

# **НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С УЧЕТОМ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРОДОЛЬНЫХ РАСТЯГИВАЮЩИХ СИЛ.**

## **BEARING ABILITY OF SLOPING SECTIONS OF REINFORCED- CONCRETE BEAMS TAKING INTO ACCOUNT INFLUENCE OF LONGITUDINAL STRETCHING FORCES.**

В.С. Дорофеев, д.т.н., проф; В.М. Карпюк, к.т.н., доц; Н.Н. Петров, аспирант.  
Одесская государственная академия строительства и архитектуры, Украина

**АННОТАЦИЯ:** Приведена часть результатов планированного эксперимента по исследованию напряженно-деформированного состояния приопорных участков внецентренно растянутых железобетонных балок. Экспериментально установлен характер и механизм разрушения опытных образцов, изучено влияние как в отдельности, так и во взаимодействии друг с другом таких факторов как уровень растягивающей нагрузки ( $N_p$ ) и относительный эксцентриситет её приложения ( $e/h_0$ ) на основные параметры работоспособности наклонных сечений исследуемых железобетонных элементов. Влияние относительного пролета среза ( $a/h_0$ ), класса бетона (B), количества поперечного армирования ( $\mu_{sw}$ ), а также двух выше указанных факторов на прочность указанных сечений установлено с помощью численного планированного эксперимента с учетом однозначно установленного характера и механизма разрушения исследуемых элементов.

**ANNOTATION:** Part of results of the planned experiment is resulted on research of the tensely-deformed state of pryopornykh areas of the vnetsentrenno stretched reinforced-concrete beams. Character and mechanism of destruction of pre-productions models is experimentally set, influencing is studied both individually and in co-operation with each other of such factors as level of the stretching loading ( $N_p$ ) and relative excentricity of its appendix ( $e/h_0$ ) on the basic parameters of capacity of sloping sections of the explored reinforced-concrete elements. Influence of relative flight of cut ( $a/h_0$ ), class of concrete (B), amount of transversal re-enforcement ( $\mu_{sw}$ ) and also two higher indicated factors on durability of the indicated sections is set by the numeral planned experiment taking into account the simply set character and mechanism of destruction of the explored elements.

**ВВЕДЕНИЕ.** История развития науки о железобетоне показала, что первоосновой наших знаний о действительной работе армированных элементов из бетона и стали являются экспериментальные исследования, начало которым было положено во второй половине XIX века в Германии. На рубеже XIX -X столетий А.Ф. Лолейтом [1] во Львове были выполнены исследования прочности железобетонных элементов с учетом стадийности их работы.

Анализ накопленных в 1920...30 г.г. экспериментальных данных позволил

создать и развить теоретические модели работы железобетонных конструкций, опубликовать первые учебники [2,3] и отечественный нормативный документ ОСТ 90003-38.

На первом этапе развития теории железобетона в расчете прочности наклонных сечений господствовали, так называемые, методы аналогий (ферменной, арочной, распорной системы, составного стержня и др.), основным недостатком которых является отличие принятых расчетных моделей от реальных условий работы железобетонных конструкций. Тем не менее, метод ферменной аналогии, для развития которого многое сделали Ф.Леонгардт [4] и П.Риган [5], включен в нормативные документы большинства зарубежных стран, в том числе Еврокод -2 [6].

Обширные экспериментально-теоретические исследования, выполненные в послевоенное время, дали возможность сформировать основы комплексной деформационной теории сопротивления железобетона [7], разработать и ввести в 1955 году на территории бывшего СССР новые нормы проектирования, основанные на методе предельных состояний.

А.А. Гвоздевым, М.С. Боришанским и Н.Н. Лессиг [8] в 1946 году был предложен метод расчета наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов, основанный на равновесии предельных усилий в этом сечении. Данная расчетная модель в несколько трансформированном виде была использована во всех последующих, в т.ч. действующем, СНиП [9] и сохранена в новых нормах проектирования железобетонных конструкций в России [10]. Как отмечают А.С.Залесов и Ю.А. Климов [11], этот метод позволил перейти от различных условностей и аналогий к реальной оценке его несущей способности.

