

MIESIĘCZNIK
POŁOCKI.

Tom I.
Rok 1818.

«Вестник Полоцкого государственного университета» продолжает традиции первого в Беларуси литературно-научного журнала «Месячник Полоцкий».

№ 2(45), 2026

ВЕСТНИК ПОЛОЦКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА
Серия F. Строительство. Прикладные науки

В серии F научно-теоретического журнала публикуются статьи, прошедшие рецензирование, содержащие новые научные результаты в области геодезии, геоэкологии, экологической безопасности строительства и городского хозяйства, строительства и архитектуры.

ВЕСНІК ПОЛАЦКАГА ДЗЯРЖАЎНАГА ЎНІВЕРСІТЭТА
Серыя F. Будаўніцтва. Прыкладныя навукі

У серыі F навукова-тэарэтычнага часопіса друкуюцца артыкулы, якія прайшлі рэцэнзаваўне і змяшчаюць новыя навуковыя вынікі ў галіне геадэзіі, геаэкалогіі, экалагічнай бяспекі будаўніцтва і гарадской гаспадаркі, будаўніцтва і архітэктуры.

HERALD OF POLOTSK STATE UNIVERSITY
Series F. Civil engineering. Applied sciences

The F series of the scientific and theoretical journal publishes peer-reviewed articles containing new scientific results in the field of geodesy, geoecology, environmental safety of construction and urban economy, construction and architecture.

Журнал входит в Российский индекс научного цитирования.

Электронная версия номера размещена на сайте: <https://journals.psu.by/constructions>

Адрес редакции:
Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой,
ул. Блохина, 29, г. Новополоцк, 211440, Беларусь
тел. + 375 (214) 59 95 41, e-mail: vestnik@psu.by

Отв. за выпуск: А.М. Нияковский.
Редактор А.А. Прадидова.

Подписано к печати 16.07.2026. Бумага офсетная 80 г/м². Формат 60×84¹/₈. Цифровая печать.
Усл. печ. л. 6,97. Уч.-изд. л. 8,41. Тираж 7 экз. Заказ 320.

СТРОИТЕЛЬСТВО

УДК 624.012.45

DOI 10.52928/2070-1683-2026-45-2-2-8

ГИПОТЕЗА ПЛОСКИХ СЕЧЕНИЙ ПРИ МОДЕЛИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСНОВЕ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ

*д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ¹⁾,**д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР²⁾,**канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ³⁾**(¹⁾ Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой,**²⁾ Брестский государственный технический университет, ³⁾ ООО «Софтклуб», Минск)*

Применение нелинейной деформационной расчетной модели для железобетонных элементов требует учета особенностей применения гипотезы плоских сечений после образования трещин нормального отрыва в поперечном сечении (неравномерность деформирования бетона сжатой зоны по длине элемента и работа растянутого бетона между трещинами и над трещиной). Рассмотрены два варианта учета особенностей деформирования железобетона с трещинами: применение трансформированных диаграмм деформирования бетона и арматуры для осредненного сечения, что соответствует гипотезе плоских сечений для процесса деформирования; применение исходных диаграмм деформирования для сечения с трещиной с последующим переходом к средним деформациям.

Ключевые слова: *изгибаемые железобетонные элементы, нелинейная деформационная расчетная модель, гипотеза плоских сечений, кривизна, средние деформации.*

Введение. В последнее время благодаря обширным исследованиям¹ [1–7] становится практикой широкое применение метода сечений с использованием нелинейной деформационной модели (НДМ), позволяющей с единых универсальных позиций рассчитывать железобетонные элементы любой формы поперечного сечения, с различными арматурой и бетоном, различным размещением арматуры в их сечении^{2,3,4}. Характерной особенностью модели является применение, кроме уравнений равновесия усилий, диаграмм деформирования бетона и арматуры, условия деформирования поперечного сечения, по которому распределяются деформации по поперечному сечению. Учитывая специфику железобетона как комбинированного материала (бетон и арматура), который работает при наличии трещин нормального отрыва (нарушение сплошности), применение широко распространенной для других материалов строительных конструкций гипотезы плоских сечений (Я. Бернулли) требует внесения существенных уточнений. Особенности применения гипотезы плоских сечений для железобетонных элементов установлены исследованиями В.И. Мурашева и Я.М. Немировского [8–10], которые учитываются в расчете железобетонных элементов с трещинами в действующих нормативных документах⁵.

Цель работы: применение гипотезы плоских сечений при моделировании работы изгибаемого железобетонного элемента с трещинами нормального отрыва в поперечном сечении, нормальном к его продольной оси, под нагрузкой вплоть до разрушения.

Диаграммы деформирования материалов. Аппроксимация диаграммы деформирования бетона при сжатии в нормативных документах принимается либо параболической с нисходящей ветвью⁶, либо трехлинейной с горизонтальным участком⁷. Следует отметить, что в предлагаемой авторами методике, в отличие от нормативных документов, диаграмма деформирования бетона при сжатии не ограничивается относительными деформациями его предельной сжимаемости, а также учитывается работа растянутого бетона.

Диаграмма деформирования бетона при осевом кратковременном растяжении принята криволинейного очертания с ниспадающей ветвью в соответствии с [11–13] и представлена на рисунке 1.

¹ Карпенко С.Н. Модели деформирования железобетона в приложениях и методы расчета конструкций: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Карпенко Сергей Николаевич; Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук. – М., 2010. – 48 с.

² СЕВ-FIB. Model Code for Concrete Structures. – Ernst & Sohn, 2013. – 402 p.

³ СП 5.03.01-2020. «Бетонные и железобетонные конструкции». – Минск: РУП «Стройтехнорм» М-ва архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2020. – 236 с.

⁴ СП 63.13330.2018. «СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». – М., 2018. – 143 с.

⁵ См. сноски 2–4.

⁶ См. сноски 2, 3.

⁷ См. сноску 4.

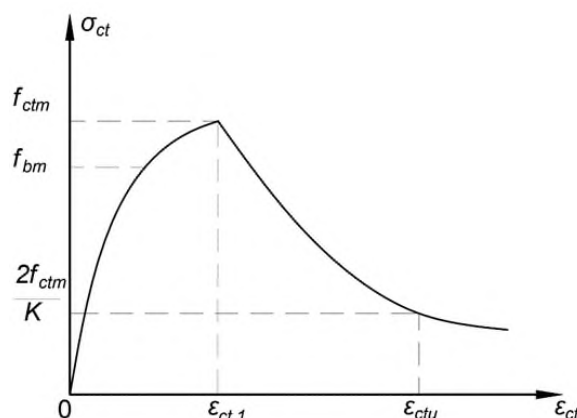


Рисунок 1. – Диаграмма деформирования бетона при осевом кратковременном растяжении

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct,1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct,1}} \right)^2 \right]; \quad (1)$$

$$\sigma_{ct} = \frac{f_{ctm} \varepsilon_{ct,1}}{\varepsilon_{ct}} = \frac{2 f_{ctm} \varepsilon_{ctu}}{K \varepsilon_{ct}} = \frac{2 f_{c,cube} \varepsilon_{ctu}}{K^2 \varepsilon_{ct}}, \quad (2)$$

где $f_{c,cube}$ – кубиковая прочность бетона при сжатии, МПа;
 f_{ctm} – сопротивление бетона при растяжении (напряжение в верхней точке диаграммы деформирования), МПа;
 K – отношение призмочной прочности бетона при сжатии к сопротивлению бетона при растяжении;
 $\varepsilon_{ct,1}$ – значение относительной деформации в пиковой точке диаграммы деформирования;
 $\varepsilon_{ctu} = (K \cdot \varepsilon_{ct,1}) / 2$ – предельная растяжимость бетона;
 E_{ct} – начальный модуль упругости бетона при растяжении, МПа.

$$K = 6,4 + 0,1223 \cdot f_{cm}; \quad E_{ct} = \frac{10^7 \cdot f_{ctm}}{750 + 81,55 \cdot f_{ctm}}, \quad (3)$$

где f_{cm} – средняя призмочная прочность бетона при осевом сжатии, МПа;
 f_{ctm} – средняя призмочная прочность бетона при осевом растяжении, МПа.

Относительные деформации $\varepsilon_{ctm,1}$ в пиковой точке диаграммы деформирования и предельная растяжимость бетона ε_{ctu} нелинейной диаграммы деформирования бетона изгибаемой конструкции при растяжении согласно [11–13] равны:

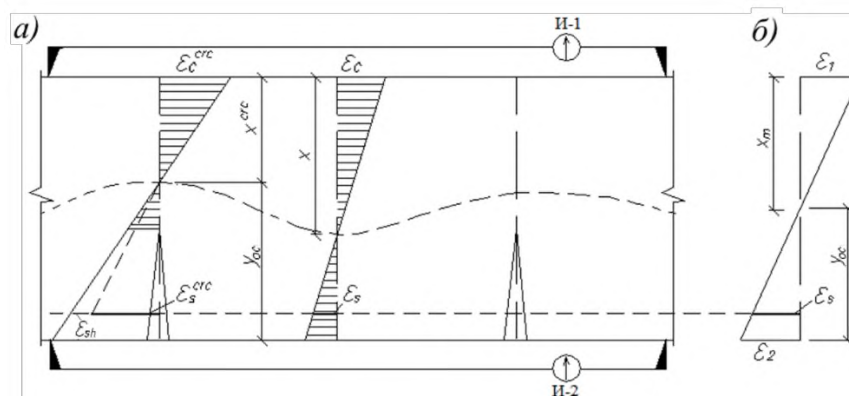
$$\varepsilon_{ctm,1} = \frac{2 \cdot f_{ctm}}{E_{ct}}, \quad \varepsilon_{ctu} = \frac{K \cdot \varepsilon_{ctm,1}}{2}. \quad (4)$$

Гипотеза плоских сечений. Распределение деформаций по поперечному сечению железобетонного элемента до появления трещин подчиняется гипотезе плоских сечений. После появления трещин в момент разрыва бетона растянутой зоны на уровне арматуры появляется сдвиг между арматурой и бетоном, поперечное сечение искривляется. По длине элемента деформации сжатой и растянутой зон сечения переменные, а нейтральная ось волнообразная. При этом в сечении с трещиной участок поперечного сечения железобетонного элемента над трещиной остается плоским. Для поперечных сечений, расположенных на участке между трещинами с отсутствием сдвиговых деформаций в контактном шве арматуры с бетоном, также справедлива гипотеза плоских сечений (рисунок 2, а).

В НДМ для железобетонных элементов применяется гипотеза плоских сечений в постановке В.И. Мурашева – Я.М. Немировского [8–10] для средних продольных деформаций растянутой и сжатой зоны. Многочисленные экспериментальные исследования показали справедливость названной гипотезы для железобетонных элементов, длина которых в 5 и более раз превышает максимальный размер поперечного сечения. В этом случае влиянием сдвигов можно пренебречь. Гипотеза плоских сечений используется в качестве допущения для железобетонных элементов, имеющих трещины в растянутой зоне, не для конкретного сечения элемента, а для средних продольных деформаций растянутой и сжатой зоны (рисунок 2, б). Гипотеза плоских сечений для распределения относительных деформаций широко используется в нормативных документах всех зарубежных стран.

Важным моментом в расчетной модели нормального сечения для оценки напряженно-деформированного состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций является учет работы бетона растянутой зоны между трещинами. В стадии нагружения изгибаемого элемента до появления трещин в бетоне сопротивление растяжению оказывает бетон и продольная арматура. Деформации бетона и арматуры благодаря сцеплению между ними равны

между собой. С увеличением нагрузки на наиболее ослабленных участках (вследствие неоднородности структуры бетона и частично арматуры) растягивающие напряжения в бетоне приближаются к предельным и появляются трещины. В сечении с трещиной и вблизи него сцепление нарушается, растягивающие усилия воспринимаются арматурой. В сечении между трещинами растягивающие усилия воспринимаются бетоном и арматурой, уменьшая деформативность изгибаемого элемента.



а) – распределение деформаций в сечениях; б) – распределение средних деформаций

Рисунок 2. – Напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента с трещинами

Работа растянутого бетона после образования трещины нормального отрыва учитывается путем использования трансформированной диаграммы деформирования арматуры при растяжении, в которой напряжения σ_s приняты как для свободно растянутой арматуры, а относительные деформации ε_s уменьшенные – как для осредненного (виртуального) поперечного сечения в соответствии с гипотезой плоских сечений в постановке В.И. Мурашева – Я.М. Немировского с учетом коэффициента ψ_s неравномерности деформаций арматуры на участке растянутого бетона с трещинами⁸.

$$\psi_s = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2; \quad \psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}, \quad (5)$$

где σ_{sr} – напряжения в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин;

σ_s – то же, при рассматриваемом воздействии;

$\beta=1$ – при кратковременных воздействиях;

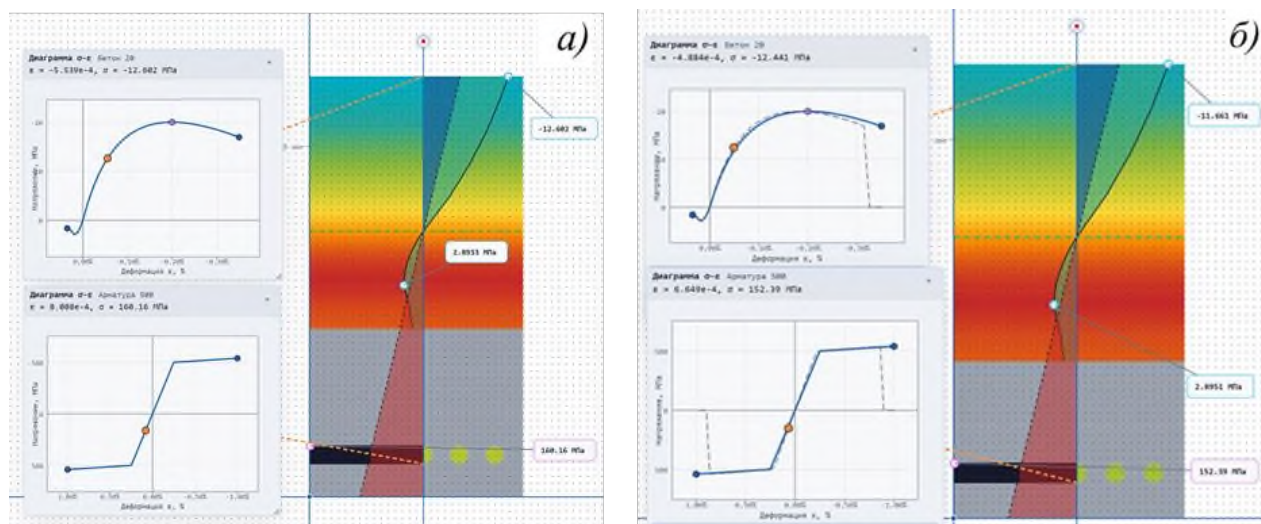
$\beta=0,5$ – при длительных и многократно повторяющихся воздействиях.

После образования трещин и выключения из работы растянутого бетона деформации бетона сжатой зоны по длине железобетонного элемента аналогично деформациям арматуры неравномерны: максимальное значение в сечении с трещиной, уменьшающееся по мере удаления от краев трещины. Неравномерность деформаций бетона сжатой зоны по ее длине характеризуется коэффициентом $\psi_c=0,75...1$, выражающим отношение средних краевых деформаций бетона сжатой зоны к деформациям в сечении с трещиной. Неравномерность деформаций бетона сжатой зоны возрастает при увеличении глубины трещин. Действующие нормативные документы рекомендуют для всех случаев приближенно принимать $\psi_c=0,9$. Таким образом, если относительная деформация бетона на уровне центра тяжести арматуры не превышает предельного значения относительных деформаций при растяжении, то в расчет вводится диаграмма деформирования бетона с учетом неравномерности деформирования по длине элемента (трансформированная).

Применение трансформированных диаграмм деформирования арматуры (коэффициент ψ_s) и бетона (коэффициент ψ_c) для железобетонного элемента с трещинами нормального отрыва позволяет получить картину его деформирования для осредненного поперечного сечения, для которого действительна принятая гипотеза плоских сечений.

Для сопоставления на рисунке 3 приведены данные расчета в соответствии с НДМ поперечного сечения с трещиной ($M_{cr}=132,1$ МПа) железобетонного элемента (300×600 мм ($d=540$ мм)) из бетона ($f_{cm}=20$ МПа; $f_{ctm}=2,9$ МПа; $E_c=32 \cdot 10^3$ МПа), армирование $5\phi 25$ ($f_{ym}=500$ МПа; $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа) при одном и том же изгибающем моменте $M=200$ кНм от кратковременного воздействия с исходными и трансформированными диаграммами деформирования материалов.

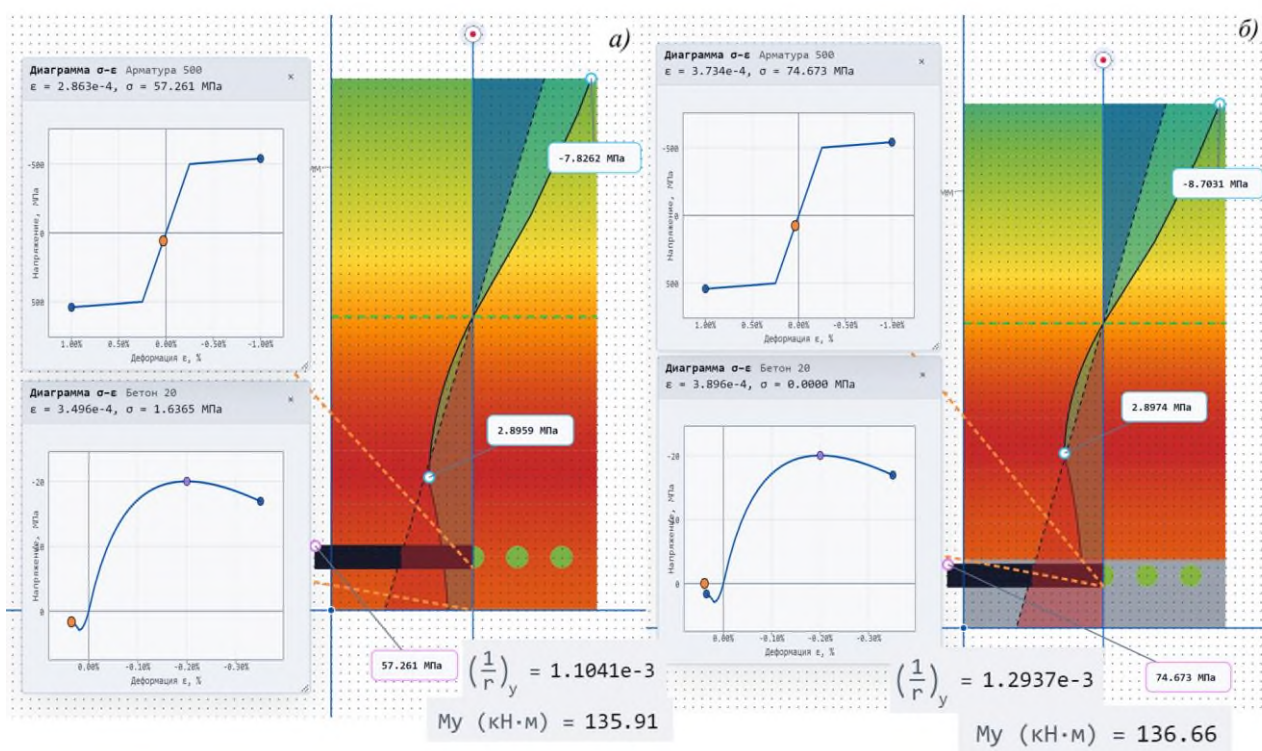
⁸ См. сноски 2–4.



а) – при исходных диаграммах деформирования бетона и арматуры;
б) – то же, при трансформированных

Рисунок 3. – Результаты расчета изгибаемого железобетонного элемента при $M=200$ кНм в соответствии с НДМ

Результаты вычислений свидетельствуют об увеличении расчетной жесткости элемента на 17,5% (кривизна в варианте а) $1/r=2,509 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$; в варианте б) $1/r=2,136 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$) за счет учета работы растянутого бетона между трещинами (а) – $\varepsilon_s=8,008 \cdot 10^{-4}$; $\sigma_s=168,16$ МПа и б) – $\varepsilon_{sm}=6,649 \cdot 10^{-4}$; $\sigma_s=152,39$ МПа) и неравномерности распределения деформаций в бетоне сжатой зоны (а) – $\varepsilon_{cc}=5,539 \cdot 10^{-4}$; $\sigma_c=12,602$ МПа; б) – $\varepsilon_{cm}=4,884 \cdot 10^{-4}$; $\sigma_c=11,661$ МПа) при высоте сжатой зоны бетона (а) – $x=220$ мм; б) – $x=230$ мм). Напряжения в арматуре составляют: перед образованием трещины $\sigma_s=57,261$ МПа; сразу после образования трещины $\sigma_{sr}=74,673$ МПа.



а) – перед образованием трещины;
б) – то же, сразу после образования

Рисунок 4. – Результаты расчета изгибаемого железобетонного элемента при образовании трещин в соответствии с НДМ

В действующих нормативных документах⁹ распределение относительных деформаций по высоте поперечного сечения изгибаемого железобетонного элемента после образования трещин нормального отрыва при использовании НДМ принимается в соответствии с гипотезой плоских сечений при исходных диаграммах деформирования (т.е. как для сечения с трещиной). При определении кривизны железобетонного элемента выполняют переход с применением коэффициентов $\psi_c=0,9$ и ψ_s (формулы (5)) к средним деформациям:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{d}, \quad (6)$$

где d – расстояние между сжатой гранью сечения и центром тяжести арматуры.

Тогда для принятого примера поперечного сечения изгибаемого железобетонного элемента ($M=200$ кНм):

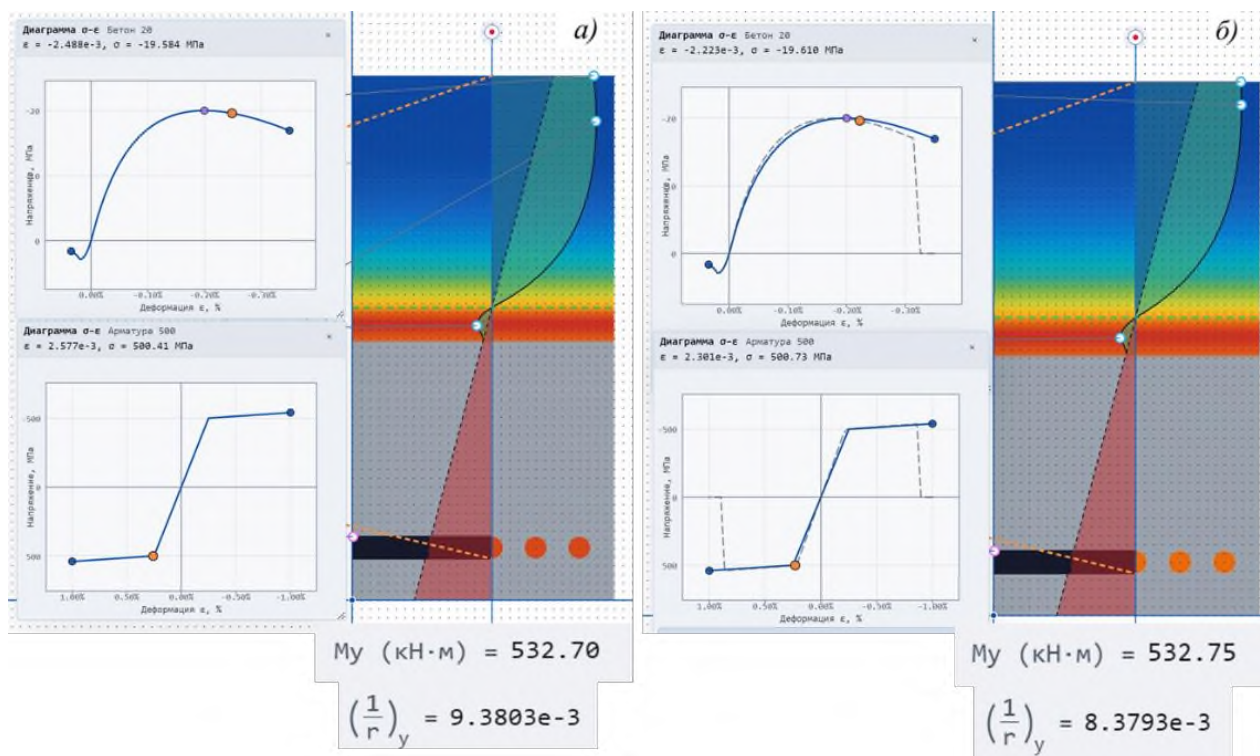
$$\psi_s = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 = 1 - 1 \cdot \left(\frac{74,673}{160,16}\right)^2 = 0,783,$$

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \cdot \varepsilon_{cc} = 0,9 \cdot 5,539 \cdot 10^{-4} = 4,985 \cdot 10^{-4},$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{d} = \frac{4,985 \cdot 10^{-4} + 6,27 \cdot 10^{-4}}{0,54} = 2,08 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}.$$

Расхождение кривизны железобетонного элемента с учетом неравномерности деформаций бетона сжатой зоны и растянутого бетона между трещинами, вычисленных разными методами, составляет: $100\% \cdot (2,136 \cdot 10^{-3} - 2,08 \cdot 10^{-3}) / 2,136 \cdot 10^{-3} = 2,6\%$.

В предельной стадии оба варианта расчета показывают одинаковые результаты по прочности $M_{u1}=532,7$ кНм; $M_{u2}=532,75$ кНм (высота сжатой зоны бетона в обоих вариантах $x=260$ мм) (рисунок 5).



а) – при исходных диаграммах деформирования бетона и арматуры; б) – то же, при трансформированных

Рисунок 5. – Результаты расчета изгибаемого железобетонного элемента в предельной стадии в соответствии с НДМ

Заключение. Применение нелинейной деформационной расчетной модели для железобетонных элементов требует учета особенностей применения гипотезы плоских сечений после образования трещин нормального отрыва в поперечном сечении.

⁹ См. сноски 2–4.

Положительным качеством методики является единство подхода к моделированию с позиций деформирования железобетона под нагрузкой, включая стадию работы с трещинами (учет неравномерности деформирования бетона сжатой зоны по длине элемента и работы растянутого бетона между трещинами). Имеются два варианта учета особенностей деформирования железобетона с трещинами: применение трансформированных диаграмм деформирования бетона и арматуры для осредненного сечения, что соответствует гипотезе плоских сечений для процесса деформирования; применение исходных диаграмм деформирования для сечения с трещиной с последующим переходом к средним деформациям. Оба варианта дают близкие результаты.

Целесообразно в действующих нормативных документах¹⁰ учитывать работу растянутого бетона над трещиной, для чего нормировать диаграмму деформирования бетона при растяжении.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
2. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. – Новополоцк: Полот. гос. ун-т, 1998. – 240 с.
3. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. – М.: АСВ, 2004. – 471 с.
4. Колчунов В.И., Пимочкин В.Н. Деформационный эффект при сопротивлении растянутого бетона между трещинами в железобетонном элементе (или вскрытие истинных причин расхождения внешних и внутренних усилий в поперечном сечении железобетонного элемента, рассчитываемого по теории В.И. Мурашева) // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2005. – № 3-4. – С. 49–55.
5. Федоров В.С., Левитский В.Е. Расчетные модели в теории железобетона // Перспективы развития строительного комплекса. – 2014. – Т. 1. – С. 268–279.
6. Развитие метода расчета железобетонных конструкций по образованию и раскрытию нормальных трещин / Н.Н. Трекин, Э.Н. Кодыш, С.Г. Парфенов и др. // Железобетонные конструкции. – 2023. – Т. 4, № 4. – С. 20–31. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.20-31.
7. Мирсаяпов И.Т., Антаков И.А., Антаков А.Б. К расчету прогибов изгибаемых бетонных элементов, армированных композитной полимерной арматурой // Вестник МГСУ. – 2021. – Т. 16, № 4. – С. 413–428. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.4.413-428.
8. Мурашев В.Н., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. – М., 1962. – 662 с.
9. Немировский Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном нагружении // Бетон и железобетон. – 1955. – № 5. – С. 172–176.
10. Немировский Я.М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона над трещиной и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытия трещин // Прочность и жесткость железобетонных конструкций: сб. науч. ст. / НИИЖБ; под ред. А.А. Гвоздева. – М., 1968. – С. 47–54.
11. Bortolotti L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension // ACI Materials Journal. – 1991. – Vol. 88, № 1. – P. 70–73.
12. Kolleger J. Comparison of Fixed and Rotating Crack Models in the Analysis of Panels, Plates and Shells Subjected to Shear // Concrete Shear in Earthquake: Houston International Workshop, Texas, USA, 13–16 January 1991. – P. 216–225.
13. Тур В.В., Рак Н.А. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций: монография. – Брест: БГТУ, 2003. – 252 с.

REFERENCES

1. Karpenko, N.I. (1996). *Obshchiye modeli mekhaniki zhelezobetona*. Moscow: Stroyizdat. (In Russ.).
2. Lazovskiy, D.N. (1998). *Usileniye zhelezobetonnykh konstruksiy ekspluatiruyemykh stroitel'nykh sooruzheniy*. Novopolotsk: Polots. gos. un-t. (In Russ.).
3. Bondarenko, V.M. & Kolchunov, V.I. (2004). *Raschetnyye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona*. Moscow: ASV. (In Russ.).
4. Kolchunov, V.I., & Pimochkin, V.N. (2005). Deformatsionnyy effekt pri soprotivlenii rastyanutogo betona mezhdru treshchinami v zhelezobetonnom elemente (ili vskrytiye istinnykh prichin raskhozheniya vnesnykh i vnutrennykh usiliy v poperechnom sechenii zhelezobetonno elementa, rasschityvayemogo po teorii V.I. Murasheva). *Izvestiya Orlovskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i transport*, 3-4, 49–55. (In Russ.).
5. Fedorov, V.S., & Levitskiy, V.Ye. (2014). *Raschetnyye modeli v teorii zhelezobetona. Perspektivy razvitiya stroitel'nogo kompleksa, 1*, 268–279. (In Russ.).
6. Trekin, N.N., Kodysh, E.N., Parfenov, S.G., & Andryan K.R. (2023). *Razvitiye metoda rascheta zhelezobetonnykh konstruksiy po obrazovaniyu i raskrytiyu normal'nykh treshchin. Zhelezobetonnyye konstruksii*, 4(4), 20–31. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.20-31. (In Russ.).
7. Mirsayapov, I.T., Antakov, I.A., & Antakov, A.B. (2021). K raschetu progibov izgibayemykh betonnykh elementov, armirovannykh kompozitnoy polimernoy armaturoy. *Vestnik MGSU*, 16(4), 413–428. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.4.413-428. (In Russ., abstr. in Engl.).
8. Murashev, V.N., Sigalov, E.Ye., & Baykov, V.N. (1962). *Zhelezobetonnyye konstruksii*. Moscow. (In Russ.).
9. Nemirovskiy, Ya.M. (1955). Zhestkost' izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov pri kratkovremennom i dlitel'nom zagruzheniyakh. *Beton i zhelezobeton*, 5, 172–176. (In Russ.).
10. Nemirovskiy, Ya.M. (1968). Issledovaniye napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnykh elementov s uchedom raboty rastyanutogo betona nad treshchinoy i peresmotr na etoy osnove teorii rascheta deformatsiy i raskrytiya treshchin. In A. Gvozdev (Eds.) *Prochnost' i zhestkost' zhelezobetonnykh konstruksiy: sb. nauch. st.* (47–54). Moscow. (In Russ.).
11. Bortolotti, L. (1991). First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension. *ACI Materials Journal*, 88(1), 70–73.

¹⁰ См. сноски 2–4.

12. Kolleger, J. (1991). Comparison of Fixed and Rotating Crack Models in the Analysis of Panels, Plates and Shells Subjected to Shear. In *Concrete Shear in Earthquake*: Houston International Workshop, Texas, USA, 13–16 January 1991 (216–225).
13. Tur, V.V., & Rak, N.A. (2003). *Prochnost' i deformatsii betona v raschetakh konstruksii: monografiya*. Brest: BG TU. (In Russ.).

