

УДК 539.376+539.4

И. А. Куприянов^а, Н. А. Масленников^б

^а *Петербургский государственный университет путей сообщения
императора Александра I*

^б *Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет*

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БЕТОННОГО СТЕРЖНЯ ПО УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ С УЧЕТОМ РАБОТЫ РАСТЯНУТОЙ ЗОНЫ

На основе известной диаграммы упруго-пластического тела с упрочнением получена система уравнений для определения размеров зон упругих и упруго-пластических деформаций в прямоугольном сечении бетонного элемента при изгибе. Предложен простой аналитический способ вычисления размеров зон сечения на основе зависимости между максимальным напряжением в растянутой зоне и несущей способностью сечения. Рассмотрено предельное состояние сечения и его замена эквивалентным состоянием с прямоугольной эпюрой напряжений.

Ключевые слова: бетон, упруго-пластические деформации, несущая способность, напряжения, предельное равновесие.

Введение

В ряде исследований недавнего времени поднимаются вопросы расчета конструктивных элементов из композитных материалов с нелинейной диаграммой деформирования. Экспериментальные исследования поведения фибробетона при различных видах нагружения и эксплуатации конструкций рассматривались в ряде работ¹ [1—4]. Вопросам прочности изгибаемых фиброжелезобетонных элементов посвящены работы [5—9]. В частности, в работах [10—17] рассматривается определение несущей способности изгибаемых, в том числе фиброжелезобетонных, элементов с учетом работы растянутой зоны сечения на основе диаграмм деформирования материала. Представляет интерес получение аналогичного способа расчета напряженно-деформированного состояния и несущей способности элементов из материала с более простой условной диаграммой деформирования. В данной статье *объектом* исследования является изгибаемый стержень из тяжелого бетона, для которого учитывается работа сжатой и растянутой зон поперечного сечения вплоть до образования трещин в растянутых волокнах.

Целью исследования является определение напряженного состояния и несущей способности изгибаемого бетонного стержневого элемента с учетом упруго-пластической стадии деформирования в области растягивающих напряжений, а также создание приближенной упрощенной модели предельного состояния сечения с прямоугольной эпюрой напряжений в крайней части растянутой зоны.

Материалы и методы

При решении поставленной задачи использованы известные методы механики деформированного твердого тела: элементарная теория прямолинейного стержня и модели нагружения и деформирования материала, принятые в

¹ *Gedik Y. H.* Experimental and numerical study on shear failure mechanism of RC deep beams : a PhD thesis. Nagoya University, Japan, 2011.

теории пластичности. Работа материала рассматривается в соответствии с диаграммой упруго-пластического тела с упрочнением² [18, 19] (рис. 1). На первом этапе нагружения деформации в растянутой и сжатой зонах являются упругими с модулем упругости E . Связь между напряжениями и деформациями определяется законом Гука:

$$\sigma = E\varepsilon. \quad (1)$$

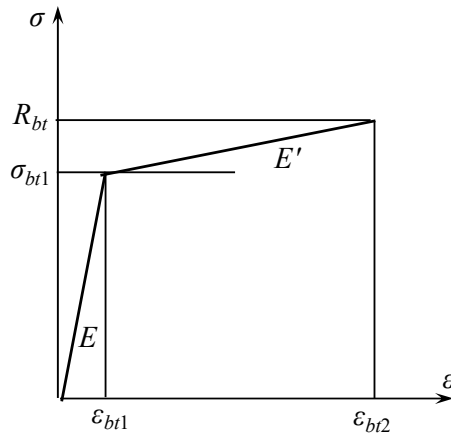


Рис. 1. Диаграмма упруго-пластического тела с упрочнением

После достижения напряжениями уровня σ_{bt1} в растянутой зоне возникают пластические деформации и начинается вторая стадия работы сечения, при котором напряжения связаны с деформациями линейно согласно закону

$$\sigma = \sigma_{bt1} + E'(\varepsilon - \varepsilon_{bt1}), \quad (2)$$

где E' — модуль деформации, определяемый по формуле

$$E' = \frac{R_{bt} - \sigma_{bt1}}{\varepsilon_{bt2} - \varepsilon_{bt1}}, \quad (3)$$

где R_{bt} — растягивающие напряжения при образовании трещины; ε_{bt2} — соответствующие деформации; ε_{bt1} — деформации при напряжениях σ_{bt1} .

