

А. П. ШЕПЕЛЕВ
Р. Р. ИБАТУЛЛИН
А. А. ПИЩУЛЕВ

НАТУРНОЕ ИСПЫТАНИЕ НАГРУЖЕНИЕМ СБОРНОГО КОМБИНИРОВАННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ЖИЛОГО ЗДАНИЯ ПОСТРОЙКИ НАЧАЛА 1950-Х ГОДОВ

**FULL-SCALE LOAD TESTING OF PREFABRICATED COMBINED FLOOR
OF RESIDENTIAL BUILDING BUILT OF THE EARLY 1950s**

В рамках научно-технического сопровождения работ по изменению функционального назначения помещений одного из зданий 1950-х годов постройки было выполнено детальное натурное обследование строительных конструкций. Целью обследования технического состояния являлась оценка несущей способности конструкций и разработка условий механической безопасности здания. Особое внимание было уделено исследованию междуэтажных перекрытий. За многолетний период эксплуатации в изначальное конструктивное решение здания были внесены многочисленные изменения, которые трансформировали проектную схему статической работы конструкций, в частности перекрытий. Ввиду многофакторных и трудно контролируемых условий однозначно с требуемой долей надежности определить фактическую несущую способность перекрытий существующими расчетными методиками представлялось весьма сложно. Поэтому для подтверждения выдвинутых расчетных предположений были проведены натурные испытания перекрытий нагрузением, что подтвердило их несущую способность, определенную расчетом. Проведенные натурные испытания позволили избежать дорогостоящего усиления конструкций и продлить срок эксплуатации здания.

Ключевые слова: обследование технического состояния, нагрузка, расчетная схема, испытание нагрузением, поверочный расчет, несущая способность, железобетонная балка, техническое состояние, перекрытие, армирование

При обследовании технического состояния зданий исторической застройки часто возникают сложности в части определения фактической уточненной расчетной схемы и определения несущей способности конструкций [1, 2]. За длительный жизненный цикл таких зданий в изначальное проектное конструктивное решение вносятся, как правило, многочисленные изменения: в стенах пробиваются новые оконные и дверные проемы, перекрытия догружаются дополнительными слоями стяжек и подли-

A detailed full-scale survey of building structures was carried out as a part of scientific and technical support on changing the functional purpose of building premises built in the 1950s. The purpose of the technical condition survey was to assess the bearing capacity of structures and develop conditions for mechanical building safety. Special attention was paid to the study of floor-to-floor overlapping. Over a long period of operation, numerous changes were made to the original structural solution of the building. These changes transformed the design scheme of static work of structures, floors in particular. Due to the multifactorial and difficult-to-control conditions, it wasn't easy to determine the actual bearing capacity of the overlaps with the required degree of reliability using the existing calculation methods. Therefore, in order to confirm the proposed design assumptions, full-scale tests of the overlaps were carried out by loading, which confirmed their bearing capacity determined by the calculation. The conducted field tests made it possible to avoid expensive reinforcement of structures and extend the building life.

Keywords: inspection of technical condition, load, design scheme, loading test, calibration calculation, bearing capacity, reinforced concrete beam, technical condition, overlap, reinforcement

вок, увеличивается нагрузка за счет устройства перегородок из различных материалов, меняется функциональное назначение помещений (и, в итоге, изменяется величина временной нагрузки на перекрытия). Помимо этого, в конструкциях накапливаются повреждения, вызванные эксплуатацией в неблагоприятных условиях (влажная среда, замораживание-оттаивание, механические повреждения и т. п.) [3–5]. Все эти факторы приводят к тому, что несущая способность конструкций при расчете

с учетом общепринятых очевидных расчетных схем и предпосылок не является обеспеченной. Возникает необходимость выявлять неочевидные на первый взгляд резервы несущей способности конструкций.

На примере одного из зданий неоклассической архитектуры сталинского времени рассмотрены особенности конструктивного решения и вопросы определения фактической несущей способности междуэтажного перекрытия с учетом многочисленных вмешательств в процессе эксплуатации здания в его изначальное проектное решение.