Поступила 29.06.2026

PLANE SECTION HYPOTHESIS IN MODELING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS BASED ON A NONLINEAR DEFORMATION COMPUTATION MODEL

D. LAZOVSKY¹⁾, V. TUR²⁾, D. GLUKHOV³⁾

(¹⁾ Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk,

²⁾ Brest State Technical University, ³⁾ Softclub LLC, Minsk)

The use of a nonlinear deformation calculation model for reinforced concrete elements requires consideration of the specifics of applying the flat-section hypothesis after the formation of normal tensile cracks in the cross-section (uneven deformation of concrete in the compressed zone along the element's length and the work of tensile concrete between and above the cracks). Two options for accounting for the deformation characteristics of cracked reinforced concrete are considered: the use of transformed concrete and reinforcement deformation diagrams for an averaged section, which corresponds to the flat-section hypothesis for the deformation process; and the use of the original deformation diagrams for a section with a crack, followed by a transition to mean deformations.

Keywords: flexible reinforced concrete elements, nonlinear deformation calculation model, flat-section hypothesis, curvature, mean deformations.

УДК 628.16(556.3)

DOI 10.52928/2070-1683-2026-45-2-9-19

ОСОБЕННОСТИ СОВМЕСТНОГО ОКИСЛЕНИЯ И ОСАЖДЕНИЯ ЖЕЛЕЗА И МАРГАНЦА В ПРОЦЕССЕ ВНУТРИПЛАСТОВОЙ ОБРАБОТКИ ВОДЫ МАЛЫХ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Е.И. РАШКЕВИЧ¹⁾,канд. техн. наук В.Д. ЮЩЕНКО²⁾(1,2) Витебское областное коммунальное унитарное предприятие
водопроводно-канализационного хозяйства «Витебскоблводоканал»¹⁾ selenapuko@gmail.com, ²⁾ yuvd46@mail.ru

В статье описывается совместное гидрохимическое осаждение железа и марганца при проведении внутрипластовой обработки подземной воды на разнородных песках для систем водоснабжения малых населенных пунктов.

Ключевые слова: метод внутрипластовой обработки подземной воды *Subterra*, качество воды, технология и особенности гидрохимии осаждения железа и марганца.

Введение. Проводимый постоянный анализ химического исходного состава подземных вод на территории Республики Беларусь из скважин глубиной 30–50 м показал, что в большинстве случаев они могут характеризоваться как пресные гидрокарбонатные, кальциево-магнелиевые и кальциево-натриевые с величиной pH равной 6,5–8,5 и общей минерализацией до 0,7 г/дм³. Причем если в подземной воде присутствует железо, то также может наблюдаться и марганец в виде простых ионов Fe²⁺ и Mn²⁺ (до 80–95%), хотя и присутствуют другие формы валентности¹ [1; 2]. В рассматриваемых скважинах их концентрации составляют соответственно 2,5–3,1 и 0,16–0,38 мг/дм³, остальные показатели соответствуют нормативным значениям. С точки зрения использования бескислородных и бессульфидных подземных вод для хозяйственно-питьевого водоснабжения они являются комплексными железомарганцевыми, требующими специальных технологических методов их очистки.

В Витебской области Республики Беларусь, начиная с 2022 г., проводятся исследования по внутрипластовой обработке подземных вод для систем хозяйственно-питьевого водоснабжения малых населенных пунктов, которые имеют краткосрочные большие отклонения по режиму суточного и часового водопотребления, причем с практически нулевыми значениями в ночное время. С этой целью был создан испытательный полигон с использованием двух водозаборных скважин, в которых водоносные слои представляют собой разнородные пески.

Для удаления из воды основных загрязнений в виде железа и марганца непосредственно в подземном пласте применен метод *Subterra* с ведением процессов ее обработки непосредственно в водоносном слое путем попеременной циклической «закачки-откачки» воды в каждой из двух скважин. В стадии закачки в скважину подается вода, обогащенная кислородом воздуха концентрацией 7,5–10 мгО₂/дм³, вследствие чего происходит сорбция этого газа на зернах разнородных песков с образованием зоны для окисления и осаждения соединений железа и марганца в поровом пространстве. В дальнейшем из скважины производится откачка воды в систему водоснабжения населенного пункта до тех пор, пока у потребителей концентрация этих элементов не будет превышать нормируемых величин. Основные растворенные и нерастворенные соединения железа и марганца представлены в таблице 1.

Таблица 1. – Основные формы соединений железа и марганца в подземной воде

Железо		Марганец	
Соединения	Названия/минералы	Соединения	Названия/минералы
1	2	3	4
FeO	Оксид железа (II) (закись железа, вюстит)	MnO	Моноксид марганца (манганозит)
Fe ₂ O ₃	Оксид железа (III) (гематит)	Mn ₂ O ₃	Сложный оксид марганца (III) и силиката (II) (браунит)
Fe ₃ O ₄	Оксид железа (II, III) (магнетит)	Mn ₃ O ₄	Оксид марганца (II, III) (гаусманит)
Fe(OH) ₂	Гидроксид железа (II) (амакинит)	MnO ₂	Диоксид марганца (пиролузит)

¹ Государственный водный кадастр Республики Беларусь: ежегодные отчеты «Водные ресурсы, их использование и качество вод» за 2016–2024 гг. – URL: <https://cricuwr.by/publications/archive-cadastral-information> (дата обращения 12.02.2026).

Окончание таблицы 1

1	2	3	4
$\text{Fe}(\text{OH})_3$	Гидроксид железа (III) (тригидроксид железа, лимонит)	$\text{Mn}(\text{OH})_2$	Гидроксид марганца (II) (пирохроит)
$\alpha\text{-Fe}(\text{OOH})$	α -оксигидроксид железа (III) (гетит)	$\text{Mn}(\text{OH})_4$	Амфотерный гидроксид (IV)
$\gamma\text{-Fe}(\text{OOH})$	γ -оксигидроксид железа (III) (лепидокрокит)	MnOOH	Оксигидроксид марганца (манганит)
$\text{Fe}(\text{HCO}_3)_2$	Гидрокарбонат железа (II) (бикарбонат железа)	$\alpha\text{-MnOOH}$	Метагидроксид марганца (гроутит)
FeCO_3	Карбонат железа (II) (сидерит)	$\gamma\text{-MnOOH}$	Оксигидроксид марганца (γ -манганит)
FeS	Сульфид железа (II) (пирротит)	MnS	Сульфид марганца (алабандин)
FeS_2	Сульфид железа (IV) (пирит, железный колчедан)	MnS_2	Дисульфид марганца (гауерит)
FeSO_4	Сульфат железа (II) (мелантерит)	MnCl_2	Хлорид марганца (II) (скакит)
FeCl_2	Хлорид железа (II)	MnCl_4	Тетрахлорид марганца
FeCl_3	Хлорид железа (III) (молизит)	$\text{MnSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Моногидрат сульфата марганца (смикит)
FeF_2	Фторид железа (II)	$\text{MnSO}_4 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$	Тетрагидрат сульфата марганца (илезит)
FeF_3	Фторид железа (III) (топсеит)	MnO_4^-	Ион марганцевой кислоты (перманганат)
$5\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 9\text{H}_2\text{O}$	Гидратированный оксид железа (III) (ферригидрит)	MnO_4^{2-}	Ион марганцоватистой кислоты (манганат)
$\text{Fe}_3(\text{PO}_4)_2 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$	Фосфат железа (II) (вивианит)	$\text{Na}_4\text{Mn}_{14}\text{O}_{27} \cdot 9\text{H}_2\text{O}$	Сложный оксид марганца и натрия (бернессит)

Цель работы. Изучение гидрохимической модели совместного осаждения железа и марганца в подземной системе «вода-порода» в артезианских бассейнах.

Основные гидрохимические процессы окисления и осаждения железа и марганца. Гидрохимические и осадительные процессы железа и марганца при внутрипластовой обработке воды проходят в сложных условиях, зависящих не только от ее качества, но и от типа водоносной породы, гидрогеодинамики подземного потока, а также многих других факторов. Оценку таких процессов можно производить, используя две интегральные характеристики геохимических свойств подземных вод: величины pH и Eh или pE(p $\bar{e}$). Первая служит количественной мерой кислотно-щелочных состояний водной среды, а вторая является показателем степени окисления или восстановления элементов и соединений переменной валентности химического состава этой среды.

При анализе процессов осаждения различных элементов этих соединений из подземных вод, пригодных и используемых в системах хозяйственно-питьевого водоснабжения, до нормируемых значений выделяют наиболее важные геохимические барьеры кислотно-основного (I), окислительно-восстановительного (II) и щелочного (III) типов [3–6].

Первый тип геохимического барьера характерен для химических протолитических реакций (теория Бренстед-Лоури), в которых кислота проявляется как донор протонов, а основание – как их акцептор. Для подземной воды бескислородного и малосульфитного состава кислотно-основная реакция протолиза будет:

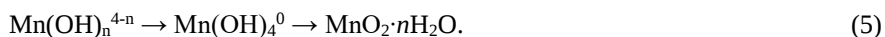


Здесь H_2O выступает как кислотное соединение, дающее H^+ , а основное – OH^- .

Аналогично, если кислотно-основные равновесия в природных водах определяются в основном присутствием бикарбонатных и карбонатных ионов HCO_3^- и CO_3^{2-} :



Для подземных вод с преобладанием II типа (гидролиз) характерен следующий ряд реакций:



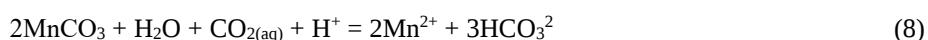
Действие щелочного геохимического барьера (III тип) происходит при увеличении величины pH, и этому подвержены многие комплексы железа и марганца из-за малого значения их пределов растворимости. Хотя комплексообразование и защищает эти элементы от процессов гидролиза, но далеко не полностью, особенно это относится к гидрокомплексам. Если наблюдается щелочной гидролитический барьер, в конечном итоге образуются $\text{HFeO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ и MnOOH , а при карбонатном – FeCO_3 и MnCO_3 .

В присутствии карбонатных ионов растворение соединения FeCO_3 в подземных водах происходит в соответствии со следующей реакцией:



$$[\text{Fe}^{2+}]^2 = 10^{-9,8} [\text{CO}_{2(\text{aq})}] \cdot [\text{H}^+] / [\text{HCO}_3^-]^3 \quad (7)$$

Содержание двухвалентного марганца Mn^{2+} в подземной воде будет лимитироваться растворимостью карбоната MnCO_3 ($\text{PR}_{\text{MnCO}_3} = 1,14 \cdot 10^{-10}$), а его гидролизная фаза благоприятной для гидролиза и последующего растворения будет происходить по схеме [1; 2; 7]:



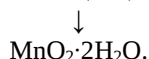
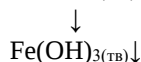
$$[\text{Mn}^{2+}]^2 = 10^{-6,3} [\text{CO}_{2(\text{aq})}] \cdot [\text{H}^+] / [\text{HCO}_3^-]^3 \quad (9)$$

Анализ исходного состава воды в рассматриваемых скважинах и результатов исследований по ее внутрипластовой обработке показывает, что процессы удаления железа и марганца идут по всем указанным трем типам геохимических барьеров, но с преобладанием второго. Тогда основной геохимической особенностью процессов удаления железа и марганца будет являться высокая подвижность растворенных соединений Fe^{2+} и Mn^{2+} и соответственно малых Fe^{3+} , также Mn^{3+} и Mn^{4+} с влиянием в большей степени окислительно-восстановительных реакций, чем щелочных и кислотных, с результатом образования коллоидов и взвесей.

В идеальных окислительно-восстановительных реакциях считается, что их продолжительность является достаточной для установления в системе равновесия, и распределение форм железа и марганца в подземных водах обычно анализируется на основе термодинамических расчетов равновесных концентраций. В реальных геохимических условиях, особенно если концентрация бикарбонатных и карбонатных ионов значительно превышает гидроксильные OH^- , то именно они будут определять распределение Fe^{2+} и Mn^{2+} в подземной воде, причем в этом случае значения Eh(pE) и pH систем не остаются постоянными, и это требует более качественной и полной комплексной оценки термодинамических и кинетических равновесий, проходящих как в растворе, так и на поверхности раздела фаз «жидкость – твердый оксигидроксид». При этом необходимо наличие в водной системе реакционно-активных поверхностей, где происходит катализ окисления, в данном случае это зерна водоносной породы.

В термодинамике такая водная система определяется как совокупность отдельных фаз или компонентов и характеризуется многими параметрами, к которым относятся масса, состав (химический, бактериологический и др.), температура, давление и т.д. Если она состоит из одной фазы, то называется **гомогенной**, из нескольких фаз – **гетерогенной**. Например, для исследуемой внутрипластовой обработки подземной воды, окисление и осаждение железа в начальных циклах проходят с ведением гомогенных, а в последующих – гетерогенных процессов [2; 8].

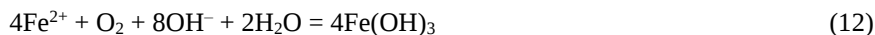
До насыщения воды кислородом воздуха в пласте анаэробная водная система, с точки зрения химической термодинамики, находится в равновесном состоянии, но после могут происходить необратимые процессы, при которых скорость химических реакций, например, железа, в обратном направлении намного меньше, чем в прямом² [2; 9]:



Необратимости реакций способствуют условия, при которых один из продуктов в конечном итоге является малорастворимым и выпадает в осадок – $\text{Fe}(\text{OH})_{3(\text{ТВ})}$ и $\text{MnO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$. Хотя могут быть условия, когда реакции идут не полностью, то есть исходные элементы и соединения только частично превращаются в продукты.

² Глушко В.П., Медведев А.В., Бергман Г.А., Гурвич Л.В. Справочник. Термические константы веществ. Вып. 6, ч. 1, разд. XII. – М.: ВИНТИ, 1972. – 368 с.

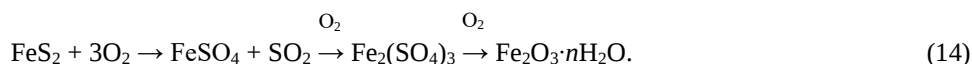
Окисление ионов Fe^{2+} зависит главным образом от значений pH и Eh воды, концентрации в ней общего железа и растворенного кислорода и может быть представлено реакцией и уравнением Джаста^{3,4} [9; 10]:



$$-d(\text{Fe}^{2+}) / dt = K \cdot [\text{Fe}^{2+}] \cdot [\text{O}_2] / [\text{OH}^-]^2, \quad (13)$$

где K – константа, являющаяся функцией температуры и буферной емкости природной воды;
 $d(\text{Fe}^{2+}) / dt$ – скорость окисления ионов двухвалентного железа (убыль концентрации во времени);
 $[\text{Fe}^{2+}]$ – текущая концентрация ионов железа;
 $[\text{O}_2]$ – концентрация растворенного в воде кислорода;
 $[\text{OH}^-]^2$ – квадрат концентрации гидроксид-ионов, который напрямую зависит от водородного показателя (pH).
 Приведенное уравнение показывает, что реакция (12) протекает интенсивно при более высоких значениях pH и в условиях, близких к состоянию насыщения воды кислородом. При $\text{pH} \leq 6,5$ окисление ионов Fe^{2+} протекает чрезвычайно медленно. В присутствии бикарбонатов реакции окисления железа происходят в два этапа: сначала связывание их в H_2CO_3 с образованием $\text{Fe}(\text{OH})_2$, а затем уже $\text{Fe}(\text{OH})_3$.

В сульфитной среде окисление железа представляет собой сложный многостадийный процесс:



В артезианских подземных водах Республики Беларусь концентрация растворенного кремния составляет порядка 0–30 мг/дм³, совместно с железом может происходить образование сложного состава силиката железа типа $\text{FeO} \cdot \text{Si}(\text{OH})_3$. При ее очистке в наземном варианте, в условиях усиленной аэрации с последующим отстаиванием или фильтрованием, это замедляет процессы окисления железа и марганца вследствие адсорбции избытка противоионов SiO_3^{2-} и может ингибировать полимеризацию твердых фаз оксигидроксидов металлов, что объясняется возникновением коллоидных и растворенных форм $\text{Fe} - \text{O} - \text{Si}$, которые имеют высокую форму стабильности.

При внутрипластовой обработке в системе «вода-порода» (разнозернистые пески) создаются более благоприятные условия сорбции силикатов на образовавшихся оксигидроксидах железа и марганца и в целом в откачиваемой воде наблюдается снижение концентрации кремния [9; 11; 12].

Направление химических реакций может быть как прямым, так и обратным. Тогда по мере расходования исходных веществ скорость прямой реакции уменьшается, а с накоплением продуктов скорость обратной реакции возрастает. Все это происходит до момента их равенства, то есть устанавливается динамическое химическое равновесие, которое при данных условиях не меняется со временем.

Таким образом, любая химическая реакция протекает в направлении, приближающем к состоянию равновесия, в котором силы, вызывающие данный процесс, уравниваются. В сложных гетерогенных системах, в частности, в системе «вода-порода», могут происходить различные межфазовые взаимодействия, такие как перемещения водной фазы на контакт с другой минеральной ассоциацией или изменения температуры воды, общего давления, парциальных давлений газов, но и в них также существуют частичные и локальные равновесия за счет уменьшения скорости фильтрации подземных вод и увеличения времени их контакта⁵ [2]. При возможном смещении равновесия под действием внешних сил, оно будет смещаться в том направлении, которое уменьшает эффект от произведенного воздействия (принцип Ле Шателье – Брауна).

Количественной характеристикой равновесного состояния является величина, называемая термодинамической концентрационной константой равновесия (K_p), определяющая для данной химической реакции соотношение между термодинамическими активностями исходных веществ и продуктов в состоянии химического равновесия, но которая описывает не скорость реакций, а состав системы в этом положении. Если $K_p > 1$, то в системе преобладают продукты (прямая реакция), при $K_p < 1$ – исходные вещества (обратная реакция).

Для окислительно-восстановительных химических реакций необходимо совместно рассматривать константы как полуреакции окисления атомов (отдающие электроны), так и полуреакции восстановления атомов (принимаящие электроны). Например, константа равновесия процесса изменения валентного состояния химического элемента, которая для атомов железа запишется в виде:



$$K_p = [\text{Fe}^{3+}](\bar{e}) / [\text{Fe}^{2+}]. \quad (16)$$

³ Коммунар Г.М. Внутрипластовая очистка подземных вод для целей водоснабжения: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.04 / Коммунар Григорий Михайлович; ВНИИ ВОДГЕО. – М., 1987. – 58 с.

⁴ Болдырев К.А. Гидрохимическое моделирование процессов внутрипластовой очистки подземных вод от железа и марганца: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.04 / Болдырев Кирилл Александрович; ВНИИ ВОДГЕО. – М., 2011. – 190 л.

⁵ См. сноску 2.

Часто вместо этой величины используют *показатель* константы равновесия $pK_p = -\lg K_p$.

Для определения показателя константы равновесия в полидисперсной водной системе используют стандартную свободную энергию Гиббса $\Delta_R G^0$, которая для нормальных условий (0,1 Мпа и 298,15 °К) вычислена и табулирована [13; 14], а также окислительно-восстановительный потенциал Eh^0 [2; 13]. Эти величины связаны между собой следующими отношениями:

$$\Delta_R G^0 = -RT \cdot \ln K_p = -2,3 \cdot RT \cdot \lg K_p \quad (17)$$

$$\Delta_R G^0 = -nF \cdot Eh^0 \quad (18)$$

$$\lg K_p = -(\Delta_R G^0 / 2,3 \cdot RT) = nF \cdot Eh^0 / 2,3 \cdot RT, \quad (19)$$

где R – универсальная газовая постоянная, равная 8,3143 Дж·моль·град;

n – число электронов, участвующих в реакции;

F – число Фарадея, равное 96485,33 Кл/моль (Дж/вольт⁻¹·экв⁻¹);

Eh^0 – стандартный окислительно-восстановительный потенциал, В (мВ);

T – температура водной системы, град. Кельвина.

Чем больше значение Eh^0 (стандартного равновесного окислительно-восстановительного потенциала системы), тем сильнее ее окислительная способность.

Для комплексообразующих элементов и соединений показатель pK_p приравнивается к константе устойчивости комплексного соединения $pK_y = -\lg K_y$, которая характеризует реакцию образования комплекса на какой-либо i -й ступени комплексообразования, с присоединением одного очередного иона (молекулы) лиганда и является мерой прочности связи между компонентами комплекса. Такие соединения играют ключевую роль в миграции железа и марганца в природных водах, удерживая его в растворенном (комплексном) состоянии даже при нейтральных и слабощелочных значениях pH, когда обычный гидроксид железа $Fe(OH)_3$ выпадает в осадок.

Чем больше величина pK_y , тем прочнее и устойчивее образованный комплекс из гидратированного иона металла (комплексообразователя) и лигандов. Например, значение pK_y для реакции с образованием MnO_2 составляет 58, что указывает на чрезвычайно высокую прочность данного комплекса в водных растворах. Для характерных реакций поведения железа и марганца в водном растворе эта величина приведена в таблице 2 [6; 13].

Таблица 2. – Характерные реакции миграции железа и марганца в водном растворе и их показатели константы устойчивости

Форма соединений железа	pK_y	Форма соединений железа	pK_y	Форма соединений железа	pK_y
$Fe^{2+} + 2OH^- = Fe(OH)_2$	7,4	$Fe^{2+} + 3H_2O = Fe(OH)_3(кол) + 3H^+$	4,6	$Mn^{2+} + 2HCO_3^- = Mn(HCO_3)_2$	5,2
$Fe^{2+} + 2HCO_3^- = Fe(HCO_3)_2$	2,0	$Fe^{3+} + 2Cl^- = FeCl_2^+$	2,4	$Mn^{2+} + 2OH^- = Mn(OH)_2$	5,8
$Fe^{2+} + SO_4^{2-} = FeSO_4$	2,2	$Fe^{3+} + SO_4^{2-} = FeSO_4^+$	4,0	$Mn^{2+} + SO_4^{2-} = MnSO_4$	2,3
$Fe^{2+} + CO_3^{2-} = FeCO_3$	4,7	$Fe^{3+} + 2SO_4^{2-} = Fe(SO_4)_2^-$	5,4	$Mn^{2+} + CO_3^{2-} = MnCO_3$	4,8
$Fe^{2+} + HS^- = FeHS^+$	5,8	$Fe^{3+} + CO_3^{2-} = FeCO_3^+$	9,7	$Mn^{3+} + 3OH^- = Mn(OH)_3$	35,0
$Fe^{3+} + 2HS^- = Fe(HS)_2$	9,0	$Fe^{2+} + FK^{2-} = FeFK^0$	4,7	$Mn^{3+} + 3Cl^- = MnCl_3$	1,0
$3HS^- + 2Fe(OH)_3 + 3H^+ = 2FeS + S^0 + 6H_2O$	46,7	$Fe^{2+} + 2FK^{2-} = Fe(FK)_2^{2-}$	8,0	$Mn^{3+} + SO_4^{2-} = MnSO_4^+$	3,3
$Fe^{3+} + 3OH^- = Fe(OH)_3$		$Fe^{3+} + FK^{2-} + OH^- = FeFK(OH)^0$	20,1	$Mn^{4+} + 4OH^- = Mn(OH)_4$	58,0
$Fe^{3+} + 3Cl^- = FeCl_3$		$Fe^{3+} + FK^{2-} + 2OH^- = FeFK(OH)_2^-$	30,5	$2Mn^{2+} + O_2 + 2OH^- = 2MnO_2 + 2H_2O$	55,8

По условиям миграции железа и марганца в зависимости от величины Eh выделяют три вертикальные зоны [6; 12].

Первая зона, в основном поверхностные и неглубокие грунтовые воды (10–15 м), характеризуется ее высокими значениями $Eh > 200$ –300 мВ, и это косвенно указывает на наличие растворенного кислорода, возможно, другого окислителя, что приводит к окислению и осаждению железа до $Fe(OH)_3$, Mn_2O_3 и MnO_2 . Вероятно также влияние органических веществ гумусового ряда.

Вторая с положительными значениями Eh в пределах 100–250 мВ является окислительно-восстановительной зоной интенсивного накопления железа Fe^{2+} и марганца Mn^{2+} . Эта ситуация свидетельствует о неустойчивом геохимическом режиме в подземной воде на глубинах до 150–300 м от поверхности земли. Окисление железа и марганца при отсутствии или незначительной концентрации кислорода в таких условиях протекает слабо, но и восстановление большого числа металлов также происходит весьма неактивно.

Третья зона – восстановительная, как правило, величина Eh менее нуля. Ситуация встречается в бескислородных подземных водах, залегающих на различных глубинах от поверхности земли с нахождением многовалентных металлов в нижней степени, в которых могут присутствовать значительные концентрации сероводорода, а также металлов с низкой степенью валентности (Fe^{2+} , Mn^{2+} , Mo^{4+} и т.д.).

Для визуализации свойств соединений химических элементов, участвующих в окислительно-восстановительных реакциях, служат диаграммы Eh-pH (диаграммы М. Пурбэ) [2; 9; 13; 14]. Фазовые диаграммы в координатах интенсивных параметров, характеризующих кислотно-щелочные и окислительно-восстановительные условия среды для железа и марганца, представлены на рисунке 1.

В целом для подземных вод величина Eh изменяется в пределах $(-)0,5-(+)0,7$ В. В напорных подземных водах Республики Беларусь величина Eh варьируется от +80 до +250 мВ и очень редко достигает +260...+280 мВ. Эти данные хорошо согласуются с теоретически рассчитанными Eh-pH полями преобладания различных неорганических форм железа в подземных водах [12].

В различных районах Витебской области для ряда скважин (37 шт., глубина 30–140 м) с песчаными водоносными слоями были проведены замеры исходной подземной воды на величины pH и Eh, также по данным отраслевых лабораторий УП «Витебскоблводоканал» выполнен анализ химического состава, прежде всего, концентраций железа и марганца. Установлено, что величина pH колебалась в пределах 6,8–8,4, Eh соответственно $(-)87-(+)240$ мВ (на рисунке 1, а – прямоугольник прерывистыми линиями), при этом концентрация общего железа составила 0,3–7,8 (двухвалентного Fe^{2+} – 78–97%), марганца Mn^{2+} – 0,06–0,54 мг/дм³.

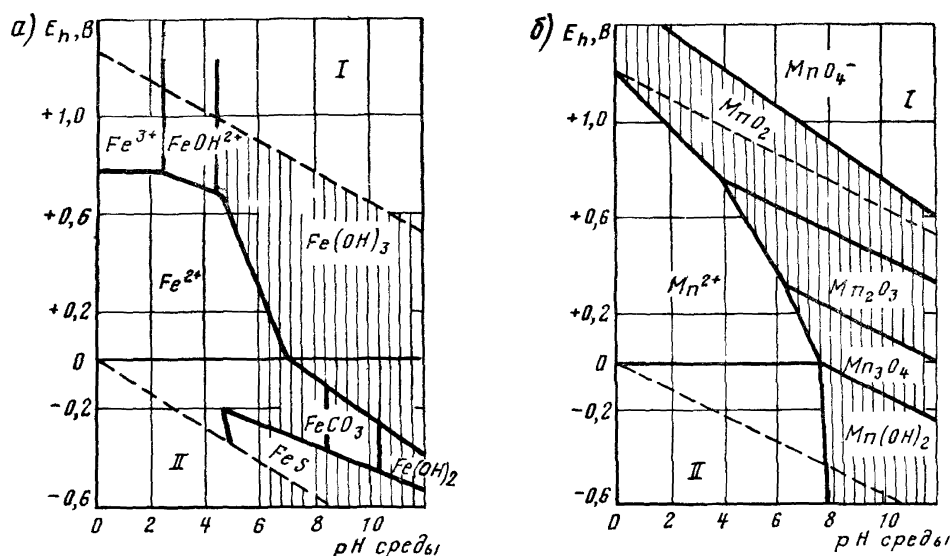


Рисунок 1. – Диаграммы М. Пурбэ (Eh-pH) для железа (а) и марганца (б) в водном растворе [15]

Основой для построения диаграммы (Eh-pH) является уравнение Нернста (20), в котором окислительно-восстановительный потенциал Eh связан с активными концентрациями окисленных и восстановленных форм химических элементов и соединений:

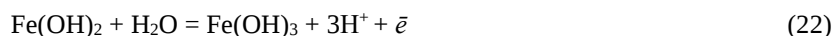
$$Eh = Eh^0 - (RT/nF) \cdot 2,3 \cdot \lg a_{ок}/a_{вос} = Eh^0 - (RT/nF) \cdot 2,3 \cdot \lg K_p, \quad (20)$$

где $a_{ок}$ и $a_{вос}$ – активности окисленных или восстановленных форм рассматриваемого компонента (моль), например, для железа в воде будут равны молярным концентрациям (моль/л) его трех- и двухвалентных форм.

Для бескислородных и бессильфидных подземных вод при нормальных условиях:

$$Eh = Eh^0 - 0,0592/nF \cdot \lg K_p. \quad (21)$$

Следует отметить, что в окислительно-восстановительной обстановке окисление железа и марганца сопровождается их восстановлением, потому что существует принцип электронейтральности водной среды, и такие реакции обычно делят на две и каждую определяют, как функцию двух переменных: величину pH (протонное влияние) и Eh (электронное влияние). Например, для железа [6] при $pH \geq 7$ в области Eh-pH итоговой будет химическая реакция (6) или:



$$Eh = Eh^0 - 0,18 \cdot pH - 0,061 \cdot \lg a_{Fe}. \quad (23)$$

Для универсальной потенциалзадающей системы кислорода в подземных водах:



$$Eh = Eh^0 - 0,059 \cdot pH. \quad (25)$$

Величину Eh для основных потенциалзадающих реакций железа можно вычислить по формулам, приведенным в [2; 13; 14].

Зная значения величин pH и Eh в исходной или обработанной подземной воде, можно установить содержание в природных водах химических элементов с переменной валентностью в той или иной форме. Однако эти диаграммы являются относительными при сравнении заданной с изменением свободной энергии $\Delta_R G$ реакции окислительно-восстановительного взаимодействия и величины pH со стандартной системой. Кроме этого, диаграммы Пурбе не учитывают локализованный характер протекающих реакций и дают лишь общие прогнозы установления их равномерности. Наконец, одним из наиболее существенных недостатков этого простого, но довольно высокоэффективного метода является то, что его нельзя использовать для оценки кинетики процесса реакции. В последнем случае используют безразмерную величину pE, которая является электродным потенциалом редокс-уровня и представляет собой отрицательный десятичный логарифм активности электрона $pE = -\log(\bar{e})$ [13; 14].

Величины редокс-уровня pE и окислительно-восстановительного потенциала Eh связаны соотношением:

$$Eh = 2,303RT/F \times pE. \quad (26)$$

Причем для окислительной среды характерны высокие значения Eh и pE, для восстановительной – низкие, при стандартных равновесных условиях: $Eh^0 = 0,059 \cdot pE$ или $pE = 16,9 \cdot Eh^0$.

Для оценки соотношений устойчивости различных форм химических веществ, участвующих в окислительно-восстановительных и кислотно-основных равновесиях, используют диаграмму pE (p $\bar{e}$) – pH. Линии, являющиеся графическим изображением соотношений pE–pH, для равновесий между отдельными формами выделяют на диаграмме области существования всех возможных форм веществ в заданной системе. Движущие силы свободной энергии, связывающие различные водные и твердые формы железа и марганца, представлены на рисунке 2.

Содержание Fe^{3+} лимитируется растворением оксигидроксидов железа, его механизм и осаждение при внутрипластовой обработке подземных вод малых населенных пунктов с учетом формирования устойчивой окислительной зоны вокруг скважин были рассмотрены в работах [7; 8].

Гидрохимические модели по марганцу и механизм его осаждения протекают аналогично как для железа. Но при этом необходимо учитывать, что если валентность железа обычно составляет +2 и +3, то для марганца она может изменяться от 0 до +7.