Для решения оптимизационных задач при проектировании новых серийных конструкций авторами [11] предложена расчетная модель железобетонного элемента в виде дисково-связевой системы. В работе [12] эту задачу в развитие метода предельного равновесия предлагается решать с учетом непереармированности железобетонных элементов продольной и поперечной арматурой.

В исследованиях последних десятилетий появился новый подход к построению расчета железобетонных изделий и сооружений, характеризующихся сложными конструктивными формами, напряженно-деформированным состоянием и условиями нагружения, на основе методов конечных разностей, конечных и граничных элементов. Многие в этом направлении сделали В.А. Гришин, А.В.Гришин [13], Н.И. Карпенко [14], С.Ф. Клованич [15 ], В.П. Митрофанов [16], А.Ф. Яременко [17] и др.

Однако, как указывают авторы [11], наибольшими перспективами с точки зрения простоты и ясности построения, а также совершенствования инженерных методов расчета прочности наклонных сечений железобетонных элементов обладает метод предельного равновесия А.А. Гвоздева и М.С. Боришанского. Это положение закреплено в российском СНиП 52-101-2003

[10] и готовящихся к изданию украинских нормах [18.]

Д.В. Барзилович, Ю.С. Слюсаренко, А.Н. Бамбура [19] в связи с пересмотром нормативной базы считают первоочередными задачами на ближайшее время поэтапное усовершенствование отдельных положений действующих норм проектирования железобетона, которое может стать основанием для разработки нормативного документа нового уровня.

Вместе с тем, авторы российского СНиП 52-101-2003 [10] отмечают, что многочисленные ранее опубликованные и последние предложения по расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечных и продольных сил, изгибающих и крутящих моментов еще не достигли такого уровня, чтобы могли быть приняты в качестве нормативных методов расчета. В работе [12] также указывается на такие недостатки нормативных и других известных методов расчета прочности, как неудовлетворительная сходимость с экспериментами, отсутствие общей модели разрушения наклонных и нормальных сечений, невозможность вывода частных случаев расчета прочности, например, нормального сечения из более общего расчета прочности наклонного сечения, неспособность определять оптимальное армирование железобетонных элементов в зоне действия наибольших поперечных сил, других силовых факторов и пр.

**Актуальность работы.** Анализ ранее проведенных экспериментальных исследований [1, 2] показал, что совместное действие поперечной силы, изгибающего момента и продольной силы оказывает существенное влияние на характер работы и несущую способность изгибаемого железобетонного элемента. Как оказалось, основными факторами, определяющими влияние продольных сил, является вид силы (сжимающая или растягивающая), ее величина и точка приложения, т.е. наличие эксцентриситета.

Опыты показывают, что действие на элемент продольной растягивающей силы, в значительной степени снижает его несущую способность по наклонным сечениям. Причем, вначале с увеличением продольной силы снижение несущей способности происходит более интенсивно, а затем – падает. Увеличение эксцентриситета приложения растягивающей силы в сторону растянутой грани способствует его постепенному переходу к разрушению по нормальному сечению.

Обзор доступной авторам литературы позволил установить, что исследованиям напряженно-деформированного состояния наклонных сечений железобетонных балок с учетом воздействия продольных растягивающих сил, приложенных с эксцентриситетом, посвящено крайне мало публикаций. И, по сути, этот вопрос остается недостаточно изученным в теории железобетона, что подтверждает актуальность работы.

Исходя из изложенного в Одесской государственной академии строительства и архитектуры выполняются системные исследования в этой области с целью существенного пополнения банка экспериментальных данных готовящегося к пересмотру соответствующего раздела ДБН Украины.

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК.

В выполненной I серии опытов с полунатурными образцами- балками исследуемые факторы и уровни их варьирования представлены в табл. 1.

