



Альтернативная теория выносливости железобетона

Илшат Т. Мирсаяпов¹

¹Казанский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Казань, Российская Федерация

Аннотация. Железобетон широко применяют в инженерных сооружениях, в транспортном строительстве, в промышленном, энергетическом и гидротехническом строительстве. Все эти здания и сооружения подвергаются многократно повторяющимся нагрузкам. При проектировании железобетонных конструкций зданий до настоящего времени существует проблема – обеспечения выносливости конструкций. В статье излагаются основные положения предлагаемой альтернативной теории выносливости железобетона, методики и методы расчета железобетонных конструкций на выносливость. Основной концепцией при построении альтернативной теории выносливости железобетона является описание реальной работы железобетона при многократно повторяющейся нагрузке, выявление действующих внутренних усилий при циклических нагрузках и обоснование природы их возникновения; разработка расчетных и математических моделей усталостного сопротивления, которые позволяют ясно прогнозировать напряженно-деформированное состояние, учитывают фактическое деформирование бетона и арматуры в составе железобетонных конструкций, выявляют причины, механизмы и формы усталостного разрушения. Разработанная методика и методы расчета железобетонных конструкций на выносливость опираются на разработанную альтернативную теорию и учитывают в явном виде основные факторы при многократно повторяющихся нагрузках и исключают эмпирические коэффициенты.

Цель исследования. Разработка альтернативной теории выносливости железобетона.

Задачи. Разработка научных основ теории выносливости железобетона, разработка расчетных моделей усталостного сопротивления для основных схем нагружения железобетонных конструкций, разработка новой методики и методов расчета железобетонных конструкций на выносливость, основанных на этой теории

Результаты. При циклических нагрузках усиленное развитие деформаций виброползучести бетона приводит к росту остаточных деформаций в бетоне сжатой зоны. Деформации виброползучести развиваются в стесненных условиях, а это приводит к непрерывному изменению напряженно-деформированного состояния, коэффициентов асимметрии цикла напряжений и пределов выносливости бетона и арматуры при многократно повторяющихся нагрузках.

Выводы. Для оценки способности железобетонных конструкций сопротивляться многократно повторяющимся нагрузкам наиболее рациональным является проверять условия выносливости, записанных на основе расчетных моделей усталостного сопротивления, отражающих действительную работу железобетона при таких нагрузках.

Ключевые слова: здания, конструкции, железобетон, циклические нагрузки, усталость, выносливость, виброползучесть.

Для цитирования: Мирсаяпов Илшат Т. Альтернативная теория выносливости железобетона // Известия КГАСУ, 2026, № 1 (75), с. 306-322, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/75.25, EDN: PSRUXY

Alternative theory of reinforced concrete endurance

Ilshat T. Mirsayapov¹

¹Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russian Federation

Abstract. Reinforced concrete is widely used in engineering structures, in transport construction, in industrial, energy and hydraulic engineering construction. All these buildings and structures are subjected to repeated loads. When designing reinforced concrete structures of buildings, there is still a problem of ensuring the endurance of structures. The article outlines the main provisions of the proposed alternative theory of endurance of reinforced concrete, methodology and methods for calculating reinforced concrete structures for endurance. The main concept in developing an alternative theory of reinforced concrete endurance is to describe the actual operation of reinforced concrete under repeated loads. Other concepts are to identify the acting internal forces under cyclic loads and substantiate the nature of their occurrence; to develop computational and mathematical models of fatigue resistance which make it possible to predict clearly the stress-strain state, and take into account the actual deformation of concrete and reinforcement in reinforced concrete structures. The models also identify causes, mechanisms, and forms of fatigue failure. The developed methodology and methods for calculating reinforced concrete structures for endurance are based on the developed alternative theory and explicitly take into account the main factors under repeated loads and exclude empirical coefficients.

The objective of the study. Development of an alternative theory of the endurance of reinforced concrete. *Tasks.* Development of the scientific foundations of the theory of endurance of reinforced concrete, development of computational models of fatigue resistance for basic loading schemes of reinforced concrete structures, development of new methodology and methods for calculating reinforced concrete structures for endurance based on this theory.

Results. Under cyclic loads, the increased development of concrete vibration creep deformations leads to an increase in residual deformations in the concrete of the compressed zone. Vibration creep deformations develop in cramped conditions, which leads to continuous changes in the stress-strain state, stress cycle asymmetry coefficients, and endurance limits for concrete and reinforcement under repeated loads.

Conclusions. To assess the ability of reinforced concrete structures to resist repeated loads, it is most rational to check the endurance conditions recorded on the basis of calculated fatigue resistance models reflecting the actual operation of reinforced concrete under such loads.

Keywords: buildings, structures, reinforced concrete, cyclic loadings, fatigue, endurance, vibration creep.

For citation: Mirsayapov Ilshat T. Alternative theory of reinforced concrete endurance // News of KSUAE, 2026, No. 1 (75), P. 306-322, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/75.25, EDN: PSRUXY

1. Введение

В настоящее время нет теории выносливости и методики расчёта ЖБК, основанной на этой теории, которые получили бы общее признание и учитывающих реальные режимы деформирования бетона и арматуры в составе конструкций при многократно повторяющихся нагрузках (МПН) [1-3]. Они базируются на упругом расчете железобетона [4, 5]. Отечественная методика расчета на выносливость была разработана достаточно давно и впервые включена в СНиП-В.1–62* в 1962. В связи с тем, что эта методика имела серьезные недостатки и подвергалась серьезной и многочисленной критике были проведены теоретические и экспериментальные исследования усталостных явлений в ЖБК [6, 7] и были предложены более современные методы расчета [8-10], которые не вошли в нормы. Как результат многочисленной конструктивной критики нормативной методики, основанной на упругом расчете железобетона, в 2003 г. эта методика была исключена из норм. До 2012 г. в нормах отсутствовали требования по расчету ЖБК на выносливость, только в 2012 г. только в тезисной формы появились рекомендации по расчету ЖБК на выносливость.

МПН сопровождается перераспределением напряжений между сжатым бетоном и растянутой арматурой [8, 11], что приводит к увеличению напряжений и коэффициентов асимметрии цикла напряжений (КАЦН) в арматуре и к снижению напряжений и КАЦН в бетоне. Как следствие и напряжения, и КАЦН не совпадают с первоначальными значениями, принятыми в нормах проектирования для расчёта [12-14], а это приводит к изменению их пределов выносливости (ПВ) [15, 16]. Несмотря на то, что были наработки основ сопротивления железобетона при МПН [6, 8], в 2018 г. в СП 63.13330.2018 обратно вернули методику расчета на выносливость в изначальном виде, что и в СНиП-В.1-62*, следовательно, по сей день для расчета ЖБК действию МПН современные нормы предлагают методику, основанную на упругом расчете железобетона, а действительные механизмы и формы разрушения вообще не рассматриваются. Такая же ситуация и в зарубежных нормах, «FIB Model Code for concrete structures 2010» и «ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Reinforced Concrete,” [17]. В 1936 г. в СССР упругий расчет ЖБК был отменен, что привело к сильному развитию теории статической прочности ЖБК, а теория выносливости так и застряла в рамках метода допускаемых напряжений и упругого расчета железобетона. Существующие отечественные методы расчета ЖБК на выносливость и зарубежные [17], а также более современные предложения [18-20] являются весьма несовершенными и поэтому не дают надежных результатов. А, следовательно, они не удовлетворяют требованиям Федерального закона № 384-ФЗ.

В связи с вышеизложенным, разработка современной теории выносливости железобетона и новой методики расчета выносливости на её основе, учитывающих эти явления является актуальной и своевременной задачей.

Цель. Разработка альтернативной теории выносливости железобетона. *Задачи.* Разработка научных основ теории выносливости железобетона, разработка расчетных моделей усталостного сопротивления для основных схем нагружения ЖБК, разработка новых методики и методов расчета ЖБК на выносливость, основанных на этой теории.

2. Материалы и методы

Главные недостатки существующих методов расчета выносливости в том, что они не учитывают неупругие свойства бетона, а еще и то, что теория допускаемых напряжений не рассматривает разрушение вообще, следовательно, не учитывает действительные механизм работы и характер разрушения конструкций, т.е. не учитывает действительные предельные состояния при циклических нагрузках. Таким образом, отсутствуют методика и методы расчета ЖБК на выносливость, учитывающих реальные режимы деформирования бетона и арматуры в составе конструкции.