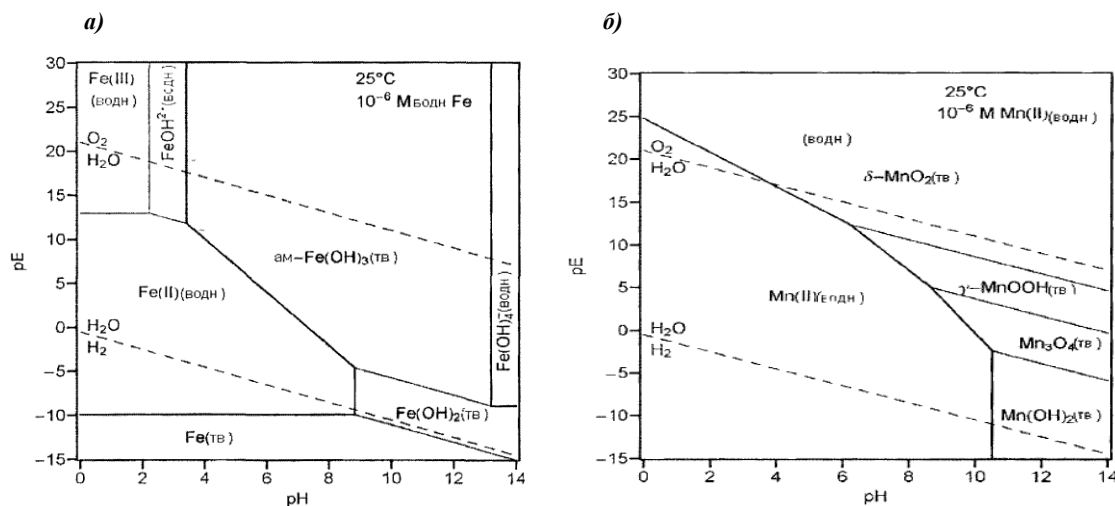


Рисунок 2. – Диаграммы pE–pH для железа (а) и марганца (б) в водном растворе

В диаграммах ось pE представляет логарифм равновесных парциальных давлений O_2 и H_2 , следовательно, окислительную или восстановительную силу окружающей среды:

$$pE = -pH - \frac{1}{2} \log P_{H_2} \quad (28)$$

$$pE = 20,77 - pH + \frac{1}{4} \log P_{O_2}. \quad (29)$$

Эта и приведенные реакции (8 и 11) указывают, что условиями, которые увеличивают концентрации Mn^{2+} в подземных водах (так же, как и для железа), являются рост концентрации CO_2 в водной системе и уменьшение величины pH.

Исследования по применению метода *Subterra* на испытательном полигоне показали, что при удалении и осаждении железа до требуемой величины в 0,3 мг/дм³ в откачиваемой воде потребителям уже в первоначальных 3-х циклах происходило образование устойчивой окислительной зоны вокруг скважин, однако при этом концентрация марганца оставалась высокой с большим разбросом выходных данных 0,06–0,35 мг/дм³.

Отличительной особенностью между внутрипластовой очисткой подземных вод от марганца и от железа является замедленная кинетика окисления при растворении и осаждении марганца. Предполагается, что здесь основное влияние оказывают сообщества микроорганизмов (в частности, железомарганцевых бактерий)⁶, их образование и рост способствуют окислению и осаждению марганца, причем прямое химическое окисление при этом считают маловероятным. Однако вероятно и то, что также влияет малая скорость растворения и осаждения марганца в смешанных минеральных формах с другими элементами.

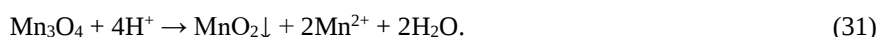
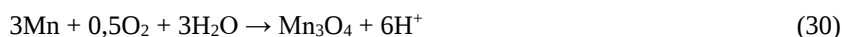
Хотя валентность марганца может изменяться до (+)7, но в условиях исходных подземных вод наиболее подвижны соединения Mn²⁺, а степени окисления составляют, в основном, от (+)2 до (+)3 и (+)4.

В рассматриваемой откачиваемой подземной воде снижение концентрации марганца произошло после 5-го цикла и окончательно установилось менее 0,1 мг/дм³ с 8-го.

Очевидно, это связано с тем, что в начальных циклах внутрипластовой обработки воды для окисления марганца необходимы гораздо большие (по сравнению с железом) значения окислительно-восстановительного потенциала (Eh), например, преобразование окисленных его форм может быть только при Eh > (+600) мВ. Также, теоретически, нормальная скорость окисления Mn²⁺ в воде протекает при pH в пределах 9–9,5, а при низких значениях этой величины она крайне мала [2].

Все это означает, что окисление кислородом марганца $Mn^{2+} \rightarrow Mn^{3+} + \bar{e} \rightarrow Mn^{4+} + \bar{e}$ в воде происходит медленнее, чем железа $Fe^{2+} \rightarrow Fe^{3+} + \bar{e}$.

Для абиотического окисления марганца, то есть ведения процессов превращения растворимых соединений марганца Mn²⁺ в нерастворимые оксиды и гидроксиды Mn³⁺ и Mn⁴⁺ химическим путем без участия живых организмов, основными реакциями (в основном, трехкомпонентный тип) [5; 14; 15] являются:



Окисление Mn²⁺ до стабильной окисленной формы Mn⁴⁺ проходит в процессе передачи 2-х электронов и термодинамически менее желательно, чем окисление до Mn³⁺. Оксигидроксиды Mn⁴⁺ образуются после старения и диспропорционирования промежуточных оксигидроксидов с более низкими степенями окисления Mn₃O₄ или MnOOH. Твердая фаза MnOOH образуется первой даже тогда, когда наблюдается более высокая свободная энергия образования оксида MnO₂. Трехвалентный незакомплексованный ион Mn³⁺ в водных растворах неустойчив, и в анаэробных условиях он может окисляться в воде с образованием Mn²⁺ и кислорода. Но многие его комплексы вполне устойчивы (например, оксалатный комплекс [Mn(C₂O₄)₃]³⁻).

В то же время основная часть оксидов Mn³⁺ в водном растворе являются слабыми восстановителями и могут формироваться в твердой фазе как результат абиотического и автокаталитического окисления на окисных поверхностях Mn⁴⁺ в формах оксигидроксидов, например, MnO₂ и MnOOH (сильные окислители), которые имеют несколько параллельных путей растворения, обладающих различными скоростями растворения, включающие протон-опосредованный (наиболее медленный), лиганд-опосредованный, восстановительный и совместный (самый быстрый путь)^{7,8} [5].

В подземных водах одним из основных условий деманганации воды является присутствие в ней железа Fe²⁺. Данные, представленные в работах ряда исследователей [9; 10; 14; 15], свидетельствуют о том, что при одновременном присутствии в подземных водах железа и марганца осаждение последнего может происходить и при более низких значениях pH, порядка 5,8–6,5. Диаграмма Eh-pH совместного состояния железа и марганца в водном растворе представлена на рисунке 3. Из диаграммы следует, что гидроокислы железа выпадают в осадок при более низких значениях pH и Eh, чем соединения марганца. В то же время области устойчивости карбонатов железа и марганца весьма сходны, хотя их карбонаты имеют разную растворимость. Следовательно, в условиях карбонатного процесса они будут выпадать вместе⁹.

Также существенное влияние могут оказывать железомарганцевые бактерии, если создаются условия их присутствия в водовмещающих породах.

⁶ См. сноски 3, 4.

⁷ См. сноску 4.

⁸ Mettler S. In situ iron removal from groundwater: Fe (II) oxygenation, and precipitation products in a calcareous aquifer: Diss. ETH 14724. – Zurich, 2002.

⁹ См. сноску 2.

При введении в подземный водоносный пласт воды, содержащей растворенный кислород (воздуха), сначала на поверхности зерен водоносной породы образуется пленка, состоящая из оксигидроксидов железа, которая способна сорбировать ионы Mn^{2+} и каталитически влиять на их окисление, затем происходит их соосаждение и задержание в порах породы, причем процесс успешно развивается при величинах pH и Eh соответственно менее 8,5 и 0,4 В и подтверждается изотермой адсорбции Ленгмюра, особенно на начальном этапе, а в последующих – адекватен изотерме Бедеккера-Фрейндлиха¹⁰ [14; 15].

Для совместного окисления и осаждения особое значение имеет исходный состав подземной воды и соотношение концентраций двухвалентных форм железа и марганца. Например [15], при исходном составе воды, который характеризуется pH – 7–7,4, общей жесткостью до 7 мг-экв/дм³, щелочностью 4...6 мг-экв/дм³, окисляемостью до 8,1 мгО₂/дм³, сухим остатком 0,5–0,76 г/дм³, Eh = 0,21–0,39 В, количеством общего железа до 6,3 мг/дм³ и марганца до 0,76 мг/дм³, соотношение последних в исходной воде должно быть не менее 7:1. Если приведенные условия не выполняются, то рекомендуется применять глубокую аэрацию, а соотношение повышать до 10:1. При обработке подземной воды в водоносном пласте [9] с pH ≥ 7, окисляемостью не более 4,5 мгО₂/дм³, количеством сухого остатка – 1,0 г/дм³, сероводорода – 3,0 г/дм³, растворенного углекислого газа – 30 г/дм³, железа – 6 г/дм³ и марганца – 2 мг/дм³ соотношение последних в исходном составе должно быть не менее (2–3):1.

В рассматриваемых по эксперименту исходных водах испытательного полигона все эти показатели находятся в рекомендуемых пределах, а соотношение двухвалентных форм железа и марганца составляет 2,5:0,5 или 5:1. Дополнительные замеры концентраций железа и марганца в скважинах с песчаными водоносными слоями в Витебской области показали соотношения (4–30):1.

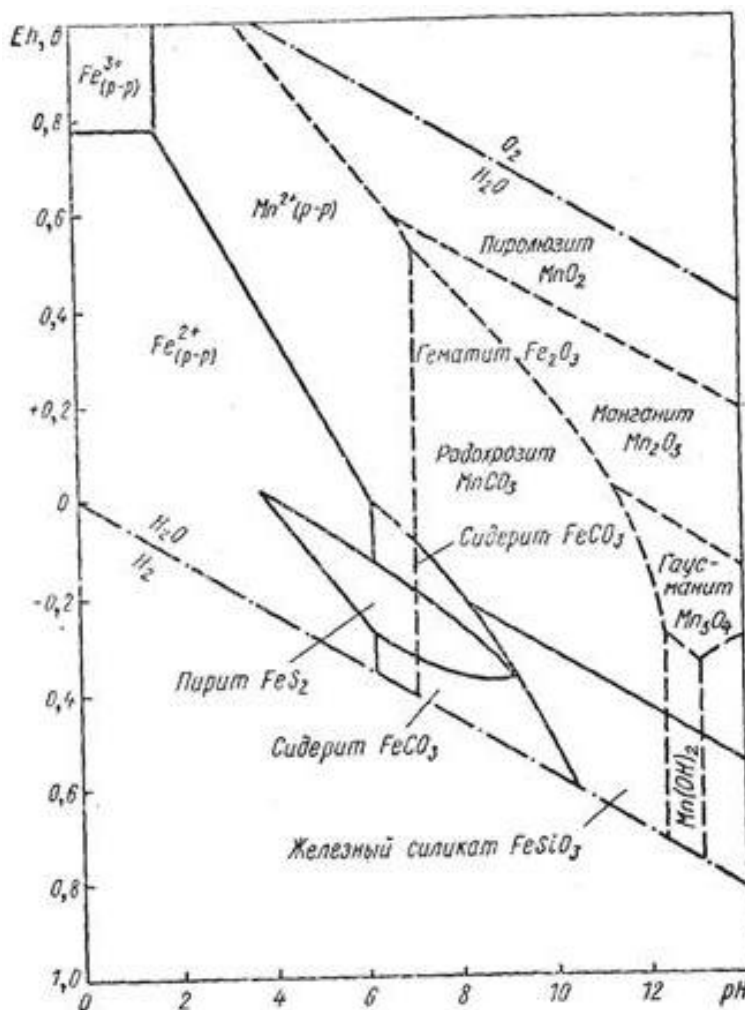


Рисунок 3. – Диаграмма Eh-pH совмещенного состояния минералов железа и марганца в водном растворе

Закключение. Степень и формы изменения окислительно-восстановительного состояния элементов переменной валентности в водной системе зависят от условий их растворения с последующим выделением в твердую фазу.

¹⁰ См. сноску 4.

Окисление и осаждение марганца будет проходить только после создания устойчивой окислительной зоны вокруг скважин с образованием окисно-каталитической пленки в виде сплошной реакционно-активной поверхности оксигидроксидов железа на зернах водоносной породы. Механизм совместного их осаждения в маломинерализованной бескислородной и бессульфидной подземной воде при ее внутрислоевой обработке может быть следующим:

- после закачки азрированной воды в водоносный пласт из зернистой песчаной породы происходит химическое окисление двухвалентных форм железа и марганца;
- окисленные формы выпадают в виде их оксигидроксидов на поверхности зерен водоносной породы, происходит создание устойчивой окислительной зоны и окисно-каталитической пленки (в основном – гетит $\text{FeO}(\text{OH}) \cdot n\text{H}_2\text{O}$, ферригидрит $m\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$, магнетит $\text{Fe}_3\text{O}_4 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ и MnOOH);
- при откачке воды в водопроводную сеть потребителя железо и марганец сорбируются на оксигидроксидах этих металлов, в конечном итоге возникают $\text{Fe}(\text{OH})_{3(\text{тв})}$ и MnO_2 , которые выпадают в осадок, заполняя межпоровое пространство водоносной породы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кудельский А.В. Гидрогеология и минеральные воды Беларуси. – Минск: Беларуская навука, 2017. – 286 с.
2. Крайнов С.Р., Рыженко Б.Н., Шве́ц В.М. Геохимия подземных вод. Теоретические, прикладные и экологические аспекты. – М.: Наука, 2012. – 672 с.
3. Середкина Е.В., Круглик С.И., Тесля В.Г. Кондиционирование подземных вод на геохимических барьерах // Материалы XVII Всероссийского совещания по подземным водам Востока России. – Красноярск, 2003. – 128 с.
4. Henry M., Jolivet J.P., Livage J. Aqueous chemistry of metal cations: Hydrolysis, condensation and complexation // Chemistry, Spectroscopy and Applications of Sol-Gel Glasses. Structure and Bonding / R. Reisfeld (Eds.), C.K. Jørgensen (Eds.). – 1992. – Bd. 77. – S. 153–206.
5. Краснов К.С., Воробьев Н.К., Годнев Н.И. Физическая химия: 2 т. – М.: Высшая школа, 2001. – Т. 2. – 497 с.
6. Крайнов С.Р., Шве́ц В.М. Геохимия подземных вод хозяйственно-питьевого назначения. – М.: Недра, 1987. – 237 с.
7. Рашкевич Е.И., Ющенко В.Д. Гидрохимические процессы окисления железа при внутрислоевой обработке подземной воды // Научно-технический прогресс в жилищно-коммунальном хозяйстве: сб. тр.; Институт жилищно-коммунального хозяйства НАН Беларуси. – Минск: БГТУ, 2023. – С. 221–229.
8. Рашкевич Е.И., Ющенко В.Д. Механизм осаждения железа в процессе внутрислоевой обработки воды для малых населенных пунктов Республики Беларусь // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F, Строительство. Прикладные науки. – 2026. – № 1(44). – С. 78–84. DOI: 10.52928/2070-1683-2026-44-1-78-84.
9. Николадзе Г.И. Обезжелезивание природных и оборотных вод. – М.: Стройиздат, 1978. – 160 с.
10. Золотова Е.Ф., Асс Г.Ю. Очистка воды от железа, марганца, фтора и сероводорода. – М.: Стройиздат, 1975. – 176 с.
11. Schwertman U., Thalmann H. The influence of Fe (II), Si, and pH on the Donation of lepidocrocite and ferrihydrite during oxidation of aqueous FeCl_2 solutions // Clay. Minerals. – 1976. – Vol. 11, Iss. 3. – P. 189–200.
12. Кудельский А.В., Пашкевич В.И. Региональная гидрогеология и геохимия подземных вод Беларуси. – Минск: Беларуская навука, 2014. – 261 с.
13. Гаррелс Р.М., Крайст Ч.Л. Растворы, минералы равновесие. – М.: Мир, 1968. – 368 с.
14. Драйвер Дж. Геохимия природных вод / Пер. с англ.; под ред. д-ра геол.-мин. наук С.И. Смирнова. – М.: Мир, 1985. – 436 с.
15. Фрог Б.Н., Первов А.Г. Водоподготовка: учеб. для вузов. – М.: АСВ, 2015. – 512 с.

REFERENCES

1. Kudel'skij, A.V. (2017). *Gidrogeologija i mineralnye vody Belarusi*. Minsk: Belaruskaja navuka. (In Russ).
2. Krajnov, S.R., Ryzenko, B.N., & Shvec, V.M. (2012). *Geohimija podzemnyh vod. Teoreticheskie, prikladnye i jekologicheskie aspekty*. Moscow: Nauka (In Russ).
3. Seredkina, E.V., Kruglik, S.I., & Teslja, V.G. (2003). Kondicionirovanie podzemnyh vod na geohimicheskikh bar'erah. *Materialy XVII Vserossijskogo soveshhanija po podzemnym vodam Vostoka Rossii*, 128. (In Russ).
4. Henry, M. & Jolivet, J.P., & Livage, J. (1992). Aqueous chemistry of metal cations: Hydrolysis, condensation and complexation. *Chemistry, Spectroscopy and Applications of Sol-Gel Glasses. Structure and Bonding*, 77, 153–206. (In German).
5. Krasnov, K.S., Vorob'ev, N.K., & Godnev, N.I. (2001). *Fizicheskaja himija: v 2 t. T 2*. M.: Vysshaja shkola. (In Russ).
6. Krajnov, S.R., & Shvec, V.M. (1987). *Geokhimiya podzemnykh vod khozyaistvenno-pit'evogo naznachenija*. M.: Nedra (In Russ).
7. Rashkevich, E.I., & Yushchenko, V.D. (2023). Hidrohimicheskie processy okislenija zheleza pri vnutriplastovoj obrabotke podzemnoj vody. In *Nauchno-tehnicheskij progress v zhilishhno-kommunal'nom hozjajstve: sb. tr.*; Institut zhilishhno-kommunal'nogo hozjajstva NAN Belarusi (221–229). Minsk, BG TU. (In Russ).
8. Rashkevich, E.I., & Yushchenko, V.D. (2026). Mehanizm osazhdenija zheleza v processe vnutriplastovoj obrabotki vody dla malyh naselennykh punktov Respubliki Belarus'. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F, Stroitel'stvo. Prikladnye nauki [Herald of Polotsk State University. Series F, Civil engineering. Applied sciences]*, 1(44), 78–84. DOI: 10.52928/2070-1683-2026-44-1-78-84. (In Russ., abstr. in Engl.).
9. Nikoladze, G.I. (1978). *Obezzhelezivanie prirodnyh i oborotnyh vod*. Moscow: Strojizdat. (In Russ).
10. Zolotova, E.F., & Ass, G.Ju. (1975). *Ochistka vody ot zheleza, marganca, ftora i serovodoroda*. Moscow: Strojizdat. (In Russ).
11. Schwertman, U., & Thalmann, N. (1976). The influence of Fe (II), Si, and pH on the Donation of lepidocrocite and ferrihydrite during oxidation of aqueous FeCl_2 solutions. *Clay. Minerals*, 11(3), 189–200.

12. Kudel'skij, A.V., & Pashkevich, V.I. (2024). *Regional'naja gidrogeologija i geohimija podzemnyh vod Belarusi*. Minsk: Belarus-kaja navuka. (In Russ).
13. Garrels, R.M., & Krajst, Ch.L. (1968). *Rastvory, mineraly ravnovesie*. Moscow: Mir. (In Russ).
14. Driver, Dzh., & Smirnova, S.I. (Eds.). (1985). *Geohimija prirodnyh vod*. Moscow: Mir. (In Russ).
15. Frog, B.N., & Pervov, A.G. (2015). *Vodopodgotovka: ucheb. dlja vuzov*. Moscow: ASV. (In Russ).

Поступила 02.07.2026

**FEATURES OF COMBINED OXIDATION AND PRECIPITATION OF IRON AND MANGANESE
DURING INTRAPLASTIC TREATMENT OF WATER
IN SMALL SETTLEMENTS OF THE REPUBLIC OF BELARUS**

H. RASHKEVICH, V. YUSHCHENKO

(Vitebsk Regional Municipal Unitary Enterprise of water supply and sewage “Vitebskoblvodokanal”)

The article describes the joint hydrochemical precipitation of iron and manganese during in-situ treatment of groundwater on fine-grained sands for small settlements' water supply systems.

Keywords: *subterra in-situ treatment method for underground water, water quality, technology, and hydrochemical features of iron and manganese precipitation.*

УДК 347.787+904(476)

DOI 10.52928/2070-1683-2026-45-2-20-30

**НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВТОРОГО ЭТАЖА ЗДАНИЯ БЫВШЕЙ ГОСТИНИЦЫ
(МЕБЛИРОВАННЫХ КОМНАТ) «БРИСТОЛЬ» ПО УЛ. ЛЕНИНА Д. 4 В Г. ПОЛОЦКЕ****А.А. СОЛОВЬЁВ***(Национальный Полоцкий историко-культурный музей-заповедник)*

В статье представлены итоги натурных исследований второго этажа здания бывшего «Бристоля». С помощью зондажей стен и последовавшего позднее полного удаления штукатурки с несущих стен помещений здания исследователем был прослежен ряд масштабных перепланировок внутри здания, связанных с приспособлением его под квартиры. В ходе проведенных работ были прослежены остатки первоначальных дверных проёмов. Также благодаря доступным фотоснимкам Полоцка начала XX в. стало возможным уточнить время возведения здания и выявить ряд его утраченных архитектурных элементов (ломаную крышу с мансардным этажом и шатровыми завершениями углов), объясняющих характер архитектурного убранства его главных фасадов, обращённых на угол ул. Вознесенской/Сакко и Ванцетти/Ленина и ул. Спасской/Советской.

Ключевые слова: «Бристоль», зондажи, натурные исследования, своды Монье, пожар 1912 г., фотоснимки.

Введение. Изучаемое здание расположено в историческом центре Полоцка на углу ул. Вознесенской/Сакко и Ванцетти/Ленина и ул. Спасской/Советской. Объект является историко-культурной ценностью «без категории» с шифром 213Г00062. Здание изначально возводилось в качестве гостиницы (меблированных комнат) для постояльцев среднего достатка, но после революционных событий 1917 г. было муниципализировано и использовалось в административно-жилых целях. В период нацистской оккупации Полоцка 1941–1944 гг. во время Великой Отечественной Войны здание полностью выгорело изнутри. На аэрофотоснимках Полоцка 1944 г. видны внутренние несущие стены и перекрытие центрального коридора. В ходе послевоенного восстановления Полоцка в конце 40-х начале 50-х годов XX в. здание приспособили и восстановили в качестве жилья.

Изучаемый объект находится в ведении жилищно-коммунального хозяйства г. Полоцка, которое осенью 2025 г. начало капитальный ремонт здания с усилением несущих стен и полной заменой внутренних перегородок и перекрытий, что параллельно со строительными работами позволило проводить на объекте натурные исследования. Целью данных исследований было выявление и фиксация элементов первоначальной планировки, интерьеров и предметов материальной культуры его обитателей.

Само же внутреннее пространство здания, с учётом существующих несущих стен для привязки выявляемых объектов, разделено следующим образом.

Коридор расположен в центре здания по линии север-юг, видимо, в ходе восстановления объекта после нацистской оккупации Полоцка в 1941–1944 гг. в его контур встроена деревянная лестница. **Камора** расположена в южном конце **Коридора**, но сообщения с ним не имеет.

Отсеки очерчены периметром несущих стен: **Юго-западный (ЮЗ), Центральный западный (ЦЗ), Северо-западный (СЗ)**. В состав последнего **СЗ** отсека входят небольшие помещения в его северо-восточной части, примыкающие к северному концу **Коридора**. С другой стороны располагались **Юго-восточный (ЮВ), Северо-восточный (СВ)** отсеки (рисунок 1).

На начальном этапе исследований автором велось устройство небольших зондажей. Ориентиром для их размещения служили трещины, неровности штукатурки и оголённая в ходе сноса перегородок кладка несущих стен. Позже рабочими начался полный снос штукатурки со стен отсеков, что выявило масштаб и ранее неизвестные архитектурные и конструктивные элементы первоначальной внутренней планировки здания.

Наиболее раннее упоминание существования в Полоцке меблированных комнат относится к 1889 г., основным критерием для их указания было наличие пункта общественного питания – буфета. При этом большинство подобных заведений Полоцка было сосредоточено на ул. Спасской. Среди них указанных в Полоцке на 1889 г. меблированных комнат гостиничного предприятия «Бристоль» не зафиксировано¹.

Меблированные комнаты отличались как от доходных домов, где приезжие могли снимать квартиру, так и от самых дешёвых гостиниц. Они представлены двумя типами. К гостиничным предприятиям относились те из них, в которых имелось более шести номеров, также обязательным условием было предоставление постояльцам питания. Они (как и гостиницы, трактиры, подворья, ночлежные дома) подпадали под действие «Высочайше утвержденного Положения о трактирных заведениях от 4 июля 1861 года», регламентировавшего деятельность подобных заведений. Позже в 1893 г. в данное законодательство были внесены основательные дополнения и исправления, новый закон получил название «Положение о трактирном промысле от 8 июля 1893 года». На его основе разрабатывались законодательные акты местного значения, отражавшие специфику данного региона².

¹ Памятная книжка Витебской губернии на 1889 г. – Витебск: Губернская типография, 1889. – 371 с. – См. с. 346, 354–359.

² Дегтярев С.О. Гостиничное дело в дореволюционной Москве (1861–1914 гг.): дис. ... канд. ист. наук: 07.00.02 / Дегтярев Станислав Олегович. – М., 2015. – 229 л. – См. с. 14–16, 42.

Ко второму типу относились меблированные комнаты, где было менее шести номеров. Их устраивали в доходных домах, поэтому регламентация их деятельности велась квартирным законодательством³.

По сравнению со съёмными квартирами в доходных домах клиент гарантировано получал помещение, обеспеченное хозяйской мебелью (пусть даже самой дешёвой) и постельным бельём, а также ограниченный перечень услуг со стороны немногочисленного персонала. В основном это были коридорные, которые должны были подавать самовар и кушанье, чистить платье и обувь (но в отличие от гостиниц здесь в столовых залах еда подавалась только для постояльцев). Кроме этого, меблированную комнату (в отличие от гостиницы) можно было снять на длительный срок – до нескольких месяцев⁴.

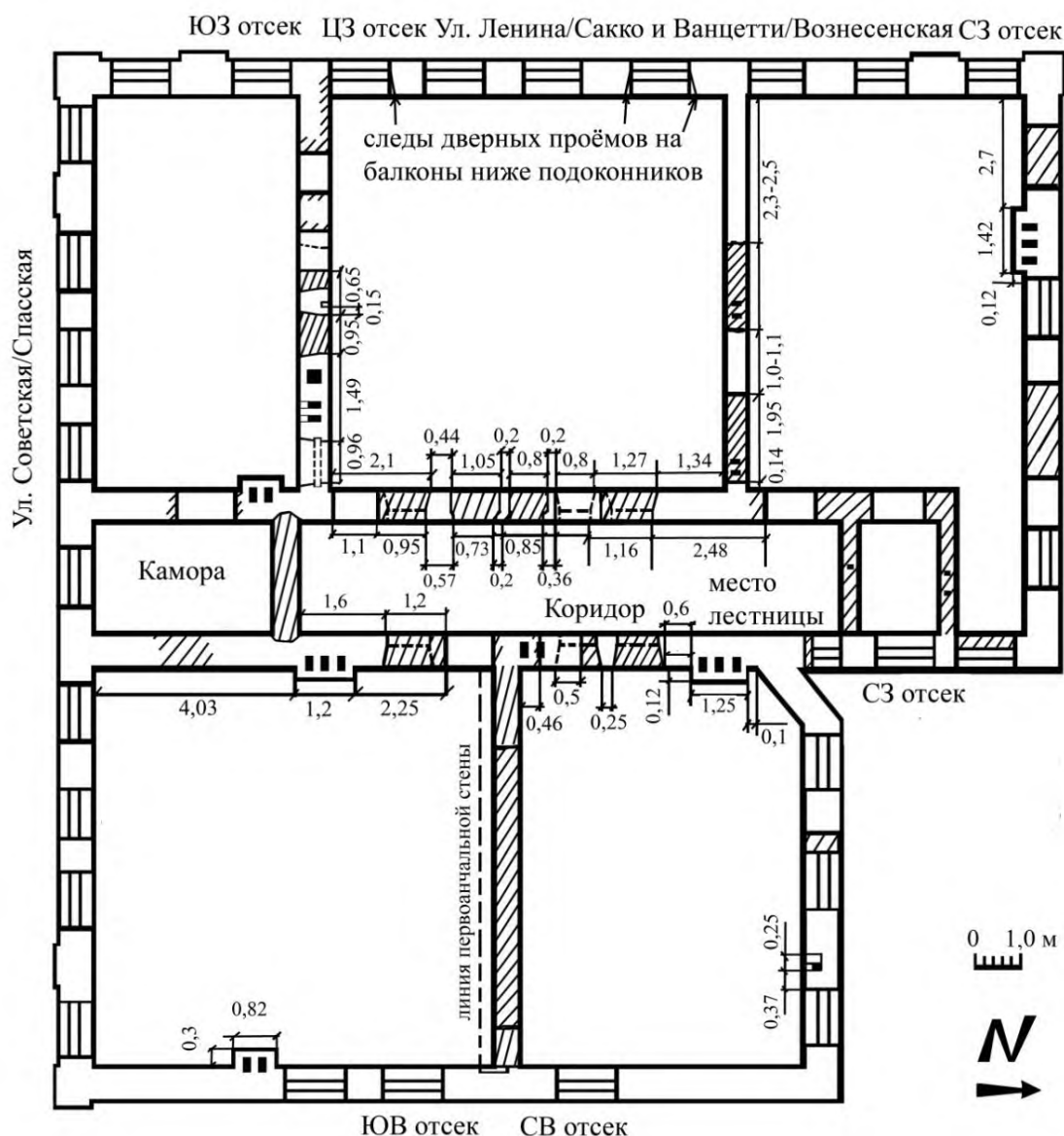


Рисунок 1. – План второго этажа здания бывших меблированных комнат «Бристоль» с частичными промерами выявленных проёмов и выступов. Косой штриховкой отмечены закладки проёмов и перекладки стен. Дымовые каналы отмечены условно, исходя из размеров выступов и сохранившихся первоначальных выходов. Пунктиром отмечены утраченные части дверных проёмов

Основная часть. Наиболее раннее упоминание меблированных комнат «Бристоль» в г. Полоцке имеется в путеводителе по городу Полоцку за 1910 г., изданном в связи с торжествами по переносу из Киева в Полоцк мощей Преподобной Евфросиньи Полоцкой⁵. Согласно сведениям полоцкого краеведа И.П. Дейниса, на момент

³ См. сноску 2, с. 42.

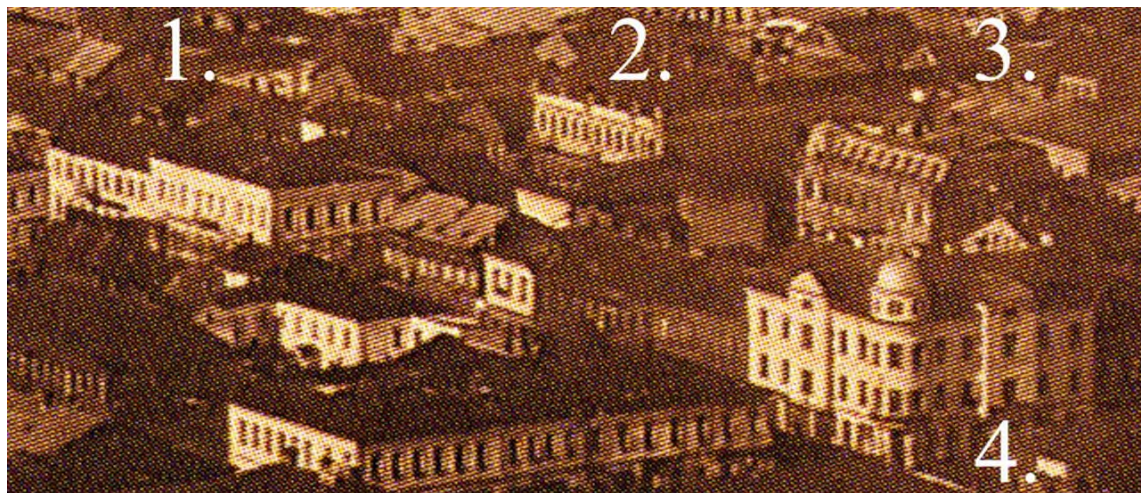
⁴ См. сноску 2, с. 38, 43–45.

