

К ВОПРОСУ О НЕОБХОДИМОСТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ НОРМАТИВНЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк (Одесская государственная академия строительства и архитектуры),

Приведены сравнения результатов расчетов параметров работоспособности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, определенных по рекомендациям отечественных и зарубежных норм с имеющимися экспериментальными данными, а также соображения авторов о возможных путях их совершенствования.

Для определения качественной картины достоверности прогноза несущей способности наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций, выполненного в соответствии с рекомендациями действующего в Украине СНиП 2.03.01-84* [1], российского СНиП 52.01 [2], европейского стандарта Еврокода-2 [3] произведено сравнение результатов расчета с экспериментальными данными Х. Хасана [4].

Из имеющегося массива данных было отобрано 14 образцов-балок (табл. 1) с размерами 0,1x0,2x2,2м, изготовленных из обычного тяжелого бетона классов В20...40 и армированных двумя плоскими каркасами. В качестве рабочей арматуры была использована горячекатанная арматурная сталь класса АШ Ø12, 14, 16мм, а монтажной - АЮ6мм. Рабочая высота сечений, в среднем, составляла 17,5см, длина пролета балки $l=185$ см, пролет среза $a=20...70$ см. Балки были запроектированы таким образом, чтобы обеспечить их разрушение по наклонным сечениям. В связи с этим, на опорных участках в зоне пролетов срезов балки были армированы поперечными стержнями Ø4,5 и 5,5мм из арматурной проволоки В1, а на опорных участках и в средней части - Ø6 и 8 А1.

Поскольку расчетные значения несущей способности балок сравнивали с разрушающими усилиями, то в формулах [1, 2, 3] вместо расчетных значений прочностей бетона и арматуры использовали их нормативные показатели.

Сравнение результатов расчетов несущей способности балок с опытными данными, выполненное в табличной форме (табл. 2, 3), показало, в целом, неудовлетворительную их сходимость. Так, если расчетная поперечная сила, определенная в соответствии с действующими в Украине [1] и России [2] нормами, в среднем, более, чем в 1,5 раза превышает опытную разрушающую поперечную силу рассматриваемых опытных образцов-балок, то определенная по методике Еврокода-2 [3] несущая способность указанных элементов более, чем в два раза меньше фактической. Удовлетворительное совпадение результатов расчетов по отечественным нормам с опытными данными получено только для нескольких образцов-балок со средними пролетами среза.

Таблица 1
Характеристики опытных образцов-балок

№ опы-та	Марка образца	$a=$ $c,$ см	$\bar{R},$ МПа	$R_{bn},$ МПа	$R_{bmn},$ МПа	$E_b,$ МПа	ε_b	$A_s,$ см ²	$q_{sw},$ кН/с м	$S,$ см
1	БСИ-Б	40	23,9	13,73	1,37	14,3	0,00100	2,26	1,02	10
2	БСИ-Б	40	21,60	14,40	1,44	14,5	0,00180	3,08	1,02	10
3	БСУ-Б	40	40,00	36,72	3,67	33,4	0,00150	4,02	1,02	10
4	БСК-Б	20	34,90	28,20	2,82	22,5	0,00060	4,02	0,68	10
5	БСД-Б	70	35,70	35,27	3,53	22,8	0,00125	4,02	0,39	14
6	БСИУ-Б	60	30,20	23,90	2,39	19,0	0,00195	3,08	0,65	12
7	ББИ-Б	40	18,80	12,50	1,25	13,8	0,00070	2,26	-	-
8	ББИ-Б	40	20,00	14,27	1,43	14,6	0,00080	2,26	-	-
9	ББИУ-Б	40	31,70	26,48	2,65	19,8	0,00100	4,02	-	-
10	ББИ-Б	60	22,20	13,50	1,35	13,5	0,00080	2,26	-	-
11	ББИУ-Б	60	33,30	29,55	2,96	23,8	0,00108	2,26	-	-
12	ББИУ-Б	60	41,30	37,72	3,77	23,5	0,00110	4,02	-	-
13	ББК-Б	20	30,50	28,05	2,81	23,0	0,00035	4,02	-	-
14	ББД-Б	70	25,30	21,50	2,15	17,4	0,00135	4,02	-	-