В административном отношении обследуемое здание находится в Ленинском районе г. Самары на пересечении улиц Ново-Садовой и Невской. Здание возведено в 1950-х годах в составе массовой застройки окружающей территории и интегрировано в общую архитектурную концепцию. Здание большей стороной ориентировано вдоль улицы Невская. В 1990-х – 2000-х годах в рамках точечной застройки вплотную к зданию был возведен многоэтажный жилой дом.

Рельеф местности относительно спокойный. Вдоль улицы Невская имеется уклон поверхности в сторону реки Волга. С трех сторон со стороны лицевых фасадов вдоль здания устроены тротуары. Дворовая территория вдоль здания заасфальтирована. За период эксплуатации вследствие постоянного переустройства тротуарного покрытия уровень рельефа поверхности у здания поднялся вплоть до 400 мм вдоль улицы Ново-Садовая.

Вид на здание, схематичный план первого этажа, поперечный разрез и главные фасады представлены на рис. 1–5.

Обследуемое здание в плане имеет условно Г-образную форму, состоящую из нескольких прямоугольных частей. Здание переменной этажности (четыре – пять наземных этажей): четыре этажа размещены по всей площади здания, в угловой части здания дополнительно устроен пятый (аттиковый этаж). Кроме того, под всем зданием имеется цокольный этаж. Здание было запроектировано и возведено для размещения студенческого общежития Строительного института.

Планировочная система помещений была решена по коридорному типу: широкий коридор устроен по центральной оси здания. В наземных этажах размещались жилые комнаты, административные помещения, душевые, санузлы, прачечные и прочие помещения, необходимые для функционирования общежития. В цокольном этаже располагались пищеблок и помывочное отделение. В одной части цокольного этажа размещались помещения гражданской обороны. В начале 1990-х годов помещения первого и второго этажей были переоборудованы под эксплуатацию в качестве торгового центра. Позже, в 2000-х годах жилые помещения общежития на третьем, четвертом и аттиковом этажах были перестроены в индивидуальные квартиры и приватизированы жильцами.

Конструктивная система здания решена с неполным каркасом: во внешний контур из кирпичных стен вписан трехпролетный каркас.