⁵ Путеводитель по городу Полоцку 1910 года. Справочное издание. Наследие Полоцкой земли. Выпуск 4. – Полоцк, 2006. – 44 с. – URL: <https://netboardme-cf1.s3.amazonaws.com/published/96556/files/d34fbd4a3ee526736be2502db3c19c22.pdf>. – См. с. 21.

происходящих событий 1910 г. это было одноэтажное деревянное здание с дешёвыми номерами⁶. Возможно, первоначально оно даже не относилось к гостиничным предприятиям.

Время возведения существующего кирпичного здания бывших меблированных комнат «Бристоль» можно определить приблизительно: с учётом пожара, уничтожившего в 1912 г. центральную часть Полоцка⁷, и с помощью сопоставления ряда разновременных фотоснимков видов и панорам центральной части Полоцка конца XIX – начала XX вв. На большинстве фотографий, сделанных с колоколен Николаевского собора, на месте существующего здания видна крыша деревянной постройки, существовавшей до упомянутого выше пожара 1912 г. [1, с. 47, 93]. На фотографиях города, сделанных после пожара 1912 г. и с немецкого аэроплана 1918 г., видно, что застройка центральной части Полоцка значительно уплотнилась, возросло и количество кирпичных зданий (рисунок 2). Сохранившееся сегодня здание меблированных комнат «Бристоль» уже присутствует. Хорошо видно шатровое завершение на юго-западном углу и окна в жилой части ломаной мансардной кровли [1, с. 138]. Данная конфигурация крыши частично объясняет и специфический характер архитектурного оформления главных западного и южного фасадов здания. Крайние окна обоих (западного и южного) уличных фасадов выделены рустованными лопатками, которые на уровне второго этажа имеют геометрический орнамент в виде профилированных розеток. Возможно, там также первоначально предполагались шатровые завершения на северо-западном и юго-восточном углах здания, но на фотоснимке их нет (см. рисунок 2: 3).

Относительно первоначальной внутренней планировки здания никаких сведений выявить не удалось. Частично на данный вопрос могут ответить только натурные исследования внутренних помещений.



1. – здания гостиничного комплекса «Гранд-Отель» (в угловом здании бывшей гостиницы сегодня «Гранд-Паб» на месте прилегающего «сталинка» на фундаментах с фрагментами стен утраченной постройки); 2. – гостиница «Лондон» (до пожара 1912 г. была меблированными комнатами); 3. – меблированные комнаты «Бристоль» (видна ломаная мансардная крыша с шатровой башенкой на углу); 4. – дом на углу проспекта Ф. Скорины и ул. Энгельса

Рисунок 2. – Фрагмент фотоснимка Полоцка 1918 г. с немецкого аэроплана из книги В.А. Лиходедова

Чердак. Обследование его пространства показало отсутствие следов конструкций первоначальной стропильной системы, остававшейся от мансардных помещений. От первоначальных печных труб здания обнаружены только отдельные кирпичи с лекальной вытеской в виде скоса. Они были использованы повторно для противопожарного покрытия существующего ныне перекрытия. Также при расчистке пола чердака найдены кирпичи с клеймом «ПКСМ» (Полоцкий комбинат строительных материалов). Данное предприятие было создано на базе кирпично-черепичного завода № 39 в 1950 г. и подверглось первой масштабной реконструкции в 1969 г. [2, с. 191]. После этого оно просуществовало до 1999 г. и было окончательно ликвидировано в 2001 г. Существующие ныне трубы (большая их часть сохранилась только на уровне чердака) остались от созданного при послевоенном восстановлении здания печного отопления, поэтому были обмазаны раствором и побелены. Позже часть из них приспособили под вентиляцию.

Второй этаж. Ряд сведений по первоначальной планировке здания был собран в ходе исследований во время строительных работ по разборке имевшихся перегородок, перекрытий и инженерных сетей существующих квартир. Предполагалась замена перекрытий перегородок инженерных систем и коммуникаций квартир. Первоначально на сохраняемых несущих стенах делались небольшие поисковые зондажи, ориентиром для устройства и расположения которых были деформационные трещины, наплывы и провалы на штукатурке и её утраты на месте удаляемых перегородок. Однако аварийное состояние покрытия стен привело к решению о её практически полном сносе внутри здания. Это позволило зафиксировать всю панораму имеющихся внутренних перестроек.

⁶ Дейнис И.П. Полоцк в XX веке (1905–1967 гг.). Рукопись. – Фонды НПИКМЗ, КП-5 2774, экз. № 5 781 26.04.1972. – См. с. 40–41.

⁷ См. сноску 6, с. 54–55.

Коридор разделяет здание на две части и имеет капитальные стены, на которые опираются своды Монье⁸. Южная и северная стены также являются капитальными. Высота коридора от существующего деревянного пола до свода приблизительно от 4,0 м на уровне пяты (рельса) и до 4,15 м на уровне замкового кирпича. Он вытянут с юга на север. Исследования показали, что в восточной и западной продольной стенах коридора, сохранились фрагменты первоначальных дверных проёмов начала XX в. около 0,95 м шириной. Они имели мощные клинчатые перемычки в полтора кирпича.

Работы по западной стене **Коридора**, на участке, отделяющем ЦЗ отсек от **Коридора**, показали, что первоначально она представляла собой ряд разнообразных прямоугольных проёмов и ниш с массивными клинчатыми перемычками толщиной в полтора кирпича. Большинство их следов наблюдалось со стороны ЦЗ отсека, характер кладок со стороны коридора позволил полагать, что некоторые из них первоначально могли быть нишами, пробитыми для устройства проходов в более позднее время. В южной части стены между коридором и ЦЗ отсеком на участке первоначальной кладки шириной около 0,57 м прослежена штроба в виде кладки кирпича «утопленным рядом» (рисунок 3: 1). Глубина штробы 4,0–5,0 см от поверхности кладки стены. Подобная конструкция применялась для устройства соединения и примыкания перпендикулярно расположенных капитальных стен зданий. При этом следов поперечной стены на сводах и противоположной стене **Коридора** обнаружить не удалось, поскольку первоначальная кладка на тех участках уничтожена. Аналогичный способ соединения стен широко применялся в зданиях XIX – начала XX вв., например, в расположенных недалеко от изучаемого нами здания корпусах «Гранд-Отеля» [3, с. 64].

Расчистки на восточной стене коридора рядом с входом СВ отсека показали, что изначально там имелось два одинаковых дверных проёма, разделённых узким простенком. В их закладках также встречаются кирпичи с клеймом «ПКСМ». При этом один из них расположен над маршем существующей деревянной лестницы, это говорит о позднем происхождении последней. Там же на уровне существующей междуэтажной площадки в районе соединения двух наружных стен обнаружен металлический тяж, элементы которого, судя по выделке поверхностей, имели не кузнечное, а промышленное производство (рисунок 3: 2).



1. – выложенная каменщиками кирпичная штроба для соединения поперечной кладки на западной стене, рядом – закладка дверного проёма возле ниши электрошита; 2. – фиксация металлического тяжа по восточной стене на уровне междуэтажной площадки

Рисунок 3. – Коридор

Камора, расположенная в южном конце **Коридора**, образована при позднейших реконструкциях здания путём возведения капитальной поперечной стены, поставленной на свод первого этажа. Зондажи показали, что её кладка была врезана в первоначальные восточную и западную стены коридора. Следов первоначальных дверных проёмов в них не обнаружено.

Полное снятие штукатурки со стен показало, что восточная и западная стены бывшего коридора, образующие **Камору**, имеют слабую перевязку с южной фасадной стеной (через три – пять рядов кирпича), из-за чего при деформации здания стык между ними разошёлся.

Юго-западный (ЮЗ) отсек исследовался на предмет утраченных поперечных несущих стен. Поиск следов их возможного примыкания вёлся на поверхности южной и северной стены отсека. Зондаж на большом межоконном простенке южной стены показал их отсутствие (см. рисунок 1).

⁸ Так называется конструкция перекрытия, состоящая из небольших кирпичных или бетонных лучковых сводов, опирающихся на металлические балки, в качестве которых обычно использовали швеллера или рельсы.

Зондажи в западной части северной стены делались для поиска как следов примыкания утраченной стены, так и предполагаемого дверного проёма. Выяснено, что стена в данной части имеет ряд перекладок. Судя по характеру выделки кирпича, они велись во второй половине XX в.

При полном сносе штукатурки в центральной и восточной части северной стены (между существующими входами) прослежены остатки трёх первоначальных дверных проёмов, обращённых устьями в изучаемый нами ЮЗ отсек (рисунок 4: 1). От расположенного на западе первоначального проёма сохранились следы восточного откоса, закрытого поздней кирпичной закладкой. Центральный был замурован. Ширина сохранившегося проёма со стороны устья около 1,05 м, высота – около 2,5 м от современного пола. Его перемычка со стороны отсека толщиной в кирпич. Ещё один изначальный проём располагался в северо-восточном углу отсека, он был приспособлен в качестве входа в одну из комнат, но его клинчатая перемычка была утрачена и заменена рельсом. Расчистка первоначальных откосов показала, что на них сохранился широкий паз под первоначальную дверную коробку толщиной около 15,0–16,0 см (см. рисунок 3: 2). Подобная ширина первоначальной дверной коробки может быть обусловлена наличием двойных дверей. В простенке между данными двумя проёмами обнаружены закладки дымоходов. Один из них располагался возле замурованного дверного проёма. Его закладка в виде квадрата со стороной 26,0–28,0 см. Следы двух небольших каналов прослежены около дверного проёма в северо-восточном углу отсека. В них вели два специальных прямоугольных отверстия размерами около 17,0×13,0 см на незначительной высоте над уровнем первоначального пола (рисунок 4: 1).

При изучении восточной стены ЮЗ отсека велось исследование выступа прямоугольной в плане формы 0,73×0,15 см, зондаж показал, что его кладка имела перевязку с основной стеной здания и выполнялась в ходе его возведения. Назначением выступа могло быть устройство дымоходных каналов с первого этажа (рисунок 4: 2).



1.

2.

1. – центральная часть северной стены с замурованным дверным проёмом и закладками отверстий, которые вели в первоначальные дымовые каналы; 2. – северная часть восточной стены – виден восточный откос дверного проёма с пазом для дверного блока, рядом – выступ для дымоходов от первого этажа

Рисунок 4. – Отсек ЮЗ

Центральный западный (ЦЗ) отсек имеет два столба, возведённых во второй пол. XX в. В их кладке, как и на переложённых участках несущих стен, встречен кирпич с клеймом «ПКСМ». Один из столбов имел в своей структуре дымовые каналы и завершился противопожарной кирпичной распушкой.

Исследования северной стены, разделяющей два ЦЗ и СЗ отсека, показали, что она также имеет значительные перекладки. В закладках имеются кирпичи с клеймом «ПКСМ». В восточной части стены прослежены остатки первоначального прохода шириной около 1,95 м. Судя по кирпичам в верхней части, изначально он имел арочную полуциркулярную или эллиптическую перемычку, которая была уничтожена позднее при пробивке дымоходов и закладке в ходе приспособления здания под квартиры во время его послевоенных реконструкций. Пяты арки первоначального прохода прослежены на высоте около 2,5 м от существующих полов (рисунок 5: 1). Его откосы не имеют разворотных кирпичей, что говорит об отсутствии его первоначального заполнения дверным блоком или фрамугой. Подобные проёмы обычно устраивались в местах соединения лестничных клеток с коридорами или рекреационными помещениями общественных зданий или парадных частей дворцов и особняков (см. рисунок 1).

При сносе штукатурки на восточной стене отсека прослежен ряд прямоугольных дверных проёмов или ниш с клинчатыми перемычками толщиной в 1,0–1,5 кирпича, сильно повреждённых пробивками поздних дымоходов и перекладкой стен. Дверные проёмы определялись по наличию развёрнутых кирпичей для оформления устья, обращённого в отсек. Их ширина около 1,05 м, высота около 2,45 м от существующего пола. Дверные проёмы располагались в северном и южном конце восточной стены, отделяющей **ЦЗ** отсек от **Коридора** (рисунок 5: 2).

Между дверными проёмами были прослежены остатки трёх ниш (?). Их откосы частично были выполнены перпендикулярно плоскостям стены, что позволяло в них устанавливать полки. Их ширина была от 0,8–0,85 м (три центральных). Большинство простенков между нишами и дверными проёмами на уровне клинчатых перемычек были шириной около 20,0 см, среди них только один, расположенный в южной части стены, достигал со стороны отсека ширины 0,43 м. Их высота около 2,3 м от существующего пола. Частичное снятие штукатурки со стороны **Коридора** выявило, что позже они были прорублены и приспособлены в проходы. Расчистки данного участка стены в районе центральной ниши показали, что она могла быть проёмом для установки печи, которая обслуживалась со стороны коридора. В ходе дальнейших наблюдений за кладкой стены признаков первоначальных дымоходов над перемычкой ниши не выявлено (см. рисунок 1).

На южной стене был обнаружен ряд первоначальных дверных проёмов, следы которых были найдены и со стороны **ЮЗ** отсека. Замурованный проём в центре стены и со стороны **ЦЗ** отсека наиболее сохранился. Его первоначальная перемычка представляла собой клинчатую кладку в полтора кирпича, его высота от пола 2,5 м, ширина 0,95 м. Далее следовал ещё один, от которого уцелел восточный откос. Данные два проёма разделял простенок шириной около 0,37 м. В нём прослежено гнездо от строительных лесов, заложенное половинкой кирпича (рисунок 5: 3).

Наблюдения за западной фасадной стеной позволили проследить ниже уровня подоконников крайних окон продолжение первоначальных откосов проёмов, которые, судя по наличию вертикальных швов и разворотных кирпичей, первоначально доходили до уровня пола. Возможно, по первоначальному проекту здесь предполагалось устройство выходов на балконы, которые должны были находиться на западном фасаде здания, но позже от них отказались, поскольку следов их крепежа не обнаружено.

Ещё одной особенностью данного отсека было полное отсутствие выступов для устройства дымоходных каналов с первого этажа в толще первоначальных стен. Также не было обнаружено и первоначальных прямоугольных отверстий, соединявших первоначальные печи с дымовыми каналами.



1. – следы замурованного прохода в северной стене; 2. – следы дверных проёмов и ниш в северной части восточной стены; 3. – сохранившийся замурованный дверной проём в южной стене и замурованное гнездо под леса

Рисунок 5. – Отсек **ЦЗ**

Северо-западный (СЗ) отсек исследовался на предмет следов утраченных участков стен коридора и люфтоклозета, который мог располагаться в данной части здания (см. рисунок 1).

Работы по изучению восточной стены **СЗ** отсека, которая является продолжением западной стены **Коридора**, показали, что её северная часть полностью переложена. На данном ее участке расположены существующие входы в отсек (квартиру) и ванную. Последняя была изолирована от коридора и остального пространства **СЗ** отсека капитальными перегородками, поставленными на балки свода Монье, расположенного между этажами. Толщина этих перегородок в полтора-два кирпича. Судя по характеру выделки кирпича, они велись во второй половине XX в., на ряде изделий выявлено клеймо «ПКСМ». При расчистке места примыкания поперечной стены между коридором и ванной к восточной стене коридора, за ней была выявлена кирпичная штроба, предназначенная для перевязки утраченной поперечной стены начала XX в.

Работы по исследованию северной фасадной стены связаны с поиском следов примыкания первоначальной стены между отсеком и коридором. В её центральной части прослежен замурованный оконный проём шириной около 1,78 м. Ближе к северо-западному углу отсека, на стене имелся прямоугольный в плане выступ 0,12×14,2 м, который был выполнен вместе со стеной при возведении здания и предназначался для дымовых каналов.

Изучение южной стены, разделяющей два отсека, выявило ряд масштабных переключков. Судя по характеру выделки кирпича, они велись во второй половине XX в. При этом её западный конец частично перекрывал оконный проем в западной фасадной стене отсека, поэтому её поверхность слегка выгнута. Но перевязки данные стены не имели. В восточной части стены обнаружены остатки первоначального прохода шириной 1,95 м, который ранее был прослежен со стороны ЦЗ отсека. Судя по кирпичам в верхней части, изначально он имел арочную полуциркульную или эллиптическую перемышку, которая была уничтожена при пробивке дымоходов и закладке в ходе приспособления здания под квартиры. Данная арка ориентирована на широкое (около 1,78 м) замурованное окно в северной фасадной стене СЗ отсека. Его замуровали при устройстве в исследуемом здании квартир, но элементы его архитектурного оформления на фасаде хорошо сохранились.

Юго-восточный (ЮВ) отсек имеет мощный кирпичный столб в центральной части, сочетающий в себе опору перекрытия и дымоходный стояк. В его кладке имеются кирпичи с клеймом «ПКСМ» и «ЗД 39».

Исследование широкого межоконного простенка южной фасадной стены велось с целью поиска следов возможного примыкания утраченной несущей поперечной стены. Зондаж показал их отсутствие.

На восточной фасадной стене имеется прямоугольный в плане первоначальный выступ кирпичной кладки 0,82×0,3 м, который был предназначен для устройства дымовых и вентиляционных каналов без ослабления несущей способности стены (см. рисунок 1).

Исследования западной стены выявили следы значительных ремонтов. Имеющийся выступ в плане 1,2×0,13 м является первоначальным и предназначался для дымоходных каналов. Отверстия, ведущие в каналы, пробиты позже. Севернее его на расстоянии 0,57 м прослежен южный откос устья первоначального дверного проёма, связывавший его с **Коридором**. Его северная часть уничтожена при пробивке существующего входа в квартиру. Там же, возможно, располагались дымоходы стоявшей у двери печи. Западная стена отсека также имеет в южной части значительные переключки. В них имеются кирпичи с клеймом «ПКСМ» (рисунок 6: 1 и 2).

Расчистки в северо-восточном углу отсека показали, что существующая поперечная стена между **СВ** и **ЮВ** отсеками позднего происхождения, но установлена на месте прежней. По восточной фасадной стене прослежена выкладка штробы для перевязки с первоначальной. Штробы просматривались на длину 15–20 см, а в остальной части были перекрыты существующей стеной (рисунок 6: 3).



1.

2.

3.

1. – северная часть западной стены: выступ для дымоходов первого этажа, далее за ним видны остатки первоначального дверного проёма; 2. – южная часть западной стены: в закладке пробитого дымохода (?) виден кирпич с клеймом «ПКСМ»; 3. – восточная фасадная стена с кирпичной штробой, она сделана для привязки поперечной первоначальной стены между двумя отсеками и частично закрыта смещённой в сторону поздней стеной

Рисунок 6. – Отсек ЮВ

Северо-восточный (СВ) отсек имеет в центральной части несущий столб, в кладке которого имеются кирпичи с клеймом «ПКСМ». В ходе разборки перегородок квартиры в данном отсеке найдены кирпичи с клеймом «ПКЗ» (Полоцкий кирпичный завод). Возможно, это продукция кирпичного завода, построенного в Полоцке в 1929 г. вместо бывших монастырских. Новый завод просуществовал до 1941 г.⁹

Исследования западной стены, отделяющей **СВ** отсек от **Коридора**, показали, что существующий вход в квартиру пробит на месте первоначальных дымоходов и южной части первоначального дверного проёма. Обнаруженные дымовые каналы были первоначальными и имели сечение 13,0–15,0×25,0–27,0 м. От первоначального

⁹ См. сноску 6, с. 134.

дверного проёма (прослежен на ширину 0,5 м) их отделяет кладка толщиной в кирпич (26,0–27,0 см). Севернее повреждённого первоначального проёма прослежены очертания ещё одного проёма (как показали расчистки со стороны коридора), который очертаниями и размерами полностью повторял соседний. Он также имел расширенное в сторону отсека устье, но северный откос разворотных кирпичей не имел. При этом он был выше обнаруженного ранее на 0,15 м. Возможно, он также предназначался под проёмную печь.

Оба проёма разделял узкий простенок шириной в кирпич, около 0,25 м без штукатурки. Там же в западной стене на север от обнаруженного проёма был прослежен прямоугольный в плане выступ 0,12×1,2 м с дымовыми каналами, с отверстиями, приспособленными под вентиляцию. Характер перевязки кладок конструкций показал, что они первоначальные (рисунок 7: 1).

Полное снятие штукатурки над пробитым нынешним входом в квартиру выявило в районе обнаруженных ранее первоначальных дымоходов наличие срубленных кладок. Это говорит о больших позднейших переделках поперечной стены, разделяющей ЮВ и СВ отсеки, которая, возможно, здесь имела кирпичный выступ для усиления конструкции.

Изучение северной фасадной стены СВ отсека велось для поиска возможных следов примыкания ранее существовавших несущих стен, оно выявило в одном из междуоконных простенков закладку с замурованным отверстием. В качестве закладки был поставленный на торец кирпич 6,3×12,2×25,0 см с отпечатком лапы крупной собаки. Его удаление выявило дымоходный канал сечением 12,5–13,5×12,5–13,5 см, его стенки имели нагар, но в верхней части была забивка из строительного мусора и комьев раствора. Найденный кирпич был визуально аналогичен применяемому в первоначальной кладке здания. Устройство и перестройка данного дымохода может быть связана с корректировкой первоначального проекта здания (рисунок 7: 2).

Расчистки на южной стене, разделяющей ЮВ и СВ отсеки, проводились для выяснения причин трещин. Обнаружено, что она полностью переложена и с кладками первоначальных стен не связана. Судя по характеру выделки кирпича, работа велась во второй половине XX в., на одном из кирпичей имелось клеймо «ПКСМ».



1.

2.

1. – западная стена: видна срубленная кладка выступа и дымоходы, далее – следы двух заложённых проёмов и выступ под дымоходы первого этажа; 2. – северная стена: простенок между окнами с перекладками и дымоходом

Рисунок 7. – Отсек СВ

Интерпретация выявленных материалов. Проведенные исследования показали: здание бывших меблированных комнат «Бристоль» хоть и подверглось значительной перепланировке внутренних помещений, но основные несущие стены сохранило (рисунок 8).

Первоначальные дверные проёмы имели небольшие габариты (от 0,95×2,45 м с учётом четвертей для дверного блока и 1,05×2,5 м со стороны устья) и были рассчитаны на одностворчатые двери. Нередко данные проёмы делались спаренными (отсеки ЦЗ и СВ). В случае необходимости это позволяло переносить вход, не разрушая несущих конструкций здания, и осуществлять внутренние перепланировки перегородок. Сами же проёмы были заложены не на всю толщину стены и могли использоваться в качестве корпусной мебели после устройства полок. Ниш и проёмов для установки печей найдено мало, в целом они повторяли дверные проёмы, но были меньших размеров около 0,8×2,3 м, а откосы не имели разворота.

Найденный широкий проход с арочной перемычкой в стене между отсеками ЦЗ и СЗ, будучи ориентированным на широкое окно в северной фасадной стене, может быть связан с размещением в данной части здания первоначальных лестниц, ведущих как вниз на первый этаж, так и в жилую мансарду (см. рисунок 8).

Часть первоначальных дымоходных каналов располагались в толще несущих стен, для некоторых из них в стенах на уровне второго этажа было выполнено усиление кладок в виде прямоугольных выступов, чтобы не ослаблять кладку стен. Подобные конструкции на первом этаже практически не прослежены. Данные конструктивные особенности дымовых каналов могут быть связаны с устройством печного отопления и дровяных плит в помещениях первого этажа.

Существующий сегодня **Коридор** первоначально освещался окном в южной фасадной стене и небольшим проёмом (на две трети ширины обычного окна) в восточной фасадной стене со стороны двора. Там же располагалась торцовая стена, которая опиралась на свод коридора. В центральной части коридора, видимо, имелась поперечная стена с широким арочным проходом, разделявшим его на две части. Вопрос об отоплении **Коридора** остаётся открытым, возможно, небольшая проёмная печь располагалась в одной из ниш отсека СВ, там, где вблизи располагались первоначальные дымоходы (см. рисунок 8).

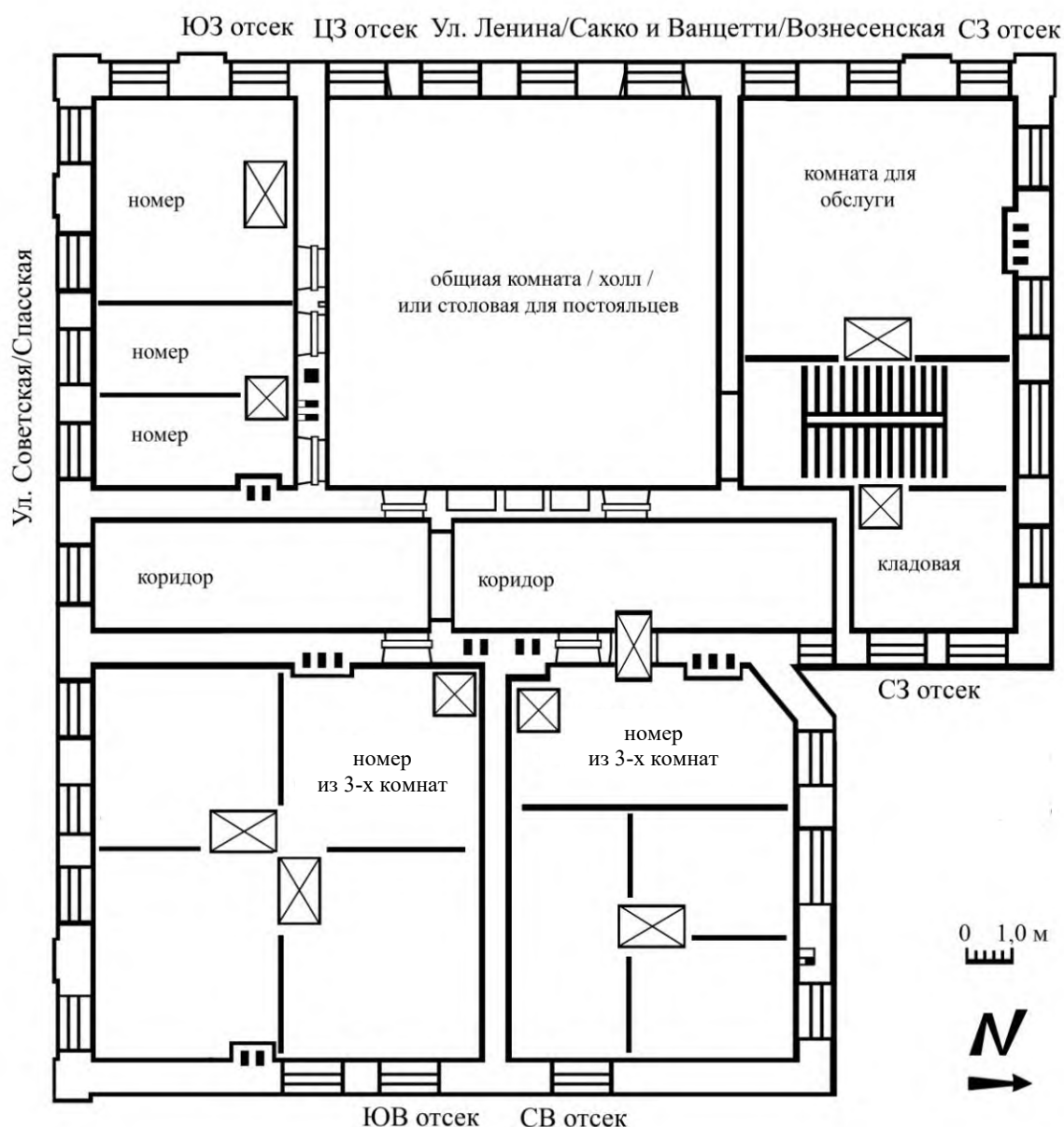


Рисунок 8. – Вариант реконструкции первоначальной функционально-планировочной структуры второго этажа с примерным расположением некоторых печей

С момента возведения большинство отсеков второго этажа были разделены деревянными перегородками, которые позволяли получать номера разных размеров и уровня комфорта только на этом этаже. Они могли

представлять собой как отдельные изолированные комнаты, так и блоки, состоявшие из двух-трёх комнат, объединённых общим коридором, что сближало их с устройством квартир¹⁰. С учётом расположения первоначальных проёмов ниш в несущих стенах, многокомнатные номера располагались в пределах несущих стен отсеков. Таковы, например, отсеки **СВ** и **ЮВ**. Там печи могли располагаться таким образом, чтобы обогревать смежные комнаты, а их топки обратить в коридор. Однокомнатные номера (два или три) располагались в **ЮЗ** отсеке, их входы были обращены непосредственно в **ЦЗ** отсек. Здесь печи располагали на границе двух номеров и обслуживались со стороны одного из них (см. рисунок 8).

Характер планировки отсека **ЦЗ** и расположение в нём широкого арочного прохода, двух дверных проёмов и практически одинаковых с ними ниш позволяют полагать, что тут располагалась общая комната, которая могла использоваться в качестве столовой или холла для постояльцев. Ряд из ниш мог быть приспособлен в качестве мебели путём устройства полок.

В северо-западном отсеке **СЗ** за лестницей могли находиться комнаты obsługi, которая таким образом была изолирована от постояльцев. Наиболее дешёвые номера (небольшие комнаты) располагались в жилой мансарде. С другой стороны к лестнице мог примыкать небольшой склад или жильё. Стоявшие там печи могли частично обогревать и лестницу.

Имеющиеся в отсеках прямоугольные выступы с дымоходными каналами внутри могут быть связаны с отопительными устройствами первого этажа (см. рисунок 8).

Заключение. Сопоставление имеющихся фотографий панорам центральной части Полоцка XIX – начала XX вв. позволяют считать временем возведения существующего кирпичного здания период с 1912 по 1917 г. взамен деревянного гостеприимного предприятия, уничтоженного пожаром 1912 г.

Натурные исследования второго этажа бывших меблированных комнат «Бристоль» показали, что данное гостеприимное предприятие было рассчитано на клиентов с низким и средним достатком. Главным помещением был центральный зал, куда вела арка входа с лестницы. Уборные и лестница, видимо, располагались в северном конце коридора. Сама лестница вместе с туалетами и отделённой ею комнатой (комнатами?) для прислуги находилась в северо-западной части здания. Дверные проёмы между помещениями имели минимальные размеры и односторчатые полотна.

Первая реконструкция здания могла произойти в период между 1917–1941 гг., с ней могут быть связаны кирпичи с клеймом «ПКЗ». Её причиной могли стать повреждения изучаемого здания периода советско-польской войны 1919–1920-х годов, при которых правобережная часть Полоцка подвергалась артиллерийским обстрелам с левого берега Западной Двины. В период нацистской оккупации 1941–1944 гг. здание выгорело изнутри, утратив первоначальную мансардную крышу. Восстановление здания первоначально было минимальным – возобновляются крыша перекрытия и перегородки исходя из существующих дверных проёмов. Видимо, из-за низкого качества работ вскоре после 1950 г. произошла первая основательная реконструкция здания, как и прежде, сохранялось его печное отопление, появляются дополнительные кирпичные столбы и квартирная планировка, перебиваются первоначальные дверные проёмы.

Капитальная реконструкция с созданием существующей ныне планировки произошла между 1950 г., когда возводится Полоцкий комбинат строительных материалов, и 1960-ми гг., когда в Полоцке после введения в эксплуатацию ТЭЦ начался перевод жилого фонда и административно хозяйственных зданий с печного на центральное паровое отопление.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ліхадзедаў У.А. Полоцк – першая сталіца = Polatsk – pershaya stalitsa = Polotsk – first capital. – Мінск: Белстан, 2022. – 288 с. – (У пошуках страчанага).
2. Торгашова М.О. Полоцкий комбинат строительных материалов. 1945–1969 гг. // Матэрыялы навукова-практычнай канферэнцыі: (па выніках навукова-даследчай работы ў 2017 г.) / уклад. Т.У. Явіч; Нацыянальны Полацкі гісторыка-культурны музей-запаведнік. – Мінск: Медысонт, 2019. – С. 189–194.
3. Соловьёв А.А. Итоги натурных исследований стен и подполья первого этажа дома по проспекту Ф Скорины, 5 // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F, Строительство. Прикладные науки. – 2023. – № 3. – С. 55–68.