Вторая стадия нагружения-деформирования заканчивается, когда растягивающие напряжения в крайних волокнах достигнут величины R_{bt} . Такое состояние рассматривается как предельное состояние равновесия внутренних сил в сечении.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние сечения на второй стадии (рис. 2). Согласно принятой модели работы материала, высота сечения разделяется в этом случае на три зоны: зона 1 — сжимающие напряжения, подчиняющиеся закону Гука; зона 2 — растягивающие напряжения, также

² СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализир. ред. СНиП 52-01—2003 (с изм. № 1, 2). М. : Минстрой России, 2015.

следующие закону Гука; зона 3 — растягивающие напряжения в упруго-пластической стадии, изменяющиеся по линейному закону (1).

Составим условия для определения размеров трех зон сечения на второй стадии работы сечения.

Принимая для деформаций гипотезу плоских сечений, получаем соотношение (см. рис. 2):

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_2 \frac{h_2 + h_3}{h_2}. \quad (4)$$

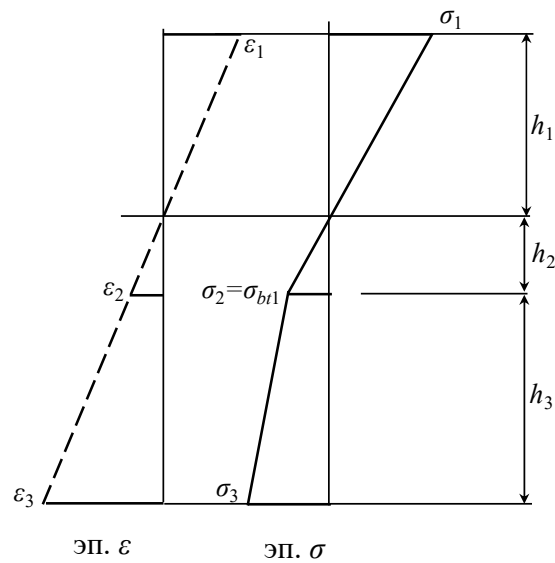


Рис. 2. Напряженно-деформированное состояние сечения на второй стадии

Деформации в точке 2 выражаются по закону Гука:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{bt1} = \frac{\sigma_{bt1}}{E}. \quad (5)$$

Используя (4) и (5), определяем разность деформаций:

$$\varepsilon_3 - \varepsilon_2 = \varepsilon_2 \frac{h_3}{h_2} = \frac{\sigma_{bt1}}{E} \frac{h_3}{h_2}. \quad (6)$$

Запишем закон деформирования (2) для напряжений в крайних волокнах растянутой зоны σ_3 , подставив в него соотношение (6):

$$\sigma_3 - \sigma_{bt1} = \frac{\sigma_{bt1}}{\alpha} \frac{h_3}{h_2}, \quad (7)$$

где обозначено $\alpha = \frac{E}{E'}$.

Отсюда получается *первое соотношение* для определения размеров зон сечения:

$$h_3 = \alpha \frac{\sigma_3 - \sigma_{bt1}}{\sigma_{bt1}} h_2. \quad (8)$$

С учетом действия закона Гука для первой и второй зон напряжение в крайних волокнах сжатой зоны равно

$$\sigma_1 = \sigma_{bt1} \frac{h_1}{h_2}. \quad (9)$$

Второе соотношение следует из условия равновесия внутренних сил в сечении, которое выражается в виде равенства площадей эпюр напряжений в растянутой и сжатой зонах (см. рис. 2):

$$A_c = \frac{\sigma_1 h_1}{2} = \frac{\sigma_{bt1} h_1^2}{2}; \quad A_p = \frac{\sigma_{bt1} h_2}{2} + \frac{\sigma_3 + \sigma_{bt1}}{2} h_3; \quad A_c = A_p, \quad (10)$$

откуда следует:

$$\sigma_{bt1} h_1^2 = \sigma_{bt1} h_2^2 + (\sigma_3 + \sigma_{bt1}) h_2 h_3. \quad (11)$$

Третье соотношение получается из равенства суммы высот всех зон сечения его полной высоте:

$$h_1 + h_2 + h_3 = h. \quad (12)$$

Полученные в результате соотношения (8), (11), (12) содержат, помимо высот зон сечения h_1 , h_2 , h_3 , также и неизвестное напряжение в крайних волокнах растянутой зоны σ_3 . Для его определения служит четвертое условие — интегральное уравнение равновесия для моментов внутренних сил:

$$\int \sigma y dA = M, \quad (13)$$

где y — ордината текущей точки сечения; M — изгибающий момент в сечении.