Рис. 1. Вид на здание со стороны перекрестка улиц Ново-Садовой / Невской

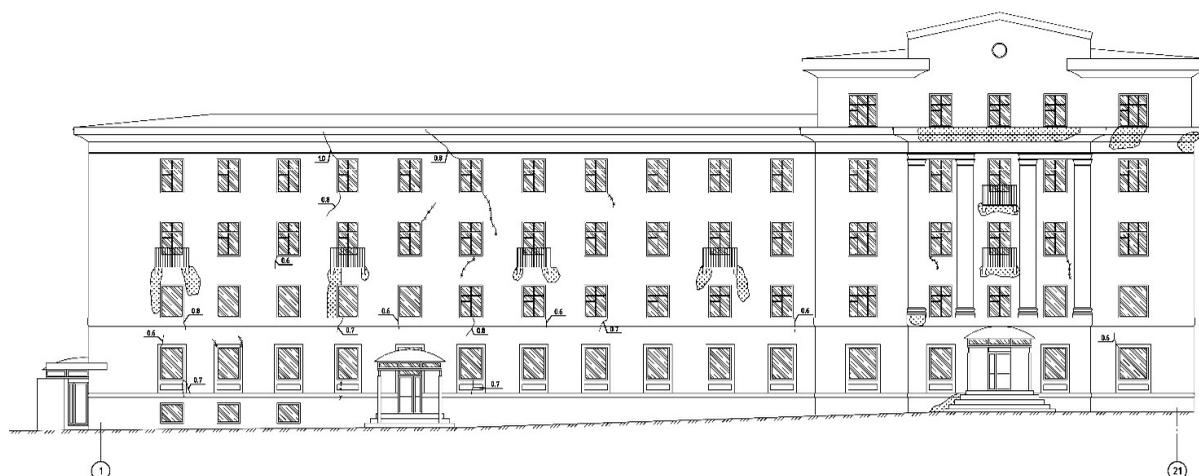


Рис. 4. Фасад, выходящий на улицу Невскую

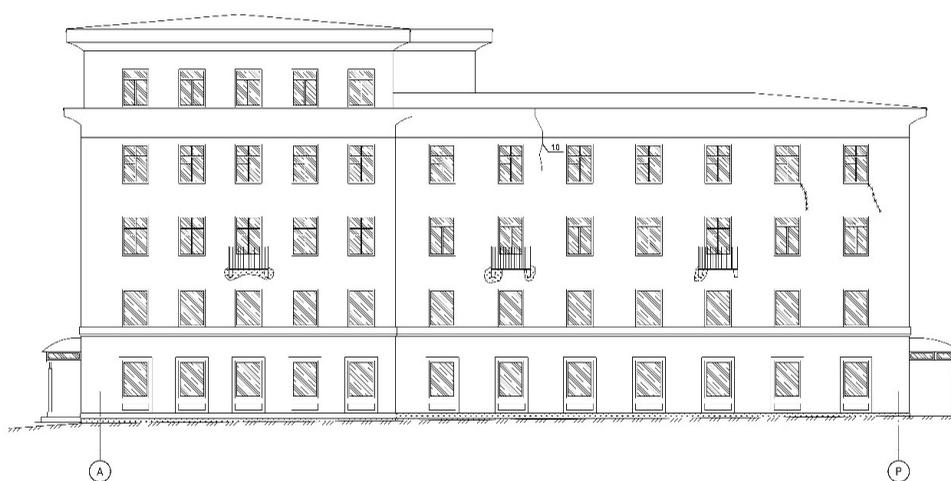


Рис. 5. Фасад, выходящий на улицу Ново-Садовую

Выявленное по результатам обследования конструктивное решение здания согласуется с используемыми в 1950-х годах в массовом городском строительстве конструкциями, изделиями и материалами.

В данной статье описываются конструктивные особенности перекрытия первого этажа здания. При проведении натурного обследования по результатам вскрытий и зондажей было выявлено фактическое конструктивное решение данного перекрытия.

Перекрытие первого этажа устроено следующим образом: в поперечном направлении (относительно продольной оси каждого из объемов здания) по стенам и каменным столбам смонтированы сборные железобетонные главные балки. Между столбами в продольном направлении также смонтированы железобетонные балки; данные балки выступают в качестве свя-

зевых конструкций для обеспечения пространственной жесткости и устойчивости здания. Используются железобетонные балки четырех типоразмеров: прямоугольного поперечного сечения с двумя вариантами размеров сечения и балки таврового поперечного сечения (несущие главные балки с полкой в сжатой верхней зоне и связевые балки с полкой в нижней зоне).

По железобетонным балкам устроено деревянное перекрытие, за исключением участков, где начальным проектом были предусмотрены «влажные» помещения: санузлы, душевые, прачечные; перекрытия данных помещений решены с использованием мелкогабаритных сборных железобетонных плит лоткового типа шириной 0,5 м. Несущими элементами деревянного перекрытия являются брусья с размерами поперечного сечения 75×200 мм; брусья смонтированы с шагом 0,8–0,9 м. По брусьям устроен

четырёхслойный дощатый накат. Доски в накате ориентированы в ортогональном направлении один относительно другого и сшиты между собой гвоздями. Опираение наката на несущие брусья осуществляется через черепные брусски. Понизу дощатый накат оштукатурен сложным раствором по дранке. Между брусьями предусмотрена шлаковая засыпка. Поверху по брусьям и балкам выполнен настил из досок, по которому предусмотрен чистый пол (дощатый, линолеумный, паркетный и т.п.).