REFERENCES

1. Likhadzedau, U.A. (2022). *Polotsk – pervaya stolitsa = Polatsk – pershaya stalitsa = Polotsk – first capital*. Minsk: Belstan.
2. Torgashova, M.O. (2019). Polotskii kombinat stroitel'nykh materialov. 1945–1969 gg. In T.U. Yavich (Eds.) *Materyyaly navukova-praktychnai kan-ferentsyi: (pa vynikakh navukova-dasledchai raboty ў 2017 g.)* (189–194). Minsk: Medysont. (In Russ.).
3. Solov'ev, A.A. (2023). Itogi naturnykh issledovaniy sten i podpol'ya pervogo etazha doma po prospektu F. Skoriny, 5 [The results of the research of the underground floor of the house 5 on F. Skorina avenue]. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F, Stroitel'stvo. Prikladnye nauki [Herald of Polotsk State University. Series F, Civil Engineering. Applied Sciences]*, 3, 55–68. (In Russ., abstr. in Engl.).

Поступила 25.03.2026

¹⁰ См. сноску 2, с. 44.

**FIELD STUDIES OF THE SECOND FLOOR OF THE FORMER BRISTOL HOTEL
(FURNISHED ROOMS) BUILDING AT 4 LENIN STREET IN POLOTSK**

A. SOLOVYOV

(Polotsk National Historical and Cultural Museum-Reserve)

The article presents the results of field studies of the second floor of the former Bristol Hotel building. Using wall probes and later completely removing the plaster from the building's load-bearing walls, the researcher traced a series of large-scale renovations within the building that were related to its conversion into apartments. During the work carried out, the remains of the original doorways were traced. Additionally, thanks to the available photographs of Polotsk from the early 20th century, it became possible to determine the time of construction of the building and identify a number of its lost architectural elements (a broken roof with an attic floor and tent-shaped corners), which explain the architectural design of its main facades facing the corner of Voznesenskaya/Sako i Vantsetti/Lenina streets and Spasskaya/Sovetskaya streets.

Keywords: *Bristol, surveys, field research, Monier vaults, 1912 fire, photographs.*

УДК 691.32:620.173:004.85

DOI 10.52928/2070-1683-2026-45-2-31-39

**AGGREGATE-CONTROLLED STIFFNESS IN HIGH-PERFORMANCE RECYCLED CONCRETE:
MECHANISMS, DATA SYNTHESIS, AND MODELING PERSPECTIVES****CHUNHUA SONG, Ph.D in Engineering V. KRAVCHENKO**
(Brest State Technical University)

The elastic modulus of recycled aggregate concrete (RAC) remains significantly lower than that of natural aggregate concrete (NAC), even when compressive strength is fully recovered through high-performance mix design. This stiffness deficit critically limits the structural application of sustainable high-performance concrete (S-HPC), particularly under serviceability-controlled conditions.

This review synthesizes experimental, reconstructed, and physics-informed data published between 2019 and 2025 to elucidate the governing mechanisms of elastic modulus degradation in high-performance RAC (HP-RAC). A five-phase microstructural framework is adopted to explain compliance amplification induced by adhered old mortar and double interfacial transition zones (ITZs). To overcome experimental data fragmentation and variability, a data-augmented methodology combining literature reconstruction ($n \approx 186$), probabilistic uncertainty quantification, and Physics-Informed Machine Learning (PIML) is employed.

Results demonstrate that elastic modulus in HP-RAC is predominantly controlled by recycled aggregate compliance rather than matrix strength, exhibiting a stiffness saturation phenomenon beyond a matrix modulus of approximately 45 GPa. Carbonation treatment, nano-engineering of ITZs, and hybrid fiber reinforcement are critically evaluated as stiffness recovery routes, with carbonation curing showing a favorable balance between stiffness enhancement and carbon efficiency.

The review suggests the need to move beyond empirical strength-based formulations toward micromechanical and physics-informed approaches, while acknowledging the limitations of reconstructed data and heterogeneous literature sources.

Keywords: *elastic modulus, recycled aggregate concrete, high-performance concrete, micromechanics, physics-informed machine learning, sustainability.*

Introduction. The rapid global transition toward low-carbon construction materials has placed recycled aggregate concrete (RAC) at the center of sustainable infrastructure development. In recent years, significant advances in mix design, binder optimization, and curing technologies have enabled recycled aggregate concrete to achieve compressive strength levels comparable to, or even exceeding, those of conventional natural aggregate concrete (NAC) [1–3]. In particular, the emergence of sustainable high-performance concrete (S-HPC) has demonstrated that the adverse effects of recycled aggregates on strength-related properties can be effectively mitigated through low water-to-binder ratios, high-reactivity supplementary cementitious materials, and advanced chemical admixtures [4–8].

Despite these advances, a persistent mechanical limitation remains unresolved: the elastic modulus of RAC is systematically lower than that of NAC at equivalent compressive strength levels. Reported reductions in elastic modulus typically range from 15% to 45% [9–13], even in high-strength and ultra-high-performance regimes. This discrepancy constitutes a fundamental challenge for structural applications governed by serviceability limit states, such as deflection control, crack width limitation, vibration performance, and lateral stiffness in high-rise and long-span structures. In such applications, stiffness—not strength—often governs design feasibility.

Current international design standards estimate the elastic modulus of concrete primarily as a function of compressive strength, implicitly assuming stiff, elastic natural aggregates and a relatively homogeneous two-phase material system. These assumptions become invalid when recycled aggregates are introduced, particularly in high-performance matrices where the stiffness contrast between the cementitious matrix and the recycled aggregate may be reversed. Consequently, code-based formulations tend to overestimate the elastic modulus of high-performance recycled aggregate concrete (HP-RAC), leading to unconservative predictions of serviceability performance [14; 15].

This growing disparity between achievable strength and recoverable stiffness has been increasingly recognized as a critical bottleneck limiting the structural adoption of sustainable HPC. Addressing this bottleneck requires a fundamental shift away from purely empirical strength-based correlations toward a mechanistic understanding of stiffness degradation and recovery in multi-phase recycled concrete systems.

Between 2019 and 2025, research on HP-RAC underwent a notable conceptual transition. Early studies during this period primarily focused on restoring compressive strength through matrix densification, implicitly assuming that stiffness recovery would naturally follow. However, as experimental evidence accumulated, it became increasingly apparent that stiffness and strength respond to recycled aggregates through fundamentally different mechanisms [16–19].

A growing body of literature demonstrated that while compressive strength could be enhanced almost indefinitely through binder optimization, the elastic modulus exhibited a saturation behavior beyond which further matrix densification yielded diminishing returns [20–22]. This realization prompted a gradual shift in research emphasis toward the intrinsic properties of recycled aggregates, particularly adhered old mortar and inherited interfacial transition zones (ITZs), as the dominant factors governing elastic response.

In parallel, advances in microstructural characterization techniques—such as nanoindentation, digital image correlation (DIC), and X-ray micro-computed tomography—enabled direct observation of strain localization and stiffness heterogeneity at multiple length scales. These techniques provided compelling evidence that elastic modulus degradation in HP-RAC originates from localized compliance within recycled aggregate shells rather than from deficiencies in the newly formed cementitious matrix [23].

Given the heterogeneity of experimental methodologies and reporting practices across the literature, traditional narrative reviews are insufficient to capture the governing trends of elastic modulus behavior in HP-RAC. To address this limitation, the present review adopts a data-augmented synthesis framework, integrating reconstructed experimental data, micromechanical modeling, and hypothetical engineering scenarios.

Peer-reviewed journal articles published between 2019 and 2025 were retrieved from major scientific databases, with selection criteria emphasizing high-performance concrete systems (compressive strength ≥ 50 MPa) and recycled coarse aggregate replacement ratios of at least 25%. When elastic modulus values were not explicitly reported, they were reconstructed from published stress–strain curves, reported modulus ratios, or load–strain relationships following standardized tangent modulus definitions. All reconstructed values are subject to uncertainty and are used exclusively for qualitative trend identification rather than quantitative validation.

To complement experimental evidence, physics-based parametric simulations were conducted using a core–shell micromechanical framework, enabling systematic exploration of stiffness sensitivity to recycled aggregate properties under controlled assumptions. In addition, hypothetical but physically consistent design scenarios were formulated to illustrate the relative effectiveness of stiffness recovery strategies from an engineering perspective.

This integrated approach allows the review to overcome data fragmentation while maintaining methodological transparency and physical consistency, thereby providing a robust foundation for critical analysis and future research directions.

To enhance reproducibility, the literature dataset was compiled using structured search strategies across major databases, focusing on studies published between 2019 and 2025. Inclusion criteria required (i) compressive strength ≥ 50 MPa and (ii) recycled aggregate replacement $\geq 25\%$. Elastic modulus values were extracted directly when available or reconstructed from stress–strain curves using standardized tangent modulus definitions. Reconstructed values were used exclusively for trend analysis rather than absolute validation, and associated uncertainties were qualitatively considered.

Microstructural Origin of Elastic Modulus Degradation in HP-RAC. The elastic modulus degradation observed in recycled aggregate concrete persists even when compressive strength is fully recovered through high-performance mix design, indicating that stiffness loss originates from microstructural features intrinsic to recycled aggregates rather than from insufficient matrix quality. At the elastic stage, the macroscopic modulus is governed by phase-level stiffness contrast and strain compatibility, rendering it particularly sensitive to compliant interphases introduced during aggregate recycling.

High-performance recycled aggregate concrete can be described as a hierarchical composite composed of a natural aggregate core surrounded by residual phases inherited from the parent concrete, including the old interfacial transition zone and adhered old mortar, which are further embedded within a newly formed ITZ and a high-performance cementitious matrix, is shown in Figure 1. This five-phase configuration fundamentally differs from the microstructure of natural aggregate concrete, where load transfer occurs across a single ITZ between aggregate and matrix.

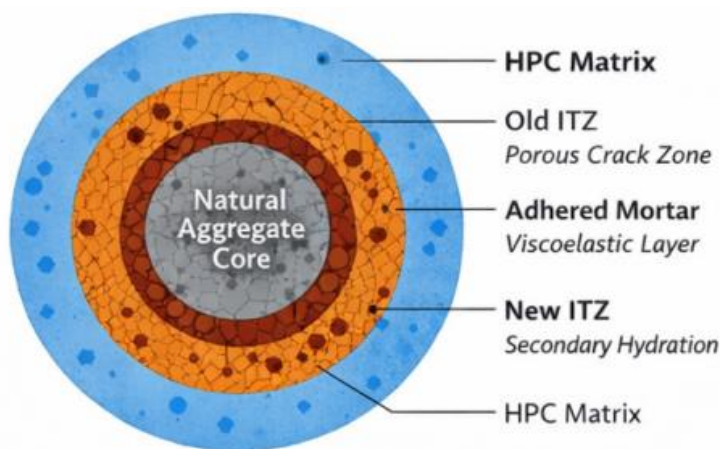


Figure 1. – The five-phase microstructure and the concept of triple-shell inclusion

Quantitative microstructural analyses reported in recent studies consistently show that adhered old mortar occupies a substantial fraction of the recycled aggregate volume, commonly exceeding one-quarter and in some cases approaching one-half, depending on parent concrete quality and crushing-induced damage. The old ITZ is characterized by elevated

porosity and microcracking, forming a continuous compliant layer at the aggregate surface. These microstructural features persist irrespective of subsequent matrix optimization and remain mechanically distinct from the newly hydrated cementitious phases.

Phase-resolved mechanical characterization demonstrates a pronounced stiffness discontinuity across the recycled aggregate–matrix system. Nanoindentation measurements performed on high-performance RAC indicate that the elastic response of the old ITZ and adhered mortar remains significantly lower than that of both the natural aggregate core and the surrounding high-performance matrix, even when the latter achieves elastic moduli comparable to or exceeding those of conventional high-strength concretes. As a result, the effective stiffness contribution of recycled aggregates is governed not by the aggregate core but by the compliance of the surrounding residual phases.

Micro-scale strain field measurements further confirm that elastic deformation in high-performance RAC is inherently non-uniform. Under service-level stresses well below the onset of macroscopic damage, strain localization consistently develops within the old ITZ and adhered mortar regions, while the natural aggregate core and high-performance matrix experience comparatively limited deformation. This localization reflects elastic-stage strain incompatibility rather than damage evolution and leads to a reduction in the effective load-bearing efficiency of recycled aggregates.

The combined effects of compliant residual mortar and double interfacial transition zones result in compliance amplification at the mesoscale, which constrains the macroscopic elastic modulus regardless of further improvements in matrix stiffness. Consequently, increases in matrix elastic modulus beyond approximately 45 GPa (as indicated by reconstructed data trends and parametric simulations in this study) yield diminishing gains in composite stiffness, as the elastic response becomes dominated by recycled aggregate compliance. This microstructural constraint provides a mechanistic explanation for the stiffness saturation phenomenon repeatedly observed in high-performance RAC and clarifies why elastic modulus recovery lags behind strength recovery.

These observations provide a mechanistic explanation for the decoupling between compressive strength and elastic modulus in HP-RAC and establish recycled aggregate compliance as the governing factor controlling stiffness. This mechanistic interpretation provides the basis for the data-driven and modeling analyses presented in the following sections.

Meta-Analysis of Elastic Modulus in HP-RAC. To quantitatively support the proposed mechanisms, a data-informed quantitative literature synthesis was conducted based on experimental and reconstructed datasets reported between 2019 and 2025 [1–16]. By integrating experimental and inferred data across a wide range of mix designs and recycled aggregate replacement ratios, dominant stiffness trends can be identified beyond the variability of individual studies.

Elastic modulus measurements of concrete are highly sensitive to testing protocols, which introduces inherent variability across different studies. Key influencing factors include specimen geometry, curing regime, moisture condition, loading rate, and modulus definition (tangent, secant, or chord modulus). Standard methods such as ASTM C469, EN 12390-13, and ISO 1920 adopt different procedures, leading to systematic differences in reported values. For instance, tangent modulus generally exceeds secant modulus, and moisture conditions can alter stiffness by more than 10%. As the dataset compiled in this study integrates heterogeneous sources, part of the observed variability may originate from testing inconsistencies. Therefore, the analysis emphasizes robust trends rather than absolute values, and cross-study comparisons should be interpreted with caution.

The reconstructed dataset comprises 186 data points spanning compressive strengths from approximately 50 MPa to over 140 MPa and recycled coarse aggregate replacement ratios from 0% to 100%. Across this dataset, elastic modulus exhibits a clear and monotonic reduction with increasing recycled aggregate content, whereas compressive strength displays no corresponding systematic decline. In high-performance regimes exceeding 80 MPa, elastic modulus values for HP-RAC typically range between 30 and 40 GPa, compared with 45–55 GPa for NAC at similar strength levels, status is shown in Table 1 and Figure 2.

Uncertainty Quantification and PIML Framework: elastic modulus measurements are highly sensitive to testing protocols (e.g., ASTM C469, EN 12390-13, ISO 1920), moisture conditions, and modulus definitions (tangent vs. secant), which introduces inherent variability across studies. To address this limitation, this study implements probabilistic analysis methods. Monte Carlo simulations were utilized to construct 95% confidence intervals for the reconstructed data, quantifying the uncertainty boundaries. Furthermore, instead of relying solely on simple statistical regression, Physics-Informed Machine Learning (PIML) algorithms were introduced. The PIML framework filters noise in the heterogeneous data by utilizing micromechanical analytical solutions (such as the Mori-Tanaka formulations) as physical constraints within the neural network's loss function. It is also acknowledged that future studies must incorporate dedicated experimental control series to further calibrate this literature-based PIML model.

Statistical analysis further confirms that elastic modulus correlates strongly with recycled aggregate water absorption and adhered old mortar content, while its correlation with compressive strength remains comparatively weak. In particular, once recycled aggregate replacement exceeds approximately 75%, stiffness reductions of 25% or more are consistently observed regardless of matrix strength or binder composition. These trends indicate that elastic modulus in HP-RAC is governed by recycled aggregate properties rather than by bulk matrix performance.

Importantly, the reconstructed dataset also reveals a stiffness saturation phenomenon: increasing compressive strength beyond a threshold does not lead to proportional increases in elastic modulus. This observation directly motivates the need for mechanistic modeling approaches capable of explicitly accounting for recycled aggregate compliance, which is addressed in the next section.

Table 1. – Statistical summary of reconstructed elastic modulus data for high-performance recycled aggregate concrete synthesized from studies published between 2019 and 2025 [1–16]

Concrete Type	RCA (%)	Mitigation Strategy	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Improvement vs. Plain RAC
NAC (Ref.)	0	N/A	60.5	46.8	N/A
NAC (Ref.)	0	N/A	92.3	51.2	N/A
NAC (Ref.)	0	N/A	128.6	54.7	N/A
HPC-RAC	25	None	58.4	42.1	–
HPC-RAC	50	None	62.7	38.2	–
HPC-RAC	75	None	65.9	34.6	–
HPC-RAC	100	None	68.1	31.9	–
HPC-RAC	50	Carbonation curing	64.2	41.8	18%
HPC-RAC	75	Carbonation curing	66.5	38.7	20%
HPC-RAC	100	Carbonation curing	69.3	36.5	22%
HPC-RAC	50	ITZ nano-modification	70.4	40.6	14%
HPC-RAC	75	ITZ nano-modification	72.8	37.9	15%
HPC-RAC	100	ITZ nano-modification	74.1	35.2	16%
HPC-RAC	100	Hybrid fibers	68.2	36.1	12%
UHPC-RAC	50	Dense matrix only	118.5	41.3	–
UHPC-RAC	75	Dense matrix only	122.9	38.6	–
UHPC-RAC	100	Dense matrix only	126.7	36.8	–
UHPC-RAC	100	2% Nano-silica	135	44.2	15%
UHPC-RAC	100	Carbonation + nano	138.4	46.1	18%
Multi-source synthesis	0–100	N/A	50–140	30–55	N/A

Notes. RCA replacement $\times$ MEA dosage; w/b = 0.40; mix IDs R0–M0 to R50–M10.

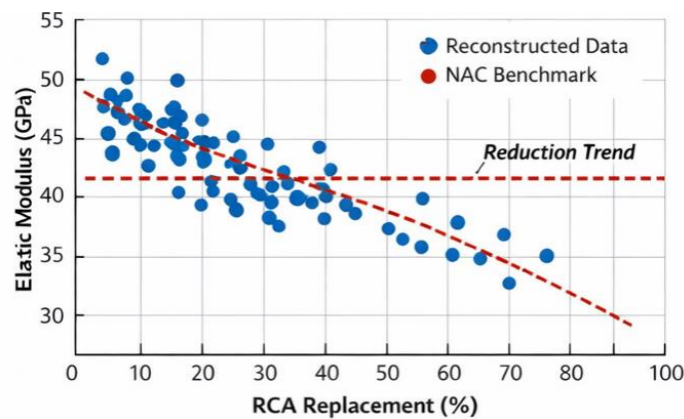


Figure 2. – Shows the reconstructed relationship between elastic modulus and RCA replacement ratio

Micromechanical Modeling and Parametric Analysis. Given the limitations of empirical strength-based correlations, micromechanical modeling provides a physically grounded framework for interpreting stiffness behavior in HP-RAC. In this section, a core–shell Mori–Tanaka homogenization approach is employed to represent recycled aggregates as multi-layer inclusions embedded within a high-performance cementitious matrix [24].

The effective elastic modulus is interpreted using a core–shell Mori–Tanaka framework to provide mechanistic insights [25]:

$$E_{eff} = E_m \frac{1+2V_f \frac{E_p-E_m}{E_p+E_m}}{1-V_f \frac{E_p-E_m}{E_p+E_m}} \quad (1)$$

In the formula (1), E_{eff} : Effective elastic modulus of the composite; E_m : Elastic modulus of the matrix material; E_p : Elastic modulus of the particle (reinforcement or inclusion phase); V_f : Volume fraction of the particle phase ($0 \leq V_f \leq 1$).

Transition to Nonlinear Mechanics. While the linear elastic Mori-Tanaka model provides a baseline approximation, it cannot adequately describe the nonlinear behavior, microcrack propagation, and interfacial slip that occur in the porous old ITZ upon loading. Therefore, the theoretical framework is expanded by incorporating Continuum Damage Mechanics (CDM) and Cohesive Zone Modeling (CZM). By integrating CZM, the interaction between the five phases is modeled to account for pre-failure processes at the micro-level. A damage parameter d is introduced for the adhered mortar phase:

$$E_{old_mortar}(t) = E_0(1 - d), \quad (2)$$

where d evolves as a function of localized strain and porosity. Parametric simulations under this nonlinear framework systematically demonstrate that reductions in adhered mortar stiffness exert a disproportionately large influence on global stiffness.

Generalized Self-Consistent Scheme. Parametric simulations systematically explore the influence of matrix stiffness, recycled aggregate volume fraction, and adhered old mortar stiffness on the effective elastic modulus, is shown in Figure 3 and 4. The results demonstrate that reductions in adhered mortar stiffness exert a disproportionately large influence on global elastic modulus, even when the matrix modulus exceeds that of the recycled aggregate core. In contrast, increasing matrix stiffness beyond approximately 45 GPa yields diminishing returns, supporting the observed stiffness saturation behavior observed in the meta-analysis.

These findings indicate that elastic modulus degradation in HP-RAC arises from stress redistribution and strain localization within compliant aggregate shells rather than from insufficient matrix stiffness. Consequently, micromechanical models that explicitly incorporate recycled aggregate heterogeneity are important for mechanistic interpretation of stiffness behavior. This realization also provides a rational basis for evaluating stiffness recovery strategies, which must target recycled aggregate compliance rather than matrix densification alone.

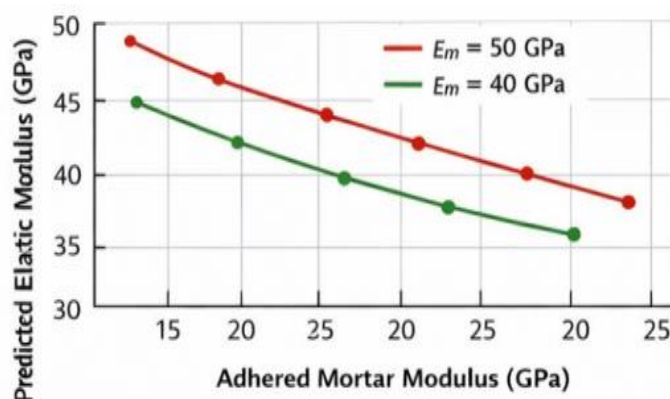


Figure 3. – Influence of adhered mortar stiffness

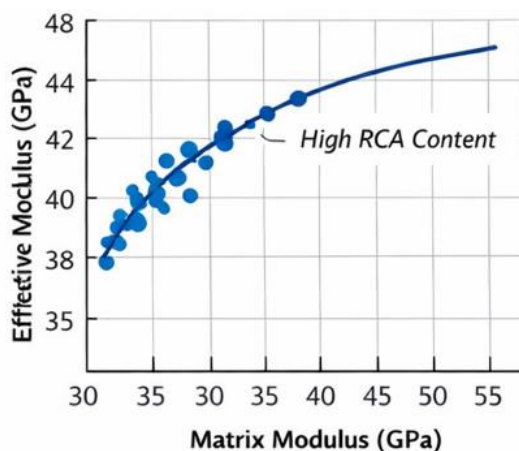


Figure 4. – Matrix stiffness saturation effect

Engineering Routes for Stiffness Recovery. Based on the mechanistic and modeling insights discussed above, stiffness recovery strategies for HP-RAC can be broadly classified according to their mode of action on recycled aggregate compliance. Rather than further increasing matrix strength, effective approaches must either densify the adhered old mortar, reinforce the interfacial transition zones, or mechanically constrain aggregate deformation.

Carbonation-based treatments of recycled aggregates represent one of the most effective strategies in this regard. By inducing calcium carbonate precipitation within the pore structure of adhered old mortar, carbonation curing significantly reduces water absorption and enhances local stiffness [26; 27]. Across multiple studies, elastic modulus increases of 15–25% have been reported following carbonation treatment, often with only modest changes in compressive strength. The preferential improvement in stiffness highlights the suitability of carbonation curing for serviceability-controlled applications.

Nano-engineering approaches, particularly the incorporation of nano-silica, primarily target the new interfacial transition zone by promoting secondary C–S–H formation and interface densification [28]. While moderate stiffness gains have been achieved, the effectiveness of nano-modification is often constrained by dispersion challenges, increased material cost, and higher embodied carbon. As a result, its practical applicability for large-scale structural concrete remains limited.

Hybrid reinforcement strategies combining macro-scale fibers with micro- or nano-scale fillers offer a complementary mechanical approach by constraining lateral deformation of compliant recycled aggregates [29]. By delaying microcrack initiation and suppressing elastic nonlinearity, such systems can enhance tangent modulus under service stress levels. However, their performance remains highly sensitive to fiber orientation and interaction with the heterogeneous RAC microstructure.

While stiffness recovery is essential for structural performance, it must be evaluated in conjunction with environmental impact to ensure genuine sustainability. Many stiffness enhancement strategies involve increased material processing, higher binder content, or energy-intensive additives, potentially offsetting their mechanical benefits.

To enable a balanced assessment, a conceptual Eco-Stiffness Index is proposed, defined as the ratio of elastic modulus to embodied carbon per unit volume. Comparative analysis indicates that carbonation-based treatments consistently achieve the most favorable balance between stiffness enhancement and carbon efficiency, owing to their dual role in densifying recycled aggregates and sequestering CO₂. In contrast, nano-engineering approaches, although effective in improving stiffness, often exhibit lower eco-efficiency due to their high embodied carbon.

Multidimensional Eco-Stiffness Index (ESI). Previous assessments often relied on oversimplified environmental metrics. Rejecting nano-engineering solely due to "high embodied carbon" ignores its potential to extend the service life of a structure, which could offset initial emissions in the long run. To provide a comprehensive evaluation, the Eco-Stiffness Index (ESI) is redefined using a full Life Cycle Assessment (LCA) approach aligned with ISO 14040/14044 standards, incorporating durability metrics (predicted service life, L):

$$ESI = \frac{E_c \cdot L}{CO_2 \text{ emissions per } m^3} \quad (3)$$

Under this multi-criteria assessment, carbonation treatment remains highly favorable. Concurrently, nano-modification exhibits a significantly improved ESI when the extension of service life (e.g., enhanced resistance to chloride-induced reinforcement corrosion) is mathematically accounted for in the variable L.

Compares stiffness recovery strategies, suggesting that carbonation treatment may offer a favorable stiffness–carbon balance under the considered assumptions is shown in Figure 5.

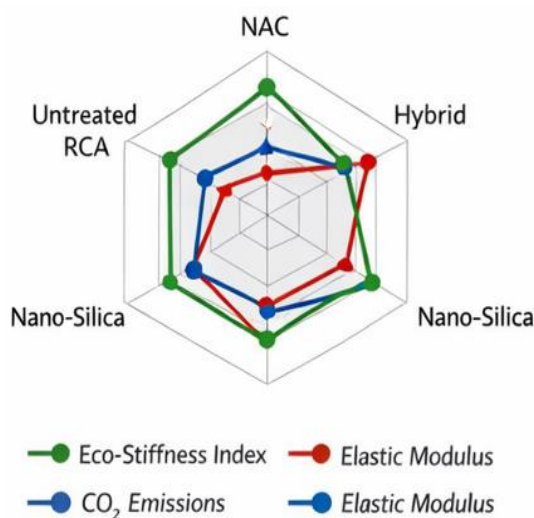


Figure 5. – Eco-stiffness index comparison

These findings underscore the importance of evaluating stiffness recovery strategies not in isolation but within an integrated mechanical–environmental framework, particularly for sustainable high-performance concrete applications.

Bridging Science and Engineering Practice: Proposed Correction Factor. A critical gap exists between fundamental micromechanics and practical engineering design. As established, current codes overestimate HP-RAC stiffness. To translate these micro-level findings into a practical tool for structural engineers, a semi-empirical correction factor α_{RAC} is derived from the PIML-processed dataset.

Designers can estimate the actual elastic modulus of HP-RAC ($E_{\text{c, RAC}}$) by modifying the standard predicted modulus ($E_{\text{c, norm}}$) as follows:

$$E_{\text{c, RAC}} = \alpha_{\text{RAC}} \cdot E_{\text{c, norm}},$$

where the correction factor is defined as:

$$\alpha_{\text{RAC}} = 1 - \beta(V_{\text{f, old mortar}}) \cdot (\text{RCA}\%).$$

Here, RCA% is the volumetric replacement ratio of recycled aggregates, and $\beta(V_{\text{f, old mortar}})$ is a compliance coefficient dependent on the volume fraction and porosity of the adhered old mortar. This formulation allows design engineers to safely account for the intrinsic flexibility of HP-RAC without requiring complex micromechanical simulations.

Conclusion. This review suggests that the elastic modulus E_{c} of High-Performance Recycled Aggregate Concrete (HP-RAC) is primarily governed by the mechanical compliance of recycled aggregates rather than matrix densification. By conceptualizing HP-RAC as a five-phase hierarchical composite—integrating natural aggregate cores, adhered mortar, and dual interfacial transition zones (ITZs)—it is demonstrated that strain localization preferentially occurs within the compliant inherited phases. This mechanism triggers a "stiffness saturation" effect, leading to a profound decoupling between compressive strength and elastic modulus.

Meta-analysis of datasets from 2019–2025 confirms that E_{c} decreases monotonically with recycled aggregate replacement, with reductions exceeding 25% at replacement levels above 75%. These findings highlight a critical structural inconsistency in current design codes: strength-based empirical equations systematically overestimate the stiffness of HP-RAC by neglecting the intrinsic flexibility of the adhered mortar.

Micromechanical modeling via Mori-Tanaka homogenization reveals diminishing returns when increasing matrix stiffness beyond ~45 GPa, shifting the optimization focus from the matrix to the aggregate. Among evaluated strategies, carbonation curing emerges as one of the most promising approaches, achieving a 15–25% stiffness recovery by chemically densifying the governing phases. This is further validated by the "Eco-Stiffness Index," which identifies carbonation-based treatments as the optimal solution for balancing structural rigidity with embodied carbon reduction.

Ultimately, this review advocates for a paradigm shift: treating E_{c} as an aggregate-governed property and transitioning from empirical correlations to physics-informed, data-driven predictive frameworks. Future research must prioritize the integration of carbonation into industrial-scale recycling and the adoption of aggregate-specific stiffness modifiers in structural design codes to ensure the safe, large-scale implementation of HP-RAC.

REFERENCES

1. Evangelista, L., & de Brito, J. (2007). Mechanical behaviour of concrete made with fine recycled concrete aggregates. *Cement and Concrete Composites*, 29(5), 397–401. DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2006.12.004.
2. Xiao, J., Li, W., Fan, Y., & Huang X. (2012). An overview of study on recycled aggregate concrete in China (1996–2011). *Construction and Building Materials*, 31, 364–383. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2011.12.074.
3. Kynclova, M., Fiala, C., Hajek, P. (2011). High performance concrete as a sustainable material. *International Journal of Sustainable Construction Technologies and Urban Development*, 2(1), 63–68. DOI: 10.5390/SUSB.2011.2.1.063.
4. Abbas, S., Nehdi, M.L., & Saleem, M.A. (2016). Ultra-high performance concrete: mechanical performance, durability, sustainability and implementation challenges. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10(3), 271–295. DOI: 10.1007/s40069-016-0157-4.
5. Scrivener, K.L., Crumbie, A.K., & Laugesen, P. (2004). The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete. *Interface Science*, 12, 411–421. DOI: 10.1023/B:INTS.0000042339.92990.4c.
6. Poon, C.S., Shui, Z.H., & Lam, L. (2004). Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates. *Construction and Building Materials*, 18(6), 461–468. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2004.03.005.
7. Zhao, J., Sufian, M., Abuhussain, M.A., Althoey, F., & Deifalla, A.F. (2024). Exploring the potential of agricultural waste as an additive in ultra-high-performance concrete for sustainable construction: A comprehensive review. *Reviews on Advanced Materials Science*, 63(1). DOI: 10.1515/rams-2023-0181.
8. Etxeberria, M., Mari, A.R., & Vázquez, E. (2007). Recycled aggregate concrete as structural material. *Materials and Structures*, 40, 529–541. DOI: 10.1617/s11527-006-9161-5.
9. Shafaatian, S.M.H., Akhavan, A., Maraghechi, H., & Rajabipour, F. (2013). How does fly ash mitigate alkali–silica reaction (ASR) in accelerated mortar bar test (ASTM C1567)? *Cement and Concrete Composites*, 37(1), 143–153. DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2012.11.004.
10. Tahwia, A.M., Elgendy, G.M., & Amin, M. (2022). Mechanical properties of affordable and sustainable ultra-high-performance concrete. *Case Studies in Construction Materials*, 16. DOI: 10.1016/j.cscm.2022.e01069.