Учитывая линейный характер участков эпюр напряжений, интеграл в (13) можно записать через площади и координаты центров тяжести этих участков:

$$M = b \left[\frac{1}{3} (\sigma_1 h_1^2 + \sigma_{bt1} h_2^2) + \frac{1}{6} (\sigma_{bt1} + 2\sigma_3) h_3^2 + \frac{1}{2} (\sigma_{bt1} + \sigma_3) h_2 h_3 \right]. \quad (14)$$

Полученная в итоге система уравнений является нелинейной системой третьей степени. Задача ее решения существенно упрощается, если принять напряжение σ_3 заранее известным. Тогда из совместного рассмотрения (8), (11) и (12) можно получить квадратное уравнение относительно h_2 :

$$ah_2^2 + bh_2 + c = 0, \quad (15)$$

где

$$\left. \begin{aligned} a &= \alpha \left[\sigma_{bt1} \beta (2 + \alpha \beta) - \frac{\sigma_3^2 - \sigma_{bt1}^2}{\sigma_{bt1}} \right], \\ b &= -2\sigma_{bt1} h (1 + \alpha \beta), \quad c = \sigma_{bt1} h^2, \\ \beta &= \frac{\sigma_3 - \sigma_{bt1}}{\sigma_{bt1}}. \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

После этого размер зоны h_3 определяется из (8), h_1 — из (12).

Если в формулах для коэффициентов (16) принять $h = 1$, то получим относительные размеры зон сечения: $k_i = h_i / h$.

Результаты

Поскольку величина напряжения σ_3 изменяется в достаточно небольших пределах от σ_{bt1} до R_{bt} , возможно построить числовую зависимость между величиной этого напряжения и относительными размерами зон сечения. Для этого необходимо задаться характеристиками материала. В настоящей работе были приняты следующие данные: класс бетона В40, $R_b = 22$ МПа, $R_{bt} = 1,4$ МПа, $E = 36 \cdot 10^3$ МПа, $\sigma_{bt1} = 0,84$ МПа, $\varepsilon_{bt1} = 2,33 \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{bt2} = 15 \cdot 10^{-5}$.

Далее вычислены дополнительные параметры:

$$E' = \frac{R_{bt} - \sigma_{bt1}}{\varepsilon_{bt2} - \varepsilon_{bt1}} = \frac{1,4 - 0,84}{(15 - 2,33) 10^{-5}} = 4,42 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$\alpha = \frac{E}{E'} = \frac{36}{4,42} = 8,145.$$

Значения σ_3 приняты в диапазоне от 0,84 МПа и далее от 0,9 до 1,4 МПа с шагом 0,1 МПа. Для каждого из принятых значений при $h = 1$ вычислялись параметры β , a , b , c по формулам (16), далее из решения квадратного уравнения (15) определялась относительная высота k_2 , и по формулам (8) и (12) вычислялись k_1 и k_3 . Результаты расчетов сведены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты расчетов

σ_3	β	k_1	k_2	k_3
0,84	0	0,5	0,5	0
0,85	0,012	0,499	0,457	0,044
0,9	0,071	0,484	0,326	0,190
1,0	0,190	0,451	0,215	0,334
1,1	0,310	0,426	0,163	0,411
1,2	0,429	0,407	0,132	0,460
1,3	0,548	0,392	0,111	0,495
1,4	0,667	0,380	0,097	0,523

Характер изменения коэффициентов зон сечения в зависимости от максимального напряжения в растянутой зоне показан на рис. 3.

