах (4) – (7) приймалися згідно експериментальних даних, приведених в роботах [8, 15]: для клеєної деревини з пиломатеріалів сосни $a=0,088$; $b=0,173$, $\varphi^\infty=0,9$; $c=5$, $m_{ms}=0$; для LVL $a=0,0071$; $b=0,38$, $\varphi^\infty=0,63$, $c=6,3$, $m_{ms}=0$.

Коливання вологості враховувались за методикою, запропонованою [15]. Для визначення накопичення вологи деревиною протягом року використовуються емпіричні залежності, які мають вигляд:

для класу експлуатації I

$$U_{SCI} = 0.0749e^{-0.0439P} + 0.0205e^{-0.00345P}; \quad (8)$$

для класу експлуатації II

$$U_{SCII} = 0.1811e^{-0.0442P} + 0.0451e^{-0.00355P}, \quad (9)$$

де U_{SCI} , U_{SCII} – накопичення вологи деревиною протягом року внаслідок коливань відносної вологості середовища; P – вологий периметр, який визначається як відношення площі поперечного перерізу до периметра, що зазнає впливу навколишнього середовища.

При розрахунках прийнято, що колони каркасу контактують з навколишнім середовищем по всім чотирьом сторонам, а балки – по двом бічним та нижній стороні. Діаграми зміни коефіцієнта повзучості клеєної деревини та LVL для умов розглянутих класів експлуатації приведені на рис. 3, 4.

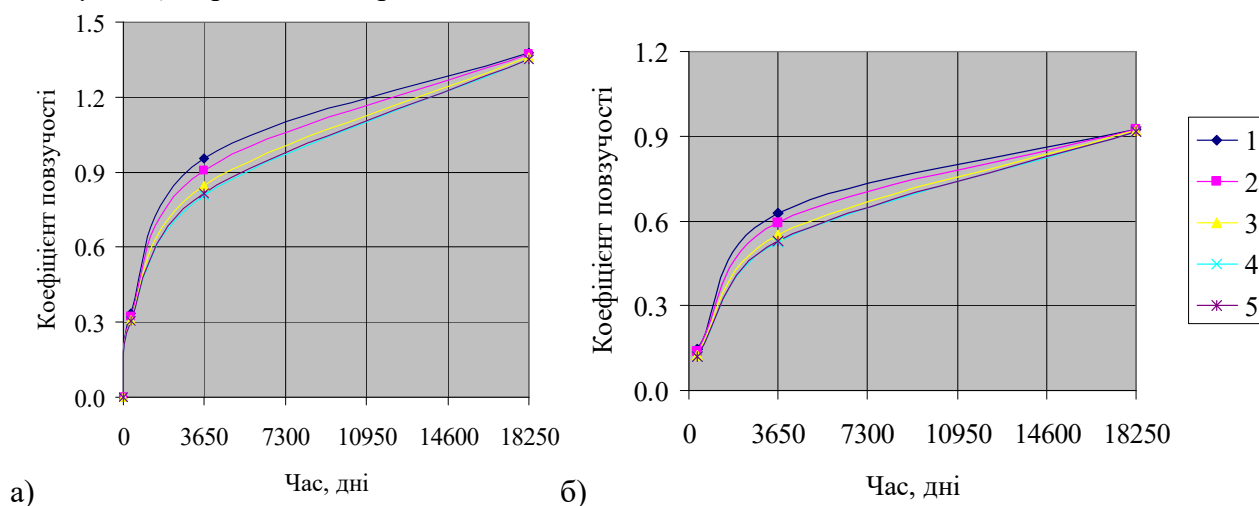


Рис. 3. Діаграма зміни коефіцієнта повзучості для класу експлуатації I (для колон 1 – 250x250 мм; 2 – 300x300 мм; 3 – 400x400 мм; 4 – 500x500 мм; 6 – для балок 300x600 мм): а) клеєної деревини; б) LVL