Инженерные сооружения, промышленные, энергетические, гидротехнические и транспортные здания подвергаются воздействию динамических многократно повторяющихся нагрузок (МПН). В многоэтажных и в двухэтажных промышленных, энергетических, гидротехнических зданиях технологическое оборудование устанавливается на железобетонные перекрытия. Поэтому циклическую динамическую нагрузку испытывают железобетонные конструкции (ЖБК) междуэтажных перекрытий, а суммарная динамическая нагрузка от них передается на ЖБК колонн и фундаментов этих зданий. Доля этих зданий составляет около 30%. Значительную долю среди таких зданий в нашей стране составляют одноэтажные здания, около 70%. В таких зданиях несущие ЖБК также испытывают динамические нагрузки. Большую долю ЖБК, подверженных динамическим нагрузкам в одноэтажных промышленных, энергетических, гидротехнических зданиях, составляют фундаменты под технологическое оборудование, так как объем ЖБК и работы нулевого цикла в них составляет около 30% общего объема строительно-монтажных работ и практически все фундаменты технологического оборудования испытывают динамические МПН. ЖБК фундаментов под оборудование состоят из конструктивных элементов, в которых возникают различные виды напряженно-деформированного состояния (НДС): центральное сжатие, внецентренное сжатие, чистый изгиб, поперечный изгиб, кручение и т.д.

Усталость бетона и арматуры приводит к снижению напряжений, при которых происходит разрушение ЖБК при МПН. Они гораздо меньше их статических прочностей.

Для предотвращения обрушения таких зданий и сооружений при МПН необходимо ЖБК рассчитывать на выносливость.

МПН сопровождается перераспределением напряжений между сжатым бетоном и растянутой арматурой, что приводит к увеличению напряжений и КАЦН в арматуре и к снижению напряжений и КАЦН в бетоне. Как следствие и напряжения, и КАЦН не совпадают с первоначальными значениями, принятыми в нормах проектирования для расчёта, а это приводит к изменению их ПВ.

В России и за рубежом нет теории выносливости железобетона, которая:

1) обеспечивает необходимую эксплуатационную безопасность ЖБК за счет того, что применяются обоснованные критерии предельного состояния при МПН;

2) учитывает фактические деформации бетона и арматуры в составе ЖБК при МПН, одновременное изменение НДС, ПВ бетона и арматуры при МПН, тем самым позволяет исключить перерасход этих материалов.

Основной концепцией при построении новой теории сопротивления железобетона действию МПН была: описание реальной работы железобетона при МПН; выявление действующих внутренних усилий при МПН и обоснование природы их возникновения; разработаны расчетные и математические модели усталостного сопротивления, которые позволяют ясно прогнозировать НДС, учитывают фактическое деформирование бетона и арматуры в составе ЖБК, выявляют причины, механизмы и формы разрушения при МПН. Разработанные методика и методы расчета ЖБК на выносливость опираются на предложенную автором альтернативную теорию и учитывают в явном виде основные факторы при МПН и исключают эмпирические коэффициенты.

3. Результаты и обсуждение

При МПН снижение остаточной прочности бетона, т.е. изменение ПВ бетона происходит согласно зависимости

$$R_{bN.rep} = R_d - \frac{\lg N_i}{7} (R_d - R_{b.rep}), \quad (1)$$

где $R_{bN.rep}$, R_d , $R_{b.rep}$ - соответственно, ограниченный предел выносливости бетона через N_i циклов нагружения, динамическая прочность бетона и предел выносливости бетона на базе 10млн. циклов нагружения;

здесь и далее, пределы выносливости и напряжения в МПа, геометрические размеры в мм, усилия в Н.

а в относительных величинах

$$k_{bN.rep} = 1,3 - \frac{\lg N_i}{7} \left(1,3 - \frac{0,5}{1 - 0,616 \rho_b} \right), \quad (2)$$

где $k_{bN.rep}$, ρ_b - соответственно, относительный предел выносливости бетона через N_i циклов нагружения и коэффициент асимметрии цикла напряжений бетона;

а относительные ПВ бетона при различных видах НДС на базе 10млн. циклов определяются как

$$\left. \begin{array}{l} k_{b.rep} \\ k_{bt.rep} \\ k_{bsh.rep} \\ k_{bi.rep} \end{array} \right\} = \frac{0,5}{1 - 0,616 \rho_b}. \quad (3)$$

Абсолютный ПВ арматуры на базе 2 млн. циклов

$$R_{s.rep} = \frac{k_r \cdot k_o \cdot k_c \cdot \sigma_u}{1 - \rho_s \left(1 - \frac{k_o \cdot k_c \cdot k_r}{\eta} \right)} \quad (4)$$

Изменение ПВ арматуры происходит согласно зависимости

$$R_{sN.rep} = R_d - \frac{\lg N_i}{\lg 2 \cdot 10^6} (R_d - R_{s.rep}), \quad (5)$$

Одновременно развиваются деформации виброползучести (ДВП), вызывающие накопление остаточных деформаций в сжатой зоне.

Полные деформации при МПН [21]

$$\varepsilon_b^{max}(t, t_o) = \frac{S_M}{E_M^o(t)} - \int_{t_o}^t S_n \cdot \frac{d}{d\tau} C(t, \tau, \omega, H) d\tau, \quad (6)$$

Эти деформации развиваются в связанных условиях и поэтому при МПН изменяются НДС, КАЦН и ПВ бетона и арматуры [8, 22, 23].

Текущие напряжения в бетоне, в продольной и поперечной арматуре при МПН определяются как сумма начальных и дополнительных напряжений. Точность расчета текущих напряжений зависит, прежде всего, от точности определения начальных напряжений, потому что дополнительные напряжения в бетоне, в продольной и поперечной арматуре составляют лишь некоторую долю от начальных напряжений в них [8, 22, 23]. Например, в изгибаемых элементах напряжения, возникающие при первом нагружении ($N=1$), определяются из условий равновесия

$$\begin{cases} \int_{A_b} \sigma_x^{max} \cdot b \cdot dx - A_s \cdot \sigma_s^{max} = 0, \\ \int_{A_b} \sigma_x^{max} \cdot b \cdot z \cdot dx - M^{max} = 0. \end{cases} \quad (7)$$

Дополнительные напряжения в продольной арматуре в нормальном сечении с трещиной определяем на основе гипотезы плоского поворота

$$\varepsilon_s^{доп} = \frac{h_0 - x}{x} \cdot \varepsilon_{хп}, \quad (8)$$

где $\varepsilon_{хп}$ - ДВП крайнего волокна бетона сжатой зоны.

При МПН напряжения в продольной арматуре остаются меньше предела текучести. Поэтому арматура продолжает работать упруго и поэтому дополнительные напряжения в продольной арматуре в указанном сечении определяются как

$$\sigma_s^{доп}(t) = \frac{h_0 - x}{x} \cdot \varepsilon_{хп} \cdot E_s, \quad (9)$$

Выражая ДВП бетона по теории упруго-ползучего тела, дополнительные напряжения в продольной арматуре определяем как

$$\sigma_s^{доп}(t) = - \frac{h_0 - x}{x} \cdot E_s \cdot \int_{t_o}^t \sigma_x^{max} \cdot S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{b\rho} \cdot C(t, \tau) d\tau, \quad (10)$$

где $C(t, \tau)$ - мера ползучести бетона; $x = \xi \cdot h_0$ - высота сжатой зоны в сечении с трещиной; $K_{b\rho}$ - коэффициент виброползучести бетона; S_n^o - функция нелинейности деформаций [21].

Из-за упругой работы арматуры, остаточные напряжения в рабочей арматуре стремятся возратить сечение в исходное состояние, а сжатый бетон сопротивляется и крайние верхние фибра сжатой зоны растягиваются. Эти дополнительные растягивающие напряжения определяем на основе гипотезы плоского поворота нормального сечения и принимать треугольную эпюру этих напряжений в бетоне. Треугольная форма эпюры дополнительных напряжений не приводит к существенным погрешностям, так как, во-первых, разгрузка упругая, во-вторых, уровень остаточных напряжений в бетоне и арматуре не превышают, соответственно, $0,15R_b$ и $0,15R_s$.

Дополнительные напряжения верхнего сжатого волокна внутри блока между нормальными трещинами вычисляем

$$\sigma_x^{доп}(t) = \frac{\sigma_s^{доп}(t) \cdot A_s}{A_{red}} - \frac{\sigma_s^{доп}(t) \cdot A_s \cdot e_0 \cdot (h - x_p)}{J_{red}} \quad (11)$$

В сечении с трещиной вычисляем

$$\sigma_x^{доп}(t) = \frac{h_0 - x}{x} E_s A_s \left[\frac{I}{A_{red}} - \frac{e_0 (h_0 - x_p)}{J_{red}} \right] \cdot \int_{t_o}^t \sigma_x^{max} \cdot S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{b\rho} \cdot C(t, \tau) d\tau \quad (12)$$

(10) и (12) показывают, что при МПН в продольной арматуре и в бетоне сжатой зоны возрастают дополнительные (остаточные) напряжения пропорционально пластическим ДВП бетона ε_{x_n} сжатой зоны.