Таблица 1

Исследуемые факторы с учётом воздействия растягивающей нагрузки		Уровни варьирования			Интервал варьирования	Примечания
Код	Натуральные значения	«-1»	«0»	«+1»		
X <sub>1</sub>	Растягивающая нагрузка, N <sub>p</sub> , кН (N <sub>p</sub> /R <sub>b</sub> bh <sub>0</sub> )	22,31 (0,052)	89,25 (0,20)	156,19 (0,348)	66,94 (0,148)	L=9h <sub>0</sub> = =157,5см; h <sub>0</sub> =17,5см; a/h <sub>0</sub> =2; b=10,0см; s=8,75см; B25; μ <sub>s</sub> =0,0176 (2Ø14); μ <sub>s</sub> <sup>l</sup> =0,0090 (2Ø10); μ <sub>sw</sub> =0,0029 (2Ø4B <sub>p</sub> I).
X <sub>2</sub>	Относительный эксцентриситет N <sub>p</sub> , e/h <sub>0</sub>	-0,25 (-4,4см)	0	-0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	

Так как исследуемые факторы могут влиять на функцию «выхода» нелинейно и ее целесообразно аппроксимировать полиномом второй степени, то опытные образцы указанной серии (при воздействии растягивающей нагрузки) изготовлены на средних «нулевых» уровнях основной серии по полному двухфакторному плану типа В<sub>2</sub> [21], обеспечивающему одинаковую точность прогнозирования выходного параметра в области, описываемой радиусом, равным 1 (считая от «нулевой» точки).

Экспериментальные исследования I серии показали однозначный характер разрушения опытных образцов по наклонной трещине от преобладающего действия изгибающего момента с достижением предела текучести в нижней растянутой арматуре вначале опасной наклонной трещины, а также в поперечной арматуре по ее длине. Такой характер разрушения позволил смоделировать напряженно-деформированное состояние и в других образцах II серии, т.е. выполнить численный эксперимент внецентренно растянутых балок по пятифакторному трехуровневому почти Д-оптимальному плану типа На5. Исследуемые во второй серии факторы и уровни их варьирования представлены в табл.2.

Исследуемые образцы представляют собой свободно опертые однопролетные балки прямоугольного сечения с размером 1975x200x100мм и расчетной длиной пролета L=9h<sub>0</sub>=1575мм, где h<sub>0</sub>- рабочая высота сечения, равная 175мм. Балки армированы двумя плоскими сварными каркасами с продольной нижней 2Ø12, 14, 16A500С и верхней 2Ø8, 10, 12 A500С арматурой.

Таблица 2

Исследуемые факторы численного эксперимента		Уровни варьирования			Интервал варьирования	Примечания
Код	Натуральные значения	«-1»	«0»	«+1»		
X <sub>1</sub>	Относительный пролет среза, $a/h_0$	1	2	3	1	$L=9h_0=$ $=157,5\text{см};$ $h_0=17,5\text{см};$ $b=10,0\text{см};$ $s=8,75\text{см};$ $\mu_s=0,0176;$ $(2\text{Ø}14\text{A}500\text{C});$ $\mu_s=0,009;$ $(2\text{Ø}10\text{A}500\text{C}).$
X <sub>2</sub>	Класс бетона, <b>B</b> , МПа	B15	B25	B35	10	
X <sub>3</sub>	Коэффициент поперечного армирования, $\mu_{sw}$	0,0016 (2 Ø3)	0,0029 (2 Ø4)	0,0044 (2 Ø5)	$\approx 0,0014$	
X <sub>4</sub>	Растягивающая нагрузка, $N_p$ , кН ( $N_p/R_b b h_0$ )	22,31 (0,05)	89,25 (0,20)	156,19 (0,35)	66,94 (0,15)	
X <sub>5</sub>	Относительный эксцентриситет $N_p$ , $e/h_0$	-0,25 (-4,4см)	0	+0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	

Поперечная арматура на приопорных участках состоит из 2Ø3, 4, 5 ВрI, а на остальных участках - 2Ø6A240C. Относительная длина пролета среза ( $a/h_0$ ) равна 1,2,3. Балки запроектированы так, чтобы обеспечить их разрушение по наклонным сечениям при плоском поперечном изгибе. Для изготовления опытных образцов предусмотрен обычный тяжелый бетон классов В15, В25, В35 на гранитном щебне фракций 5...10мм, кварцевом песке с модулем крупности 1,5, а в качестве вяжущего - обычный портландцемент марки 400 без добавок. Прочность бетона в каждом опыте контролировали с помощью стандартных 6 кубов и 6 бетонных призм.