За длительный период эксплуатации и при изменении функционального назначения помещений на первом и втором этажах существующие деревянные полы были заменены. Вновь смонтированные полы представлены в двух вариантах: дощатых и железобетонных. При переустройстве существующая засыпка перекрытия была изъята и заменена на слой насыпного керамзита толщиной 150 мм. На остальных участках после демонтажа деревянных полов непосредственно по деревянному перекрытию был устроен многослойный пол, который включил в себя: гидроизоляцию (полиэтиленовая пленка), слой керамзитобетона (толщина 100 мм), подстилающий слой из тяжелого бетона (толщина 110 мм), цементно-песчаную стяжку (толщина 30 мм) и чистый пол из плит керамогранита. По результатам контроля прочности бетона неразрушающими методами установлено, что фактическая прочность бетонного слоя соответствует классу В10–В15. Изначальное конструктивное решение перекрытий не предполагало устройство такого массивного пола. В результате выполненного переустройства нагрузка на существующие конструкции перекрытия значительно возросла.

Для оценки несущей способности конструкций перекрытия с учетом увеличения нагрузки от дополнительно устроенного пола были выполнены поверочные расчеты. При расчетах каждый элемент перекрытия принимался как однопролетный шарнирно опертый стержень, нагруженный равномерно-распределенной нагрузкой. Данный метод является общепринятым и единственно верным в случаях, когда отсутствует совместная пространственная работа элементов в составе перекрытия [6–12]. По результатам расчетов по описанной расчетной схеме установлено, что несущая способность железобетонных балок и деревянных лаг на действие полных нагрузок не является обеспеченной; перегруз конструкций достигает 80 %. Вместе с тем, признаков, свидетельствующих об исчерпании несущей способности перекрытий, при осмотре отмечено не было. Очевидно, что устроенная поверх деревянного настила и слоя керамзита «набетонка» выступает в качестве жесткой

оболочки. В результате изменилась изначальная статическая схема работы элементов и сборное перекрытие с шарнирно опертыми элементами преобразовалось в единое комбинированное ребристое перекрытие, в котором «набетонка» выступает в качестве сжатой полки, деревянные лаги – в качестве растянутой арматуры. В железобетонной балке увеличивается рабочая высота сечения и, следовательно, несущая способность. С учетом данной предпосылки были выполнены расчеты несущей способности перекрытия. Расчеты показали, что при принятой расчетной схеме несущая способность элементов перекрытия является обеспеченной на действие фактических расчетных нагрузок.

Для подтверждения принятых при расчете предпосылок были произведены натурные испытания нагружением исследуемых перекрытий. Исследовались перекрытия на двух участках: в коридоре балки «короткого» пролета и в основных помещениях балки «длинного» пролета. *Испытание № 1:* исследованию были подвергнуты деревянное перекрытие в осях К-Л/18-19 и железобетонная балка в осях К/18-19; номинальный пролет деревянного перекрытия составляет 3,25 м, железобетонной балки – 2,62 м; деревянные балки перекрытия на исследуемом участке ориентированы в направлении цифровых осей; железобетонная балка – в направлении буквенных осей; поверху дощатого настила перекрытия выполнен подстилающий слой из керамзитобетона, устроена стяжка из цементно-песчаного раствора и чистый пол из плит керамогранита; перед испытанием штукатурный слой с нижней поверхности балки был удален.

Испытание № 2: исследованию были подвергнуты деревянное перекрытие в осях Ж-К/19-21 и железобетонная балка в осях К/19-21; номинальный пролет деревянного перекрытия составляет 3,25 м; железобетонной балки – 5,5 м; деревянные балки перекрытия на исследуемом участке ориентированы в направлении цифровых осей; исследуемая балка – в направлении буквенных осей; поверху дощатого настила перекрытия выполнен подстилающий слой из керамзитобетона, устроена стяжка из цементно-песчаного раствора и чистый пол из плит керамогранита; перед испытанием штукатурный слой с поверхностей балки был удален.

Нагружение перекрытия производилось полнотельными одинарными керамическими кирпичами, укладываемыми по площади загружаемого перекрытия равномерно. По результатам контрольных взвешиваний усредненный вес одного кирпича составил 3,258 кг (минимальное значение – 3,063 кг, максимальное – 3,724 кг). Площадь нагружения перекрытия – 13,0 м².