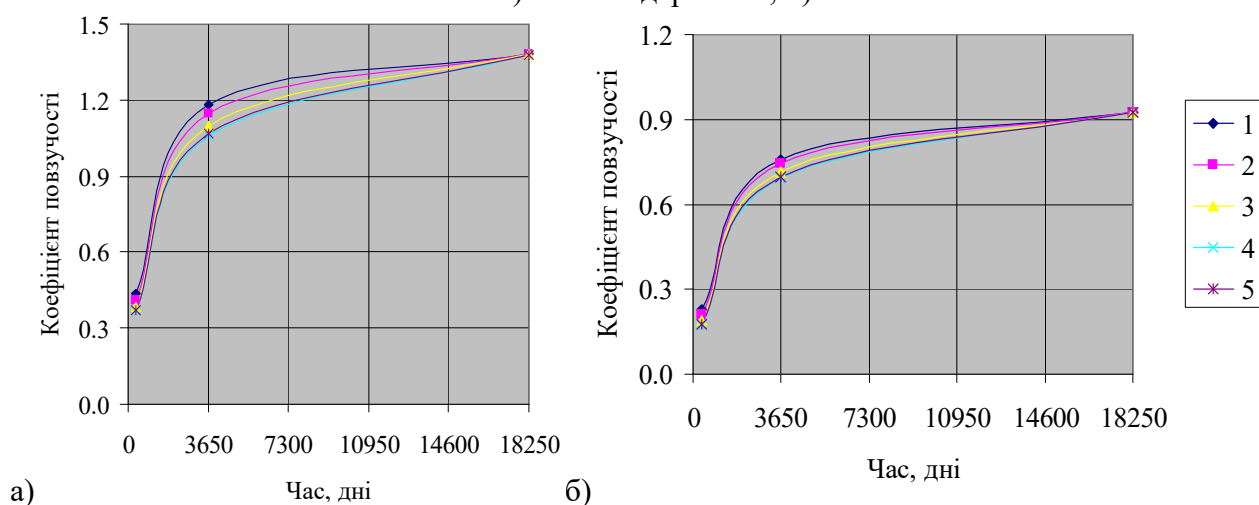


Рис. 4. Діаграма зміни коефіцієнта повзучості для класу експлуатації 2 (для колон 1 – 250x250 мм; 2 – 300x300 мм; 3 – 400x400 мм; 4 – 500x500 мм; 6 – для балок 300x600 мм): а) клеєної деревини; б) LVL

Результати досліджень. Результати розрахунків у вигляді максимальних вертикальних переміщень характерних точок каркасу для розглянутих варіантів будівель приведені в табл. 1-3.

Порівняльні графіки максимальних вертикальних переміщень колон та ядра жорсткості через 10 років для класу експлуатації 1 (RH1=55%) та класу експлуатації 2 (RH2=65%) приведені на рис. 5. Отримані значення поздовжніх зусиль в балках з клеєної деревини та LVL для розглянутих класів експлуатації приведені в табл. 4, 5.

Таблиця 1 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок колон каркасу з клеєної деревини для класу експлуатації 1

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	-3.472	-4.611	-6,749	-8.207	-4,957	-7,53	-8.221
10	-11.86	-18,186	-26,644	-32,41	-19,553	-29,732	-32,465
15	-14.564	-29.105	-42.777	-52.098	-31.313	-47.759	-52.186
20	-15.55	-32,579	-47,684	-57,98	-35,019	-53,2	-58,08

Таблиця 2 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок колон каркасу з LVL

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	-3.645	-4.248	-6.076	-6.649	-3.958	-5.616	-6.649
10	-12.451	-15.604	-22.162	-26.248	-16,751	-23,98	-26,248
15	-15.289	-24.930	-35.532	-42.136	-26.786	-38.47	-42.136
20	-16.325	-27,966	-39,68	-46,977	-30,016	-42,926	-46,977

Таблиця 3 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок ядра жорсткості

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	-0,049	-0,294	-0,345	-0,354	-0,287	-0,324	-0,332
10	-0,807	-2,255	-2,651	-2,719	-2,127	-2,487	-2,548
15	-1,637	-4,634	-5,452	-5,592	-4,37	-5,112	-5,239
20	-2,9	-7,839	-9,223	-9,459	-7,392	-8,648	-8,862