При МПН происходит непрерывное изменение КАЦН $\rho_{b1}(t)$ и $\rho_{s1}(t)$. Текущие КАЦН нормальных напряжений в крайних волокнах бетона сжатой зоны

$$\rho_{b1}(t) = \frac{\rho \cdot \sigma_x^{\max}(t_0) - \sigma_x^{\partial on}(t)}{\sigma_x^{\max}(t_0) - \sigma_x^{\partial on}(t)}, \quad (13)$$

где $\sigma_x^{\max}(t_0)$ – начальное напряжение в бетоне сжатой зоны (МПа); $\sigma_x^{\partial on}(t)$ – дополнительное напряжение в бетоне сжатой зоны (МПа).

Подставляя значения дополнительных напряжений и в первом приближении полагая $x_n \approx x_p \approx x$ КАЦН в бетоне имеем

$$\rho_b(t) = \frac{\sigma_x^{\max}(t_0) \cdot \rho - \frac{e_0 \cdot E_s \cdot A_s \cdot (h_0 - x)^2}{x \cdot J_{red}} \cdot \int_{t_0}^t \sigma_x^{\max} \cdot S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{b\rho} \cdot C(t, \tau) d\tau}{\sigma_x^{\max}(t_0) - \frac{e_0 \cdot E_s \cdot A_s \cdot (h_0 - x_1)^2}{x \cdot J_{red}} \cdot \int_{t_0}^t \sigma_x^{\max} \cdot S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{b\rho} \cdot C(t, \tau) d\tau} \quad (14)$$

Формула (14) показывает, что при МПН КАЦН в бетоне уменьшается.

$$\rho_s = \frac{\sigma_s^{\min}(t_0)}{\sigma_s^{\max}(t_0)} = \rho$$

При первом нагружении КАЦН в продольной арматуре в процессе МПН, вследствие развития ДВП бетона КАЦН арматуры возрастает. КАЦН в продольной арматуре $N > I$

$$\rho_s(t) = \frac{\sigma_s^{\max}(t_0) \cdot \rho + \sigma_s^{\partial on}(t)}{\sigma_s^{\max}(t_0) + \sigma_s^{\partial on}(t)} \quad (15)$$

С учетом (10)

$$\rho_{s1} = \frac{\rho \cdot \sigma_s^{\max}(t_0) + \frac{1 - \xi_1}{\xi_1} \cdot E_s \cdot \int_{t_0}^t \sigma_x^{\max} \cdot S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{b\rho} \cdot C(t, \tau) d\tau}{\sigma_{s1}^{\max}(t_0) + \frac{1 - \xi_1}{\xi_1} \cdot E_s \cdot \int_{t_0}^t \sigma_x^{\max} \cdot S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{b\rho} \cdot C(t, \tau) d\tau} \quad (16)$$

Из (16) видно, что при МПН даже при $(M_{\max}, \rho) = const$ происходит увеличение КАЦН.

В приопорной зоне, в связи с тем, что дополнительные нормальные напряжения $\sigma_x^{\partial on}(t)$ в нормальном сечении с трещиной, в конце пролета среза имеет неравномерный характер распределения по высоте сечения и вдоль пролета среза, то в бетоне возникают дополнительные касательные напряжения $\tau_{xy}^{\partial on}(t)$, что является следствием из условия равновесия при плоском напряженном состоянии

$$\tau_{xy} = \int_0^x \frac{d \sigma_x^{\partial on}(t)}{dl} dx \quad (17)$$

Значения нормальных напряжений $\sigma_x^{\partial on}(t)$ зависят от величины краевых напряжений на верхней грани в сечении с трещиной, высоты сжатой зоны x_p и длины l_b .

Распределение касательных напряжений по сечению зависит от степени передачи усилий с бетона на продольную арматуру, что характеризуется приращением усилий в продольной арматуре по длине элемента. В сечении, проходящем по нормальной трещине в конце пролета среза

$\frac{dN_s}{dx} = 0$. В таком сечении дополнительные касательные

напряжения распределяются в пределах высоты сжатой зоны бетона x_p при разгрузке. С учетом сказанного для расчетного нормального сечения с трещиной имеем

$$\tau_{xy,l}^{don}(t) = \frac{h_0 - x_n}{x_n} \cdot E_s \cdot A_s \cdot \frac{e_0(h_0 - x_p)}{J_{red}} \cdot \frac{x_p}{l_b} \cdot \left(\frac{x}{x_p} - \frac{x^2}{x_p^2} \right) \cdot \int_{t_0}^t \sigma_x^{max} \cdot S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau, \quad (18)$$

$$\sigma_{x,l}^{don}(t) = \frac{h_0 - x_n}{x_n} \cdot E_s \cdot A_s \cdot \frac{e_0(h_0 - x_p)}{J_{red}} \cdot \left(1 - \frac{x}{x_p} \right) \cdot \int_{t_0}^t \sigma_x^{max} \cdot S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \quad (19)$$

где $x_n = x$, x_p – высота сжатой зоны, соответственно, при нагружении и разгрузке; x – текущая координата рассматриваемой точки.

Учитывая непрерывное изменение НДС, КАЦН и ПВ бетона и арматуры для объективной оценки состояния ЖБК при МПНв обобщенном виде записываем условия выносливости ЖБК:

$$\sigma_i^{max}(t) < R_{i,rep} \quad (20)$$

где $\sigma_i^{max}(t)$ – напряжения (в бетоне или арматуре) после приложения МПН, либо локальном объеме либо в усредненном массиве; $R_{i,rep}$ – расчетные сопротивления бетона или арматуры по выносливости.

Для упрощения расчета действие МПН и работу элемента разделяем на два этапа. На первом этапе отражается работа и начальное НДС элемента при $N=1$ при нагружении до P_{max} . Эти напряжения при $N=1$ рассчитываются как для статического нагружения. Для этого можно применить различные аналитические методы расчета [24-26], нелинейные деформационные модели [27], численные методы расчета [28-30] или искусственный интеллект [31]. Второй этап охватывает работу ЖБК при $N>1$.

При МПН напряжения $\sigma_i^{max}(t)$, КАЦН $\rho_i(t)$ и ПВ представляем виде

$$\sigma_i^{max}(t) = \sigma_i^{max}(t_0) \pm \sigma_i^{ocm}(t); R_{i,rep} = f(\rho_i); \rho_i(t) = \langle \rho \cdot \sigma_i^{max}(t_0) \pm \sigma_i^{don}(t) \rangle / \langle \sigma_i^{max}(t_0) \pm \sigma_i^{don}(t) \rangle, \quad (21)$$

где $\sigma_i^{max}(t_0)$ и $\sigma_i^{ocm}(t)$ – соответственно, напряжения при $N=1$ и дополнительные напряжения; $R_{i,rep}$ – ПВ бетона или арматуры при $N>1$; $\rho_i(t)$ – КАЦН бетона или арматуры при $N>1$; $\rho = P_{min} / P_{max}$.

Количество условий выносливости диктуется возможными формами разрушения при МПН и НДС в зонах (объемах), где реализуется разрушение. Локальные объемы конструкции или какие-то усредненные массивы, в которых формируется разрушение при МПН, а также – его механизм; причины и критерии разрушения в них выявляются и устанавливаются экспериментально.

Чистый изгиб

Расчетная модель изгибаемого элемента с двойной арматурой при МПН представлена на рис. 1. Для элементов с двойной арматурой условия выносливости (20) переписываются в виде

$$\sigma_b^{max}(t) < R_{b,rep}, \sigma_s^{max}(t) < R_{s,rep}, \sigma_{sc}^{max}(t) < R_{s,rep}, \quad (22)$$

$R_{s,rep}$ определяются по (4), а $R_{b,rep}$ – по (2).

В элементах с одиночной арматурой из-за отсутствия расчетной сжатой арматуры третье условие выносливости исчезает, и проверяются только первые два.

