

Шалобыта Н.Н., Деркач Е.А.

ИССЛЕДОВАНИЕ МИНИМАЛЬНОГО ПРОЦЕНТА АРМИРОВАНИЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКой ИЗ ЦЕМЕНТНО-СТРУЖЕЧНЫХ ПЛИТ

Введение

Современная строительная индустрия предусматривает экономию ресурсов и материалов в процессе строительства. В связи с этим бурными темпами происходит развитие новых эффективных конструктивных решений возводимых зданий, касаются сокращения сроков строительства, в частности достаточно остро затрагивая монолитное строительство. Учитывая тот факт, что большая часть железобетона сосредоточена в перекрытиях, большинство исследований связано со снижением собственного веса перекрытия и сокращения сроков его возведения. Одним из возможных решений является предложенное автором новое конструктивное решение перекрытия [1, 2], имеющего в своей структуре сферические пустотообразователи из дешевого вторичного пластика и элементы несъемной опалубки из ЦСП (цементно-стружечных плит). Новизной данного решения является то, что элементы ЦСП включаются в работу совместно с бетоном, увеличивая жесткостные характеристики перекрытия за счет более высоких прочностных показателей ЦСП при изгибе.

Результаты проведенных испытаний [3] показали, что возникает ряд вопросов, связанных как с учетом работы несъемной опалубки из ЦСП совместно с бетоном конструкции так и с конструктивными требованиями, предъявляемыми при их конструировании. Одной из наиболее важных проблем при конструировании предложенного нового типа перекрытий является назначение ограничений по минимальному проценту армирования, которое позволит обеспечить требования не столько эксплуатационной пригодности комплексной конструкции, сколько требования по ее несущей способности.

В ряде работ минимальное количество растянутой продольной арматуры предлагается назначать исходя из её предельной растяжимости или по ограничению деформаций арматуры величиной, определяемой характером диаграммы деформирования арматуры на растяжение. В СНиП 2.03.01-84 принятый минимальный процент армирования сечения конструкций не зависит от вида бетона и равен 0,05%. Кроме того, в СНиП 2.03.01-84 есть п.4.9, где введены ограничения по исчерпанию несущей способности слабоармированных элементов одновременно с появлением первых нормальных трещин, т.е. принят принцип равнопрочности бетонного и армированного сечений элемента. Во многих зарубежных нормах по расчёту и проектированию железобетонных конструкций, как, например, в ЕКБ-СНП, BS 8110 (Нормы Англии), АСI 318-83 (нормы США) и др., при назначении минимальной границы армирования также заложен принцип равнопрочности бетонного и армированного сечения. В данных нормах учитываются такие факторы, как вид и диаметр арматуры, класс бетона, класс арматуры, тип поперечного сечения и условия нагружения.

В настоящее время базовая методика для определения минимальной площади сечения рабочей продольной арматуры для большинства норм практически одина. Основное условие, для определения минимальной площади сечения арматуры записывается для элемента, подверженного центральному растяжению, а далее интерпретируется для других видов напряжённого состояния. Уравнения для определения минимальной площади поперечного сечения арматуры для условно центрально растянутого элемента на основании условия равновесия

предельных усилий в бетонном элементе до появления первых трещин и составляется по равенству усилий бетонного сечения и соответствующей для данного сечения минимальной площади поперечного сечения арматуры, т.е.:

$$\sigma_s \cdot A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct,eff}, \text{ откуда } A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct,eff} / \sigma_s. \quad (1)$$

Данное выражение по сути является, с одной стороны, условием, определяющим предел по образованию трещин в условно центрально растянутом элементе, с другой стороны прочностным условием для работы арматурного стержня на растяжение, то есть минимальная площадь армирования $A_{s,min}$, ограничивающая ширину раскрытия трещин, воспринимает на себя усилия, возникающие в процессе появления трещин в бетоне.