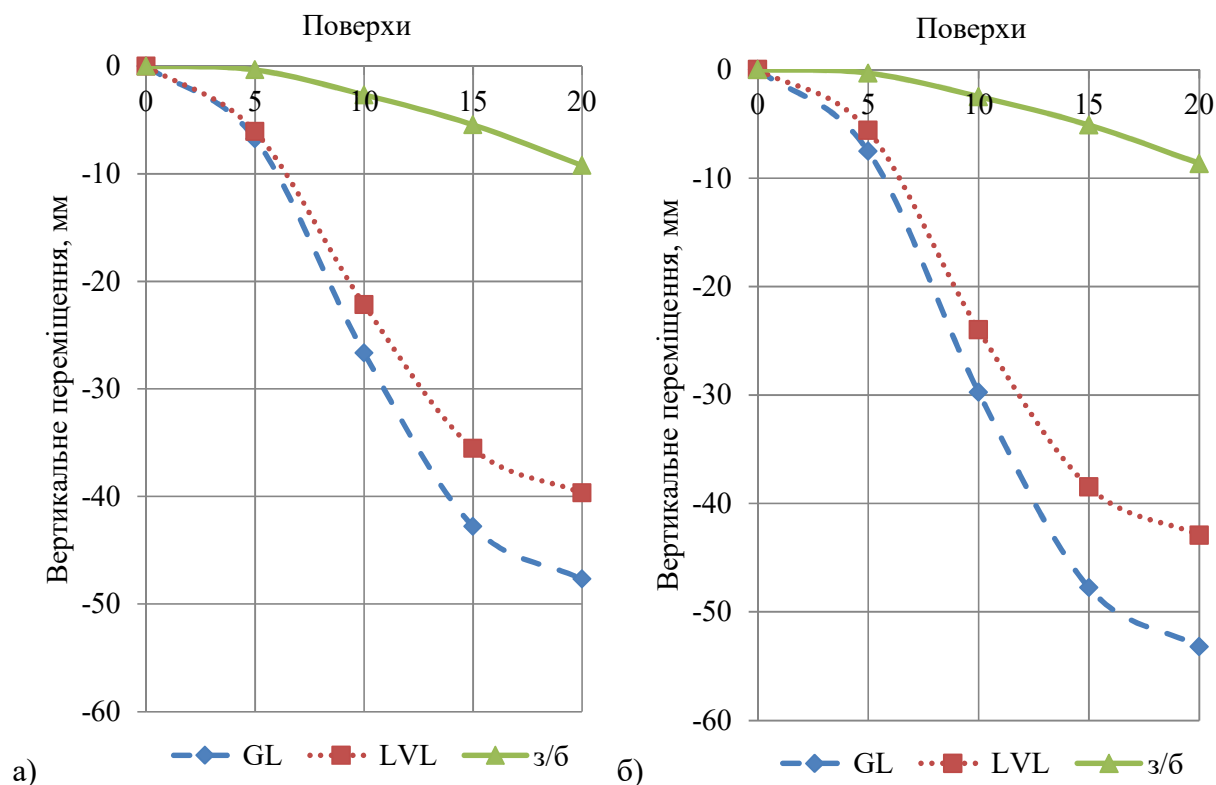


Рис. 5. Максимальні вертикальні переміщення колон та ядра жорсткості для класу експлуатації: а) 1 ($RH1 = 55\%$); б) 2 ($RH2 = 65\%$) (GL – клеєна деревина, LVL – клеєний шпон (LVL), 3/6 – залізобетонне ядро жорсткості)

Таблиця 4 – Значення розтягуючих поздовжніх зусиль в дерев'яних балках каркасу з клеєної деревини

Кількість поверхів	Значення розтягуючих поздовжніх зусиль, кН						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	0.035	0.143	0,307	0.416	0.166	0.362	0.414
10	0.04	0.146	0.317	0.431	0.171	0.375	0.429
15	0.048	0.175	0.344	0.454	0.198	0.398	0.451
20	0.11	0.222	0.384	0.487	0.241	0.432	0.482

Таблиця 5 – Значення розтягуючих поздовжніх зусиль в балках каркасу з LVL

Кількість поверхів	Значення розтягуючих поздовжніх зусиль, кН						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	0.033	0.094	0.223	0.3	0.116	0.257	0.3
10	0.038	0.095	0.229	0.31	0.117	0.262	0.308
15	0.046	0.126	0.258	0.337	0.146	0.29	0.334
20	0.105	0.18	0.309	0.382	0.194	0.333	0.375

Висновки. З отриманих даних видно, що протягом 50 років вертикальні переміщення, отримані з урахуванням повзучості порівняно з результатами для пружної моделі розрахунку, збільшуються в кілька разів, а саме: при умовах класу експлуатації 1 в 2,6-3,7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-3,1 рази для колон з LVL та 3,3-3,4 рази для залізобетонного ядра жорсткості; при умовах класу експлуатації 2 в 2,4-3,7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-2,9 рази для колон з LVL та 3,05-3,15 рази для залізобетонного ядра жорсткості.

