



УДК 624.04

Ерышев В.А. – доктор технических наук, профессор

E-mail: gsx@tltsu.ru

Латышева Е.В. – кандидат технических наук, доцент**Малыш А.С.** – студент**Тольяттинский государственный университет**

Адрес организации: 445667, Россия, г. Тольятти, ул. Белорусская, д. 14

Определение эксплуатационных параметров качества железобетонных конструкций в составе здания без их физического разрушения путем натуральных испытаний

Аннотация

В статье представлена методика определения параметров показателей качества железобетонных конструкций по прочности, жесткости и трещиностойкости при натуральных испытаниях в эксплуатируемых зданиях без их физического разрушения. Прочность конструкции определяется по предельным значениям напряжений в арматуре полученных по фактическим диаграммам деформирования стали. Методика позволяет определять эксплуатационную нагрузку конструкций в здании при реконструкции или изменения его назначения.

Ключевые слова: натурные испытания, железобетонные конструкции, параметры качества, напряжения, деформации, расчетная нагрузка.

Основными эксплуатационными параметрами железобетонных конструкций является прочность, жесткость и трещиностойкость. Качество изделий по этим показателям устанавливают на основании результатов контрольных испытаний нагружением до разрушения в соответствии с требованиями нормативных документов и рабочей документации. В процессе испытаний контролируются: деформации в середине пролета, момент образования и ширина раскрытия трещин в растянутой зоне бетона, разрушающая нагрузка. Фактические параметры качества конструкций сравнивают с их контрольными значениями и гарантируется величина расчетной нагрузки, которая приводится в рабочих чертежах на изготовление и, как правило, указывается в маркировке изделия. Однако деформации конструкций в составе здания с учетом их совместной работы отличается от расчетных схем нагружения, а в процессе длительной эксплуатации изменяются физико-механические характеристики материалов бетона и стали, порой теряется проектная документация, исполнительные схемы, изменяются требования нормативных документов с их переизданием. Определение фактических параметров качества становится актуальной задачей при реконструкции эксплуатируемых зданий, изменения их назначения и особенно с увеличением эксплуатационных нагрузок, включая разработку способа усиления конструкций при неизвестных текущих значений параметров их качества. Косвенными методами неразрушающего контроля можно определить механические характеристики материалов и выполнить поверочный расчет согласно требованиям нормативной литературы на обследование конструкций, однако история воздействий постоянных и временных нагрузок и соответственно накопившиеся деформации остаются неизвестными.

В расчетах железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели используют диаграммы состояния бетона и арматуры (СП 52-101-2003). По диаграммам деформирования предлагается определять податливость стыков железобетонных колонн [1], производить расчет изгибаемых и внецентренно сжатых элементов [2, 3, 4, 5], в том числе при повторных и знакопеременных режимах нагружения [6, 7, 8]. Одной из основных деформационных характеристик являются: значение предельных относительных деформации бетона при осевом сжатии ϵ_{b0} , арматуры – ϵ_{s0} на площадке текучести. Контроль деформаций в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре дает возможность производить натурные испытания конструкций в эксплуатируемом здании до появления одного из условных признаков разрушения, которые ГОСТ 8829-94 определяет как условные состояния, свидетельствующие об исчерпании несущей способности конструкций. По значениям измеренных на каждой ступени нагружения деформациям, а из опытных диаграмм материалов – максимальным напряжениям, определяется значение

фактической условной предельной нагрузки $q_{фр}$. Для арматуры максимальным предельным напряжением является значение предела текучести или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2 %), полученного при испытаниях образцов арматуры. Предельная нагрузка вызывает в основных сечениях сплошных конструкций, элементах и узлах решетчатых конструкций усилия, равные максимальным усилиям от расчетных нагрузок q_p , с учетом коэффициента безопасности S . Значение теоретического коэффициента безопасности S_t приводится в рабочих чертежах на изделия и назначается в зависимости от характера условного разрушения, характеристики конструкции, вида арматуры и бетона ($S_t=1,25-1,8$). Фактическое значение коэффициента $S_{ф}$ вычисляется по формуле:

$$S_{ф} = \frac{q_{фр} + q_{ф}^{св}}{q_p}, \quad (1)$$

где $q_{ф}^{св}$ – нагрузка от фактического собственного веса конструкции.

Конструкция признается удовлетворяющей требованиям прочности, если $S_{ф} \geq S_t$.