Напряжения $\sigma_b^{max}(t)$, $\sigma_s^{max}(t)$ и КАЦН определяются как

$$\sigma_b^{max}(t) = \sigma_b^{max}(t_0) - \sigma_{b,ocm}(t) \text{ и } \sigma_s^{max}(t) = \sigma_s^{max}(t_0) + \sigma_{s,ocm}(t), \quad (22)$$

$$\rho_b(t) = \langle \rho \cdot \sigma_b^{max}(t_0) - \sigma_{b,ocm}(t) \rangle / \langle \sigma_b^{max}(t_0) - \sigma_{b,ocm}(t) \rangle \text{ и } \rho_s(t) = \langle \rho \cdot \sigma_s^{max}(t_0) + \sigma_{s,ocm}(t) \rangle / \langle \sigma_s^{max}(t_0) + \sigma_{s,ocm}(t) \rangle \quad (23)$$

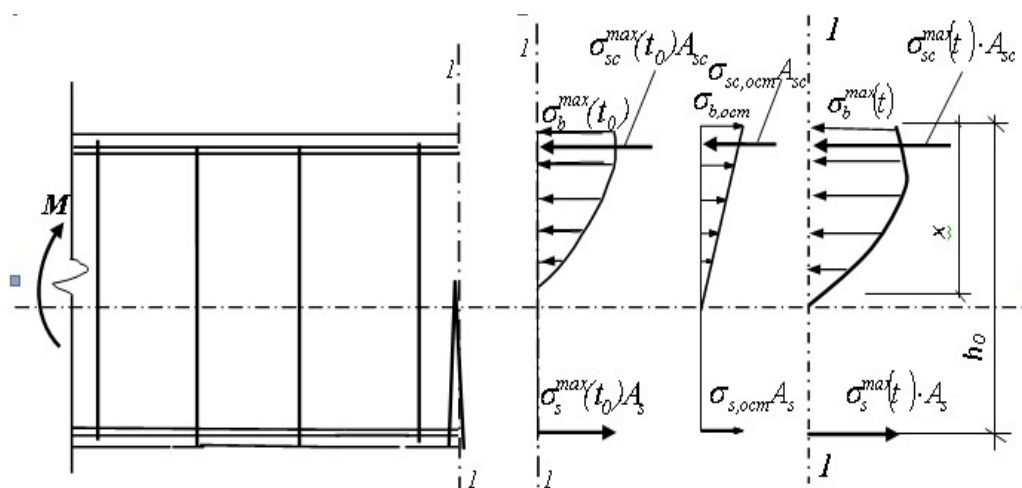


Рис.1. Расчетная модель при чистом изгибе (иллюстрация автора)
Fig. 1. Calculation model for pure bending (illustration by the author)

Внецентренное сжатие

Для внецентренного сжатия с большим эксцентриситетом расчетная модель усталостного сопротивления представлена на рис.2., а условия выносливости, по аналогии со случаем чистого изгиба имеют вид

$$\sigma_b^{\max}(t) < R_{b,rep}, \quad \sigma_{sc}^{\max}(t) < R_{s,rep}, \quad \sigma_s^{\max}(t) < R_{s,rep}, \quad (24)$$

где $\sigma_b^{\max}(t)$ - циклические напряжения в сжатом бетоне; $\sigma_{sc}^{\max}(t)$ - циклические напряжения в сжатой арматуре; $\sigma_s^{\max}(t)$ - циклические напряжения в растянутой арматуре (рис. 2); $R_{b,rep}^{loc}(t)$, $R_{s,rep}(t)$ - ПВ бетона и арматуры.

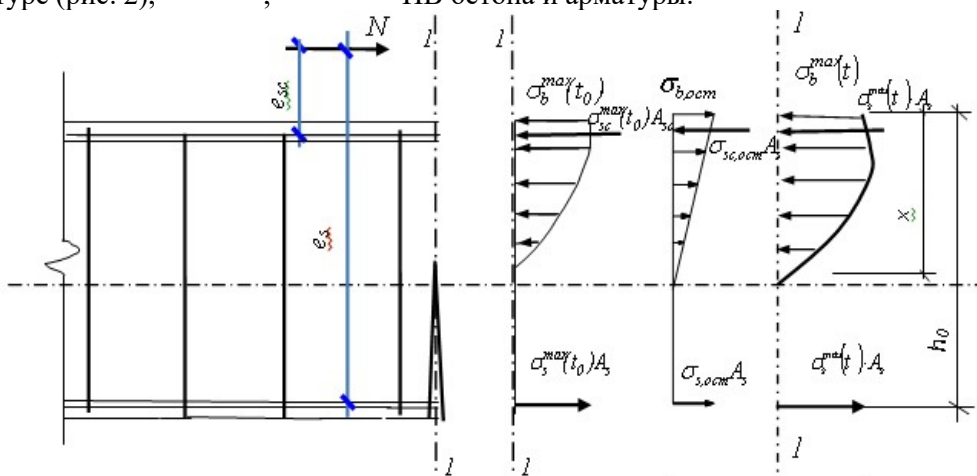


Рис.2. Расчетная модель при внецентренном сжатии (иллюстрация автора)
Fig. 2. Calculation model for eccentric compression (illustration by the author)

ПВ арматуры $R_{s,rep}$ определяются по (4), ПВ бетона - по (2).

Для элементов с малым эксцентриситетом, а также для элементов со случайным эксцентриситетом условия выносливости имеют вид

$$\sigma_b^{\max}(t) < R_{b,rep}, \quad \sigma_{sc}^{\max}(t) < R_{s,rep}, \quad (25)$$

где $\sigma_b^{\max}(t)$, $\sigma_{sc}^{\max}(t)$ - соответственно, напряжения в сжатом бетоне и в сжатой арматуре; $R_{b,rep}(t)$, $R_{s,rep}(t)$ - ПВ бетона и арматуры.

Совместное действие поперечных сил и изгибающих моментов

Учитывая возможные формы разрушения [6, 22,23] записываем условия

$$\sigma_{1C}^{max}(t) \leq R_{b,rep}^{loc}(t), \sigma_{sw,\alpha}^{max}(t) \leq R_{sw,rep}(t), \sigma_{sb}^{max}(t) \leq R_{sq,rep}(t), \sigma_s^{max}(t) \leq R_{an,rep}(t), \quad (26)$$

где $\sigma_{1C}^{max}(t)$, $\sigma_{sw,\alpha}^{max}(t)$, $\sigma_{sb}^{max}(t)$, $\sigma_s^{max}(t)$ – циклические напряжения, соответственно, бетона сжатой зоны, поперечной и продольной арматуры; $R_{b,rep}^{loc}(t)$, $R_{sw,rep}(t)$, $R_{sq,rep}(t)$, $R_{an,rep}(t)$ – соответствующие ПВ.

Как показали экспериментальные исследования, сопротивление ЖБК этим усилиям при циклических нагрузках невозможно описать только одной расчетной моделью. На это сильно влияет относительный пролет среза [6]. Автором разработаны расчетные модели при действии поперечных сил. Они позволяют установить предельные состояния при действии поперечных сил, назначить критерии разрушения при МПН, записать условия выносливости, определять напряжения и ПВ.

Большой пролет среза

Расчетная модель при больших пролетах среза и при равномерно-распределенной нагрузке представлена на Рис.3.

ПВ бетона над вершиной наклонной трещины, в балках без поперечного армирования, вычисляем

$$R_{b,rep}^{loc}(t) = \frac{0,5 \cdot \omega_1 \cdot R_{bt} \cdot \left(\frac{1,6 \cdot h_0 \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\lambda \cdot x_1 \cdot \cos \gamma} - \psi \right)}{(1 - 0,616 \cdot \rho_b) \cdot \left(1 - \frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} \cdot \left\{ \frac{S_m^o}{E_m^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \right)}, \quad (27)$$

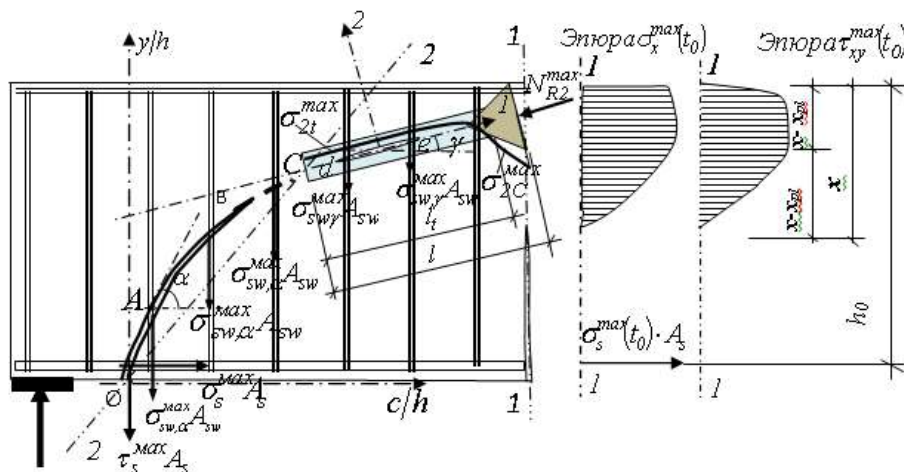


Рис.3. Расчетная модель при больших пролетах среза и при равномерно-распределенной нагрузке (иллюстрация автора)

Fig. 3. Calculation model for large shear spans and uniformly distributed load. (illustration by the author)

ПВ арматуры $R_{sq,rep}(t)$, пересекающих критическую наклонную трещину при отсутствии поперечной арматуры

$$R_{sq,rep}(t) = \frac{R_{s,rep}}{\sqrt{1 + 3 \cdot k_\sigma^2}}, \quad k_\sigma = \frac{\tau_{s,max}}{\sigma_{s,max}}, \quad (28)$$

а при наличии поперечной арматурой - $R_{s,rep}$ вычисляются по (4).