Для испытания №1 за контрольную величину нагрузки принята нормативная временная нагрузка 300 кг/м^2 . Контрольная величина прогиба составляет $1/150$ часть от пролета конструкции: 21 мм – для деревянного перекрытия, 12 мм – для железобетонной балки.

Для испытания №2 за контрольную величину нагрузки принята нормативная временная нагрузка 200 кг/м^2 . Контрольная величина прогиба составляет $1/150$ часть от пролета (21 мм) – для деревянного перекрытия, $1/200$ часть пролета ($27,5 \text{ мм}$) – для железобетонной балки.

Загружение выполнялось ступенчато: четыре ступени по 80 кг/м^2 . После каждой ступени нагружения перекрытие выдерживалось не менее 15 минут. На каждой ступени снимались показания прогибомеров, а также производился осмотр конструкций снизу на предмет образова-

ния трещин. Велась фотосъемка. После загрузки полной нагрузкой (320 кг/м^2 – для коридора и 240 кг/м^2 – для офисного помещения) перекрытие выдерживалось под нагрузкой трое суток.

Для определения величины фактического прогиба перекрытия использовались прогибомеры 6ПАО (цена деления $0,01 \text{ мм}$). Прогибомеры были установлены в середине пролета перекрытия и балки. Под конструкцию перекрытия на исследуемом участке на время испытаний были подведены страховочные опоры. Определение ширины раскрытия трещин выполнялось с помощью измерительного микроскопа МПБ-2.

Виды на испытываемые перекрытия показаны на рис. 6–9. Результаты испытаний представлены в таблицах 1 и 2. Графики зависимости фактического прогиба от нагрузки представлены на рис. 10 и 11.



Рис. 6. Испытание № 1. Вид на нижнюю поверхность перекрытия и балки



Рис. 7. Испытание № 1. Загруженный участок перекрытия (вид со стороны второго этажа)



Рис. 8. Испытание № 2. Общий вид испытываемых конструкций со стороны первого этажа



Рис. 9. Испытание № 2. Загруженный полной нагрузкой участок перекрытия (вид со стороны второго этажа)

Таблица 1

Результаты испытаний перекрытия № 1

№ ступени	Нагрузка на перекрытие, кг (кг/м ²)	Показания прогибомеров			
		ПРГ-1 (дерев. пер.)		ПРГ-2 (балка)	
		отсчет	прогиб, мм	отсчет	прогиб, мм
0	0	8289		7848	
1	80	8346	0,57	7901	0,53
2	160	8409	1,20	7958	1,10
3	240	8482	1,93	8019	1,71
4	320	8554	2,65	8081	2,33
Выдержка трое суток	320	8555	2,66	8082	2,34
Разгрузка	0	8292	0,02	7847	0,01

Таблица 2

Результаты испытаний перекрытия № 2

№ ступени	Нагрузка на перекрытие, кг (кг/м ²)	Показания прогибомеров			
		ПРГ-1 (дерев. перег.)		ПРГ-2 (балка)	
		отсчет	прогиб, мм	отсчет	прогиб, мм
0	0	4961		0538	
1	80	5042	0,81	0636	0,98
2	160	5117	1,56	0748	2,10
3	240	5188	2,27	0862	3,24
Через 1 сутки	240	5190	2,29	0865	3,27
Через 2 суток	240	5191	2,30	0866	3,28
Через 3 суток	240	5191	2,30	0866	3,28
Разгрузка	0	4963	0,02	0539	0,01