Аналіз характеру деформування розглянутих варіантів каркасу будівлі показав, що величина вертикальних переміщень значно відрізняється для дерев'яних колон каркасу та залізобетонного ядра жорсткості. Нерівномірне деформування вертикальних конструкцій обумовлює перерозподіл зусиль між елементами каркасу, призводить до перекосу поверхових комірок та виникнення додаткових розтягуючих поздовжніх зусиль в балках перекриття.

Таким чином, при проектуванні багатопверхових деревозалізобетонних будівель із застосуванням матеріалів з різними деформаційними та реологічними характеристиками слід враховувати вплив даних параметрів на несучу здатність та експлуатаційну придатність як окремих конструктивних та оздоблювальних елементів, інженерно-технічних систем, так і будівлі в цілому. При цьому для врахування повзучості деревини слід використовувати реологічні моделі, які враховують вплив умов експлуатації на характеристики повзучості, зокрема модель пружно-в'язко-пластичного тіла. Рекомендованою також є розробка конструктивних рішень, спрямованих на мінімізацію або усунення ефектів нерівномірного деформування в вертикальній площині.

Література

1. Маслов Г.Н. Термонапряженное состояние в бетонных массивах с учетом ползучести бетона. *Изв. ВНИИГ*. Т. 28. 1940. С.175-178.
2. Арутюнян Н.Х. Ползучесть стареющих материалов. Ползучесть бетона. *Механика в СССР за 50 лет, т.3. МТТ*. 1972. С.155 - 202.
3. Chen P., Zheng W., Wang Y., Chang W. Analysis and Modelling of Shrinkage and Creep of Reactive Powder Concrete. *Applied Sciences*. 2018. Vol. 8(5): 732. [Електронний ресурс]: <https://doi.org/10.3390/app8050732> (дата звернення: 23.04.2022).
4. Ржаницын А.Р. Теоретические предпосылки к построению методов расчета деревянных конструкций во времени. *Исследования прочности и деформативности древесины*. 1956. С. 21-31.
5. Квасников Е.Н. Вопросы длительного сопротивления древесины и конструктивных материалов из дерева и слоистых пластиков. Л. 1972. 95 с.
6. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. М.: Стройиздат, 1980. 240 с.
7. Пятикрестовский К.П. Силовое сопротивление пространственных деревянных конструкций при кратковременных и длительных нагрузках: дис. ... д-ра техн. наук. М., 2011. 320 с.
8. Toratti, T. (1992). Creep of timber beams in a variable environment: PhD Thesis: Structural Engineering. University of Technology, Helsinki, 1992. 182 p.
9. Hanhijärvi A. Modelling of creep deformation mechanisms in wood. Espoo: VTT Technical Research Centre of Finland, 1995. 152 p.
10. ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення [чинні від 2018-01-02]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2017. 111 с.
11. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010. Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT) [Чинний від 2013-01-07]. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. 147 с.
12. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [чинні від 2011-01-07]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.

13. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings [valid from 2004-12-23]. European Committee for Standardization, 2004. 230 p.
14. Theiler M. Stabilität von Axial auf Druck beanspruchten Bauteilen aus Vollholz und Brettschichtholz: Doctoral Thesis. ETH-Zürich. 2014. [Електронний ресурс]: <https://doi.org/10.3929/ethz-a-010273734> (дата звернення: 23.04.2022).
15. Granello G. Long-Term Behaviour of Post-tensioned Timber Structures: PhD Thesis: Earthquake Engineering. University of Canterbury, 2018. 226 p.