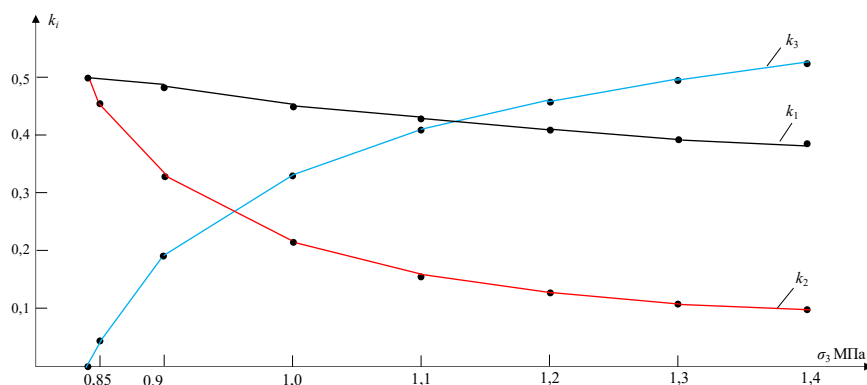


Рис. 3. Характер изменения коэффициентов зон сечения в зависимости от максимального напряжения в растянутой зоне

Для состояния предельного равновесия, соответствующего последней строке табл. 1, максимальные сжимающие напряжения, согласно формуле (9), составят:

$$\sigma_1 = \sigma_{bt1} \frac{k_1}{k_2} = 0,84 \frac{0,38}{0,097} = 3,29 \text{ МПа.}$$

Соответствующая эпюра напряжений показана на рис. 4.

Рассчитаем несущую способность сечения с высотой h . Момент, воспринимаемый сечением, выраженный через безразмерные коэффициенты, равен

$$M = \left[\frac{1}{3} (\sigma_1 k_1^2 + \sigma_{bt1} k_2^2) + \frac{1}{6} (\sigma_{bt1} + 2\sigma_3) k_3^2 + \frac{1}{2} (\sigma_{bt1} + \sigma_3) k_2 k_3 \right] bh^2. \quad (17)$$

Здесь напряжения принимаются в кН/см^2 , а размеры — в см.

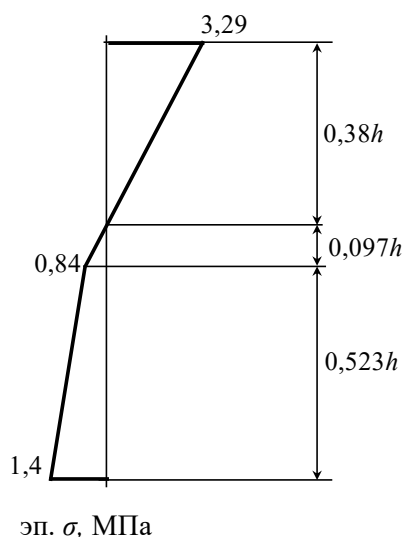


Рис. 4. Эпюра напряжений

Моменты, рассчитанные при различных значениях напряжения σ_3 , показаны в табл. 2.

Таблица 2

Моменты, рассчитанные при различных значениях напряжения σ_3

σ_3 , МПа	σ_1 , МПа	M / bh^2
0,84	0,84	0,014
0,85	0,918	0,0153
0,9	1,247	0,0197
1,0	1,762	0,0251
1,1	2,194	0,0291
1,2	2,586	0,0324
1,3	2,954	0,0355
1,4	3,305	0,0384

Последняя строка табл. 2 дает значение предельного момента в упруго-пластической стадии работы сечения: $M = 0,0384bh^2$, кН · см.

Например, при высоте сечения 30 см и ширине 10 см $M = 345,6 \text{ кН} \cdot \text{см} = 3,46 \text{ кНм}$.

Таким образом, предельная несущая способность бетонного сечения в упруго-пластической стадии может быть рассчитана по формуле (17) при напряжениях $\sigma_3 = R_{bt}$ и относительных размерах зон сечения, определенных из решения квадратного уравнения (15). Для промежуточных значений максимального напряжения в растянутой зоне можно воспользоваться данными табл. 2, проводя линейную интерполяцию по узлам таблицы.

Рассмотрим приближенное решение задачи с прямоугольной эпюрой напряжений в крайней части растянутой зоны сечения при постоянных напряжениях σ_3 . Соотношения для определения размеров зон сечения принимают следующий вид (рис. 5, а):

$$h_1 = h_2 \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \quad (18)$$

(из линейной эпюры напряжений в зонах 1 и 2);

$$h_1 = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} (h_2 + 2h_3) \quad (19)$$

(из равенства площадей эпюр напряжений в растянутой и сжатой зонах);

$$h_1 + h_2 + h_3 = h \quad (20)$$

(аналогично условию (12)).