Таблица 2

Сопоставление результатов расчетов прочности наклонных сечений
балок с опытными данными

№ опыта	Разрушающая поперечная сила, Q_u , кН	Расчетные значения разрушающей поперечной силы					
		СНиП 2.03.01-84*		СНиП 52.01		ENV 1992-1-1: Ec 2	
		Q_1 , кН	Q_1/Q_u	Q_2 , кН	Q_2/Q_u	V_{sd} , кН	V_{sd}/Q_u
1	24,56	50,23	2,05	43,98	1,79	16,49	0,67
2	33,52	52,05	1,55	45,03	1,34	16,49	0,49
3	55,70	80,64	1,45	74,95	1,35	16,49	0,30
4	86,70	99,96	1,15	74,97	0,86	11,02	0,13
5	24,53	47,87	1,95	56,57	2,31	6,21	0,25
6	28,06	47,85	1,71	48,43	1,73	9,18	0,33
$S^2 = \sum(Q_u - Q_i)^2$ $\sigma = \sqrt{S^2 / (n-1)}$; $v = \sigma \cdot 100 / \bar{Q}_i$		$S^2 = 2736,54 \text{ кН}^2$ $\sigma = 23,39 \text{ кН}$ $v = 55,46\%$	$S^2 = 2459,27 \text{ кН}^2$ $\sigma = 22,18 \text{ кН}$ $v = 52,58\%$	$S^2 = 8312,11 \text{ кН}^2$ $\sigma = 40,77 \text{ кН}$ $v = 96,66\%$			
7	10,84	14,36	1,32	16,41	1,51	10,64	0,98
8	16,94	16,42	0,97	18,77	1,11	11,15	0,66
9	23,29	30,43	1,31	34,78	1,49	17,81	0,76
10	11,14	14,18	1,27	17,72	1,59	12,10	1,09
11	14,10	23,52	1,67	38,85	2,76	15,72	1,11
12	25,36	39,59	1,56	49,48	1,95	21,45	0,85
13	97,50	64,54	0,66	64,54	0,66	17,16	0,18
14	22,26	14,11	0,63	28,22	1,27	15,06	0,68
$S^2 = \sum(Q_u - Q_i)^2$ $\sigma = \sqrt{S^2 / (n-1)}$; $v = \sigma \cdot 100 / \bar{Q}_i$		$S^2 = 1516,90 \text{ кН}^2$ $\sigma = 14,72 \text{ кН}$ $v = 53,18\%$	$S^2 = 2525,91 \text{ кН}^2$ $\sigma = 19,00 \text{ кН}$ $v = 68,63\%$	$S^2 = 6588,78 \text{ кН}^2$ $\sigma = 30,68 \text{ кН}$ $v = 110,84\%$			

Таблица 3

Сопоставление расчетных значений длины опасной наклонной трещины и высоты сжатой зоны бетона с опытными данными

№ опыта	Длина опасной наклонной трещины, C_o , см	Расчетные значения длины опасной наклонной трещины				Высота сжатой зоны, X , см	Расчетные значения, X_p , СНиП2.03.01-84*, СНиП52.01	
		СНиП2.03.01-84*		СНиП52.01			X_p	X_p/X
		C_{o1} , см	C_{o1}/C_o	C , см	C/C_o			
1	25	28,70	1,15	30,63	1,23	9,1	5,44	0,60
2	28	29,41	1,05	30,63	1,09	7,0	7,41	1,06
3	30	35,00	1,17	35,00	1,17	2,6	3,91	1,50
4	20	20,0	1,00	20,0	1,00	2,7	5,09	1,89
5	58	35,0	0,60	35,0	0,60	7,2	4,07	0,57
6	50	35,0	0,70	35,0	0,70	9,5	4,47	0,47
		$S^2=794,68\text{см}^2$ $\sigma=12,61\text{см}$ $v=35,85\%$		$S^2=817,61\text{см}^2$ $\sigma=12,79\text{см}$ $v=36,36\%$			$S^2=25,30\text{см}^2$ $\sigma=2,25\text{см}$ $v=35,42\%$	
7	35	35,0	1,00	35,0	1,00	7,0	5,98	0,85
8	40	35,0	0,88	35,0	0,88	9,5	5,24	0,55
9	37	35,0	0,95	35,0	0,95	6,4	5,42	0,85
10	45	35,0	0,78	35,0	0,78	9,7	5,54	0,57
11	35	35,0	1,00	35,0	1,00	7,7	2,53	0,33
12	40	35,0	0,88	35,0	0,88	8,3	3,80	0,46
13	17	20,0	1,18	20,0	1,18	2,2	5,11	2,32
14	50	35,0	0,70	35,0	0,70	6,5	6,67	1,03
		$S^2=388\text{см}^2$ $\sigma=7,45\text{см}$ $v=19,92\%$		$S^2=388\text{см}^2$ $\sigma=7,45\text{см}$ $v=19,92\%$			$S^2=68,99\text{см}^2$ $\sigma=3,14\text{см}$ $v=43,85\%$	