References

- [1] Maslov H.N. Termonapriazhennoe sostoianye v betonnykh massyvakh s uchetom polzuchesty betona. *Izv. VNIIG*. T. 28. 1940. pp.175-178.
- [2] Arutiunian N.Kh. Polzuchest stareiushchykh materyalov. Polzuchest betona. *Mekhanika v SSSR za 50 let, m.3. MTT*. 1972. pp.155 - 202.
- [3] Chen P., Zheng W., Wang Y., Chang W. Analysis and Modelling of Shrinkage and Creep of Reactive Powder Concrete. *Applied Sciences*. 2018. Vol. 8(5): 732. Available: <https://doi.org/10.3390/app8050732>. Accessed on: April 23, 2022.
- [4] Rzhanytsyn A.R. Teoretycheskye predposylky k postroyeniю metodov rascheta dereviannykh konstruktsiy vo vremeny. *Yssledovaniya prochnosty y deformatyvnosty drevesyny*. 1956. pp. 21-31.
- [5] Kvasnykov E.N. Voprosy dlytelnoho soprotivleniya drevesyny y konstruktyvnykh materyalov yz dereva y sloystykh plastykov. L. 1972. 95 p.
- [6] Prokopovych Y.E., Zedhenydzhe V.A. Prykladnaia teoriya polzuchesty. M.: Stroyizdat, 1980. 240 p.
- [7] Piatykrestovskiy K.P. Sylovoye soprotivleniye prostranstvennykh dereviannykh konstruktsiy pry kratkovremennykh y dlytelnykh nahruzkakh: dys. ... d-ra tekhn. nauk. M., 2011. 320 p.
- [8] Toratti, T. (1992). Creep of timber beams in a variable environment: PhD Thesis: Structural Engineering. University of Technology, Helsinki, 1992. 182 p.
- [9] Hanhijärvi A. Modelling of creep deformation mechanisms in wood. Espoo: VTT Technical Research Centre of Finland, 1995. 152 p.
- [10] DBN V.2.6-161:2017. Dereviyani konstruktsii. Osnovni polozhennia [valid from 2018-01-02]. Kyiv : Minrehion Ukrainy, 2017. 111 p.
- [11] DSTU-N B EN 1995-1-1:2010. Yevrokod 5. Proektuvannia dereviannykh konstruktsii. Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud (EN 1995-1-1:2004, IDT) [valid from 2013-01-07]. Kyiv: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 2013. 147 p.
- [12] DBN V.2.6-98:2009. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia [valid from 2011-01-07]. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. 71 p.
- [13] EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings [valid from 2004-12-23]. European Committee for Standardization, 2004. 230 p.
- [14] Theiler M. Stabilität von Axial auf Druck beanspruchten Bauteilen aus Vollholz und Brettschichtholz: Doctoral Thesis. ETH-Zürich. 2014. Available: <https://doi.org/10.3929/ethz-a-010273734>. Accessed on: April 23, 2022.
- [15] Granello G. Long-Term Behaviour of Post-tensioned Timber Structures: PhD Thesis: Earthquake Engineering. University of Canterbury, 2018. 226 p.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ДЕРЕВОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

¹Шехоркина С.Е., д.т.н., доцент,

S_VT@ukr.net, ORCID: 0000-0002-4377-3746

¹Ковтун-Горбачова Т.А., к.т.н., доцент,

gorbacheva@mail.pgasa.dp.ua, ORCID: 0000-0002-0948-1299

¹Чабан В.П., к.т.н., доцент,

vpchl@ukr.net, ORCID: 0000-0002-02175504

¹Государственное высшее учебное заведение «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры»

ул. Чернишевского, 24а, г. Днепр, 49600, Украина

Аннотация. Одним из современных направлений в строительстве является возведение многоэтажных зданий, в которых основная часть конструктивных элементов выполнена из древесины, а пространственная стабильность обеспечивается железобетонными диафрагмами или ядром жесткости. Возможной проблемой при применении различных материалов в несущих конструкциях является существенное отличие в деформационных характеристиках и воздействие ползучести.