Из совместного решения (18), (19) и (20) получается формула для величины h_2 :

$$h_2 = \frac{2h}{(k+1)^2}, \quad (21)$$

где $k = \sigma_1 / \sigma_3$.

Чтобы полученная эпюра напряжений была эквивалентна эпюре точного решения в предельном состоянии по несущей способности, используем в качестве напряжения σ_3 величину, соответствующую предельному состоянию ($\sigma_3 = R_{bt}$), а момент внутренних сил приравняем к предельному изгибающему моменту в точном решении задачи. Из этих двух условий определится коэффициент k и, соответственно, напряжения σ_1 .

Момент внутренних сил в этом случае рассчитывается по формуле

$$M = b \left[\frac{1}{3} \left(\frac{h_1^3}{h_2} + h_2^2 \right) + h_2 h_3 + \frac{h_3^2}{2} \right] R_{bt}. \quad (22)$$

Расчеты показывают, что равенство момента, определенного по формуле (22), и предельного момента $M = 0,0384bh^2$ достигается при значении коэффициента $k = 1,95$. Тогда относительные размеры зон сечения равны $k_1 = 0,448$; $k_2 = 0,23$; $k_3 = 0,322$ (см. рис. 5, а). Максимальное сжимающее напряжение по формуле (18) равно $\sigma_1 = 2,73$ МПа.

Полученное приближенное решение для напряжений позволяет вычислять размеры зон сечения и несущую способность по более простым формулам (18)—(22).

Еще более простое решение получается, если рассмотреть условную эквивалентную эпюру напряжений с прямоугольной частью в растянутой зоне при напряжениях $\sigma_3 = R_{bt}$ и треугольной частью в сжатой зоне сечения. В этом случае определяются размеры двух зон сечения из условий (рис. 5, б):

$$h_1 = \frac{2R_{bt}}{\sigma_1} h_3, \quad (23)$$

$$M = \frac{\sigma_1 h_1^2}{3} + \frac{R_{bt} h_3^2}{2}, \quad (24)$$

$$h_1 + h_3 = h. \quad (25)$$

Решение системы приводит к квадратному уравнению в относительных размерах зон сечения:

$$k_3^2 - 4k_3 + 6M / (bh^2 R_{bt}) = 0. \quad (26)$$

Принимая момент внутренних сил равным предельному значению $M = 0,0384bh^2$, из уравнения (26) получаем $k_3 = 0,465$ и затем $k_1 = 0,535$. Максимальное сжимающее напряжение при этом равно $\sigma_1 = 2,43$ МПа.

Соответствующая эпюра напряжений показана на рис. 5, б.