Расчетное значение высоты сжатой зоны бетона перед разрушением балки по наклонному сечению, а также расчетная длина опасной наклонной трещины, в среднем, в 1,4 раза отличаются от фактических величин в большую или в меньшую стороны.

Неудовлетворительная сходимость расчетных и экспериментальных значений параметров несущей способности наклонных сечений опытных образцов-балок объясняется, на наш взгляд, прежде всего условностью принятой в Еврокоде-2 расчетной схемы [3] и несовершенством расчетной схемы в отечественных нормах [1, 2], отдельным расчетом этих сечений на действие поперечной силы и изгибающего момента, принятием связи между напряжениями и деформациями в сжатом бетоне и растянутой арматуре без учета реальных диаграмм их состояния, пренебрежением или неточным учетом целого ряда реально действующих факторов, в том числе, нагельного эффекта продольной арматуры.

Авторы [2] отмечают, что многочисленные опубликованные методики расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечных и продольных сил, изгибающих и крутящих моментов еще не достигли такого уровня, чтобы они могли быть приняты к качеству нормативного документа нового поколения.

Следствием недостаточной изученности работоспособности наклонных сечений железобетонных конструкций явилось то, что в новом российском СНиП 52.01 [2] из выражения для Q_b исчезли коэффициенты φ_n и φ_f , присутствующие в аналогичном выражении для Q_b в СНиП 2.03.01-84* [1], а вместо дифференцированного значения $\varphi_{b2}=1,5...2,0$, принятого в [1], ввели обобщенный коэффициент $\varphi_{b2}=1,5$.

А.С. Залесов и Ю.А. Климов [5] полагают, что наибольшими перспективами с точки зрения простоты и ясности построения, а также совершенствования инженерных методов расчета прочности наклонных сечений железобетонных элементов обладает метод равновесия предельных усилий в этих сечениях, предложенный в 1946 году А.А. Гвоздевым, М.С. Боришанским и Н.Н. Лессиг [6] и который позволил перейти от различных условностей и аналогий к реальной оценке их несущей способности. Данная расчетная модель в несколько трансформированном виде была использована во всех последующих, в том числе в действующих в Украине СНиП 2.03.01-84* [1]. Это положение закреплено в новом российском СНиП 52.01 [2] и готовящихся к изданию украинских ДБН [7].

Для решения оптимизационных задач при проектировании новых серийных конструкций Ю.А. Климовым и А.С. Залесовым предложена расчетная модель железобетонного элемента в виде дисково-связевой системы [5]. В работе [8] в развитие метода равновесия предельных усилий эту задачу предлагается решать с учетом непереармированности железобетонных элементов продольной и поперечной арматурой.

В большинстве опубликованных работ по исследованию работоспособности приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов, как правило, отсутствуют данные о деформативности, ширине раскрытия наклонных трещин и перемещениях формирующихся блоков на всех стадиях их работы, в том числе и перед разрушением, вследствие чего затруднительно сделать достоверный прогноз, например, прогибов, трещиностойкости, углов поворота сечений на участках, где одновременно возникают поперечная и продольная силы, изгибающий и крутящий моменты.