Из условия $S_{ф}=S_t$ и формулы (1) вычисляется значение расчетной нагрузки q_p . В состав расчетной нагрузки входят постоянные q_n и временные нагрузки q_v . Постоянные нагрузки определяются по их фактическим значениям, действующим на конструкцию на момент испытания, а значение эксплуатационной временной нагрузки из равенства:

$$q_v = q_p - q_n. \quad (2)$$

В техническом задании заказчика ОАО «Автозаводстрой» была поставлена задача: установить значение предельной нагрузки на перекрытие подвала по условным признакам разрушения, свидетельствующим об исчерпании несущей способности, без его физического разрушения с учетом изменения назначения существующего здания. Здание общественного назначения в два этажа с подвалом, размерами в плане 306×36 м, построено в 1996 году. Проектная, исполнительная документация и паспорта на изделия отсутствуют. Научно-исследовательская работа выполнялась по этапам, в последовательности, рекомендуемыми нормативными документами, и разработанной авторами программы натуральных испытаний.

Освидетельствование конструкций перекрытия

В качестве перекрытий подвала и первого этажа использованы железобетонные плиты пустотного настила заводского изготовления шириной $B=1,2$ м и $B=1,5$ м, пролетом 6 м. Панели перекрытий опираются на полки стальных балок через слой цементного раствора. Плиты в узлах опирания по верхней поверхности связаны монтажными накладками из стержней класса А-I, обеспечивающих передачу горизонтальных растягивающих усилий в дисках перекрытий. Плиты изготовлены с усиленными торцами: одним – с уменьшенным поперечным сечением пустот, другим – с заделкой бетонными вкладышами. После вскрытия пола по швам замоноличивания установлено: на боковых гранях панелей имеются замкнутые круглые углубления для образования после замоноличивания мелкозернистым бетоном швов – шпонок, обеспечивающих совместную работу плит перекрытий на сдвиг в горизонтальном и вертикальном направлениях; маркировка плит на боковых гранях отсутствует. После вскрытия защитного слоя бетона в плитах, отобранных для испытаний, и других плитах установлено: в плитах шириной $B=1,2$ м рабочая арматура диаметром 14 мм, по виду периодического профиля класса А400 (А-III); в плитах шириной $B=1,5$ м рабочая арматура диаметром 12 мм, по виду периодического профиля класса А800 (А-V).

Определение механических характеристик арматурной стали

До производства испытаний из приопорной зоны плит вырезаны образцы арматурной стали, которые подверглись испытаниям при растяжении на разрывной машине усилием $P=30$ т. В процессе испытаний до разрыва образцов фиксировались: нагрузка P и по тензометру на базе $l_s = 80$ мм., установленному на стержне в средней части, деформации удлинения Δl мм. По значениям данных измерений построены графики в координатах « $P-\Delta l$ » (рис. 1а). По известным значениям P , F_0 и Δl вычислены напряжения σ и относительные деформации ε по формулам:

$$\sigma = P / F_0; \quad \varepsilon = \Delta l / l_s.$$

Построена диаграмма деформирования арматурной стали в координатах « $\sigma - \varepsilon$ » (рис. 1б), где значения ε указаны в абсолютных величинах 10^{-5} и в %. Графическим способом определены: условный предел упругости $\sigma_{0,02}$, условный предел текучести $\sigma_{0,2}$ и, соответствующие этим напряжениям, относительные деформации $\varepsilon_{0,02}$ и $\varepsilon_{0,2}$; полное относительное удлинение после разрыва ε_p .

Программа и методика проведения испытаний

Работа плит в составе перекрытия с учетом влияния смежных плит и монолитного пола отличается от работы отдельной плиты. Перед производством испытаний произведена разрезка пола по контуру плиты, швы замоноличивания были удалены и схема опирания и загрузки (рис. 2а) приведена к требованиям рабочих чертежей на изделия и технических условий. Равномерно распределенная нагрузка при испытаниях отдельной плиты создавалась сосредоточенными грузами, которые укладывались на 12 грузовых площадок, расположенных на верхней поверхности плиты (рис. 2б, в).

В качестве штучных грузов использовались коробки с плиткой весом 16,7 кг. Между уложенными на каждой грузовой площадке грузами оставался зазор в 10 см. Увеличение нагрузки на плиты осуществлялось ступенями (на каждую грузовую площадку укладывалась одна коробка). На каждой ступени нагрузка увеличивалась на $P=200,4$ кг или распределенная на $q=28,3$ кг/м², что составляло 2,2 % от предельной нагрузки.