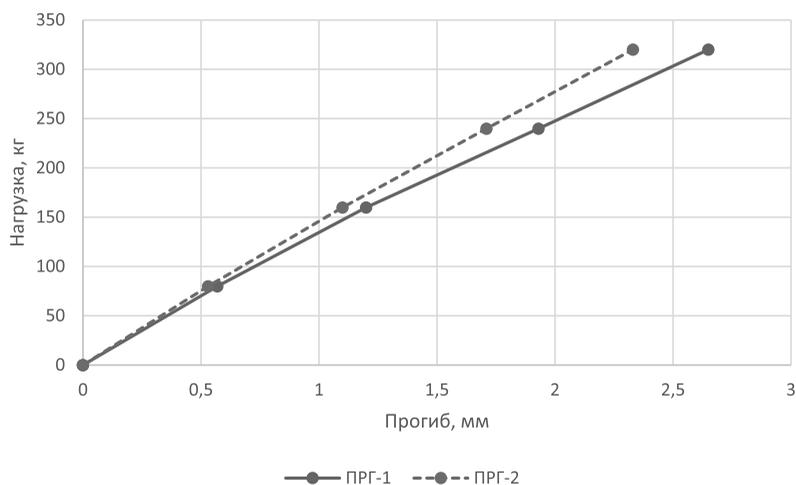


Рис. 10. График зависимости фактического прогиба от дополнительной нагрузки для перекрытия № 1

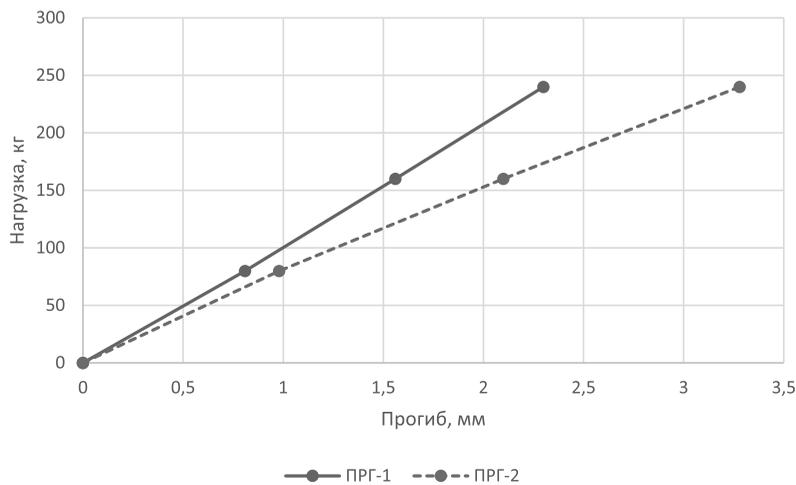


Рис. 11. График зависимости фактического прогиба от дополнительной нагрузки для перекрытия № 2

Прогиб конструкций возрастал пропорционально прикладываемой нагрузке. Максимальная величина прогиба деревянного перекрытия составила 2,34 мм для испытания №1 и 2,3 мм для испытания № 2, максимальный прогиб железобетонной балки составил 2,66 мм для испытания №1 и 3,28 мм для испытания № 2. Показания прогибомеров не свидетельствовали о наличии пластических деформаций. Предельно допустимые значения прогибов значительно превышают фактические величины. Максимальная ширина раскрытия нормальных трещин в конструкциях на последнем этапе нагружения не превышала 0,05 мм. После выдержки конструкций под нагрузкой в течение трех суток показания прогибомеров зафиксировались на одном значении. После снятия нагрузки показания прогибомеров вернулись к первоначальным значениям. Признаков, свидетельствующих о разрушениях конструкций, не зафиксировано.

Таким образом, проведенные натурные испытания перекрытий подтвердили их несущую способность с учетом принятых расчетных предпосылок, что позволило избежать дорогостоящего усиления конструкций и продлить срок эксплуатации здания. При этом для обеспечения механической безопасности с учетом требуемого уровня надежности дальнейшая эксплуатация здания возможна при обязательном мониторинг технического состояния.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гойкалов А.Н. Техническое обследование исторических зданий при их восстановлении с учетом дефектов каменных конструкций // Научный журнал. Инженерные системы и сооружения. 2017. №3–4 (28–29). С. 35–40.
2. Щитов Д.В., Щитова Т.В. Особенности обследования несущих конструкций реконструируемых зданий и сооружений // Современная наука и инновации. 2014. №4(8). С. 72–77.
3. Шепелев А.П., Ибатуллин Р.Р., Бузовская Я.А. Особенности обследования технического состояния зданий исторической застройки на примере усадьбы купчихи М.М. Дьяковой (общежитие № 3 АСА САМГТУ) // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство: сб. статей. Самара. САМГТУ, 2019. С. 206–214.
4. Шестеров Е.А., Панин А.Н. Особенности обследования технического состояния строительных конструкций зданий исторической застройки Санкт-Петербурга // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании. 2017. С. 298–302.
5. Штенгель В.Г., Евдокимов Б.А. Обследование несущих конструкций старых зданий перед их реставрацией или реконструкцией // В мире неразрушающего контроля. 2018. №4. С. 26–31.