В исследованиях последнего десятилетия появились новые модели механики разрушения железобетонных изделий и сооружений [9, 10, 11, 12] со сложными конструктивными формами, напряженно-деформированным состоянием и условиями нагружения, основанные на методах конечных разностей, конечных и граничных элементов.

А.Б. Голышеву и А.Н. Бамбуре в работе [13] удалось устранить основной недостаток действующей нормативной методики расчета прочности наклонных сечений, а именно, объединить расчет на действие поперечной силы и изгибающего момента благодаря использованию нового подхода, полных диаграмм состояния бетона и арматуры, разработать на этой основе принципиально новый метод расчета.

В связи с планируемым пересмотром нормативной базы Украины [14] и с целью поэтапного усовершенствования отдельных положений Норм проектирования железобетона считаем целесообразным дополнить банк имеющихся данных результатами планируемых системных экспериментально-теоретических исследований [15] напряженно-деформированного состояния сложно нагруженных приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов, которые позволят достоверно оценить влияние того или иного фактора на их работоспособность не только в отдельности, но и во взаимодействии друг с другом, определить все неизвестные внутренние усилия, условия деформирования и т.п. Эти данные позволят, с одной стороны, уточнить существующие инженерные методы расчета прочности, трещиностойкости и деформативности сложнагруженных изгибаемых железобетонных элементов, а с другой стороны, - более полно раскрыть физическую картину их работы и предложить более совершенную модель их сопротивления.

Литература:

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 79с.
2. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций // Бетон и железобетон. - 2002. - №2. С. 2-6; - №3. С. 10-13; - №4. С. 16-18.
3. Concret Structures Euro - Design Handbook. Design of ConcStructures to ENV 1992 - Eurocod 2. Berlin, 1995. - 308p/
4. Хаджи Хасан Рамадан. Несущая способность и расчет по наклонным сечениям железобетонных балок, изготовленных с применением бетона на пористых заполнителях: Автореферат дис... канд. техн. наук. Одесса, 1985, С.2-24.
5. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. - Киев.: Будівельник, 1989. - 105с.
6. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения - М.Л.: Госстройиздат, 1946. - 79с.
7. Климов Ю.А. О разработке ДБН «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». // Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тезисов первой всеукр. науч.-техн. конф. - Киев.: НИИСК, 1996. - С.403-405.
8. 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. // Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тез. первой всеукр. науч.-техн. конф. - Киев.: НИИСК, 1996. С.154-158.
9. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. - М.: Стройиздат, - 1996. - 416с.
10. Гришин А.В., Гришин В.А. Расчет упругопластических слоистых стержней при сложном нагружении. // Будівельні конструкції/ Зб. наук. праць, вип. 52. - Київ.: НДІБК, 2000. С.71-75.
11. Клованич С.Ф. Механика железобетона в расчетах конструкций. // Будівельні конструкції/ Зб. наук. праць, вип. 52. - Київ.: НДІБК, 2000. - С. 107-115.
12. Яременко А.Ф., Школа Ю.А. Расчет железобетонных балок прямоугольного поперечного сечения при действии продольной силы, изгиба и кручения. // В зб. «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди», вип. 3, Рівне - 1999. - С.301-305.
13. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону/ О.Б. Голишев, А.М. Бамбура. - К.: Логос, 2004. 304с.
14. Барзилович Д.В., Слюсаренко Ю.С., Бамбура А.М. Тенденції розвитку української нормативної бази проектування залізобетонних констркцій. // Наук.-техн. пробл. сучасн. залізобетону / Зб. наук. праць, вип. 59, книга 1. - Київ.: НДІБК, 2003. - С. 30-33.
15. Дорофеев В.С. и др. О необходимости и постановке системных экспериментальных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов, испытывающих сложные деформации с целью уточнения и развития методов их расчета. / Міжвідомч. науково-техн. зб. наук. праць (будівництво)/Держ. наук.-досл. інст-т буд. к-цій Держбуду України (у 2-х томах, том 2). Вип.62.-Київ.: НДІБК, 2005.-С.160-167.