Максимальное значение напряжений σ_s в арматуре является характерной границей пластичности f_{yk} , но при условии ограничения ширины раскрытия трещин

$$W_k \leq W_{lim} = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot s_{rm}, \quad (2)$$

где s_{rm} – среднее расстояние между трещинами;

ϵ_{sm} – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, следует принимать меньшее значение допустимого напряжения. Нормами установлено максимально возможное значение $\sigma_s = \sigma_{s,lim}$ и интерпретируется как напряжение, принятое в растянутой арматуре сразу после появления трещин, которое зависит от допустимой ширины раскрытия трещин.

С другой стороны, интерпретируя выражение (1) для случая чистого изгиба как общего случая напряжённого состояния (в частности внецентренное растяжение, внецентренное сжатие (случай больших эксцентриситетов)) до и после появления трещин, а также учитывая эффект изменения напряжённо-деформированного состояния и положения равновесия внутренних сил (рисунок 1) с $\frac{2}{3}d$ на $\frac{5}{6}d$ условно принимая $d = h$, для условия (1) получаем следующую зависимость

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s \cdot 5d / 6 = 0,5 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \cdot 2d / 3, \quad (3) \quad 3,$$

$$\text{откуда после упрощения } A_{s,min} = 0,4 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s. \quad (4)$$

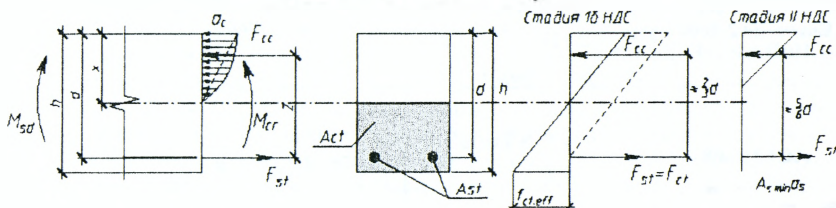


Рисунок 1 – К определению минимального процента армирования при изгибе

Коэффициент k характеризует собой влияние неравномерности распределения напряжений в растянутой зоне бетона, которые ведут к уменьшению сил от вынужденных деформаций. При использовании коэффициента k уменьшаются прочностные характеристики бетона на растяжение и, следовательно, уменьшается вероятность возникновения трещин. Для определения коэффициента k в большинстве норм по проектированию железобетонных конструкций руководствуются только геометрией сечений (таблица 1).

Несмотря на то, что базовая методика по определению минимальной площади армирования в большинстве норм практически одина, всё же существуют и определенные различия в установлении критерия по минимальному проценту армирования (таблица 2).

Таблица 1 – Сравнительная таблица по определению коэффициента k

Нормы проектирования	Геометрические характеристики сечения		k
1	2		3
PN-B-03264: 2002	Деформации, вызванные внутренними факторами	Обычно	0,8
		Для стандартных сечений	$h < 300$ мм $h > 800$ мм
	Деформации, вызванные внешними факторами		1,0
PN-EN 1992-1-1:2004 PN-EN 1992-1-1:2004+AC:2008	Стенка высотой $h < 300$ мм		1,0
	Полка шириной $b < 300$ мм		
	Стенка высотой $h > 800$ мм		0,65
	Полка шириной $b > 800$ мм		
EN 1992-1-1: 2004	Стенка высотой $h < 300$ мм		1,0
	Полка шириной $b < 300$ мм		
	Стенка высотой $h > 800$ мм		0,65
	Полка шириной $b > 800$ мм		
DIN 1045-1: 2001-07 DIN 1045-1: 2008	Деформации, вызванные внутренними факторами	$h < 300$ мм	0,8
		$h = \min(h, b)$	
		$h > 800$ мм	0,5
	$h = \min(h, b)$		
Деформации, вызванные внешними факторами		1,0	