Для уменьшения водоцементного отношения, улучшения удобоукладываемости бетонной смеси и сокращения сроков набора прочности бетона во всех опытах использовали сертифицированную добавку Релаксол – Супер М в количестве 1% от веса цемента в пересчете на сухое вещество.

Исследуемые образцы-балки во всех опытах нагружали с помощью домкрата ДГ-50 и распределительной балки-траверсы двумя сосредоточенными кратковременными силами ступенями: до появления первых нормальных и наклонных трещин по 0,04...0,06 от суммарной разрушающей нагрузки, затем по 0,08...0,12 - до чрезмерного раскрытия трещин или развития прогибов и, наконец, - по 0,04...0,06 – до разрушения. Выдержка нагрузки на каждой ступени составляла 15 минут со всеми измерениями в начале и в конце каждой ступени нагружения.

Каждый опыт в первой серии дублировался 2 образцами-балками, нагружаемыми двумя сосредоточенными продольными и поперечными силами по общепринятой методике. Для исключения влияния местных деформаций и

преждевременного разрушения опытные образцы-балки снабжены по торцам толстыми ( $\delta=20\text{мм}$ ), приваренными к пространственному каркасу пластинами с серьгами, через которые прикладывали продольные растягивающие нагрузки с эксцентриситетом.

Перед изготовлением опытных балок на продольную растянутую и сжатую арматуру одного из двух плоских каркасов балки клеили цепочки тензорезисторов КФ5П1-5-200 (с базой 5мм), с помощью которых определяли продольные и поперечные силы, а также изгибающие моменты, воспринимаемые непосредственно арматурными стержнями.

Деформации бетона опытных образцов измеряли с помощью проволоочных тензорезисторов с базой 50мм с их контролем индикаторами И1...8 часового типа (рис. 1) с ценой деления  $1 \cdot 10^{-3}\text{мм}$ .

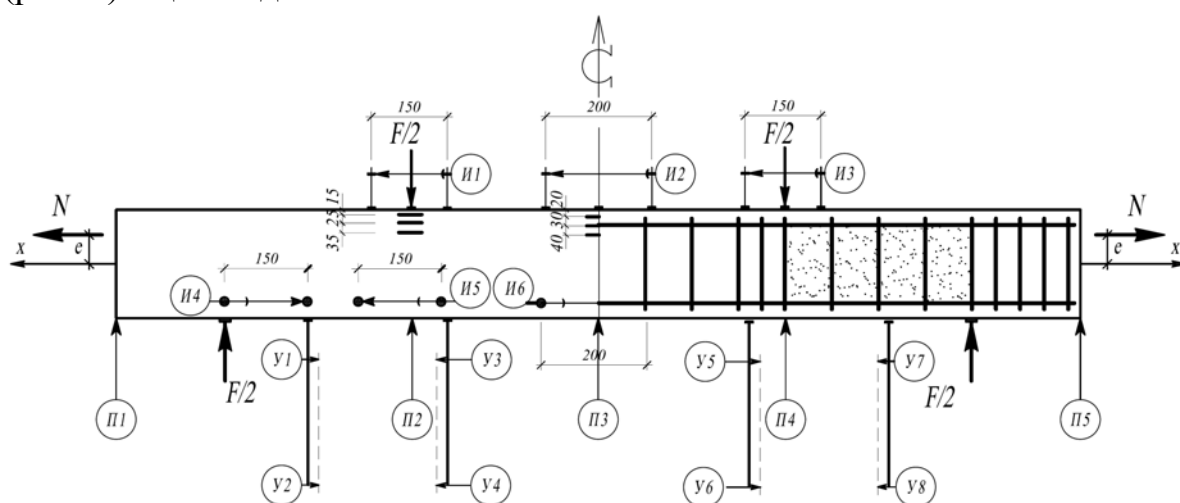


Рис.1. Схема нагружения, расстановки приборов и наклейки тензорезисторов в опытных балках.