ПВ бетона над вершиной наклонной трещины в балках с поперечной арматурой

$$R_{bs,rep}^{loc}(t) = \frac{2 \cdot m \cdot A_{sw} \cdot k_o \cdot k_c \cdot k_r \cdot \sigma_{su} \cdot \operatorname{ctg} \varphi / (1 - \rho_{sw} (1 - k_o \cdot k_c \cdot k_r / \eta))}{b \lambda \cdot x_1 \cdot \left(1 - \left\{ \frac{S_m^o}{E_m^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \cdot \left[\frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} - \frac{6 E_s J_s L_e n \cos(\varphi - \gamma) \sin \gamma}{b \cdot \left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3 \right) \sin \varphi} \right] \right)}, \quad (29)$$

Малый пролет среза

Расчетные модели при малых пролетах среза представлены на Рис.4. ПВ бетона в наклонной сжатой полосе для балок без поперечного армирования

$$R_{b,rep}^{loc}(t) = \frac{\omega_1 R_{bt,rep} \cdot \left(\frac{h \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{l_{sup} \sin^2 \alpha} - (\operatorname{ctg} \alpha \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \psi) \right)}{(1 - 0,616 \cdot \rho_b) \cdot \left(1 - \frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} \cdot \left\{ \frac{S_M^o}{E_M^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \right)}, \quad (30)$$

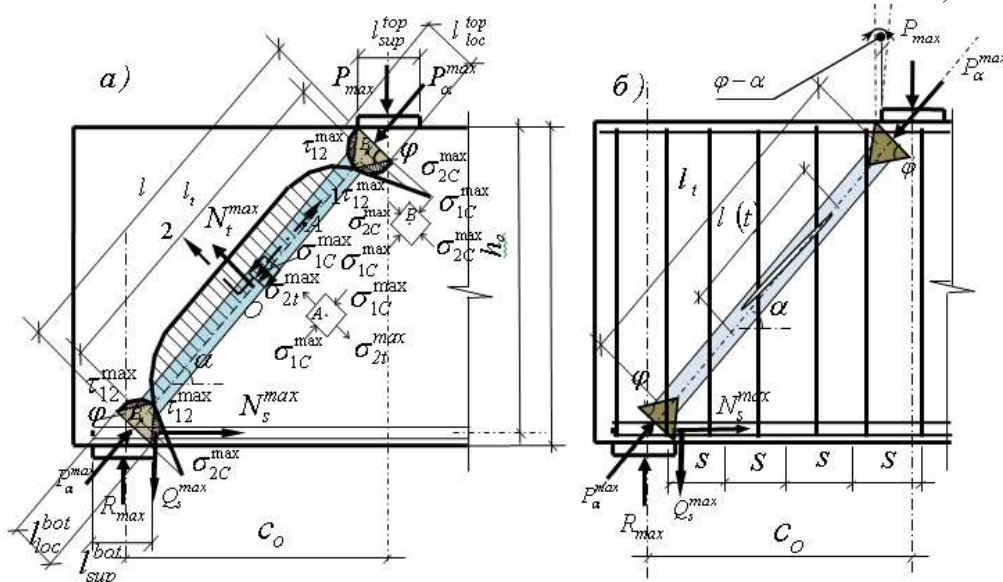


Рис.4. Расчетные модели при малых пролетах среза: а) балки без поперечной арматуры; б) балки с поперечной арматуры (иллюстрация автора)

Fig. 4. Calculation models for small shear spans: a) beams without transverse reinforcement; b) beams with transverse reinforcement (illustration by the author)

балки с поперечной арматурой

$$R_{bs,rep}^{loc}(t) = \frac{m \cdot A_{sw} \cdot k_o \cdot k_c \cdot k_r \cdot \sigma_{su} \cdot \operatorname{ctg} \varphi \cdot \operatorname{ctg} \alpha / (1 - \rho_{sw} (1 - k_o \cdot k_c \cdot k_r / \eta))}{b \cdot l_{sup} \cdot \left(1 - \left\{ \frac{S_M^o}{E_M^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \cdot \left[\frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} - \frac{6 E_s J_s L_e n}{b \cdot \left(d_s \cdot 4 \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right) \right)^3} \right] \right)} \quad (31)$$

$R_{sq,rep}(t)$ для балок без поперечной арматуры определяется по (28), а для балок с поперечной арматурой - $R_{s,rep}$ определяется по (4).

Средний пролет среза

Расчетная модель при средних пролетах среза представлена на Рис.5а. ПВ бетона в зоне на продолжении магистральной наклонной трещины в балках без поперечного армирования вычисляем:

$$R_{b,rep}^{loc}(t) = \frac{\omega_1 \cdot R_{bt,rep} \cdot \left(\frac{h \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{l_{sup} \sin^2 \beta} - (\operatorname{ctg} \beta \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \psi) \right)}{(1 - 0,616 \cdot \rho_b) \cdot \left(1 - \frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} \cdot \left\{ \frac{S_M^o}{E_M^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \right)}, \quad (32)$$

балки с поперечной арматурой:

$$R_{bs,rep}^{loc}(t) = \frac{2 \cdot m \cdot A_{sw} \cdot k_o \cdot k_c \cdot k_r \cdot \sigma_{su} \cdot \operatorname{ctg} \varphi \cdot \operatorname{ctg} \beta / (1 - \rho_{sw} (1 - k_o \cdot k_c \cdot k_r / \eta))}{b \cdot l_{sup} \cdot \left(1 - \left\{ \frac{S_M^o}{E_M^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \cdot \left[\frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} - \frac{6 E_s J_s L_e n \cos(\varphi - \beta) \sin \beta}{b \cdot \left(d_s \cdot 4 \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right) \right)^3 \sin \varphi} \right] \right)} \quad (33)$$

$R_{sq,rep}(t)$ для балок без поперечной арматуры определяется по (28), а для балок с поперечной арматурой - $R_{s,rep}$ определяется по (4).

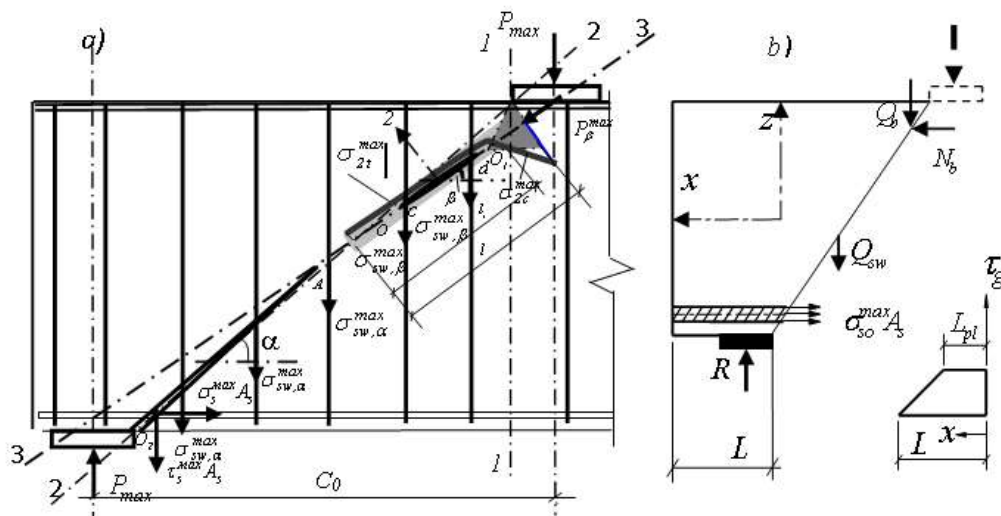


Рис. 5. Расчетные модели: а) балок при средних пролетах среза; б) заделки продольной арматуры в бетоне. (иллюстрации автора)