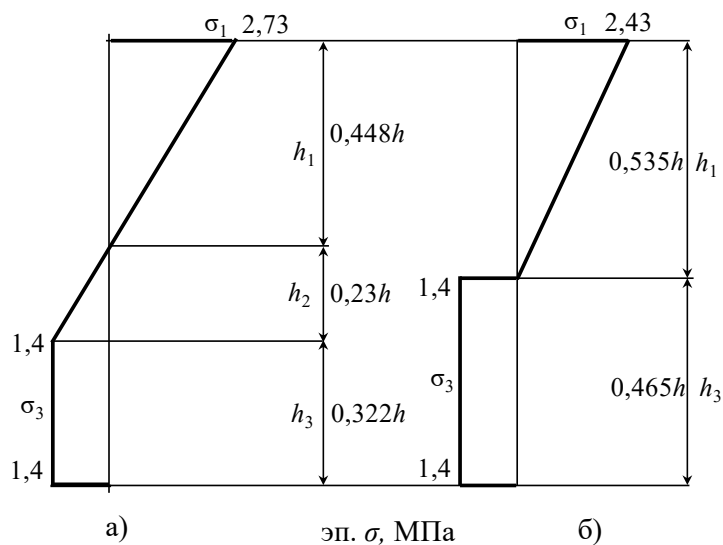


Рис. 5. Эпюры напряжений

Обсуждение

В результате проведенного исследования получен способ определения предельной несущей способности стержня по упруго-пластической стадии, основанный на определении размеров зон напряжений в сечении. Предложен также упрощенный вариант этого способа, предполагающий замену реальной эпюры напряжений условной эпюрой с постоянными напряжениями, который позволяет вычислять несущую способность по более простым соотношениям. Сравнение с исследованиями [1], [10] показывает, что диаграммы деформирования фибробетона и тяжелого бетона на минеральных заполнителях имеют существенные различия. На диаграмме растяжения фибробетона [12] после пиковой точки, соответствующей предельной растяжимости материала, наступает зона понижения напряжений. Эти напряжения учитываются при рассмотрении предельного состояния сечения элемента. В настоящей работе для материала принята диаграмма упруго-пластического тела с упрочнением, и при определении предельного состояния ординаты эпюры напряжений в растянутой зоне увеличиваются по направлению к крайним волокнам. Однако в обоих случаях максимальные напряжения в растянутой зоне равны соответствующим расчетным сопротивлениям (R_{bt} для тяжелого бетона и R_{fbt} для фибробетона; обе величины имеют один порядок). При рассмотрении сечения железобетонного элемента учет растянутой зоны бетона по предложенному способу может быть осуществлен аналогично тому, как это сделано, например, в [12] для сталефибробетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Евдокимова Т. С. Экспериментальные исследования особенностей поведения фибробетона при растяжении // Долговечность, прочность и механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов : сб. докл. IX Академ. чтений РААСН — Междунар. конф. СПб. : СПбГАСУ, 2016. С. 100—103.
2. Талантова К. В., Михеев Н. М. Исследование влияния свойств стальных фибр на эксплуатационные характеристики сталефибробетонных конструкций // Ползуновский вестн. 2011. № 1. С. 196—199.

3. Переходные плиты из сталешлакофибробетона в конструкциях мостовых сооружений / Т. К. Акчурин, А. Б. Бондарев, В. А. Стурова, А. С. Колобанов, В. К. Жидков, О. В. Бурлаченко // Вестн. Волгогр. гос. архитектур.-строит. ун-та. Сер. : Стр-во и архитектура. 2024. Вып. 2(95). С. 99—108.
4. *Перфилов В. А., Ляшенко Д. А.* Влияние совместного применения наномодификаторов и стального фиброволокна на свойства бетона // Вестн. Волгогр. гос. архитектур.-строит. ун-та. Сер. : Стр-во и архитектура. 2025. Вып. 2(99). С. 51—58.
5. *Морозов В. И., Опбул Э. К.* Расчет прочности изгибаемых фиброжелезобетонных элементов с высокопрочной арматурой без преднапряжения // Докл. 62-й науч. конф. профессоров, преподавателей, науч. работников, инженеров и аспирантов ун-та. Ч. 1. СПб. : СПбГАСУ, 2005. С. 210—214.
6. *Morozov V. I., Opbul E. K., Van Phuc P.* Behaviour of axisymmetric thick plates resting against conical surface // Magazine of Civil Engineering. 2019. Vol. 2. Iss. 86. Pp. 92—104.
7. *Abdel-Nasser A. G., Sharaf T. A., Ibrahim H. M., Abdel-Galil E. Y.* Analysis of reinforced concrete deep beams using nonlinear strain model // Port-Said Engineering Research Journal. 2017. Vol. 21. Iss. 2. Pp. 231—240.
8. *De Mello A. F. A., De Souza R. A.* Analysis and design of reinforced concrete deep beams by a manual approach of stringer-panel method // Latin American Journal of Solids and Structures. 2016. Vol. 13. Pp. 1126—1151.
9. *Шеин А. И., Снежина О. В., Ладин Р. А., Киселев А. А.* Экспериментально-теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния коротких железобетонных балок // Вестн. СибАДИ. 2014. Вып. 4(38). С. 93—99.
10. *Рак Н. А.* Методика расчета сталесталефибробетонных конструкций с использованием диаграмм деформирования сталесталефибробетона и стержневой арматуры // Проблемы современного бетона и железобетона : материалы 3-го Междунар. симп. Минск, 2011. С. 39—45.
11. *Opbul E. K., Dmitriev D. A., Vedernikova A. A.* Calculation of bending of steel-fiber-reinforced concrete members by a nonlinear deformation model with the use of iteration procedures // Mechanics of Composite Materials. 2018. Vol. 54. No. 3.
12. *Опбул Э. К., Евдокимова Т. С.* Расчет несущей способности фиброжелезобетонных элементов с учетом работы растянутой зоны фибробетона // Вестн. гражданских инженеров. 2016. № 3(56). С. 67—71.
13. *Опбул Э. К., Дмитриев Д. А., Ведерникова А. А.* Нелинейно-итерационный расчет прочности сталесталефибробетонных элементов с использованием опытных диаграмм деформирования материалов // Вестн. гражданских инженеров. 2016. № 3(56). С. 79—91.
14. *Опбул Э. К., Ондар Э. Э., Калдар-оол А.-Х. Б.* Расчет прочности фиброжелезобетонных изгибаемых элементов с использованием трехлинейной диаграммы деформирования растянутой зоны // Научное обозрение. 2016. № 14. С. 100—107.
15. *Opbul E., Dmitriev D., Van Phuc Ph.* Practical calculation of flexible members with the use of non-linear deformation model as exemplified by typical girder RGD 4.56-90 // Architecture and Engineering. 2018. Vol. 3 Iss. 3.
16. *Kaldar-ool A-Kh. B., Opbul E. K.* Stress condition of orthotropic vault structure with cylindrical anisotropy // Magazine of Civil Engineering. 2022. Vol. 116. Iss. 8. Art. no. 11605.
17. *Dalla Valle P., Thom N.* Improvement to method of equivalent thicknesses (MET) for calculation of critical strains for flexible pavements // International Journal of Pavement Engineering. 2018. Vol. 19. Iss. 12. Pp. 1053—1060.
18. *Карпенко С. Н.* Общие модели механики железобетона. М. : Стройиздат, 1996. 407 с.
19. *Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А.* Теория пластичности бетона и железобетона. М. : Стройиздат, 1974. 316 с.