Вертикальные перемещения нижней грани балки измеряли посередине пролета, под сосредоточенными силами и на свободных краях образца с помощью индикаторов часового типа П1...5 с ценой деления  $1 \cdot 10^{-2}\text{мм}$ .

Углы поворота опорной, приопорной и пролетных частей балки в ее плоскости определяли с помощью аналогичных индикаторов У-1...12, устанавливаемых на выносных консолях.

По мере появления и развития характерных нормальных и наклонных трещин на каждой ступени нагружения производили фиксирование положения их вершины и измерение ширины раскрытия с помощью переносного микроскопа с 20-ти кратным увеличением.

О количественном и качественном влиянии основных действующих факторов как в отдельности, так и во взаимодействии друг с другом на прочность наклонных сечений можно судить по адекватным математическим моделям, имеющим достаточную информационную полезность:

$$\hat{Y}_{Q_{u,1}} = 59,13 - 14,25X_1 - 12,01X_2 - 3,09X_1^2, \hat{\epsilon}_1 \quad (\hat{\epsilon}_1 \cong 5,4\%) \quad (1);$$

$$\hat{Y}_{Q_{u,2}} = 62,39 - 34,6X_1 + 4,13X_3 - 18,06X_4 - 15,51X_5 + 20,10X_1^2 + 1,49X_3^2 -$$

$$- 5,69X_4^2 - 2,82X_5^2 - 1,1X_1X_3 + 9,2X_1X_4 + 7,98X_1X_5 + 6,08X_2X_3, \hat{\epsilon}_1 \quad (\hat{\epsilon}_1 \cong 5,61\%) \quad (2)$$

Геометрическая интерпретация влияния исследуемых факторов I и II серии представлена, соответственно, на рис 2 и 3.

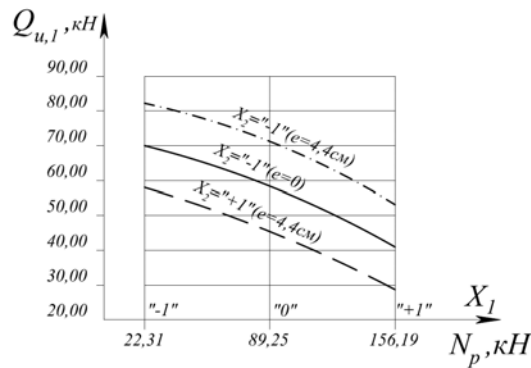


Рис.2. Зависимость прочности наклонных сечений опытных ж/б балок от продольной растягивающей силы и эксцентриситета её приложения.