Таблица 2 – Минимальные проценты армирования, установленные в различных нормах

Нормы проектирования	Значение обозначений	Минимальный процент армирования
		Формульное выражение
1	2	3
DIN 1045-1 и DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2-2004 СНиП 5.03.01–	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)}$, для $f_{ck} \leq 50$ МПа; $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm} / 10)$ для $f_{ck} > 50$ МПа	$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0,0013 \cdot b \cdot d \end{array} \right.$
ACI 318-08	$f'_c = f_{ck} + 8$ МПа $f_y = f_{yk}$	$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \sqrt{f'_c} / f_y \cdot b \cdot d \\ 200 / f_y \cdot b \cdot d \end{array} \right.$
AS 3600-01	$f_{ctf} = 0,6 \sqrt{f'_c}$ $f'_c = f_{ck} + 8$ МПа $f_{yv} = f_{yk}$	$A_{s,min} = 0,22 \left(\frac{D}{d} \right)^2 \frac{f_{ctf}}{f_y} b \cdot d$
CSA A23.3-04	$f'_c = f_{ck} + 8$ МПа $f_y = f_{yk}$	$A_{s,min} \geq \frac{0,2 \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot h$

Продолжение таблицы 2

1	2	3
AS 3600-09	$f_{c,t} = 0.6\sqrt{f_c}$ $f_c = f_{ck} + 8\text{МПа}$ $f_{sv} = f_{sk}$	$A_{s,\min} = \alpha_k \left(\frac{D}{d}\right)^2 \frac{f_{c,t}}{f_{sv}} bd, \text{ где}$ <p>$\alpha_k = 20$, для прямоугольного сечения Для угольного и таврового сечения с напряжением в стенке:</p> $\alpha_k = 0.20 + \left(\frac{b_f}{b_w} - 1\right) \left(0.4 \frac{D}{D} - 0.18\right) \geq 0.20 \left(\frac{b_f}{b_w}\right)^{1.4}$ <p>Для угольного и таврового сечения с напряжением в полке:</p> $\alpha_k = 0.20 + \left(\frac{b_f}{b_w} - 1\right) \left(0.25 \frac{D}{D} - 0.08\right) \geq 0.20 \left(\frac{b_f}{b_w}\right)^{2.3}$
BS 8110-97	$f_v = f_{sk}$	-
CP-65-99 CP-04	$f_v = f_{sk}$	-
IS 456-2000	$f_c = f_{ck} + 8\text{МПа}$ $f_v = f_{sk}$	$A_{s,\min} \geq \frac{0.85}{f_y} bd$
NZS 3101-06	$f_c = f_{ck} + 8\text{МПа}$ $f_v = f_{sk}$	$A_{s,\min} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} b \cdot d,$ $A_{c,\min} \geq 1.4 \frac{b \cdot d}{f_c}$

Экспериментальные исследования

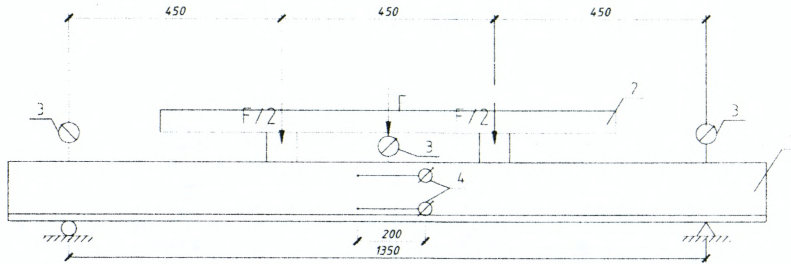
Как показали экспериментальные данные, в изгибаемых железобетонных элементах с несъемной опалубкой из ЦСП особый интерес вызывает их работа на стадии, предшествующей появлению трещин. Установлено, что в зависимости от количества арматуры в сечении элемента может происходить различная картина трещинообразования и разрушения данного элемента. При недостаточном проценте армирования нагрузка будет восприниматься практически только элементом ЦСП, и в тот момент, когда в элементе ЦСП появится первая трещина, происходит мгновенное хрупкое разрушение бетонного элемента. В случае, когда минимальный процент армирования учтен, до момента появления трещины в ЦСП могут образовываться «волосяные трещины» в теле бетона, и после появления трещины в ЦСП, трещины в бетонном элементе могут иметь различную ширину раскрытия, что и связано с процентом армирования данного сечения.