В статье приводятся результаты теоретических исследований влияния ползучести бетона и древесины на напряженно-деформированное состояние деревожелезобетонных многоэтажных зданий. Для анализа принято квадратное в плане здание-прототип рамной каркасной системы с несущими деревянными конструкциями (клееная древесина и LVL) и железобетонным ядром жесткости. Количество этажей варьировалось от 5 до 20 (высота рассматриваемых вариантов 15-60 м). Для учета ползучести бетона была применена модель Eurocode EN 1992-1-1, для древесины – модель упруго-вязко-пластического тела Т. Toratti. При определении характеристик ползучести рассматривались условия, соответствующие классу эксплуатации 1 (относительная влажность 55%) и 2 (относительная влажность 65%).

В течение 50 лет значения вертикальных перемещений, полученные с учетом ползучести по сравнению с результатами для упругой модели, увеличиваются в несколько раз: при условиях класса эксплуатации 1 в 2,6-3,7 раз для колонн из клееной древесины; 1,8-3,1 раза для колонн из LVL и 3,3-3,4 раза для железобетонного ядра жесткости; при условиях класса эксплуатации 2 в 2,4-3,7 раз для колонн из клееной древесины; 1,8-2,9 раза для колонн из LVL и 3,05-3,15 раза для железобетонного ядра жесткости.

Анализ характера деформирования рассматриваемых вариантов каркаса показал, что величина вертикальных перемещений существенно различается для деревянных колонн и железобетонного ядра жесткости. Неравномерное деформирование вертикальных конструкций обуславливает перераспределение усилий между элементами каркаса, приводит к перекосу этажных ячеек и возникновению дополнительных продольных растягивающих усилий в балках перекрытия.

Ключевые слова: деревожелезобетонные многоэтажные здания, ползучесть, бетон, клееная древесина, LVL, перемещение.

INVESTIGATION OF THE CREEP EFFECT ON THE STRESS-STRAIN STATE ON TIMBER-REINFORCED CONCRETE MULTISTOREY BUILDINGS

¹**Shekhorkina S.Yev.**, Dr. Sc. (Tech.), Associate Professor,
S_VT@ukr.net, ORCID: 0000-0002-4377-3746

¹**Kovtun-Gorbachova T.A.**, Ph.D., Associate Professor,
gorbacheva@mail.pgasa.dp.ua, ORCID: 0000-0002-0948-1299

¹**Chaban V.** Ph.D., Associate Professor
vpchl@ukr.net, ORCID: 0000-0002-02175504

*State Higher Educational Institution «Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and
Architecture»*

24a, Chernishevskogo street, Dnipro, 49600, Ukraine

Abstract. One of the modern directions in construction is the development of multistorey buildings, in which the main part of the structural elements is made of timber, and spatial stability is provided by reinforced concrete diaphragms or a stiffening core. A possible problem when using different materials in load-bearing structures is a significant difference in deformation characteristics and the effect of creep.

The article presents the results of theoretical studies of the effect of concrete and wood creep on the stress-strain state of timber-reinforced concrete multistorey buildings. A square in plan prototype building with a frame system, load-bearing timber structures (glued laminated timber and LVL) and a reinforced concrete stiffening core was taken for the analysis. The number of floors was varied from 5 to 20 (the height of the options under consideration was 15-60 m). To take into account the creep of concrete, the Eurocode EN 1992-1-1 model was used, and the T. Toratti model of an elastic-viscous-plastic body was adopted for timber. When determining the creep characteristics, the conditions corresponding to service class 1 (55% relative humidity) and 2 (65% relative humidity) were considered.

It has been established that during 50 years, the values of vertical displacements obtained taking into account creep increase several times compared to the results for the elastic model: under conditions of service class 1 by 2.6–3.7 times for laminated timber columns; by 1.8-3.1 times for LVL columns and by 3.3-3.4 times for reinforced concrete stiffening core; under the conditions of service class 2 by 2.4-3.7 times for laminated timber columns; by 1.8-2.9 times for LVL columns and by 3.05-3.15 times for reinforced concrete core.

An analysis of the nature of the deformation of the considered variants showed that the magnitude of vertical displacements differs significantly for timber columns and a reinforced concrete stiffening core. Non-uniform deformation of vertical structures causes a redistribution of forces between the frame elements, leads to a skew of the storey and the appearance of additional longitudinal tensile forces in the floor beams.

Keywords: timber-reinforced concrete multistorey buildings, creep, concrete, glued laminated timber, LVL, displacement.