Fig. 5. Calculation models: a) beams for medium shear spans; b) for embedding reinforcement in concrete (illustrations by the author)

Анкеровка продольной арматуры

Во всех расчетных случаях при действии поперечных сил одним из видов разрушения является нарушение анкеровки арматуры [6, 22, 23]. Расчетная модель для оценки выносливости анкеровки арматуры имеет вид (рис. 5б), а ПВ анкеровки вычисляем как

$$R_{an,rep} = \frac{0,56 R \cdot \frac{\lambda}{s_r} \cdot \left(1 - \exp \left(-0,75 \frac{c_r}{s_r} \right) \right)}{1 - 0,616 \rho_g} \cdot \frac{(d_s + 2c_r) \cdot L}{d_s^2} \quad (34)$$

Местное сжатие

При местном циклическом сжатии под грузовыми площадками ограниченной ширины, из-за трения между грузовой площадкой и поверхностью бетона, образуются уплотненные объемы в виде клина с гранями, наклоненными к плоскости передачи нагрузки под углом, равным углу внутреннего сдвига бетона φ . Экспериментальные исследования, основанные на методе контроля гистерезисных энергопотерь, на который автором получен патент, при помощи тепловизора, позволили выявить и зафиксировать эти клинья уплотнения (рис. 6а), тем самым была доказана гипотеза клина [6, 8, 30].

Применяя гипотезу клина, из условий равновесия и деформационных зависимостей можно определить циклические напряжения и установить характер разрушения. Процесс разрушения при МПН при местном сжатии является длительным процессом накопления усталостных повреждений.

При этом с одной стороны, вплоть до разрушения циклические напряжения остаются меньше предельных значений при статическом нагружении, т.е. $\sigma_{1c}^{max}(t) < R_b$; $\sigma_{2t}^{max}(t) < R_{bt}$; $\tau_{12}^{max}(t) < R_{sh}$, а с другой стороны при МПН они нестационарны.

На основе этих экспериментальных исследований были разработаны модели сопротивления бетонных и железобетонных элементов при МПН (рис. 6б и 6с).

Для бетонных элементов условие выносливости записывается в виде

$$\sigma_{1c}^{max}(t) \leq R_{b,rep}^{loc}(t) \quad (35)$$

ПВ бетона при местном сжатии вычисляем

$$R_{b,rep}^{loc}(t) = \frac{\omega_1 R_{bt} \cdot \left(\frac{ctg \varphi}{\delta} - \psi \right)}{(1 - 0,616 \rho_b) \cdot \left(1 - \frac{G_b \cdot L_\varepsilon}{\sin^2 \varphi} \cdot \left\{ \frac{S_m^o}{E_m(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \right)} \quad (36)$$

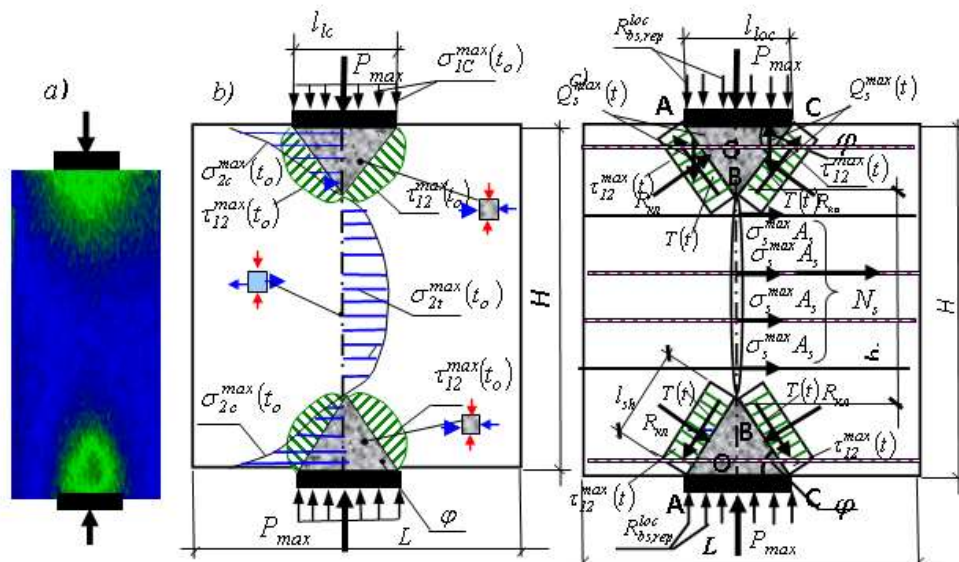


Рис. 6. Расчетные модели при местном циклическом сжатии:
а) термограмма; б) бетона; в) железобетона (иллюстрации автора)
Fig. 6. Calculation models under local cyclic compression: а) thermogram;
b) of concrete; c) of reinforced concrete (illustrations by the author)

В железобетонных элементах развитие усталостной трещины отрыва задерживает поперечная арматура. Динамическое развитие трещины начинается после усталости поперечной арматуры. Это диктует следующие условия выносливости

$$\sigma_{1c}^{max}(t) \leq R_{bs,rep}^{loc}(t) \quad \text{или} \quad \sigma_{sw,\alpha}^{max}(t) \leq R_{sw,rep}(t), \quad (37)$$

где $\sigma_{sw,\alpha}^{max}(t)$, $R_{sw,rep}(t)$ – соответственно, текущие напряжения в поперечной арматуре и предел выносливости поперечной арматуры.

ПВ поперечной арматуры вычисляется по (4), а ПВ железобетона –

$$R_{bs,rep}^{loc}(t) = \frac{R_{s,rep} \cdot m \cdot A_s \cdot ctg \varphi}{b \cdot l_{loc} \cdot \left(1 - \left\{ \frac{S_m^o}{E_m(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \cdot \left[\frac{G_b \cdot L_\varepsilon}{\sin^2 \varphi} - \frac{6E_s J_s L_\varepsilon n}{b \cdot \left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right) \right)^3} \right] \right)} \quad (38)$$

Продавливание

При расчете плит на продавливание при МПН в качестве расчетной модели усталостного сопротивления предлагаю каркасно-стержневую модель, включающую наклонные сжатые полосы и горизонтальные растянутые элементы продольной арматуры (рис.7). Внутри наклонных сжатых полос бетон работает в условиях местного циклического сжатия.

На основе указанных моделей (рис. 7) можно записать следующие условия выносливости:

$$\text{для плит без поперечной арматуры} \quad \sigma_{bt}^{max}(t) < R_{bt,rep}, \quad (39)$$

$$\text{для плит с поперечной арматурой} \quad \sigma_{sw}^{max}(t) < R_{sw,rep}, \quad (40)$$

где $R_{sw,rep}$ определяется по (4), а $R_{bt,rep}$ - по формуле

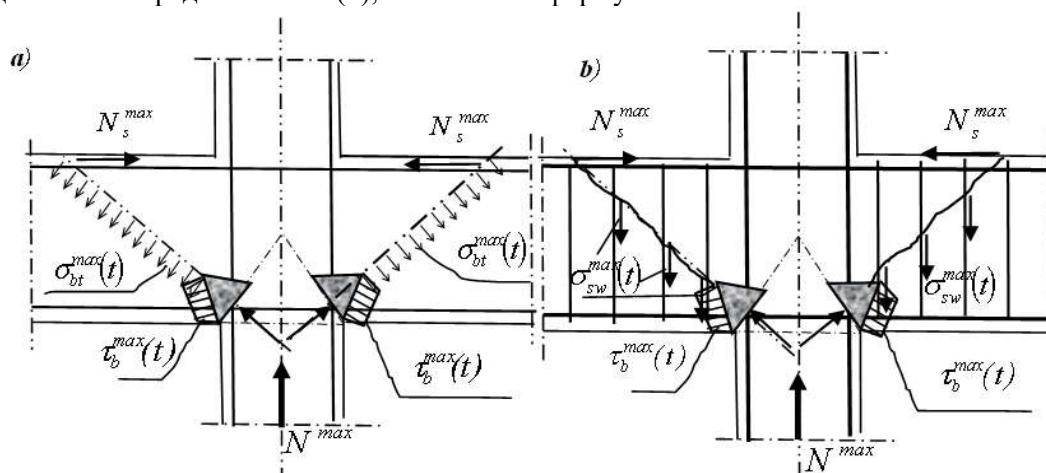
$$R_{bt,rep} = \frac{0,5}{1 - 0,616 \rho_b} \cdot R_{bt} \quad (41)$$


Рис 7. Расчетные модели усталостного сопротивления железобетонной плиты на продавливание: а) без поперечной арматуры; б) с поперечной арматурой (иллюстрации автора)

Fig. 7. Calculation models of the fatigue resistance of a reinforced concrete slab to punching: а) without transverse reinforcement; б) with transverse reinforcement (illustrations by the author)

Для оценки достоверности разработанных методов расчета ЖБК на выносливость выполнено сопоставление результатов расчета с опытными данными. Из-за отсутствия возможности привести сопоставление для всех приведенных моделей, здесь на рис.8 представлены теоретические линии выносливости железобетонных балок на основе новой методики и методов расчета, на основе упругого расчета, на основе Еврокода 2, на основе метода конечных элементов в ПК Лира и ПК Ansys и нанесены опытные точки усталостных испытаний железобетонных балок на действие МПН при больших пролетах среза. Как видно из этого рисунка результаты испытаний железобетонных балок плотно ложатся на теоретические линии выносливости, построенные на основе авторской методики и методов расчета на выносливость, что свидетельствует о хорошей сходимости результатов расчета с экспериментальными данными.