В качестве измерительной аппаратуры использовались прогибомеры Аистова с ценой деления 0,01 мм (П1-5). Схема расстановки приборов представлена на рис. 2г. В процессе проведения испытаний измерялись: прогибы в середине пролета по краям плиты (ПЗ,4); осадка опор (П1,5); деформации рабочей арматуры в средней 1/3 пролета плиты на базе 200 см (П2).

Результаты натуральных испытаний

Экспериментальные значения прогибов в середине пролета и деформаций арматуры испытываемых плит с увеличением равномерно распределенной нагрузки представлены в виде графиков в координатах « $q - f$ » и « $q - \varepsilon_s$ » (рис. 3, 4). В процессе испытаний по измеренным на каждой ступени нагружения деформациям рабочей арматуры в конструкциях из диаграммы арматурной стали определялись соответствующие этим деформациям значения напряжений. До образования трещин в растянутой зоне бетона арматура работает в упругой области. Прогибы (рис. 3) и деформации арматуры (рис. 4) увеличиваются практически по линейному закону. После образования трещин в средней части пролета по нормальному сечению при нагрузках $q_{ф,тр}$ деформации арматуры $\varepsilon_{s,тр}$ и прогибы $f_{тр}$ увеличиваются скачкообразно и после выдержки 30 мин. соответственно выросли в среднем по плитам в 1,35 и 1,5 раза (таблица, где в числителе представлены значения деформаций перед образованием трещин, в знаменателе – после и выдержки 30 мин.).

Опытные данные свидетельствуют, что рост прогибов происходит в основном за счет увеличения деформаций в арматуре растянутой зоны в сечениях с трещинами, однако напряжения по диаграмме стали не достигли предельных значений ($\sigma_s=690$ МПа с $\phi 12$ мм и $\sigma_s=450$ МПа с $\phi 14$ мм). При отсутствии контрольных значений по трещиностойкости и жесткости качество перекрытия оцениваем по предельным параметрам.

Таблица

Класс арматуры	Физико-механические характеристики арматурной стали					Параметры трещинообразования			Предельные прочностные и деформационные параметры			
	$\sigma_{0,02}$ МПа	$\varepsilon_{0,02}$ %	$\sigma_{0,2}$ МПа	$\varepsilon_{0,2}$ %	ε_p %	$q_{ф,тр}$ Па	$f_{тр}$ мм	$\varepsilon_{s,тр}$ %	$q_{фр}$ КПа	$f_{фр}$ мм	ε_{sp} %	σ_{sp} МПа
А-III	455	0,25	465	0,45	23	10,9	6,9/9,9	0,18/0,23	12,9	24	0,46	465
А-V	789	0,41	842	0,64	35	11,8	7,02/11,4	0,25/0,36	12,3	21	0,41	780

Согласно ГОСТ 8829-85 прочность конструкции ($q_{фр}$ – фактическую разрушающую нагрузку) определяем по условным признакам, свидетельствующим об исчерпании несущей способности конструкций: текучесть растянутой арматуры в нормальном сечении ранее раздробления бетона сжатой зоны. С учетом ограничений по физическому разрушению и значительному приращению деформаций испытания прекращаем при фактических предельных прочностных и деформационных параметрах (табл.).

С учетом условных признаков разрушения принимаем теоретическое значение коэффициента $C_r=1,4$. Из условия $C_{ф}=C_m$ и формулы (1) определяется q_p :

$$q_p = \frac{q_{фр} + q_{дф}}{1,4}.$$

С учетом фактической постоянной нагрузки $q_{дф} = 6,96$ КПа, в состав которой входят собственный вес плиты, армированная цементно-песчаная стяжка, напольная плитка с коэффициентами надежности по нагрузкам, расчетная нагрузка составляет $q_p=13,78$ КПа. По формуле (2) вычисляется нормативная нагрузка, значение которой не должно превышать $q_n=6,82$ КПа. Фактические значения нагрузок q_p и q_n представлены заказчику для проектирования с учетом перепрофилирования здания на требуемые эксплуатационные нагрузки.

Заключение

1. Разработана методика определения фактических параметров качества железобетонных конструкций в составе эксплуатируемого здания путем натуральных испытаний в соответствии с требованиями нормативных документов без их физического разрушения.

2. Разработана программа, произведена оценка фактической несущей способности перекрытия эксплуатируемого здания по условным признакам без физического разрушения и определено значение максимально допустимой эксплуатационной нагрузки при изменении его назначения.