11. Wu, Y., & Zhou, Y. (2022). Splitting tensile strength prediction of sustainable high-performance concrete using machine learning techniques. *Environmental Science and Pollution Research*, 29, 89198–89209. DOI: 10.1007/s11356-022-22048-2.
12. Wakjira, T.G., Kutty, A.A., & Alam, M.S. (2024). A novel framework for developing environmentally sustainable and cost-effective ultra-high-performance concrete (UHPC) using advanced machine learning and multi-objective optimization techniques. *Construction and Building Materials*, 416. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2024.135114.
13. Elemam, W.E. (2025). Sustainable high-performance concrete with waste ceramic, glass, and eggshell: optimization and prediction. *Innovative Infrastructure Solutions*, 10. DOI: 10.1007/s41062-025-02205-5.
14. Laouissi, A., Benkhelladi, A., Boumaaza, M., Karmi, Y., Hani, M., Belaadi, A., ... & Chetbani, Y. (2025). Deep neural network modeling of the properties of sustainable high-performance concrete from industrial waste materials. *Results in Engineering*, 27. DOI: 10.1016/j.rineng.2025.106818.
15. Tahwia, A.M., Essam, A., Tayeh, B.A., & Elrahman, M.A. (2022). Enhancing sustainability of ultra-high performance concrete utilizing high-volume waste glass powder. *Case Studies in Construction Materials*, 17. DOI: 10.1016/j.cscm.2022.e01648.
16. Imam, A., Sharma, K.K., Kumar, V., & Singh, N. (2022). A review study on sustainable development of ultra high-performance concrete. *AIMS Materials Science*, 9(1), 9–35. DOI: 10.3934/mat.2022002.
17. Moreira, O., Camões, A., Malheiro, R., & Jesus, C. (2024). High glass waste incorporation towards sustainable high-performance concrete. *CivilEng*, 5(1), 41–64. DOI: 10.3390/civileng5010003.
18. Wang, X., Yu, H., Li, F., Kovshar, S.N., Yu, H., Leonovich, S. N., & Fan, W. (2024). Effect of biological shells aggregate on the mechanical properties and sustainability of concrete. *Sci Rep*, 14. DOI: 10.1038/s41598-024-61301-1.
19. Wang, X., Yu, H., Sadovskaya, E., Kovshar, S., & Leonovich, S. (2024). Comparative Study on the Applicability of Non-Metallic Nanofibers and Reed Fibers in Concrete. *Herald of Polotsk State University. Series F, Civil engineering. Applied sciences*, 1, 14–20. DOI: 10.52928/2070-1683-2024-36-1-14-20.
20. Yu, H., & Porras, C. (2025). Exploring the Synergistic Effects of Carbon Fibers and Shell Aggregates on the Mechanical Properties and Sustainability of Concrete. *Advances in Civil Engineering*, 2025. DOI: 10.1155/adce/5065019.
21. Liu, H., Du, T., Krishnan, N.M.A., Li, H., & Bauchy, M. (2019). Topological optimization of cementitious binders: advances and challenges. *Cement and Concrete Composites*, 101, 5–14. DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2018.08.002.
22. Wang, J., Huang, T., Han, L., Xie, F., Liu, Z., & Wang, D. (2021). Optimization of alkali-activated concrete based on the characteristics of binder systems. *Construction and Building Materials*, 300. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123952.
23. Yao, X., Yu, L., Ke, Y., Jin, L., & Wang, W. (2024). State-of-the-Art Research on Loess Microstructure Based on X-ray Computer Tomography. *Applied Sciences*, 14(15). DOI: 10.3390/app14156402.
24. Tanaka, M., Tsuboi, Y., & Yuyama, K.I. (2022). Formation of a core-shell droplet in a thermo-responsive ionic liquid/water mixture by using optical tweezers. *Chemical Communications*, 58(84), 11787–11790. DOI: 10.1039/d2cc02699f.
25. Yan, X., Xie, Y., Fang, Q.Z., Hu, Y., & Xin, Q. (2024). Modeling of the effective thermal conductivity of multi-phase particle and core-shell hybrid composites by homogenization method. *International Communications in Heat and Mass Transfer*, 159. DOI: 10.1016/j.icheatmasstransfer.2024.108018.
26. Ding, Y., Zhang, Y., Zhao, Y., Zhang, M., Tong, J., Zhu, L., & Guo, S. (2024). Impact of pre-soaked lime water carbonized recycled fine aggregate on mechanical properties and pore structure of 3D printed mortar. *Journal of Building Engineering*, 89. DOI: 10.1016/j.job.2024.109190.
27. Baffoe, E., & Ghahremaninezhad, A. (2024). Effect of hydrogel on mitigating drying shrinkage induced cracking in carbonation cured calcium silicate binders. *Construction and Building Materials*, 411. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2023.134243.
28. Xu, Z., Bai, Z., Wu, J., Long, H., Deng, H., Chen, Z., ... & Fan, X. (2022). Microstructural characteristics and nano-modification of interfacial transition zone in concrete: a review. *Nanotechnology Reviews*, 11(1), 2078–2100. DOI: 10.1515/ntrev-2022-0125.
29. Wang, G., Hu, K., Song, L., Chen, H., Liu, B., Zhou, C., & Niu, Y. (2025). Effects of coral powder content on mechanical properties and microstructure of ultra-high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 500. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2025.144096.

Поступила 12.05.2026

ЖЕСТКОСТЬ ВЫСОКОТЕХНОЛОГИЧНОГО БЕТОНА НА РЕЦИКЛИРОВАННЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ, ОПРЕДЕЛЯЕМАЯ СВОЙСТВАМИ ЗАПОЛНИТЕЛЯ: МЕХАНИЗМЫ, СИНТЕЗ ДАННЫХ И ПЕРСПЕКТИВЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ

ЧУНЬХУА СУН, канд. техн. наук В.В. КРАВЧЕНКО
(Брестский государственный технический университет)

Модуль упругости бетона на рециклированных заполнителях (БРЗ) остается существенно ниже, чем у бетона на природных заполнителях (БПЗ), даже когда прочность на сжатие полностью восстанавливается за счет высокотехнологичного проектирования состава смеси. Этот дефицит жесткости критически ограничивает применение экологически безопасного высокотехнологичного бетона (S-НПС) в строительных конструкциях, особенно при расчете по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний).

В данном обзоре обобщаются экспериментальные, реконструированные и физически обоснованные данные, опубликованные в период с 2019 по 2025 год, для разъяснения ведущих механизмов снижения модуля упругости в высокотехнологичном БРЗ (НР-РАС). Для объяснения увеличения податливости, вызванного прилипшим

старым раствором и двойными контактными зонами (ITZ), принята пятифазная микроструктурная модель. Чтобы преодолеть разрозненность и вариативность экспериментальных данных, применяется методология расширения данных, сочетающая реконструкцию литературных источников ($n \approx 186$).

Результаты показывают, что модуль упругости в HP-RAC преимущественно контролируется податливостью рециклированного заполнителя, а не прочностью цементной матрицы, демонстрируя явление насыщения жесткости при превышении модулем упругости матрицы значения около 45 ГПа. Карбонизация, наномодифицирование контактных зон и гибридное дисперсное армирование критически оцениваются как способы восстановления жесткости, причем карбонизационное твердение показывает оптимальное соотношение между повышением жесткости и эффективностью связывания углерода.

В обзоре обосновывается необходимость перехода от эмпирических формул, основанных на прочности, к микромеханическим и физически обоснованным подходам при одновременном признании ограничений реконструированных данных и гетерогенных литературных источников.

Ключевые слова: модуль упругости, бетон на рециклированных заполнителях, высокотехнологичный бетон, микромеханика, физически обоснованное машинное обучение, экологическая устойчивость.

УДК 624.046.5

DOI 10.52928/2070-1683-2026-45-2-40-51

АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД ПРОВЕРКИ ЖИВУЧЕСТИ МОНОЛИТНОГО КАРКАСА В ОСОБОЙ РАСЧЕТНОЙ СИТУАЦИИ

канд. техн. наук, доц. А.В. ТУР
(Брестский государственный технический университет)
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9744-9044>

В настоящее время всё большее внимание уделяется разработке аналитических методов проверки живучести конструктивных систем в особых расчётных ситуациях, применение которых особенно эффективно на стадии предварительного проектирования. Исследованиями многоэтажных зданий при внезапном удалении колонны было показано, что при их анализе взамен рассмотрения всего каркаса вполне допустима дискретизация расчётной схемы с выделением поврежденного этажа, для которого и выполняют проверочные расчёты. В отличие от известных аналитических решений, в рамках которых основное внимание уделяется изгибному сопротивлению балок и плит, в предложенном методе учитывается дополнительное влияние мембранного эффекта в монолитных плитах, окаймлённых балками. Показано, что учёт мембранного эффекта в плитах позволяет повысить несущую способность балочно-плитного перекрытия (в некоторых случаях до 30%). При этом установлено, что мембранный эффект следует учитывать, главным образом, в случае удаления центральной (внутренней) колонны, тогда как при удалении крайней и угловой колонн рекомендовано учитывать только изгибные эффекты (ввиду неопределённости обеспечения анкеровки горизонтальных связей). Выполненное сравнение показало хорошее совпадение результатов расчёта при учёте мембранного эффекта в плитах с опытными данными, полученными при испытаниях фрагментов перекрытия.

Ключевые слова: живучесть, аналитический метод, каркас, монолитный бетон.

Введение. В публикациях последних лет [1–3] всё чаще рассматриваются аналитические подходы к оценке живучести конструктивных систем многоэтажных зданий после внезапного удаления вертикальных несущих элементов (колонн и/или участков стен), направленные на предотвращение прогрессирующего обрушения. В работе [4] была предложена упрощенная процедура проверки живучести конструктивной системы, состоящая из трех основных этапов: (1) определение нелинейной статической реакции поврежденных конструкций при действии гравитационной нагрузки (нелинейную статическую реакцию рекомендовано представлять, как правило, в виде билинейной функции [4; 5]), (2) определение динамической реакции в случае внезапной потери несущей способности колонны (например, опираясь на метод энергетического баланса) и (3) оценка пластичности критически важных узловых соединений в поврежденных зонах (принимая в качестве критерия значения предельных углов поворота).

В настоящее время наиболее подробным практическим документом, разработанным для проектирования защитных мер, направленных на предотвращение прогрессирующего обрушения, является UFC 4-023-03¹. В данном документе для проверок живучести поврежденных конструктивных систем декларировано применение трёх процедур анализа: линейной статической (LS), нелинейной статической (NLS) и нелинейной динамической (NLD). При этом для оценки живучести конструктивной системы здания документ² требует применения 3D конечно-элементной модели, в то время как использование 2D моделей не допускается. При проверке критериев живучести конструкции все ее элементы (балки, плиты) должны быть отнесены к первичным или вторичным элементам, а все эффекты воздействий (моменты, поперечные и продольные силы) – к контролируемым деформацией или контролируемым усилием. При статическом анализе динамическое воздействие на участки перекрытия непосредственно над удаленной колонной учитывают при применении к нагрузкам повышающего динамического коэффициента [4; 5].

Несмотря на то, что UFC 4-023-03³, как и ТКП-EN 1991-1-7⁴, представляет собой хорошо организованный и систематизированный проектный документ, он, по всей видимости, подходит только для проектирования объектов, для которых первоочередной задачей является предотвращение прогрессирующего обрушения при потере несущих колонн. Его применимость к гражданским сооружениям, таким как жилые или офисные здания, где прогрессирующее обрушение является маловероятным событием, вызывает сомнения по ряду причин.

Во-первых, для того, чтобы проанализировать и оценить конструкцию с помощью статического или динамического анализа, как это декларировано в UFC 4-023-03⁵, проектировщик должен уметь выполнять относительно сложную многоэтапную процедуру, каждый этап которой должен реализовываться с помощью современного программного обеспечения, использующего, как правило, метод конечных элементов в нелинейной постановке (учёт физической и геометрической нелинейности).

Во-вторых, при создании имитационной модели конструктивной системы здания необходимо явно смоделировать поведение всех элементов конструкции, таких как балки, плиты перекрытия и узловые соединения балок с колоннами, под действием нагрузок и деформаций, с учетом фактического поведения материалов.

¹ Department of Defense (DOD). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, 25 January 2005.

² См. сноску 1.

³ См. сноску 1.

⁴ ТКП-EN 1991-1-7:2006. Eurocode 1. Action on structures. General actions. Accidental actions. – 66 p.

⁵ См. сноску 1.

Следует отметить, что нелинейный анализ конструктивной системы отнимает у квалифицированных инженеров довольно много времени и снижает продуктивность их работы. При переходе к двухстадийному проектированию применение нелинейного анализа на этапе предварительного проектирования вряд ли может быть оправдано. При этом даже когда инженеры будут тщательно следовать процедурам, описанным в документах⁶, нет никакой гарантии, что результаты численного анализа будут точными и надежными. В ряде случаев численный анализ, основанный на имитационном поведении конструктивной системы, содержит серьёзные неопределенности в силу принятых допущений и несовершенств программы.

Ввиду ограничений, присущих актуальному программному обеспечению, в данной статье предлагается упрощенный подход к определению остаточной несущей способности при оценке живучести обычных железобетонных зданий после внезапной потери несущей способности колонны. Этот подход, разработанный на основе экспериментальных результатов [6–9], позволяет инженерам-практикам быстро аналитически оценить сопротивление конструктивной системы прогрессирующему обрушению.

В жилых и офисных зданиях гравитационные нагрузки (постоянные и переменные) на всех этажах, как правило, остаются неизменными. Таким образом, можно запроектировать конструкцию и размеры горизонтальных элементов, таких как балки и плиты перекрытия, одинаковыми для каждого этажа. В некоторых случаях допускается уменьшение размера колонн на каждые четыре-пять этажей от уровня фундамента до верхней части здания, с тем чтобы увеличить полезную площадь, при условии, что это не нарушит вертикальную целостность конструктивной системы и не повлияет на условия эксплуатации. Таким образом, каждый этаж считается примерно одинаковым с точки зрения действующих гравитационных нагрузок, несущей способности и жесткости конструкции. Когда колонна на первом этаже внезапно разрушается в результате, например, взрыва, осевые сжимающие усилия в колоннах над разрушенной колонной быстро исчезают в течение нескольких миллисекунд [17; 18]. В результате соседние этажи с такими же гравитационными нагрузками, несущей способностью и жесткостью попадают в почти идентичный режим вертикальных колебаний. Таким образом, сопротивление поврежденной конструктивной системы прогрессирующему обрушению на стадии предварительного проектирования можно оценить, рассматривая один типовой этаж, а не всю конструктивную систему здания.

Следует обратить внимание ещё на одно важное обстоятельство. В публикациях [6; 7], посвященных оценке живучести монолитных конструктивных систем зданий, рассматривают, главным образом, изгибную стадию полной реакции каркаса. При этом в основном рассматривают изгибное сопротивление рамных элементов каркаса и только в редких исключениях [7] учитывают вклад изгибного сопротивления монолитных плит. При этом как для балок, так и для плит не учитывают влияния мембранных/цепных эффектов, что ведёт к недооценке полного сопротивления системы прогрессирующему обрушению. Кроме того, в ряде работ [9; 10] показано положительное влияние заполнения стен на сопротивление прогрессирующему обрушению.

В настоящей статье представлен аналитический метод проверки живучести конструктивной системы из монолитного бетона на основе рассмотрения упрощенной расчётной схемы выделенного поврежденного фрагмента перекрытия с учётом вклада плиты как за счёт сопротивления изгибу, так и мембранного эффекта, развивающегося в области больших деформаций.

Вклад горизонтальных связей, расположенных в плите, в полное сопротивление поврежденной конструктивной системы. В монолитных балочно-плитных конструктивных системах плиты перекрытия бетонируют одновременно с балками, что обеспечивает их совместную работу и, соответственно, дополнительный вклад в сопротивление поврежденной системы прогрессирующему обрушению. Следует отметить, что проверку живучести монолитных каркасов выполняют для монолитных рам (плоских или пространственных), рассматривая, главным образом, изгибную или изгибно-арочную стадию для балок и изгибную стадию для плит. Однако, как показывают результаты испытаний фрагментов плит [5; 6; 12], такой подход, в рамках которого не учитывают мембранный/цепной эффект, недооценивает несущую способность поврежденного перекрытия конструктивной системы до 30%. Вместе с тем, как показано в работах⁷ [6; 12–18], мембранный эффект включается уже тогда, когда вертикальное перемещение в месте разрушающейся/удаляемой колонны достигает от $0,5 h_s$ до h_s (h_s – толщина плиты перекрытия).

На стадии реализации мембранного эффекта в балках образуются точечные пластические шарниры, а в плитах – линейные пластические шарниры (линии текучести). Установлено, что деформационную способность балочно-плитной подсистемы (δ_c) можно оценить по следующим формулам, аналогичным тем, что используются для оценки балочных элементов: (1) при $4 \leq l/h \leq 8$, $\delta_c = h$; (2) при $l/h \geq 8$, $\delta_c = 1,5h$.

При разработке аналитического метода проверки живучести балочно-плитной конструктивной подсистемы с учётом мембранных эффектов в плитах используют следующие *допущения* для расчетной модели балочно-плитной подсистемы:

- 1) сопряжение плиты перекрытия с железобетонными балками считается жестким;
- 2) линии текучести при оценивании мембранного эффекта упрощены до прямоугольника;
- 3) несущая способность балок и плит перекрытия рассчитываются независимо друг от друга (действует принцип суперпозиции сопротивлений);
- 4) согласно имеющимся результатам испытаний [6; 7], плиты перекрытия в балочно-плитных конструкциях балки оказывают влияние на формирование точечных пластических шарниров в балках, что в основном не учитывают при нелинейных расчётах рам. Анализ результатов экспериментальных исследований [6; 7] показал, что при

⁶ См. сноски 1 и 4.

⁷ General Services Administration (GSA). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. – 2003.

действию равномерно распределенной нагрузки точечный пластический шарнир изгиба возникает примерно в середине балки, при этом сжимающий арочный эффект и мембранный/цепной эффект в балках может быть выражен слабо. Поэтому сжимающий арочный и цепной эффекты, развивающиеся в балках, допускается не учитывать.

Стадия изгиба, определение несущей способности балочно-плитной конструкции. При удалении *средней/внутренней колонны* линия текучести балочно-плитной несущей конструкции может быть упрощена, как показано на рисунке 1, а, б. Несущую конструкцию балочно-плитного перекрытия разделяют на пять жестких частей (дисков) ($B = 0,5L_y$, $L = 0,5L_x$), соединенных пластическими шарнирами. Пунктирная и сплошная линии обозначают линию текучести (линейный пластический шарнир) по отрицательному изгибающему моменту и линию текучести по положительному изгибающему моменту соответственно. Сплошной и разомкнутый круги обозначают отрицательный и положительный точечные пластические шарниры соответственно.

Для жестких тел 1 и 2 (см. рисунок 1, а, б) условия равновесия в направлении Y в концевом сечении плиты при равномерной нагрузке представим следующим образом:

$$(m_y + m'_y)L_x = q_1(0,5L_x \times 0,25L_y \times \frac{0,25L_y}{2} + 2 \times \frac{1}{2} \times 0,25L_x \times 0,25L_y \times \frac{0,25L_y}{3}), \quad (1)$$

где m'_y – удельный изгибающий момент, соответствующий текучести арматуры, действующий в плите в месте примыкания к балке;

m_y – удельный изгибающий момент, соответствующий текучести арматуры, действующий на границе раздела с жесткими дисками 3, 4 и 5;

q_1 – равномерно распределенная нагрузка, действующая на поверхность плиты.

Уравнение (1) можно упростить следующим образом:

$$q_1 = \frac{48(m_y + m'_y)}{L_y^2}. \quad (2)$$

Аналогичным образом для дисков 3 и 4 условия равновесия по направлению X в концевом сечении плиты можно упростить следующим образом:

$$q_2 = \frac{48(m_x + m'_x)}{L_x^2}. \quad (3)$$

Из условий равновесия всех фрагментов плиты на рисунке 1, а, несущую способность плиты перекрытия при приложении равномерно-распределенной нагрузки (q_m) можно рассчитать следующим образом [7]:

$$q_{m1} = 18 \left[\frac{(m_x + m'_x)}{L_x^2} + \frac{(m_y + m'_y)}{L_y^2} \right]. \quad (4)$$

Изгибающий момент на единицу ширины плиты (m_s) рассчитывают по упрощенной формуле:

$$m_s = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_s - \frac{0,59 \cdot A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd}}). \quad (5)$$

Для балочно-плитной конструкции сопротивление, обеспечиваемое балками, может быть определено на основе принципа виртуальной работы. Согласно [6; 7], несущая способность, обеспечиваемая балками, может быть определена по формуле:

$$q_{m2} = \frac{\frac{2(M_x + M_y + M'_x + M'_y)}{l_y}}{\frac{L_y^2}{3} + \frac{(L_x - L_y)L_y}{2}}, \quad (6)$$

где M_x, M_y – предельные положительные изгибающие моменты в балках по направлениям X и Y соответственно;

M'_x, M'_y – предельные отрицательные изгибающие моменты в балках по направлениям X и Y соответственно;

l_x и l_y – пролеты плиты перекрытия по направлениям X и Y соответственно;

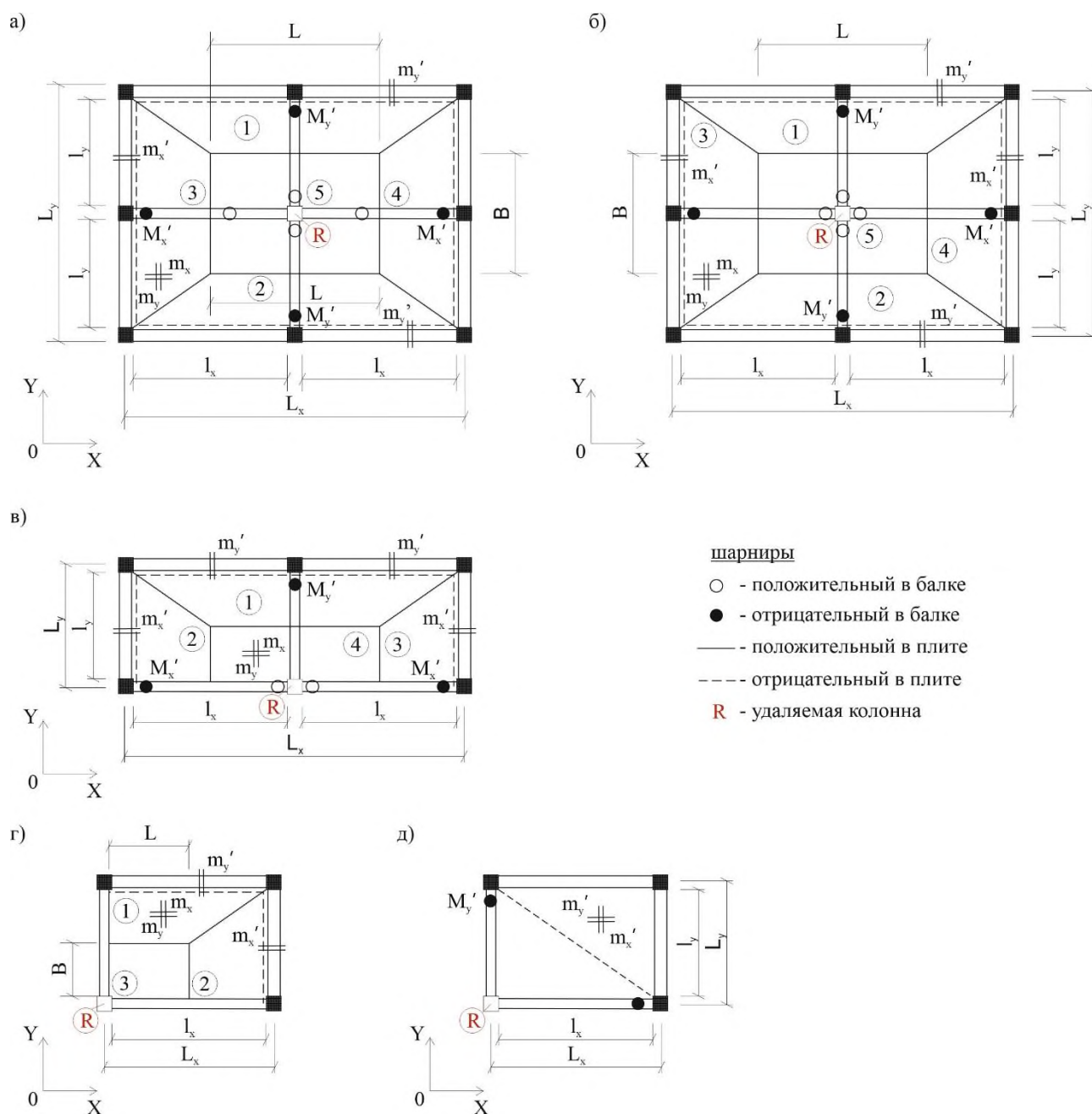
A_s – площадь сечения арматурных стержней на единицу длины;

f_{yd} – предел текучести арматурных стержней;

d_b – эффективная высота сечения балки.

Несущую способность балочно-плитной конструкции при равномерно распределенной нагрузке можно рассчитать следующим образом:

$$q_m = q_{m1} + q_{m2} \cdot \quad (7)$$



а) – удаление средней внутренней колонны (действие равномерно-распределенной нагрузки);

б) – то же, при действии сосредоточенной нагрузки; в) – удаление крайней колонны;

г) – удаление угловой колонны (действие равномерно-распределенной нагрузки);

д) – то же, при действии сосредоточенной нагрузки

Рисунок 1. – Схемы образования пластических шарниров в монолитной плитно-балочной конструкции при различных сценариях удаления колонн (по данным [7])

Аналогичным образом можно рассчитать сопротивление балочно-плитной конструкции при действии сосредоточенной нагрузки (P_m):

$$P_m = \frac{8(m_x + m'_x)L_y}{L_x} + \frac{8(m_y + m'_y)L_x}{L_y} + \frac{2(M_x + M'_x)}{l_x} + \frac{2(M_y + M'_y)}{l_y} \cdot \quad (8)$$

В случае удаления *крайней колонны* линия текущей жесткости может быть упрощена, как показано на рисунке 1, в. Плитно-балочная конструкция перекрытия разделена на четыре жестких диска ($B = 0,5L_y$, $L = 0,5L_x$). Используя тот же подход, что и при удалении центральной колонны, можно определить несущую способность балочно-плитной конструкции при действии равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузки. Уравнения для определения несущей способности запишем следующим образом [7]:

$$q_m = \frac{18(m_x + m'_x)L_y}{L_x^2} + \frac{4,5(m_y + m'_y)}{L_y^2} + \frac{\frac{6(M_x + M'_x)}{l_x} + \frac{3M'_y}{l_y}}{L_x L_y}; \quad (9)$$

$$P_m = \frac{8(m_x + m'_x)L_y}{L_x^2} + \frac{(2m_y + m'_y)L_x}{L_y^2} + \frac{2(M_x + M'_x)}{l_x} + \frac{M'_y}{l_y}. \quad (10)$$

При условии удаления *угловой колонны* линия текущей жесткости балочно-плитной несущей конструкции при действии равномерно распределенной нагрузки может быть упрощена, как показано на рисунке 1, г, д. Несущая конструкция разделена на три жестких диска ($B = 0,5L_y$, $L = 0,5L_x$). При сосредоточенной нагрузке горизонтальные элементы в угловой зоне образуют консоль. Несущую способность балочно-плитной конструкции при действии равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузок, приложенных в месте удаления колонны, можно считать следующим образом [7]:

$$q_m = 4,5 \left[\frac{(m_x + m'_x)}{L_x^2} + \frac{(m_y + m'_y)}{L_y^2} \right] + \frac{\frac{3M'_x}{l_x} + \frac{3M'_y}{l_y}}{L_x L_y}; \quad (11)$$

$$P_m = \frac{(m'_x + m'_y)L_d}{L} + \frac{M'_x}{l_x} + \frac{M'_y}{l_y}. \quad (12)$$

Учёт мембранного эффекта в плитах рамного каркаса. Как было показано ранее, аналитические решения, предложенные в работах⁸ [6; 7; 12–16], не учитывают влияния *арочного и мембранного эффектов*, развивающихся в плитах монолитных рамных каркасов. Это приводит к недооценке несущей способности поврежденной конструктивной системы от 20% до 30% [7].

Для учёта мембранных эффектов, создаваемых горизонтальной связевой арматурой, рассмотрим деформированное состояние фрагмента конструктивной системы с упрощенной схемой образовавшихся линейных пластических шарниров после удаления центральной колонны, как показано на рисунке 2. Для данной схемы можно выделить пять жестких тел (дисков), соединенных линейными пластическими шарнирами. Составим условия равновесия для сечения, проходящего через узел примыкания плиты к балке, рассматривая жесткие диски 1 и 2, соединенные линейными пластическими шарнирами с жесткими дисками 3, 4, 5 (см. рисунок 2):

$$n_y \times L_x \times \delta_c = q_1 (0,5L_x \times 0,25L_y \times \frac{0,25L_y}{2} + 2 \times \frac{1}{2} \times 0,25L_x \times 0,25L_y \times \frac{0,25L_y}{3}). \quad (13)$$

Или после упрощения:

$$n_y \times L_x \times \delta_c = 0,0201L_x \times L_y^2 \times q_1. \quad (14)$$

Равномерно распределенную нагрузку, действующую на перекрытие q_1 , определим из рассмотрения фрагментов 1 и 2:

$$q_1 = \frac{n_y \times \delta_c}{0,0201 \times L_y^2} = \frac{48 \times n_y \times \delta_c}{L_y^2}. \quad (15)$$

Из рассмотрения геометрических размеров деформированной схемы фрагмента (см. рисунок 2) определим зависимость, связывающую вертикальные и горизонтальные перемещения поврежденной конструктивной системы:

$$\delta_c = \sqrt{3 \times w \times 0,25L_y} = 0,25L_y \times \sqrt{\frac{12w}{L_y}}. \quad (16)$$

⁸ См. сноску 7.

Тогда:

$$q_1(w) = \frac{48 \times n_y \times 0,25L_y \times \sqrt{\frac{12w}{L_y}}}{L_y^2} = \frac{12 \times n_y \times \sqrt{\frac{12w}{L_y}}}{L_y}, \quad (17)$$

где n_y – погонное растягивающее усилие, воспринимаемое горизонтальными арматурными связями (в кН/м), установленными по направлению Y.

$q_1(w)$ – равномерно распределенная нагрузка на плиту (кН/м²), полученная из рассмотрения жёстких дисков 1 и 2.

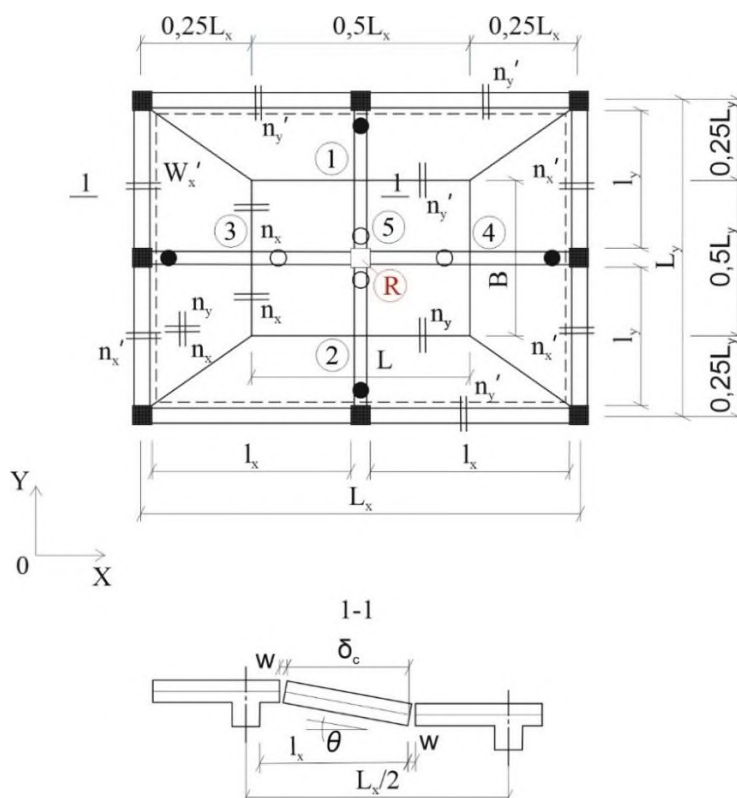


Рисунок 2. – Схема распределения пластических шарниров при определении мембранного эффекта от горизонтальных связей, расположенных в плите

Аналогично находим величину равномерно распределенной нагрузки, действующей на перекрытие для жёстких дисков 3 и 4 (см. рисунок 2):

$$q_2(w) = \frac{12 \times n_x \times \sqrt{\frac{12w}{L_x}}}{L_x}. \quad (18)$$

Согласно [7], полная нагрузка на плиту перекрытия:

$$q_{m,1} = \frac{q_1 \times 0,5 \times (L_x + 0,5L_x) \times 0,25L_y \times 2 + q_2 \times 0,5 \times (L_y + 0,5L_y) \times 0,25L_x \times 2}{L_x \times L_y} = 0,375(q_1 + q_2).$$

Получаем:

$$q_{m,3} = 4,5 \times \left[\frac{n_y \times \sqrt{\frac{12w}{L_y}}}{L_y} + \frac{n_x \times \sqrt{\frac{12w}{L_x}}}{L_x} \right]. \quad (19)$$

Предельную равномерно распределенную нагрузку определяем при $w = w_{\max} = w_{u, \text{end}}$ по формуле:

$$q_m(w_{\max}) = 4,5 \times \left[\frac{n_{x,u} \sqrt{\frac{12w_{\text{end},u}}{L_x}}}{L_x} + \frac{n_{y,u} \sqrt{\frac{12w_{\text{end},u}}{L_y}}}{L_y} \right]. \quad (20)$$

В уравнении (20) значение $w_{\text{end},u}$ принимают по диаграмме " $n_{x(y)} - w$ " для горизонтальных связей.