6. Кузнецов Д.Н. Напряженно-деформированное состояние стального двутавра в составе комбинированной балки, часть 3 // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2020. №1(733). С. 18–33.

7. Фаттахова А.И. Анализ распределения усилий в сдвиговых упорах комбинированных перекрытий многоэтажных зданий с различным соотношением сторон // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2020. №1(733). С. 45–56.

8. Айрумян Э.Л., Каменщиков Н.И., Румянцева И.А. Особенности расчета монолитных плит стале-железобетонных перекрытий по профилированному стальному настилу // Промышленное и гражданское строительство. 2015. №9. С. 21–26.

9. Линьков В.И. Моделирование работы деревянных балок составного сечения на податливых связях с применением теории составных стержней Ржаницына А.Р. // Строительная механика и расчет сооружений. 2011. №5(238). С. 30–35.

10. Босаков С.В., Мордич А.И., Карякин А.А., Сонин С.А., Дербенцев И.С., Попп П.В. Результаты испытания нагружением сборно-монолитного перекрытия, опертго на несущие стены многоэтажного здания // Промышленное и гражданское строительство. 2018. №2. С. 25–42.

11. Коянкин А.А., Митасов В.М. Испытания сборно-монолитного перекрытия на строящемся жилом доме // Бетон и железобетон. 2016. №3. С. 20–22.

12. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. №6(53). С. 98–105.

REFERENCES

1. Goikalov A.N. Technical inspection of historical buildings during their restoration taking into account defects of stone structures. *Nauchnyy zhurnal Inzhenernyye sistemy i sooruzheniya*[Scientific Journal. Engineering systems and structures], 2017. no.3-4 (28-29). pp. 35-40. (in Russian)
2. Shchitov D.V., Shchitova T.V. Features of inspection of load-bearing structures of reconstructed buildings and structures. *Sovremennaya nauka i innovacii* [Modern Science and innovation]. 2014. no. 4(8). pp. 72-77. (in Russian)
3. Shepelev A.P., Ibatullin R.R., Buzovskaya Ya.A. Features of the survey of the technical condition of historical buildings on the example of the estate of the merchant M.M. Dyakova (dormitory No. 3 ASA SAMSTU). *Tradicii i innovacii v stroitel'stve i arhitekture*[Traditions and innovations in construction and architecture]. Construction: Collection of articles. Samara: SAMSTU. 2019. pp. 206-214. (in Russian)
4. Shesterov E.A., Panin A.N. Features of the survey of the technical condition of building structures of buildings of historical development of St. Petersburg.

Integraciya partnerstvo i innovacii v stroitel'noj nauke i obrazovanii [Integration, partnership and innovation in construction science and education]. Collection of articles. 2017. pp. 298-302. (in Russian)

5. Shtengel V.G., Evdokimov B.A. Inspection of load-bearing structures of old buildings before their restoration or reconstruction. *V mire nerazrushayushchego kontrolya* [In the world of non-destructive testing]. 2018. no. 4. pp. 26-31. (in Russian)

6. Kuznetsov D.N. The stress-strain state of a steel I-beam as part of a combined beam, part 3. *Izvestiya vysshih uchebnyh zavedenij. Stroitel'stvo* [Izvestiya of higher educational institutions]. Construction. 2020. no. 1(733). pp. 18-33. (in Russian)