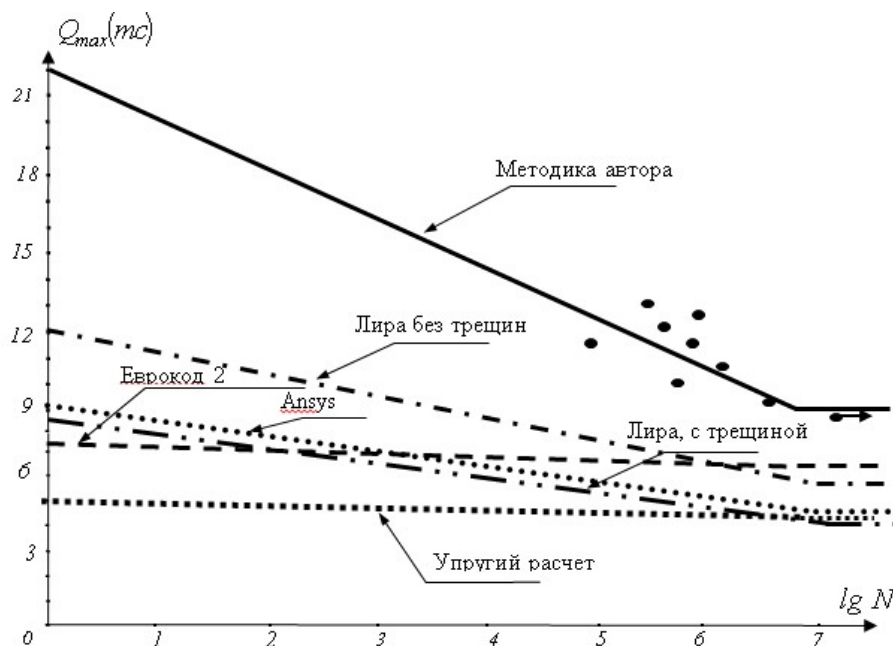


Рис.8. Сопоставление результатов расчета при $c_o = 3h_o$ с опытными данными (иллюстрация автора)

Fig. 8. Comparison of calculation results using $c_o = 3h_o$ with experimental data (illustration by the author)

Результаты расчета по авторской методике выгодно отличаются от результатов расчета по другим методам расчета. Как видно из рис.8, расхождение авторской методики (имеющей хорошее соответствие с экспериментальными данными) с методикой упругого расчета СП 63.13330.2018[18-20]составляет 38%, с методом конечных элементов в ПК Ansys[30]- 35%, с методом конечных элементов в ПК Лира [32]составляет30-40%, с методикой Еврокода 2 [17] – 27%.

4.Заключение

1. Разработана альтернативная теория выносливости железобетона, отвечающая современным требованиям строительной отрасли.

2. Изложены научные основы теории выносливости ЖБК и разработаны расчетные модели усталостного сопротивления ЖБК для основных схем нагружения. (рис 1-7)

3. Разработаны новая методика и методы расчета ЖБК на выносливость, учитывающие изменение НДС в процессе МПН, а также характер разрушения при МПН, основанные на этой теории выносливости ЖБК., (уравнения (20), (22), (24-26), (37), (39) и (40))

4. Разработанные методы расчета на выносливость необходимо внедрять в нормативную литературу. Для этого на основе разработанной теории выносливости целесообразно разработать и ввести в действие новый СП «Бетонные и железобетонные конструкции. Расчет на выносливость», а вместе с этим исключить из СП 63.13330.2018 и СП 41.6313330.2012 отсталую и условную методику расчета ЖБК на выносливость. Это позволит повысить надежность проектирования ЖБК промышленных, энергетических, гидротехнических и транспортных зданий и сооружений при МПН. А также упростит СП 41 и СП 63 и улучшит их, избавив от весьма несовершенных и древних методов расчета, т.е. это будет так же качественной актуализацией этих норм.

5. Применение нового СП, с заложенными в него новыми методами расчета выносливости, повысит расчетную несущую способность ЖБК при МПН и повысит эффективность применения современных ЖБК, а это приведет к экономии бетона и дорогостоящей арматуры, что, в конечном счете, приведет к снижению стоимости строительства.

Список литературы

1. Atutis E., Valivonis J., Atutis M. Deflection determination method for BFRP prestressedconcrete beams under fatigue loading // Compos. Struct. 2019. No. 226. P. 111182. DOI:10.1016/j.compstruct.2019.111182.
2. Kim G., Loreto G., Kim J.-Y., Kurtis K. E., Wall J. J., Jacobs L. J. In situ nonlinearultrasonic technique for monitoring microcracking in concrete subjected to creep andcyclic loading // Ultrasonics. 2018. No. 88. P. 64–71. DOI: 10.1016/j.ultras.2018.03.006.
3. Li Q., Liu M., Lu Z., Deng X. Creep Model of High-Strength High-PerformanceConcrete Under Cyclic Loading // J. Wuhan Univ. Technol. Sci. Ed. 2019. No. 3 (34).P. 622–629. DOI: 10.1007/s11595-019-2096-9.
4. Chen P., Zhou X., Zheng W., Wang Y., Bao B. Influence of high sustained loads and longitudinal reinforcement on long-term deformation of reinforced concrete beams // J.Build. Eng. 2020. No. 30. DOI: 10.1016/j.jobbe.2020.101241.
5. Bouziadi F., Boulekbache B., Haddi A., Hamrat M., Djelal C. Finite element modeling of creep behavior of FRP-externally strengthened reinforced concrete beams // Eng. Struct.2020. No. 204. P. 109908. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109908.
6. Мирсаяпов Ил Т. Физические модели усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил // Известия ВУЗов: «Строительство». Новосибирск. 2006, №8. С. 4-13.
Mirsayapov Ilshat T. Physical models of fatigue resistance of reinforced concrete bending elements under the action of transverse forces// News of higher educational institutions: «Construction». 2006, No. 8. P. 4-13 (In Russian).
7. Song L., Fan Z., Hou J. Experimental and Analytical Investigation of the Fatigue Flexural Behavior of Corroded Reinforced Concrete Beams // Int. J. Concr. Struct. Mater. 2019.No. 1 (13). DOI: 10.1186/s40069-019-0340-5.