Нагрузку, соответствующую текучести стали арматурных связей, определяют при $w = w_{\text{edu},y}$ по формуле:

$$q_m(w_y) = 4,5 \times \left[\frac{n_{x,u} \sqrt{\frac{12w_{\text{end},y}}{L_x}}}{L_x} + \frac{n_{y,u} \sqrt{\frac{12w_{\text{end},y}}{L_y}}}{L_y} \right]. \quad (21)$$

В уравнениях (13)–(21):

$$n_{x,u} = A_{\text{si},x} \times f_{ud}; \quad (22)$$

$$n_{x,y} = A_{\text{si},x} \times f_{yd}; \quad (23)$$

$$n_{y,u} = A_{\text{si},y} \times f_{ud}; \quad (24)$$

$$n_{y,y} = A_{\text{si},y} \times f_{yd}, \quad (25)$$

где $A_{\text{si},x}, A_{\text{si},y}$ – площадь арматурных связей, приходящихся на 1 м ширины плиты перекрытия ($\text{мм}^2/\text{м}$);
 f_{yd}, f_{ud} – напряжения, соответствующие текучести, и предельные напряжения в арматурных связях.

Динамическую несущую способность плиты поврежденной конструктивной системы после удаления центральной колонны, добавляемую за счёт мембранного эффекта в горизонтальных связях, расположенных в плите, определяем в соответствии с положениями, изложенными в [5]. Для жёстких тел 1 и 2 кинематические уравнения (уравнения энергетического баланса) можно записать в виде:

$$\begin{aligned} n_{x,u} \times L_x \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max}) &= q_{1,d} (0,5L_x \times 0,25L_y \times \frac{\delta_c}{2} + 2 \times \frac{1}{2} \times 0,25L_x \times 0,25L_y \times \frac{\delta}{3}) = \\ &= q_{1,d} \times \delta_c \times 0,083 \times L_x \times L_y \end{aligned} \quad (26)$$

Тогда:

$$q_{1,d} = \frac{12 \times n_{x,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{\delta_c \times L_y} = \frac{12 \times n_{x,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{0,25 \times L_y \times L_y \times \sqrt{\frac{3w_{\max}}{0,25 \times L_y}}} = \frac{48 \times n_{x,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{L_y^2 \times \sqrt{\frac{12w_{\max}}{L_y}}}; \quad (27)$$

$$q_{2,d} = \frac{48 \times n_{y,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{L_x^2 \times \sqrt{\frac{12w_{\max}}{L_x}}}. \quad (28)$$

Полная нагрузка:

$$q_{m,dyn} = 0,375(q_{1,d} + q_{2,d}) = 18 \times \left[\frac{n_{x,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{L_x^2 \times \sqrt{\frac{12w_{\max}}{L_x}}} + \frac{n_{y,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{L_y^2 \times \sqrt{\frac{12w_{\max}}{L_y}}} \right]. \quad (29)$$

К уравнению (29) следует ввести поправочный коэффициент 1/2. Его рассматривают как коэффициент реакции мембранной/цепной системы. Даже если арматурные связи будут демонстрировать идеально пластическую реакцию, статическое сопротивление мембранной системы будет повышаться линейно с ростом перемещений.

Окончательно получаем:

$$q_{m,dyn} = 9 \times \left[\frac{n_{x,u} \times w_{max} \times \zeta(w_{max})}{L_x^2 \times \sqrt{\frac{12w_{max}}{L_x}}} + \frac{n_{y,u} \times w_{max} \times \zeta(w_{max})}{L_y^2 \times \sqrt{\frac{12w_{max}}{L_y}}} \right]. \quad (30)$$

Валидация предложенного аналитического метода. Валидацию предложенного аналитического метода проверки живучести монолитного каркаса с учётом мембранного эффекта, реализуемого арматурными связями, расположенными в плите, выполняли с использованием результатов испытаний фрагментов перекрытия, полученных в работах [6; 7]. Испытанию подвергали фрагменты, общий вид которых, геометрические размеры и основные данные, касающиеся моделирования фрагментов перекрытия и методика проведения испытаний приведены в работе [7]. Длины пролётов составляли $L_x = 4,2$ м ($l_x = 1,92$ м); $L_y = 3,0$ м ($l_y = 1,35$ м). Толщина плиты составляла 40 мм, балки прямоугольного сечения имели размеры $b \times h = 75 \times 125$ мм. Армирование плиты составляло Ø3 S500 с шагом 100 мм ($A_s = 0,71$ мм²/мм) – нижнее армирование; Ø3 S500 с шагом 50 мм ($A_s = 1,412$ мм²/мм) – верхнее армирование. Армирование балки: низ – 2Ø6 S500; верх – 2Ø6 S500. Свойства материалов: бетон $f_{cm} = 29,6$ МПа; арматура $f_{ym} = 424$ МПа; $f_{um} = 488$ МПа.

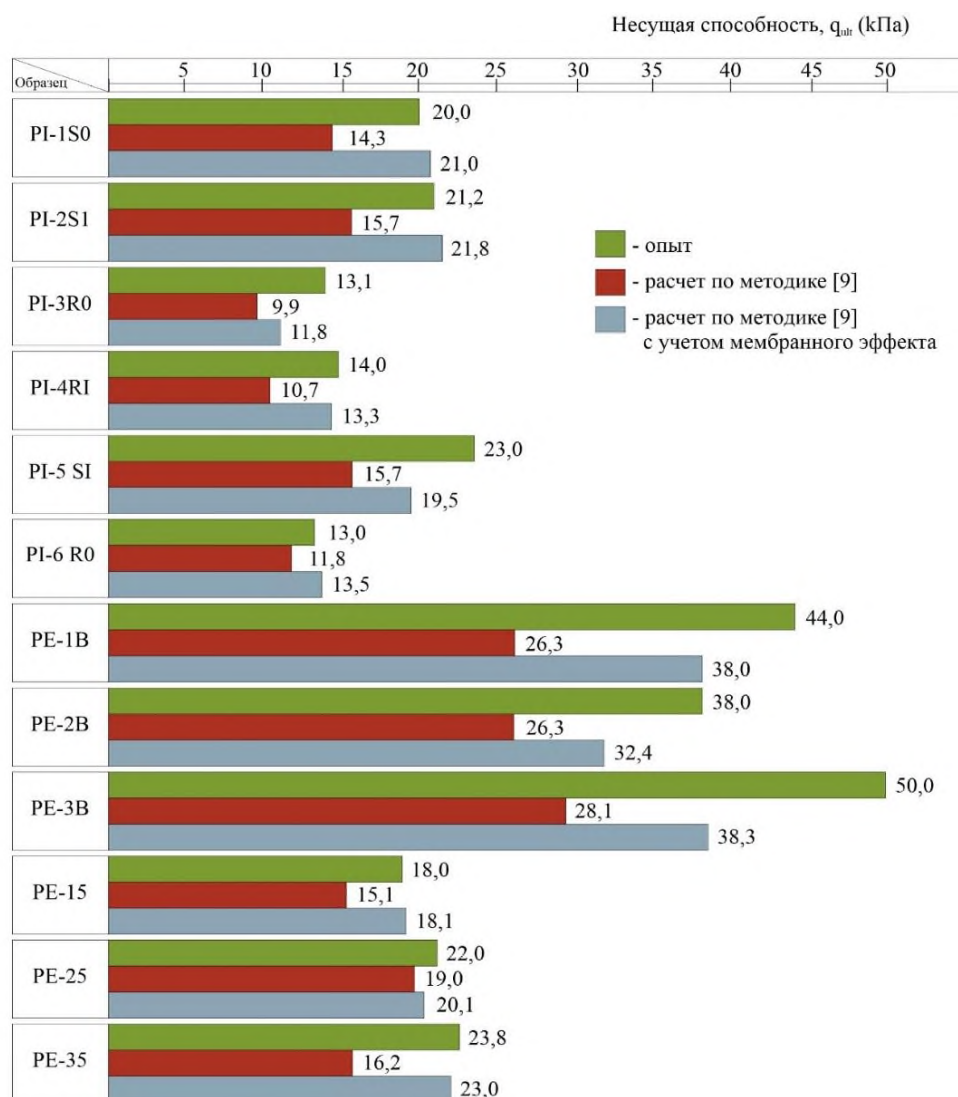


Рисунок 3. – Сравнение результатов расчёта несущей способности перекрытия после удаления колонны по аналитическому методу [7] и предложенному методу с опытными данными [6; 7]

Сравнение результатов расчёта предельного значения несущей способности и опытных данных, графически показанное на рисунках 3 и 4 и приведенное в таблице 1, позволяет утверждать, что предложенный подход, учитывающий влияние мембранного эффекта плиты, даёт хорошее совпадение (среднее значение отношения $q_{tot,th} / q_{tot,exp} = 1,08$, тогда как для аналитического метода [7], не учитывающего мембранный эффект, это отношение составляет 0,75 (на 25% снижение несущей способности, что было показано ранее).

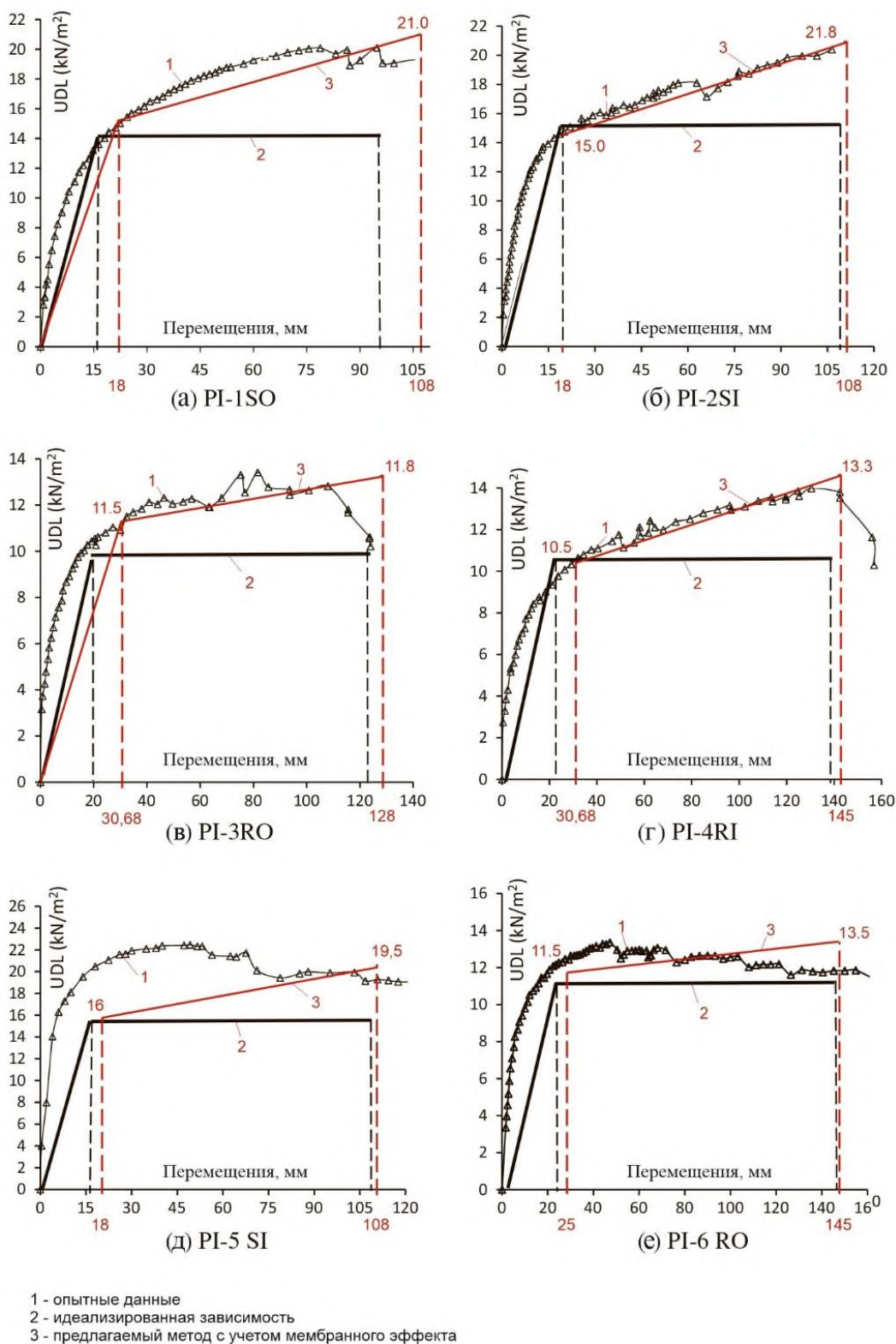


Рисунок 4. – Сравнение результатов расчёта несущей способности перекрытия после удаления колонны по аналитическому методу [7] и предложенному методу с опытными данными [6; 7] (начало)

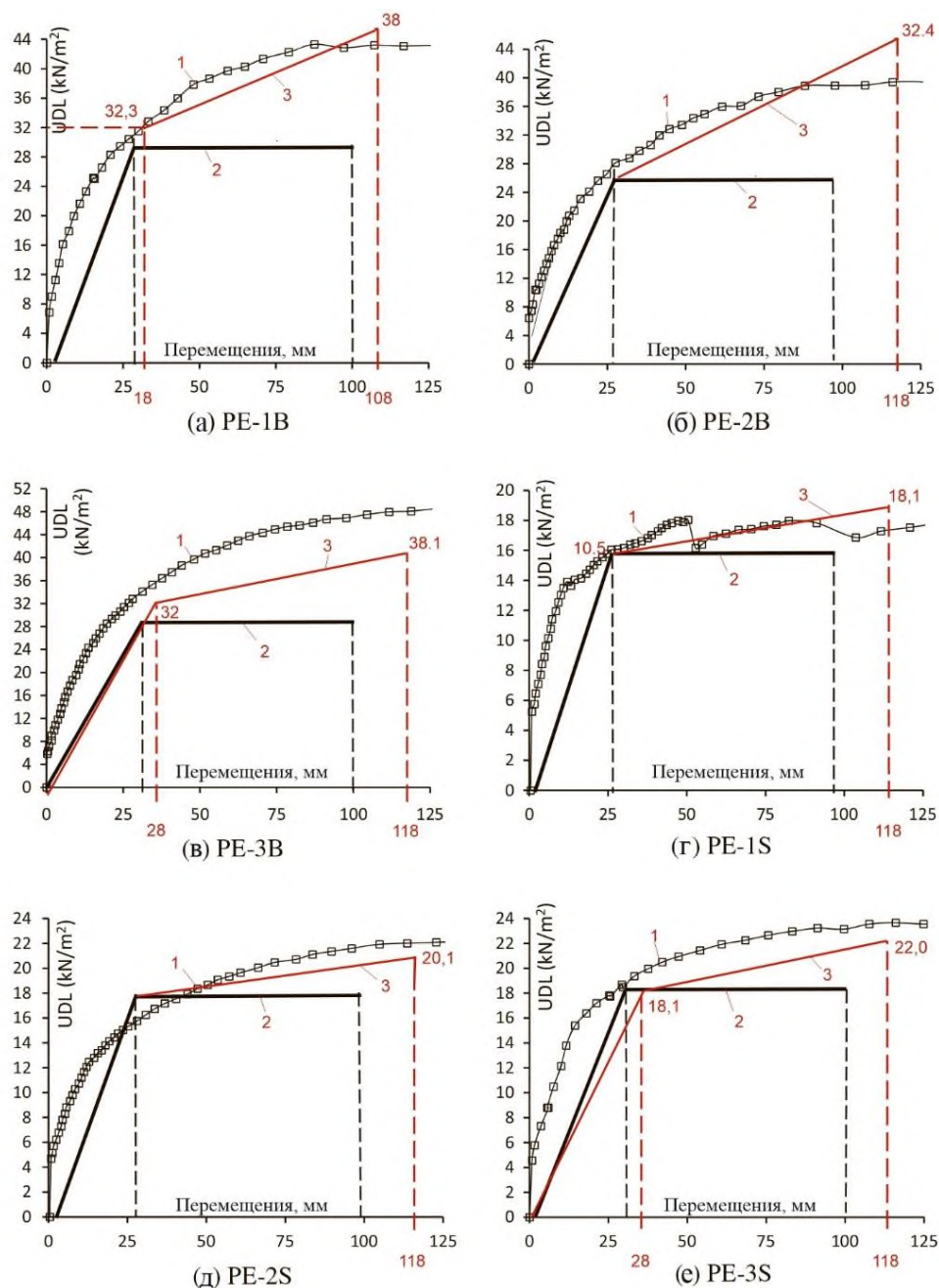


Рисунок 4. – Сравнение результатов расчёта несущей способности перекрытия после удаления колонны по аналитическому методу [7] и предложенному методу с опытными данными [6; 7] (окончание)

Таблица 1. – Сравнение результатов расчёта по предложенной методике с опытными данными из работы [7]

Обозначение	L_x/L_y (м)	несущая способность q_{ult} , (кН/м²)			(4) (3)	(5) (3)
		опыт	по методике [7]	по предл. метод.		
PI-1S0	2,85/2,85	20,0	14,3	21,0	0,715	1,05
PI-2SI	2,85/2,85	21,2	15,7	21,8	0,74	1,03
PI-3RO	4,05/2,85	13,1	9,9	11,8	0,76	0,9
PI-4RI	4,05/2,85	14,0	10,7	13,3	0,764	0,95
PI-5SI	2,85/2,85	23,0	15,7	19,5	0,68	0,847
PI-6RO	4,05/2,85	13,0	11,8	13,5	0,91	1,14
PE-1B	4,2/2,1	44,0	26,3	38,0	0,597	0,86
PE-2B	4,2/2,1	38,0	26,3	32,4	0,692	0,85
PE-3B	4,2/2,1	50,0	28,1	38,3	0,56	0,77
PE-1S	4,2/3,0	18,0	15,1	18,1	0,84	1,0
PE-2S	4,2/3,0	22,0	19,0	20,1	0,86	1,06
PE-3S	4,2/3,0	23,8	16,2	22,0	0,68	0,92
Среднее:					0,75	1,08

Заключение. На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы.

1. Разработан аналитический метод оценки живучести монолитных каркасов, позволяющий производить расчёт горизонтальных связей в балках и плитах на стадии предварительного проектирования, не прибегая к применению нелинейных численных методов, основанных на имитационном моделировании. Особенностью предложенного аналитического метода является учёт мембранного эффекта в плитах, что позволяет задействовать резервы несущей способности балочно-плитной конструктивной системы (составляющие до 30%).

2. Показано, что мембранный эффект в горизонтальных связях в монолитных плитах балочно-плитной системы рационально учитывать, главным образом, при удалении центральных (внутренних) колонн. При удалении крайних и угловых колонн рекомендуется учитывать только сопротивление от изгиба в балках и плитах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Живучесть зданий при особых воздействиях: монография / В.И. Колчунов, В.В. Тур, Н.В. Фёдорова и др.; Министерство образования Российской Федерации, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, кафедра промышленного и гражданского строительства. – М.: МИСИ-МГСУ, 2026. – 264 с.
2. Москотцева В.С. Расчёт параметра живучести железобетонных рам со сложнапряжёнными элементами // Строительство и реконструкция. – 2024. – № 1. – С. 88–98. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-88-98.
3. Колчунов В.И., Тур В.В. Направления проектирования конструктивных систем в особых расчётных ситуациях // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. – № 7. – С. 5–15.
4. Progressive collapse of multi-story buildings due to sudden column loss – Part I: Simplified assessment framework / B.A. Izzudin, A.G. Vlassis, A.Y. Elghazouli et al. // Engineering Structures. – 2008. – № 30(5). – P. 1308–1318. DOI: 10.1016/j.engstruct.2007.07.011.
5. Tur V.V., Tur A.V., Lizahub A.A. Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss // Building and Reconstruction. – 2023. – № 105(1). – P. 77–103. DOI: 10.33979/2073-7416-2023-105-1-77-103.
6. Evaluation of progressive collapse resistances of RC frame with contribution of beam, slab and infill wall / S. Shan, H. Wang, S. Li et al. // Structures. – 2023. – № 53(2). – P. 1463–1475. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.04.114.
7. Dat P.X., Hai T.K., Jun Y. A simplified approach to assess progressive collapse resistance of reinforced concrete framed structures // Engineering Structures. – 2015. – № 101. – P. 45–57. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.06.051.
8. New analytical calculation models for compressive arch action in reinforced concrete structures / X. Lu, K. Lin, C. Li et al. // Engineering Structures. – 2018. – № 168. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.04.097.
9. Shan S., Li S., Wang S. Effect of infill walls on mechanisms of steel frames against progressive collapse // Journal of Constructional Steel Research. – 2019. – № 162(9). DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.105720.
10. Effect of partial infill walls on collapse behavior of reinforced concrete frames / S. Shan, S. Li, M.M. Kose et al. // Engineering Structures. – 2019. – № 197. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109377.
11. Pham A.T., Tan K.H. Static and dynamic responses of reinforced concrete structures under sudden column removal scenario subjected to distributed loading // Journal of Structural Engineering. – 2018. – № 145(1). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002214.
12. Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls / S. Shan, S. Li, S. Xu et al. // Engineering Structures. – 2016. – № 111. – P. 80–92. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.12.010.
13. Progressive collapse resistance of exterior reinforced concrete frames and simplified method for catenary action / X. Long, S. Wang, X.-J. Huang et al. // Engineering Structures. – 2021. – № 249(9). DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113316.
14. Yu J., Luo L.-Z., Fang Q. Structure behavior of reinforced concrete beam-slab assemblies subjected to perimeter middle column removal scenario // Engineering Structures. – 2020. – № 208. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110336.
15. Dat P.X., Hai T.K. Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures // Engineering Structures. – 2013. – № 55. – P. 107–115. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.08.039.
16. Qian K., Li B. Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column // ACI Structural Journal. – 2013. – № 109(6). – P. 845–869.
17. Yu J., Tan K.-H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub assemblages // Engineering Structures. – 2013. – № 55. – P. 90–106. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.08.040.
18. Studies on secondary progressive collapse-resistance mechanisms of reinforced concrete subassemblies / M. Huang, H. Huang, R. Hao et al. // Structural Concrete. – 2021. – № 22(4). – P. 2138–2154. DOI: 10.1002/suco.202000784.

REFERENCES

1. Kolchunov, V.I., Tur, V.V., & Fedorova N.V. (2026). *Zhivuchest' zdaniy pri osobykh vozdeistviyakh*. Moscow: MISI-MGSU, 2026. (In Russ.).
2. Moskovtseva, V.S. (2024). Raschet parametra zhivuchesti zhelezobetonnykh ram so slozhnonapryazhennymi elementami. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*, 1, 88–98. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-88-98. (In Russ., abstr. in Engl.).
3. Kolchunov, V.I., & Tur, V.V. (2023). Napravleniya proektirovaniya konstruktivnykh sistem v osobykh raschetnykh situatsiyakh. *Proyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 7, 5–15. (In Russ., abstr. in Engl.).
4. Izzudin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., & Nethercot, D.A. (2008). Progressive collapse of multi-story buildings due to sudden column loss – Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures*, 30(5), 1308–1318. DOI: 10.1016/j.engstruct.2007.07.011.
5. Tur, V.V., Tur, A.V., & Lizahub, A.A. (2023). Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss. *Building and Reconstruction*, 105(1), 77–103. DOI: 10.33979/2073-7416-2023-105-1-77-103.
6. Shan, S., Wang, H., Li, S., & Wang, B. (2023). Evaluation of progressive collapse resistances of RC frame with contribution of beam, slab and infill wall. *Structures*, 53(2), 1463–1475. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.04.114.
7. Dat, P.X., Hai, T.K., & Jun, Y. (2015). A simplified approach to assess progressive collapse resistance of reinforced concrete framed structures. *Engineering Structures*, 101, 45–57. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.06.051.

8. Lu, X., Lin, K., Li, C., & Li, Y. (2018). New analytical calculation models for compressive arch action in reinforced concrete structures. *Engineering Structures*, 168. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.04.097.
9. Shan, S., Li, S., & Wang, S. (2019). Effect of infill walls on mechanisms of steel frames against progressive collapse. *Journal of Constructional Steel Research*, 162(9). DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.105720.
10. Shan, S., Li, S., Kose, M.M., Sezen, H., & Wang, S. (2019). Effect of partial infill walls on collapse behavior of reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 197. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109377.
11. Pham, A.T., & Tan, K.H. (2018). Static and dynamic responses of reinforced concrete structures under sudden column removal scenario subjected to distributed loading. *Journal of Structural Engineering*, 145(1). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002214.
12. Shan, S., Li, S., Xu, S., & Xie, L. (2016). Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls. *Engineering Structures*, 111, 80–92. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.12.010.
13. Long, X., Wang, S., Huang, X.-J., Li, C., & Kang, S.-B. (2021). Progressive collapse resistance of exterior reinforced concrete frames and simplified method for catenary action. *Engineering Structures*, 249(9). DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113316.
14. Yu, J., Luo, L.-Z., & Fang, Q. (2020). Structure behavior of reinforced concrete beam-slab assemblies subjected to perimeter middle column removal scenario. *Engineering Structures*, 208. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110336.
15. Dat, P.X., & Hai, T.K. (2013). Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures. *Engineering Structures*, 55, 107–115. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.08.039.
16. Qian, K., & Li, B. (2013). Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column. *ACI Structural Journal*, 109(6), 845–869.
17. Yu, J., & Tan, K.-H. (2013). Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub assemblages. *Engineering Structures*, 55, 90–106. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.08.040.
18. Huang, M., Huang, H., Hao, R., Chen, Z., Li, M., & Deng, W. (2021). Studies on secondary progressive collapse-resistance mechanisms of reinforced concrete subassemblies. *Structural Concrete*, 22(4), 2138–2154. DOI: 10.1002/suco.202000784.

Поступила 01.06.2026

ANALYTICAL METHOD FOR CHECKING THE ROBUSTNESS OF A MONOLITHIC FRAME IN AN ACCIDENTAL DESIGN SITUATION

A. TUR
(Brest State Technical University)

Currently, increasing attention is being paid to the development of analytical methods for verifying the robustness of structural systems in accidental design situations, the use of which is particularly effective at the preliminary design stage. Studies of multi-story buildings subject to sudden column removal have shown that, instead of considering the entire frame, it is entirely acceptable to discretize the design model by identifying the damaged floor for which verification calculations are performed. Unlike existing analytical approaches, which focus primarily on the flexural resistance of beams and slabs, the proposed method takes into account the additional influence of the membrane effect in monolithic slabs surrounded by beams. It is shown that taking the membrane effect into account in slabs can increase the load-bearing capacity of beam-slab floors (in some cases, by up to 30%). It was established that the membrane effect should be considered primarily when the central (inner) column is removed, whereas when the outer and corner columns are removed, it is recommended to consider only the bending effects (due to the uncertainties of providing anchorage for horizontal ties). The comparison showed good agreement between the calculation results, taking into account the membrane effect in slabs, and the experimental data obtained during tests of floor sections.

Keywords: robustness, analytical method, frame, monolithic concrete.

ГЕОДЕЗИЯ

УДК 528.48:004.8

DOI 10.52928/2070-1683-2026-45-2-52-59

АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ КОНТРОЛЬ СООТВЕТСТВИЯ ОБЪЕКТОВ СТРОИТЕЛЬСТВА
ЦИФРОВОЙ МОДЕЛИ ОБЪЕКТА

канд. техн. наук, доц. И.Е. РАК¹⁾, А.С. ЛАРИН²⁾, канд. техн. наук, доц. Д.А. ГУРА³⁾, А.В. КАБАЦКИЙ⁴⁾
(^{1),4)} Белорусский национальный технический университет, Минск,

²⁾ СП «Кредо-Диалог» ООО, Минск,

³⁾ Кубанский государственный технологический университет, Краснодар,

³⁾ Кубанский государственный аграрный университет, Краснодар)

¹⁾ ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4634-1399>, ²⁾ ORCID: <https://orcid.org/0009-0009-9232-1402>,

³⁾ ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2748-9622>, ⁴⁾ ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8348-2428>

В статье рассмотрена методика геодезического контроля строительства, обеспечивающая высокую степень автоматизации, точности и оперативности за счет интеграции данных наземного лазерного сканирования, BIM-модели и алгоритмов искусственного интеллекта. Так как условием создания успешной BIM-модели является корректный обмен информацией между различными специалистами, работающими над одним проектом и в различных программных продуктах на всех этапах использования модели, то важно иметь возможность работать в открытом и нейтральном программном продукте. В статье показано, как для этих целей может быть использован файл Industry Foundation Classes (IFC), который позволяет создавать структурированную цифровую модель строительного объекта, воплощающую его виртуальный прототип с закодированной информацией о его физических и функциональных характеристиках.

Ключевые слова: BIM-модели, лазерное сканирование, IFC, геодезический контроль, искусственный интеллект, нейронные сети, анализ отклонений.

Введение. Внедрение цифровых технологий (BIM, облачные сервисы) в процессы проектирования, строительства и эксплуатации объекта позволяет всем участникам этой цепочки управлять им в режиме реального времени. BIM-модель выступает цифровым двойником объекта, который содержит полную информацию о его физических, функциональных и экономических показателях на всех этапах жизненного цикла. Это ужесточило и изменило технологию приемки законченного объекта строительства. Поэтому сегодня остается нерешенным вопрос: как оперативно и точно выполнить сравнение построенного объекта или его отдельных элементов с запрограммированной цифровой моделью.

Решением может стать искусственный интеллект (ИИ), а именно: компьютерное зрение, нейросети и машинное обучение. ИИ способен в автоматическом режиме распознавать объекты, классифицировать их и оценивать, насколько фактические параметры соответствуют проектным. Это позволит перейти от выборочного контроля к непрерывному и объективному, реализуемому интеллектуальной системой, а роль человека смещается к оперативному управлению на основе готовых аналитических выводов.

Анализ проблемы. В использовании классических методов инструментального и визуального контроля, зависящих от человеческого фактора, можно выявить три фундаментальные проблемы:

- дискретность и неполнота данных. Методология основана на измерении ограниченного набора «контрольных точек», произвольно или по шаблону выбранных на конструкциях. Такой подход не позволяет оценить непрерывность и плавность геометрических форм. Потенциальные дефекты, такие как локальные прогибы, волнообразность поверхностей или плавные отклонения между точками, остаются невыявленными;

- влияние субъективного человеческого фактора. Точность и воспроизводимость измерений напрямую зависят от квалификации, физиологического состояния и внешних условий. Различные специалисты могут получать различные результаты при обследовании одного узла. Последующая обработка данных – ручное составление эскизов, заполнение таблиц, формирование отчетов – представляет собой трудоемкий, неавтоматизированный процесс, с возможными ошибками и занимающий непропорционально большое время относительно самого процесса измерений. Появляется разрыв во времени между сбором данных и принятием управленческих решений и данные теряют актуальность ещё до завершения их анализа.