© Куприянов И. А., Масленников Н. А., 2026

Поступила в редакцию
13.12.2025

Ссылка для цитирования:

Куприянов И. А., Масленников Н. А. Расчет несущей способности бетонного стержня по упруго-пластической модели с учетом работы растянутой зоны // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2026. Вып. 1(102). С. 88—98. DOI: 10.35211/18154360_2026_1_88.

Об авторах:

Куприянов Игорь Александрович — канд. техн. наук, Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I. Российская Федерация, 190031, г. Санкт-Петербург, Московский пр., 9; igor.al.kupriyanov@yandex.ru

Масленников Никита Александрович — канд. техн. наук, доц., Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. Российская Федерация, 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., 4; masl-nikita@yandex.ru

Igor A. Kupriyanov^a, Nikita A. Maslennikov^b

^a *Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University*

^b *Saint Petersburg State University of Civil Engineering*

CALCULATION OF THE BEARING CAPACITY OF A CONCRETE MEMBER FROM AN ELASTO-PLASTIC MODEL TAKING INTO ACCOUNT THE WORK OF THE TENSION ZONE

On the basis of the well-known diagram of an elastoplastic body with hardening, a system of equations is obtained for determining the sizes of zones of elastic and elastoplastic deformations in a rectangular section of a concrete element during bending. A simple analytical method for calculating the dimensions of section zones based on the relationship between the maximum stress in the tension zone and the bearing capacity of the section is proposed. The limiting state of the section and its replacement by an equivalent state with a rectangular stress plot are considered.

Key words: concrete, elastic-plastic deformations, bearing capacity, stresses, ultimate equilibrium.

For citation:

Kupriyanov I. A., Maslennikov N. A. [Calculation of the bearing capacity of a concrete member from an elasto-plastic model taking into account the work of the tension zone]. *Vestnik Volgogradskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arhitektura* [Bulletin of Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Civil Engineering and Architecture], 2026, iss. 1, pp. 88—98. DOI: 10.35211/18154360_2026_1_88.

About authors:

Igor A. Kupriyanov — Candidate of Engineering Sciences, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University. 9, Moskovskiy Ave., Saint Petersburg, 190031, Russian Federation; igor.al.kupriyanov@yandex.ru

Nikita A. Maslennikov — Candidate of Engineering Sciences, Docent, Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering. 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., Saint Petersburg, 190005, Russian Federation; masl-nikita@yandex.ru