8. Mirsayapov Ilshat. Endurance of reinforced concrete beams with small shear spans// © Springer Nature Switzerland AG 2020 B. Anatolijs et al. (eds.), Proceedings of EEECE 2019, Lecture Notes in Civil Engineering – P. 763-775.
9. Tang H., Chen Z., Avinesh O., Guo H., Meng Z., Engler-Pinto C., Kang H. Notch Insensitivity in Fatigue Failure of Chopped Carbon Fiber Chip-Reinforced Composites Using Experimental and Computational Analysis // Compos. Struct. 2020. No. 10 (16).P. 112280. DOI: 10.1016/j.compstruct.2020.112280.
10. Choe G., Shinohara Y., Kim G., Lee S., Lee E., Nam J. Concrete corrosion cracking and transverse bar strain behavior in a reinforced concrete column under simulated marineconditions // Appl. Sci. 2020. No. 5 (10). DOI: 10.3390/app10051794.
11. Gambarelli S., Ožbolt J. Interaction between damage and time-dependent deformation of mortar in concrete: 3D FE study at meso-scale // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. 2019. No. 615. P. 012013. DOI: 10.1088/1757-899X/615/1/012013.
12. Augéard E., Ferrier E., Michel L. Mechanical behavior of timber-concrete composite members under cyclic loading and creep // Eng. Struct. 2020. No. 210. P. 110289. DOI:10.1016/j.engstruct.2020.110289.
13. Chen E., Berrocal C. G., Löfgren I., Lundgren K. Correlation between concrete cracks and corrosion characteristics of steel reinforcement in pre-cracked plain and fibre-reinforced concrete beams // Mater. Struct. Constr. 2020. No. 2 (53). DOI:10.1617/s11527-020-0146
14. Luo X., Tan Z., Chen Y. F., Wang Y. Comparative study on fatigue behavior between unbonded prestressed and ordinary reinforced reactive powder concrete beams // Mater. Test. 2019. No. 4 (61). P. 323–328. DOI: 10.3139/120.111323.
15. Barclay L., Kowalsky M. Critical bending strain of reinforcing steel and the buckled bar tension test // ACI Materials Journal. 2019. No. 3 (116). P. 53–61. DOI:10.14359/51715583.
16. Zhang G., Zhang Y., Zhou Y. Fatigue Tests of Concrete Slabs Reinforced with Stainless Steel Bars // Advances in Materials Science and Engineering. 2018. No. 1. DOI:10.1155/2018/5451398.
17. Зенин С.А., Крылов С.Б., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В. К актуализации методики расчета железобетонных конструкций по выносливости // Бетон и железобетон. 2021. № 1 (603). С. 17–22.
Zenin S.A., Krylov S.B., Sharipov R.Sh., Kudinov O.V. About the update of the methodology for calculating reinforced concrete structures for endurance // Concrete and Reinforced Concrete. 2021. No. 1 (603), P. 17–22. (In Russian).
18. Шарипов Р.Ш., Волков Ю.С., Зенин С.А., Крылов С.Б. К вопросу разработки требований к методике расчета железобетонных конструкций при действии многократно повторяющейся нагрузки // Бюллетень строительной техники. 2020. № 7. С. 53–56.
Sharipov R.Sh., Volkov Yu.S., Zenin S.A., Krylov S.B. On the issue of developing requirements for the method of calculating reinforced concrete structures under the action of repeated loads. Bulletin of construction machinery. 2020. No. 7, P. 53–56. (In Russian).
19. Шарипов Р.Ш., Зенин С.А., Крылов С.Б., Волков Ю.С. Оценка методов расчета железобетонных конструкций для предельного состояния по усталости // ВестникНИИЦ «Строительство». 2020. № 4 (27). С. 148–159.
Sharipov R.Sh., Zenin S.A., Krylov S.B., Volkov Yu.S. Evaluation of methods for calculating reinforced concrete structures for the ultimate state of fatigue. Bulletin of Scientific and research center “Construction”. 2020. No. 4 (27), P. 148–159. (In Russian).
20. Крылов С.Б., Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Волков Ю.С., Цигулев А.О. Определение напряжений в арматуре железобетонных конструкций для расчета по предельному состоянию по усталости // Строительная механика и расчет сооружений.2020. № 5 (292). С. 4–11.
Krylov S.B., Zenin S.A., Sharipov R.Sh., Volkov Yu.S, Tsigulev A.O. Determination of stresses in the reinforcement of reinforced concrete structures for calculating the limit

- state for fatigue Structural mechanics and structural analysis.2020. No. 5 (292), P. 4–11. (In Russian).
21. Бондаренко В.М. Вопросы энергетической оптимизации железобетонных конструкций при динамическом нагружении // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений., 2015, № 5, С. 34-38.
Bondarenko V.M. Issues of energy optimization of reinforced concrete structures under dynamic loading// Structural mechanics of engineering structures and buildings, 2015, No. 5, P. 34-38. (In Russian).
 22. Мирсаяпов И.Т. Напряженно-деформированное состояние в заделке арматуры при многократно повторяющихся нагрузках // Вестник МГСУ. М., 2016, №5. С.28-36.
Mirsayapov Ilshat T. Stress-strain state in reinforcement embedment under repeated loads//Bulletin of MGSU». 2016, No. 5. P. 28-36(In Russian).
 23. Мирсаяпов И.Т. Предел выносливости анкеровки арматуры // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М.2016, №1.С. 37-42.
Mirsayapov Ilshat T. Endurance limit of reinforcement anchorage// Earthquake-resistant construction. 2016, No.1. P. 37-42 (In Russian).
 24. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Шмаков С.Д., Лелетко Д.П., Чаганов А.Б. Фактическое напряженно-деформированное состояние железобетонного изгибаемого элемента на различных этапах нагружения // Бетон и железобетон. 2025, №5(630). С.30-41.
Trekin N. N., Kodysh E. N., Shmakov S. D., Leletko D.P., Chaganov A.B. Actual stress-strain state of a reinforced concrete bending element at various stages of loading// Concrete and Reinforced Concrete. 2025. No. 5 (630), P. 30-41. (In Russian).
 25. Yong Fang, Yuyin Wang, HuaYang, Yajin Wang. Combined bending-torsion and compression-bending-torsion behaviours of reinforced concrete-filled thin-walled corrugated steel tubes. Elsevier January 2025 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2024.112567>.
 26. Ji-KeTan, Ming-Shu Wang, Mei-Ni Su, KangWang, RunLiang, Dai Yang, Combined compression and bending resistance of steel fibre reinforced concrete tower for wind turbine, Thin-Walled Structures, Elsevier, April 2025 DOI <https://doi.org/10.1016/j.tws.2025.112940>.
 27. Крылов С.Б., Арленинов П.Д. Достоинства и недостатки нелинейной деформационной модели при расчёте прочности железобетонных конструкций// ИзвестияКГАСУ, 2025, № 2(72), с. 124-132.
Krylov S.B, Arleninov P.D. Advantages and disadvantages of a nonlinear deformation model in calculating the strength of reinforced concrete structures//News KSUAE. 2025, No. 2(72). P. 124-132. (InRussian).
 28. Колчунов Вл.И., Крылов С.Б. Жесткость наклонных сечений железобетонных конструкций//Промышленное и гражданское строительство.2024, №2. С. 27-32.
Kolchunov V.I., Krylov S.B. Rigidity of inclined sections of reinforced concrete structures// Industrial and civil construction. 2024, No. 2. P. 27-32. (In Russian).
 29. Краковский М.Б., Тихонов И.Н. Реализация расчетов нормальных сечений железобетонных конструкций в программных комплексах// Бетон и железобетон. 2024. №1.С.5-13.
Krakovsky M.B., Tikhonov I.N. Implementation of calculations of normal sections of reinforced concrete structures in software packages// Concrete and Reinforced Concrete. 2024. No. 1 (603), P. 5-13. (In Russian).
 30. Мирсаяпов Илшат Т. Численный анализ нелинейного поведения железобетонных конструкций на твердотельных моделях/ Илшат Т Мирсаяпов, Г.Т.Апхадзе, В.Д.Симаков//Монография. Казань, 2023.211 с.
Mirsayapov Ilshat T. Numerical analysis of nonlinear behavior of reinforced concrete structures using solid models//Monograph. Kazan, 2023. 211 p. (In Russian).
 31. Тамов М.М., Руденко О.В., Салиб М.И.Ф. Нейросетевые расчеты прочности наклонных сечений железобетонных балок из высокопрочного бетона [Neural network calculations of the strength of inclined sections of reinforced concrete beams

made of high-strength concrete]//Промышленное и гражданское строительство.2024, №4. С. 50–57. doi: 10.33622/0869-7019.2024.04.50-57.

Tamov M.M., Rudenko O.V., Salib M.I.F. Neural network calculations of the strength of inclined sections of reinforced concrete beams made of high-strength concrete//Industrial and civil construction. 2024, No. 4. P. 50–57. (In Russian).

32. Стрелец–Стрелецкий Е.Б., Журавлев А.В., Водопьянов Р.Ю..ЛИРА–САПР. Книга I.. Основы./Под ред.. А.С. Городецкого. – Издательство LIRALAND,2019.– 154с.
Strelets-Streletskiy E.B., Zhuravlev A.V., Vodopyanov R.U. Lira-Sapr // Book 1. The bases./ under the editing of A.S. Gorodetsky. – “LIRALAND” publishing house, 2019.– 154p. (InRussian).

Информация об авторах

Мирсаяпов Илшат Талгатович, доктор технических наук, доцент, Казанский государственный архитектурно строительный университет, г.Казань, Российская Федерация.

E-mail: mirsayapovit@mail.ru, ORCID: 0000-0003-4902-6167

Information about the Authors

Mirsayapov Ilshat T., doctor of technical science, associate professor, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russian Federation.

E-mail: mirsayapovit@mail.ru, ORCID: 0000-0003-4902-6167

Дата поступления: 15.02.2026

Дата принятия: 30.04.2026