7. Fattakhova A.I. Analysis of the distribution of forces in the shear stops of combined floors of multi-storey buildings with different aspect ratios. *Izvestiya vysshih uchebnyh zavedenij. Stroitel'stvo* [Izvestiya of higher educational institutions]. Construction]. 2020. no. 1(733). pp. 45-56. (in Russian)

8. Ayrumyan E.L., Kamenshchikov N.I., Rumyantseva I.A. Features of calculation of monolithic slabs of steel-reinforced concrete floors on profiled steel flooring. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and civil construction]. 2015. No.9. pp. 21-26. (in Russian)

9. Linkov V.I. Modeling of the work of composite wooden beams on malleable bonds using the theory of composite rods Rzhantsyn A.R. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij* [Construction mechanics and calculation of structures]. 2011. no.5(238) pp. 30-35(in Russian)

10. Bosakov S.V., Mordich A.I., Karyakin A.A., Soinin S.A., Derbentsev I.S., Popp P.V. Results of the loading test of a prefabricated monolithic ceiling supported on the load-bearing walls of a multi-storey building. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and civil construction]. 2018. no.2. S25-42. (in Russian)

11. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Tests of a prefabricated monolithic ceiling on a residential building under construction. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and reinforced concrete]. 2016, no. 3, pp. 20-22. (in Russian)

12. Tamrazyan A.G., Orlova M.A. Experimental studies of the stress-strain state of reinforced concrete bent elements with cracks. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta* [Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering]. 2015. no. 6(53). pp. 98-105. (in Russian)

Об авторах:

ШЕПЕЛЕВ Александр Петрович

старший преподаватель кафедры железобетонных конструкций
Самарский государственный технический университет
Академия строительства и архитектуры
443100, Россия, г. Самара, ул. Молодогвардейская, 244
E-mail: Shepelevap@mail.ru

SHEPELEV Alexandr P.

Associate Professor of the Reinforced Concrete Structures Chair
Samara State Technical University
Academy of Architecture and Civil Engineering
443100, Russia, Samara, Molodogvardeyskaya, 244
E-mail: Shepelevap@mail.ru

ИБАТУЛЛИН Рустам Рафаилович

ассистент кафедры железобетонных конструкций
Самарский государственный технический университет
Академия строительства и архитектуры
443100, Россия, г. Самара, ул. Молодогвардейская, 244
E-mail: Rustic2@yandex.ru

IBATULLIN Rustam R.

Chief lecturer of the Reinforced Concrete Structures Chair
Samara State Technical University
Academy of Architecture and Civil Engineering
443100, Russia, Samara, Molodogvardeyskaya, 244
E-mail: Rustic2@yandex.ru

ПИЩУЛЕВ Александр Анатольевич

кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных конструкций
Самарский государственный технический университет
Академия строительства и архитектуры
443100, Россия, г. Самара, ул. Молодогвардейская, 244
E-mail: pishulev@yandex.ru

PISHULEV Alexandr A.

PhD of engineering science, Associate Professor of the Reinforced Concrete Structures Chair
Samara State Technical University
Academy of Architecture and Civil Engineering
443100, Russia, Samara, Molodogvardeyskaya, 244
E-mail: pishulev@yandex.ru

Для цитирования: Шепелев А.П., Ибатуллин Р.Р., Пищулев А.А. Натурное испытание нагружением сборного комбинированного перекрытия жилого здания постройки начала 1950-х годов // Градостроительство и архитектура. 2022. Т. 12, № 4. С. 15–24. DOI: 10.17673/Vestnik.2022.04.3.

For citation: Shepelev A.P., Ibatullin R.R., Pishulev A.A. Full-Scale Load Testing of a Prefabricated Combined Floor of a Residential Building of the early 1950s. *Gradostroitel'stvo i arhitektura* [Urban Construction and Architecture], 2022, vol. 12, no. 4, pp. 15–24. (in Russian) DOI: 10.17673/Vestnik.2022.04.3.