Список библиографических ссылок

1. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Экспериментально-теоретическая методика оценки сдвиговой податливости шпательных стыков железобетонных колонн // Известия КГАСУ, 2014, № 1 (27). – С. 119-124.
2. Мордовский С.С. Совершенствование расчета прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов // Автореферат канд. дисс. на соиск. степени канд. техн. наук. – Казань, 2014. – 22 с.
3. Бамбура А.Н., Барашиков А.Я. Расчет изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов на основе упрощенных диаграмм деформирования // Сб. научных трудов II Международной конференции Бетон и железобетон – пути развития. – М.: НИИЖБ, 2005, Том 2. – С. 312-318.
4. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона // Монография. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 472 с.
5. Мурашкин Г.В., Мордовский С.С. Применение диаграмм деформирования для расчета несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов // Жилищное строительство. – М., 2013, № 3. – С. 38-40.
6. Ерышев В.А., Тошин Д.С., Латышев Д.И. Расчетная модель определения остаточных деформаций изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке // Известия КазГАСУ, 2009, № 1. – С. 85-91.
7. Ерышев В.А., Латышева Е.В. Деформационные параметры бетона при разгрузке с напряжений сжатия // Известия КГАСУ, 2014, № 1 (27). – С. 87-93.
8. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В. Методика построения диаграмм деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при переменных уровнях напряжений // Жилищное строительство, 2014, № 7. – С. 9-13.

Eryshev V.A. – doctor of technical sciences, professor

E-mail: gsx@tltsu.ru

Latysheva E.V. – candidate of technical sciences, associate professor

Malysh A.S. – student

Togliatti State University

The organization address: 445667, Russia, Togliatti, Belorusskaia st., 14

Defining operational parameters of reinforced concrete structures in a building without their physical destruction by full-scale tests

Resume

The main operating parameters of reinforced concrete structures are the strength, stiffness and fracture toughness. The quality of the products on these indicators is established on the basis of the results of control tests by loading to failure in accordance with the requirements of normative documents and working drawings. However, deformation of structural elements in a building, taking into account their joint work is different from the settlement schemes of loading. The actual definition of quality parameters becomes an urgent task in the reconstruction maintained buildings, changing their destination and especially with increasing operational loads.

The authors proposed a method of determining the actual quality parameters structures operated in the building by actual tests without their physical destruction. The methodology is based on state diagrams of concrete and reinforcement, which is obtained by testing samples of materials. In the structures under test is measured deformation and charts materials are determined voltage. Maximum stress values determined by the value of the actual conditional ultimate load. Depending on the nature of the contingent destruction is assigned a safety factor and is calculated design load. A program was developed and conducted field tests of slabs in the composition of the occupied buildings. The developed technique was evaluated actual quality parameters and the calculated values of the maximum allowable operating load on the floors of the building considering changing its purpose.

Keywords: full-scale tests, reinforced concrete design, quality parameters, stress, strain, design load.

Reference list

1. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Experimental-theoretical method of estimating the shear compliance socket joints of concrete columns // News of the KSUAE, 2014, № 1. – P. 119-124.
2. Mordovski S.S. Improving the strength calculation eccentrically compressed concrete elements // Abstract of Cand. diss. on soisk. PhD degree. tehn. sciences. – Kazan, 2014. – 22 p.
3. Bamburi A.N., Barashikov A.J. Calculation of flexural and eccentrically compressed concrete elements on the basis of a simplified diagram of deformation // Proc. scientific papers of the II International Conference Concrete and reinforced concrete – the way of development. – M.: NIIZhB, 2005, Volume 2. – P. 312-318.
4. Bondarenko C.M., Kolchunov V.I. Century. And. Computational model of the power of resistance of reinforced concrete // Monograph. – M.: Publishing house of the DIA, 2004. – 472 p.
5. Murashkin G.V., Mordovski S.S. application of the deformation curve for calculation of bearing capacity of eccentrically compressed concrete elements // Housing. – M., 2013, № 3. – P. 38-40.
6. Eryshev V.A., Toshin D.S., Latvians D.I. The computational model of determination of residual deformation of bent concrete elements while unloading // News of the KSUAE, 2009, № 1. – P. 85-91.
7. Eryshev V.A., Latysheva E.V. Expansion options for unloading concrete with compressive stresses // News of the KSUAE, 2014, № 1 (27). – P. 87-93.
8. Karpenko N.I., Eryshev V.A., Latysheva E.V. Methods charting concrete deformation repeated compressive load at varying levels of stress // Housing, 2014, № 7. – P. 9-13.