- низкая операционная эффективность. Как правило, основой для сравнения проектного решения и фактически законченного объекта являются результаты исполнительных съемок. Сегодня тахеометрическая съемка и съемка, выполняемая спутниковыми методами, по точности, скорости выполнения уступают место лазерному сканированию. Лазерное сканирование обеспечивает прямой, автоматизированный и намного более быстрый способ сбора плотного массива трехмерных данных. Ключевым технологическим преимуществом этого метода

является скорость сканирования, достигающая от 500 тыс. до 2 миллионов измерений в секунду. Это позволяет в течение коротких временных интервалов выполнять детальную и высокоплотную съемку сложных объектов или обширных территорий в пределах рабочего диапазона прибора. Результатом сканирования является так называемое «облако точек» (рисунок 1) – неструктурированный или частично структурированный массив миллионов точек, каждая из которых обладает уникальными пространственными координатами и, зачастую, дополнительными атрибутами (интенсивностью отраженного сигнала, цветовой информацией).

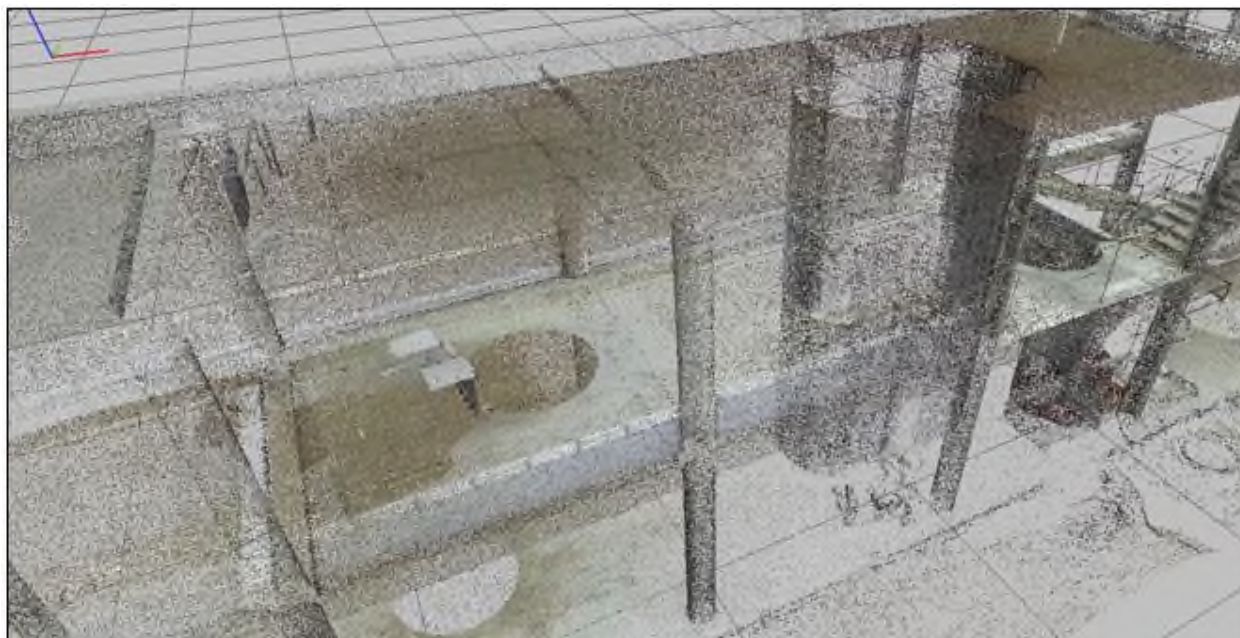


Рисунок 1. – Облако точек исследуемого объекта

Полученное детальное трехмерное цифровое изображение объекта в его реальных метрических свойствах может служить достоверной основой для всего последующего жизненного цикла сооружения и для выявления отклонений от проектной BIM-модели.

Условие создания успешной BIM-модели – возможность корректного обмена информацией с различными специалистами, работающими над одним проектом и в различных программных продуктах на всех этапах использования модели. Ответом на это требование стало появление и развитие открытого, нейтрального к ПО формата Industry Foundation Classes (IFC), который превратился в основу технологической инфраструктуры открытого BIM.

Industry Foundation Classes (IFC) – это открытый международный стандарт (ISO 16739-1:2018) для обмена данными в BIM (информационном моделировании зданий), разработанный консорциумом buildingSMART. Он позволяет передавать 3D-модели и атрибутивную информацию (материалы, объемы) между различными САПР, обеспечивая интероперабельность. Формат независим от конкретного ПО (vendor-neutral) и поддерживает взаимодействие на всех этапах жизненного цикла здания¹.

Файл формата IFC представляет собой структурированный цифровой формат строительного объекта, воплощающий его виртуальный прототип с закодированной информацией о его физических и функциональных характеристиках.

Один из главных инструментов цифрового контроля на основе IFC – это автоматизированная проверка отклонений и правил. Для этого используются специализированные платформы (Solibri Model, Checker, Navisworks), которые позволяют формализовать нормативные, технические и корпоративные требования в виде набора алгоритмических правил, применяемых к IFC-модели.

1. Геометрические правила. Например, «прогиб всех сборных плит перекрытия не должен превышать $L/200$ », «Отклонение осей несущих колонн от вертикали – не более 10 мм на всю высоту этажа» и т.д.

2. Семантические правила. Например, каждой бетонной колонне в осях А-Д должно быть присвоено свойство «Класс бетона по прочности на сжатие» (например, В25, В30) или все точки исполнительной съемки, относящиеся к «Красным линиям», должны содержать атрибут «Допустимая погрешность (мм)» со значением не выше 20 мм.

3. Информационные правила (наличие данных, форматы, диапазоны). Например, для всех пикетов (точек трассы) должно быть указано значение атрибута «Проектная высотная отметка» – поле не может быть пустым или у каждого элемента «Наружная стена» должен быть заполнен параметр «Предел огнестойкости (мин)» формат – целое число от 30 до 360.

¹ ISO 16739-1:2024 «Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries». – URL: <https://www.iso.org/standard/84123.html> (дата обращения 01.12.2025).

Фактическая IFC-модель, созданная на основе облака точек, подвергается проверке по этим правилам. Система автоматически идентифицирует элементы, не соответствующие критериям, и генерирует структурированный отчет с классификацией нарушений, что кардинально сокращает время приемочных работ и минимизирует субъективный человеческий фактор.

На каждом этапе решается строго определенная задача, обеспечивая трансформацию исходных геопространственных данных в структурированные, семантически интерпретированные выводы.

Первый этап – формализованное представление объектов информационной модели в виде, пригодном для машинного анализа. Семантическая векторизация выполняет функцию семантического транслятора, преобразующего структурированные данные IFC-файла в векторные описания в многомерном пространстве признаков.

Алгоритм действий векторизации включает в себя:

1. Извлечение семантических и геометрических атрибутов. Для каждого экземпляра объекта (например, IfcColumn) система извлекает иерархический набор признаков:

- категориальные: тип объекта (IfcColumn), предопределенный тип (PredefinedType), назначение (LoadBearing);
- геометрические: абсолютные размеры, объем, ориентация в пространстве (нормаль), координаты точек (центр масс, база);
- топологические и реляционные: идентификаторы связанных элементов (опорные узлы, примыкающие стены, принадлежность к этажу IfcBuildingStorey), тип связи (IfcRelConnects, IfcRelAggregates);
- атрибутивные: значения из Property Sets (материал, класс прочности, огнестойкость).

2. Формирование нормализованного векторного представления. Извлеченные разнородные данные нормализуются и кодируются в единый числовой вектор.

- категориальные признаки преобразуются с использованием методов One-Hot (бинарное кодирование) или Label Encodig (кодирования метками);
- геометрические и числовые признаки масштабируются для устранения влияния единиц измерения;
- для учета контекста в вектор включаются признаки второго порядка, описывающие не сам объект, а его окружение: среднее расстояние до соседних однотипных объектов, плотность элементов в заданном радиусе, доминирующий тип связей. Это позволяет отличать идентичные по форме объекты, занимающие разное структурное положение в модели.

3. Назначение весовых коэффициентов признакам. На основе экспертных правил или методов машинного обучения признаками назначаются веса, отражающие их важность для последующего сопоставления.

На втором этапе задача сводится к оптимизационной проблеме установления попарных соответствий между элементами двух множеств. Алгоритм модуля реализует двухуровневый подход, сочетающий фильтрацию по правилам и нечеткий поиск на основе искусственных нейронных сетей (ИНС). Последовательность работы алгоритма представлена в виде схемы на рисунке 2.

На третьем этапе на основе установленных соответствий выполняется многокритериальный анализ отклонений и происходит формирование управленческих выводов.

Многоуровневая процедура анализа включает в себя:

1) геометрический анализ отклонений. Для каждой установленной пары вычисляют количественные метрики (линейное смещение центра масс, угловое отклонение ориентации, относительную разницу ключевых размеров, минимальное расстояние между поверхностями);

2) семантическую и логическую верификацию. На этом уровне проверяется соответствие объекта не только геометрическим, но и функциональным требованиям. Реализуются правила, проверяющие функциональную корректность, целостность систем, соответствие нормативным контекстам;

3) интеллектуальную классификацию и оценку критичности. На основе вычисленных метрик и результатов логической проверки каждый дефект классифицируется. Для этого применяется модель машинного обучения, обученная на исторических данных о последствиях различных типов отклонений.

- входные признаки классификатора: величина геометрических отклонений, тип элемента, его структурная роль, результаты семантической проверки;

- выход – структурирование дефектов: система присваивает дефекту категорию из иерархической таксономии и уровень критичности (K1-K4).

Критерии критичности K1-K4:

- K1 (Блокирующий) – угроза обрушения, безопасности людей, грубое нарушение норм. Требуется немедленная остановка работ;

- K2 (Критический) – влияет на несущую способность, долговечность, ключевые функции. Требуется безусловного исправления до продолжения следующих этапов;

- K3 (Значительный) – влияет на качество, удобство монтажа последующих конструкций, эстетику. Требуется исправления в установленные технологические окна;

- K4 (Информационный) – отклонение в пределах допустимого, не влияющее на характеристики. Фиксируется из архива.

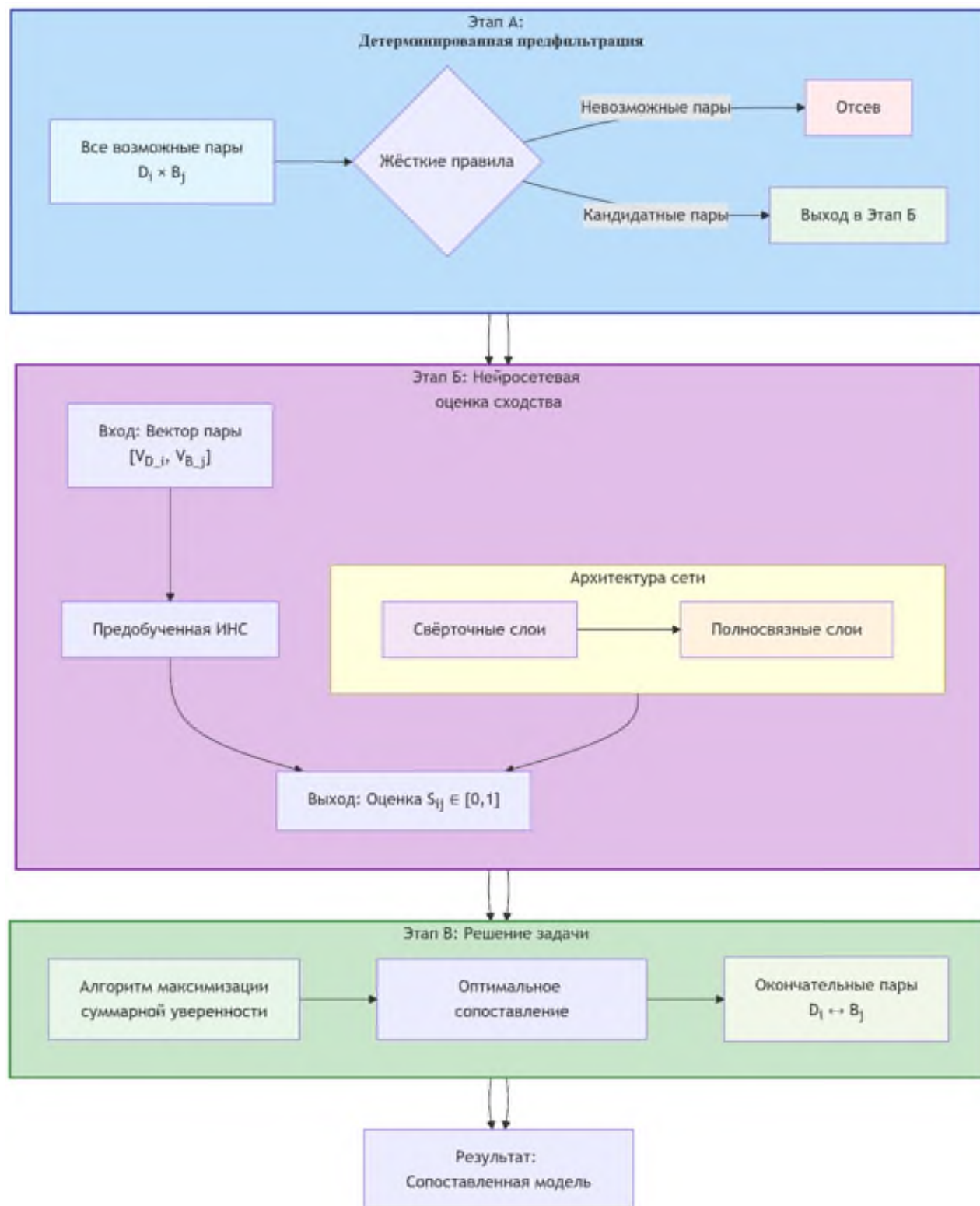


Рисунок 2. – Схема работы алгоритма искусственных нейронных сетей

Заключительным этапом является интеграция выходных данных всех этапов в структурированный отчет.

Предложенная модульная (поэтапная) архитектура реализует полный цикл преобразования «сырых» данных сравнения в семантически обогащенную, ранжированную по критичности информацию, пригодную для обоснованного принятия управленческих решений в процессе строительного контроля.

Эксперимент. Целью разрабатываемой методики является создание единой цифровой среды для поддержки принятия решений в строительстве, которая взяла бы на себя выполнение рутинных, но трудоемких задач сбора

измерений, обработки и первичного анализа данных, минимизируя влияние человеческого фактора и временные задержки. В конечном итоге это позволит высвободить человеческие ресурсы для решения стратегических, неалгоритмизируемых задач управления, повышая тем самым общую эффективность, качество и технологическую зрелость строительного производства.

Основу данной методологии составляют три взаимодополняющих технологии:

1) наземное лазерное сканирование (НЛС): выступает в роли высокоскоростного, высокоточного сенсора, обеспечивающего полную и непрерывную пространственную фиксацию объекта. НЛС преодолевает проблему дискретности, предоставляя не выборку точек, а детализированный «цифровой слепок» – плотное облако точек, адекватно отражающее реальную геометрию;

2) открытый стандарт IFC: выполняет функцию универсального семантического языка и контейнера данных. IFC обеспечивает трансформацию неструктурированного облака точек в информационную модель, где каждому элементу присваивается тип, свойства и логические связи. Это создает основу для интероперабельности данных между различными программными платформами и этапами жизненного цикла объекта;

3) алгоритмы автоматизированного анализа (включая методы машинного обучения): играют роль аналитического ядра системы. Эти алгоритмы предназначены для автоматического сопоставления фактических данных с проектными, выявления отклонений, их классификации по заданным критериям критичности и формирования структурированных отчетов для принятия решений.

В рамках экспериментальной части исследования требовалось выбрать базовую платформу для реализации концепции интеллектуального аналитического и объясняющего модуля (ХАИ) системы контроля. После проведения сравнительного анализа доступных на момент исследования больших языковых моделей, в качестве основного инструмента была выбрана языковая модель DeepSeek компании DeepSeek AI. Данный выбор был обусловлен оптимальным соотношением «возможность-доступность» и позволил сфокусировать ресурсы исследования на содержательной стороне апробации методики, а не на решении инфраструктурных и финансовых вопросов. В ходе эксперимента модель выполняла функцию интеллектуального ядра, имитирующего работу модуля ХАИ в гипотетической полноценной системе [1].

В качестве демонстрации полного цикла работы интегрированной системы цифрового геодезического контроля рассматривался пример контроля монтажа железобетонной колонны марки КЗ-1 на первом этаже административного здания.

Цель – проверить соответствие фактического положения и геометрии монолитной колонны, возведенной подрядчиком, проектным параметрам, зафиксированным в BIM-модели.

Исходные данные:

1) проектная модель (As-Designed): BIM-модель в формате IFC, где колонна КЗ-1 определена как IfcColumn с точными координатами ($X = -0,210$ м, $Y = 5,200$ м, высотой 8,5 м и свойством `Pset_StructuralLoad.Bearing = True`;

2) физический объект: смонтированная железобетонная колонна.

На объекте вокруг контролируемого узла с использованием фазового лазерного сканера (Faro Focus) была создана сеть станций, обеспечивающая полное покрытие колонны и примыкающих конструкций с перекрытием сканов 30%. Привязка станций была выполнена с помощью тахеометра от пунктов разбивочной основы.

Роль ХАИ. ИИ нужно сообщить тип сканера, параметры съемки. Полученные сканы импортируются в ПО, которое сможет выполнить сшивку сканов (Faro Scene). Выполняется автоматическая регистрация по целевым сферам с остаточной невязкой 2 мм. Из облака точек удаляется шум.

Оператор с помощью инструментов полуавтоматического моделирования выделяет в облаке точек геометрию колонны (рисунок 3). Программа аппроксимирует ее твердотельным телом и создает объект IfcColumn.

В рамках экспериментальной проверки достоверности интеллектуального анализа был применен метод контролируемого внесения погрешностей. Исходные данные, полученные путем высокоточных тахеометрических измерений, подтвердили отсутствие значимых отклонений геометрии возведенных конструкций от проектных параметров. Для тестирования чувствительности и надежности разрабатываемого ИИ-модуля в верифицированную цифровую модель были искусственно, но реалистично внесены заданные геометрические искажения. Целью данного подхода являлась не проверка объекта, а оценка способности алгоритма детектировать и корректно классифицировать смоделированные несоответствия в условиях, когда эталонная модель и модель с внесенными ошибками изначально известны.

Системе вручную присваиваются ключевые атрибуты, унаследованные из проекта: `Name = «КЗ-1»`, `PredefinedType = «COLUMN»`. Автоматически вычисляются и записываются фактические координаты центра, габариты и ориентация. Формируется IFC-файл фактического состояния, содержащий только одну колонну в общей системе координат стройплощадки. Оба IFC-файла (проектный и фактический) загружаются в систему контроля, в нашем случае это chat.deepseek.com. Запускается конвейер обработки. ИИ извлекает данные для объекта IfcColumn КЗ-1 из обеих моделей. Устанавливает соответствие и выявляет отклонения. Выполняет классификацию и оценку критичности. Все эти процессы происходят «внутри» ИИ, оператору нужно только загрузить данные и ожидать окончания обработки.

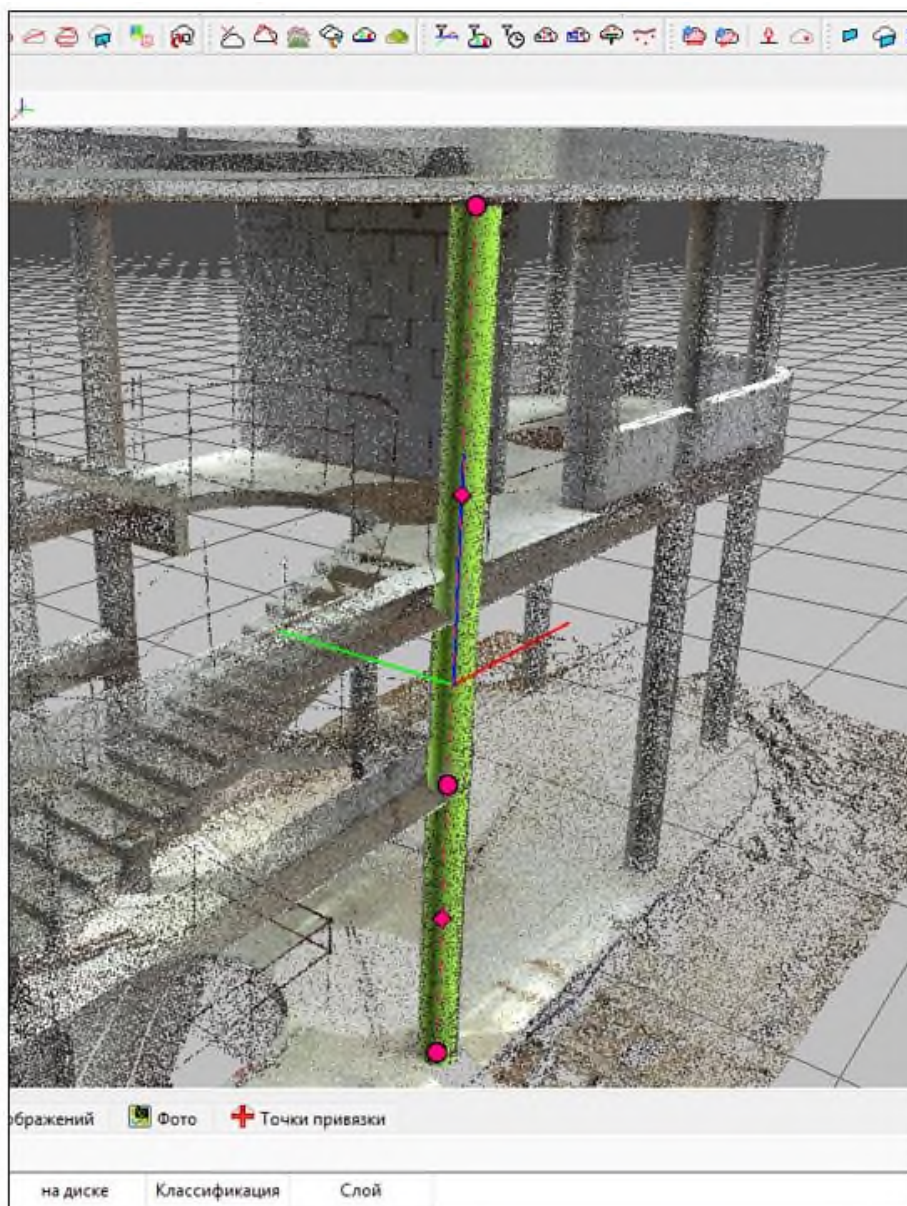


Рисунок 3. – Создание 3D-модели колонны

В рамках проведенного исследования был выполнен сплошной контроль колонн каркаса (таблица 1).

Таблица 1. – Значения координат точек колонны, полученные разными способами съемки

№	Координаты контрольной точки, м		Проектная отметка, м	Тахеометрический метод, м	Метод НЛС + ИИ, м	Отклонение Тахеометр, мм	Отклонение НЛС+ИИ, мм
	X	Y	Z	Z тахеометр	Z нлс+ии	ΔZ тахеометр	ΔZ нлс+ии
Первый этаж							
1	0,500	-4,000	3,450	3,452	3,4518	+2	+1,8
2	3,500	-4,000	3,450	3,453	3,4529	+3	+2,9
3	0,500	14,000	3,450	3,448	3,4482	-2	-1,8
4	3,500	14,000	3,450	3,447	3,4471	-3	-2,9
5	2,000	5,000	3,450	3,445	3,4451	-5	-4,9
6	1,000	2,000	3,450	3,449	3,4489	-1	-1,1
7	3,000	2,000	3,450	3,451	3,4509	+1	+0,9
8	1,500	8,000	3,450	3,452	3,4518	+2	+1,8
9	2,500	8,000	3,450	3,454	3,4538	+4	+3,8
10	2,000	-2,000	3,450	3,453	3,4529	+3	+2,9

Имея всю цепочку данных, модуль ХАИ формирует финальное, понятное человеку заключение (рисунок 4).

На основании правил, заложенных в онтологию системы, данное несоответствие классифицировано как **K1 (Блокирующее)**, так как:

1. Прямо и грубо нарушает требования строительных норм.
2. Создает нерасчетный эксцентриситет, потенциально снижающий несущую способность узла сопряжения с фундаментом и ригелем (СП 63.13330.2018, п. 10.1.2).
3. Блокирует последующие технологические операции: текущее положение колонны приводит к пространственной коллизии с запроектированной трассой вертикального стояка водоснабжения.

5. СЕМАНТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ И ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ НА КОНСТРУКТИВ

Анализ связей объекта в IFC-модели показал:

- Колонна K1-3 является частью продольной рамы. Ее смещение изменяет расчетный шаг колонн, нарушая равномерность распределения нагрузок в каркасе.
- Созданный нерасчетный изгибающий момент в основании колонны не может быть воспринят стандартным узлом опирания.
- Выявлена коллизия, делающая невозможным монтаж инженерной системы согласно проекту.

6. РЕКОМЕНДОВАННЫЕ МЕРЫ

1. Немедленно приостановить все строительные-монтажные работы в ячейке каркаса, примыкающей к колонне K1-3.
2. В срочном порядке уведомить Генерального проектировщика (ГИП) о выявленном критическом несоответствии для получения официального решения: демонтаж, усиление или согласование фактического положения.
3. Провести детальное техническое обследование узла опирания колонны (состояние фундамента, арматуры, анкеров) с привлечением строительной лаборатории.
4. В зависимости от решения проектировщика:
 - Разработать и согласовать план производства работ (ППР) на демонтаж и повторный монтаж колонны.
 - Или разработать проект усиления узла.
5. После выполнения корректирующих мероприятий провести обязательный контрольный цикл измерений с применением лазерного сканирования и тахеометрической съемки.

ВЫВОД: Обнаружено критическое, недопустимое отклонение несущей конструкции, требующее безотлагательных мер по устранению с обязательным привлечением автора проекта. Без корректировки дальнейшие работы по возведению каркаса и монтажу инженерных систем в данной секции невозможны.

Рисунок 4. – Объяснимое заключение

Предоставленный сквозной пример наглядно демонстрирует работу полного цикла – от физического объекта до управленческого решения.

Ключевые выводы:

1. Методология работает: интеграция НЛС, ТИМ КРЕДО 3D Скан, открытого формата IFC и алгоритмов ИИ создает жизнеспособный конвейер для контроля.

2. ХАИ обеспечивает доверие и действие: система не просто констатирует факт отклонения. Она объясняет, почему это важно (колонна несущая), доказывает, откуда это известно (ссылка на точные данные и нормы), и предлагает конкретный план действий. Это трансформирует цифровой отчет в основание для немедленных инженерных решений.

3. Эффективность: весь процесс, от завершения сканирования до получения развернутого заключения, занимает несколько часов, в то время как традиционный цикл (обмеры, чертежи, согласование) мог занять дни.

Таким образом, практическая апробация подтверждает основную гипотезу: предложенная интеграционная методология позволяет преодолеть разрыв между массовым сбором геопространственных данных и принятием обоснованных решений, переводя геодезический контроль в новое качество – непрерывный, семантически насыщенный и объяснимый процесс управления строительством.

Заключение. В ходе эксперимента было проверено, насколько применимы современные языки программирования как основа для модуля, который анализирует и поясняет решение системы контроля. На примере модели DeepSeek, выбранной в качестве базовой платформы, были выявлены как значительные возможности, так и системные ограничения.

Ключевые технологические возможности:

- модель демонстрирует высокую эффективность при обработке параметрических данных, извлеченных из информационных моделей (BIM, IFC);
- она способна корректно интерпретировать семантику строительных элементов (тип, назначение, свойства), выполнять пространственные расчеты (отклонения, расстояния) и проводить сравнительный анализ;
- модель успешно применяет формализованные правила, сопоставляя результаты измерений с требованиями нормативных документов;
- система способна не только констатировать факт превышения допуска, но и давать его количественную оценку;
- ключевая практическая ценность заключается в способности модели автоматически формировать развернутые отчеты, включающие констатацию факта, доказательную базу, нормативную оценку, анализ рисков и конкретные рекомендации, что соответствует полному циклу подготовительной работы инженера.

Технологическими ограничениями являются:

- отсутствие прямой интеграции со специализированными ПО. Модели не обладают нативными интерфейсами для автоматического подключения к средам BIM-проектирования;
- неспособность к обработке низкоуровневых геопространственных данных. Модели не предназначены для прямого анализа облаков точек НЛС или выполнения операций 3D-сравнения геометрии. Их входными данными должны быть предварительно структурированные параметры, извлеченные из моделей;
- ресурсные ограничения для обучения специализированных алгоритмов. Реализация сложных нейросетевых алгоритмов для задач точного сопоставления или классификации требует выделенных вычислительных ресурсов и обучения на размеченных датасетах, что выходит за рамки возможностей базовой языковой модели.

Таким образом, в рамках настоящего эксперимента была исследована методика геодезического контроля строительства, которая обеспечивает высокую степень автоматизации, точности и оперативности за счет интеграции НЛС, BIM и алгоритмов искусственного интеллекта. Практический эффект от внедрения такого прототипа заключается в радикальном сокращении времени на подготовку контрольной документации – с нескольких часов ручного труда до десятков минут, при одновременном повышении стандартизации и обоснованности выводов [2].

ЛИТЕРАТУРА

1. Алпайдин Э. Машинное обучение: новый искусственный интеллект / Пер. с англ. – М.: Изд. группа «Точка», 2017. – 208 с.
2. Рассел С., Норвиг П. Искусственный интеллект: современный подход / Пер. с англ. – 2-е изд. – М.: ООО «И.Д. Вильямс», 2018. – 1408 с.

REFERENCES

1. Alpaydin, E. (2017). *Machine Learning: The New AI*. Moscow: Publishing group "Tochka". (In English).
2. Russell, S., & Norvig, P. (2018). *Artificial Intelligence: A Modern Approach*. 2nd ed. Moscow: Williams Publishing House LLC. (In English).

Поступила 07.05.2026

AUTOMATED CONTROL OF CONFORMITY OF CONSTRUCTION PROJECTS WITH THE DIGITAL MODEL OF THE PROJECT

I. RAK¹⁾, A. LARYN²⁾, D. GURA³⁾, A. KABATSKY⁴⁾

^(1,4) Belarusian National Technical University, Minsk, ²⁾ Company «Credo-Dialog», Minsk,

³⁾ Kuban State Technological University, Krasnodar, ³⁾ Kuban State Agrarian University, Krasnodar)

The article discusses a method of geodetic construction control that ensures a high degree of automation, accuracy, and efficiency by integrating terrestrial laser scanning data, BIM models, and artificial intelligence algorithms. Since a successful BIM model requires the ability to correctly exchange information with various specialists working on the same project across different software products at all stages of the model's lifecycle, it is essential to be able to work within an open and neutral software environment. The article demonstrates how the Industry Foundation Classes (IFC) file format can be used for these purposes, as it enables the creation of a structured digital model of a construction facility, serving as its virtual prototype with encoded information about its physical and functional characteristics.

Keywords: BIM models, laser scanning, IFC, geodetic control, artificial intelligence, neural networks, deviation analysis.

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬСТВО

<i>Лазовский Д.Н., Тур В.В., Глухов Д.О.</i> Гипотеза плоских сечений при моделировании железобетонных элементов на основе нелинейной деформационной расчетной модели	2
<i>Рашкевич Е.И., Ющенко В.Д.</i> Особенности совместного окисления и осаждения железа и марганца в процессе внутрипластовой обработки воды малых населенных пунктов Республики Беларусь	9
<i>Соловьёв А.А.</i> Натурные исследования второго этажа здания бывшей гостиницы (меблированных комнат) «Бристоль» по ул. Ленина д. 4 в г. Полоцке	20
<i>Song Chunhua, Kravchenko V.</i> Aggregate-controlled stiffness in high-performance recycled concrete: mechanisms, data synthesis, and modeling perspectives	31
<i>Тур А.В.</i> Аналитический метод проверки живучести монолитного каркаса в особой расчетной ситуации	40

ГЕОДЕЗИЯ

<i>Рак И.Е., Ларин А.С., Гура Д.А., Кабацкий А.В.</i> Автоматизированный контроль соответствия объектов строительства цифровой модели объекта	52
---	----