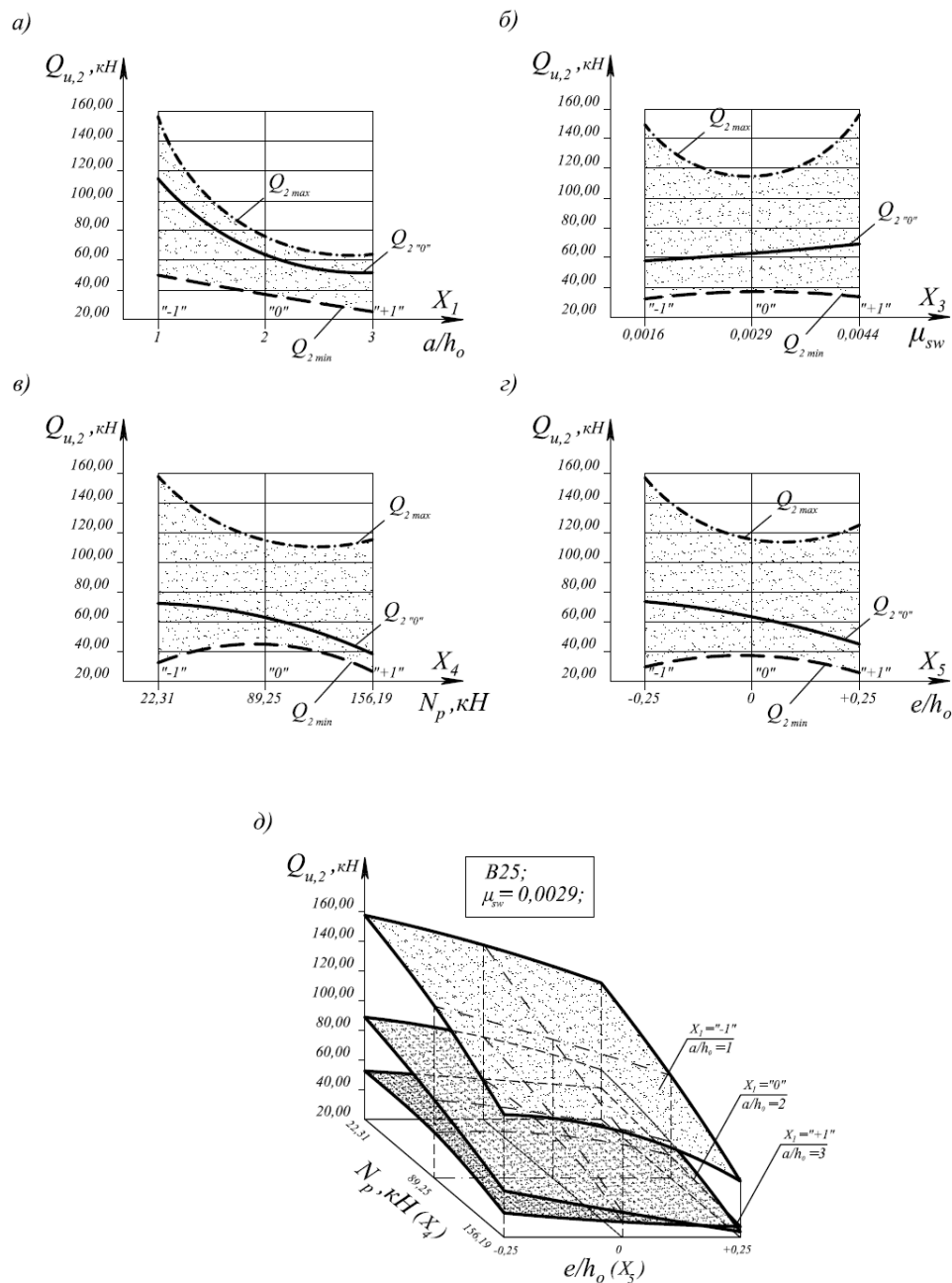


Рис.3. Результаты численного эксперимента по исследованию влияния относительного пролёта среза (а), коэффициента поперечного армирования (б), величины растягивающей продольной силы (в) и эксцентриситета её приложения (г), а также комплексное влияние исследуемых факторов (д) на прочность наклонных сечений внецентренно растянутых железобетонных балок.

**ЗАКЛЮЧЕНИЕ.** Выполненные эксперименты позволили исследовать напряженно-деформированное состояние внецентренно растянутых изгибаемых железобетонных элементов, установить характер деформирования и разрушения их приопорных участков, сопровождающееся текучестью продольной рабочей и поперечной арматуры, пересекаемой опасной наклонной трещиной. Выявлено влияние исследуемых факторов как в отдельности, так и во взаимодействии друг с другом на прочность приопорных участков рассматриваемых балок.



## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лопатто А.Э. Артур Фердинандович Лолейт/ Лопатто А.Э. – М.: Стойиздат, 1969. –104с.
2. Залигер Ф. Железобетон, его расчет и применение/ Залигер Ф. ; – [3-е изд. - пер. с нем. 5-го изд (Вена, 1925)]. – М.: – Л., Госиздат, 1928. – 671с.
3. Столяров Я.В. Введение в теорию железобетона/ Столяров Я.В. – М.: Стойиздат, 1941. – 448с.
4. Leongardt F. Shear and torsion in prestressed concrete. / F. Leongardt /Structure and Design VI FIP Kongress. – Prague., 1970. С.13–17.
5. Regan P.E. Shear in Reinforced Concrete Beams./ P.E. Regan // Magazine of Concrete Research, Vol. 22. –1970. – №73. – С.197–208.
6. Design of Concrete Structures. Part 1; General rules and Rules for Buildings. Eurocod 2. [ENV 1992-1-1]. –European Prestandard, 1992.
7. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона/ Мурашев В.И – М. : Машстройиздат, 1950. – 236с.
8. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения/ Боришанский М.С. – М.: Госстройиздат, 1946. – 79с.
9. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01-84\*. Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79с.
10. Звездов А.И. ., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций / Звездов А.И. ., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. // Бетон и железобетон. – 2002. –№2. С. 2–6; –№3. С. 10–13; –№4. С. 16–18.
11. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил/ Залесов А.С., Климов Ю.А. – Киев.: Будівельник, 1989. – 105с.
12. Митрофанов В.П., Арцев С.И., Шабан М. Оптимизационная теория прочности железобетонных элементов и совершенствование метода предельного равновесия для расчета статически неопределимых балок и рам. / Митрофанов В.П., Арцев С.И., Шабан М.// Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тез. первой всеукр. науч.-техн. конф. – Киев.: НИИСК, 1996. С.154–158.
13. Гришин А.В., Гришин В.А. Расчет упругопластических слоистых стержней при сложном нагружении. / Гришин А.В., Гришин В.А. // Будівельні конструкції/ Зб. наук. праць, вип. 52. –Київ.: НДІБК, 2000. С.71–75.
14. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона/ Карпенко Н.И.–М.: Стройиздат, 1996.– 416с.
15. Клованич С.Ф. Механика железобетона в расчетах конструкций. / Клованич С.Ф.// Будівельні конструкції/ Зб. наук. праць, вип. 52. – Київ.: НДІБК, 2000. – С. 107–115.
16. Митрофанов В.П., Онищенко Д.К., Дергам Али. Разработка механики

бетона и железобетона при сложных неоднородных напряженно-деформированных предельных состояниях. / Митрофанов В.П., Онищенко Д.К., Дергам Али // Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тез. первой всеукр. науч.-техн. конф. – Киев.: НИИСК, 1996. – С. 159–163.

17. Яременко А.Ф., Школа Ю.А. Расчет железобетонных балок прямоугольного поперечного сечения при действии продольной силы, изгиба и кручения. / Яременко А.Ф., Школа Ю.А. // В зб. «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди», вип. 3, Рівне, 1999. – С.301–305.
18. Климов Ю.А. О разработке ДБН «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». / Климов Ю.А.// Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тезисов первой всеукр. науч.-техн. конф. – Киев.: НИИСК, 1996. – С.403–405.
19. Барзилович Д.В., Слюсаренко Ю.С., Бамбура А.М. Тенденції розвитку української нормативної бази проектування залізобетонних конструкцій. / Барзилович Д.В., Слюсаренко Ю.С., Бамбура А.М. // Наук.-техн. пробл. сучасн. залізобетону / Зб. наук. праць, вип. 59, книга 1. – Київ.: НДІБК, 2003. – С. 30–33.
20. Гольшев Б.А. , Колчунов В.И., Смоляго Г.А. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы / Гольшев Б.А. , Колчунов В.И., Смоляго Г.А.// Исследование строительных конструкций и сооружений. – М., 1980. – С.26–42.
21. Вознесенский В.А. Статические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях/ Вознесенский В.А. [– 2-е изд. испр. и доп.] – М.: Финансы и статистика, 1981, –215с.