В связи с этим вопросом в испытательном цехе УО «Брестский государственный технический университет» были проведены испытания с целью определения минимального процента армирования для элементов с несъемной опалубкой из ЦСП.

В связи с этим выполнены испытания балочных элементов с техническими характеристиками предоставленными в таблице 3. Балочные опытные образцы имели прямоугольную форму поперечного сечения $b \times h = 120 \times 190$ мм, пролет балок составил 1350 мм. Конструкция экспериментальных балок представлена на рисунке 4.

Таблица 3 – Номенклатура опытных образцов

Серия	№ образца	Принятое армирование	Геометрические характеристики образцов $b \times h$, мм	Класс бетона	Процент армирования $\rho_1 = A_{st}/b_d$ %
			4	5	6
I	БП-I-I	2Ø8 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	0,56
	БП-I-II	2Ø12 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	1,2
II	Б-II-I	2Ø14 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	1,35
	Б-II-II	2Ø16 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	1,76
	Б-II-III	2Ø18 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	2,22



I – опытная балка; 2 – траверса; 3 – прогибомер; 4 – индикаторы часового типа
Рисунок 2 – Схема испытательной установки

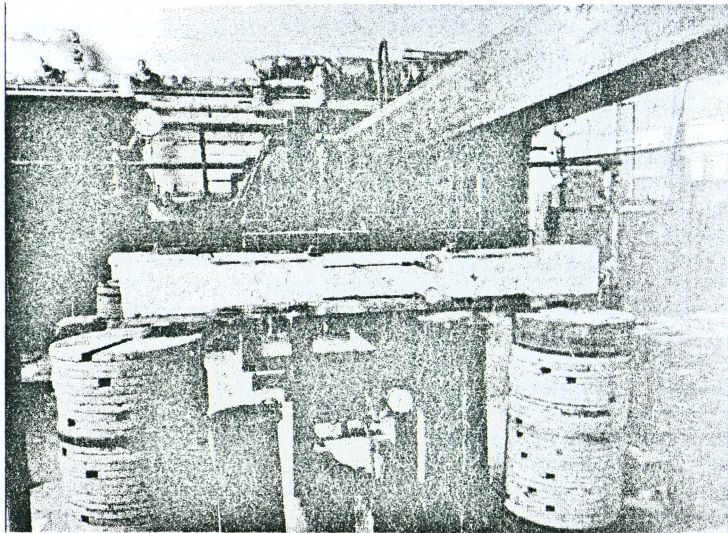


Рисунок 3 – Схема испытательной установки

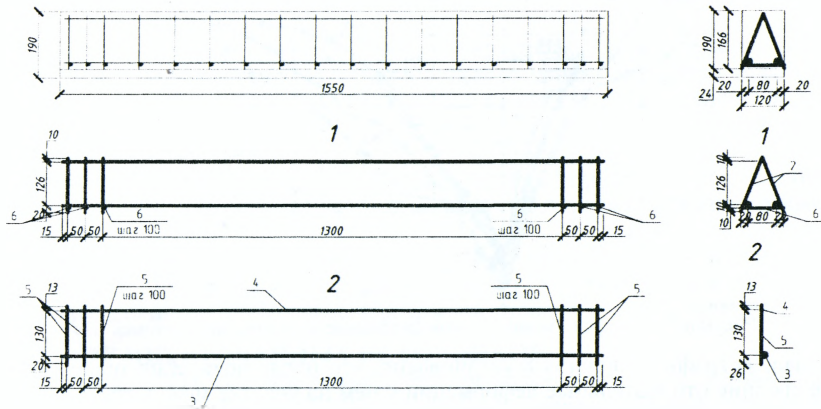


Рисунок 4 – Каркасы для армирования балок

Позиция	Обозначение	Наименование	Количество	Масса, ед.кг
1	2	3	4	5
Детали				
1		Каркас пространственный КР-1	1	12.912
2		Каркас плоский	2	6.456
3	S 500	Ø 20 СТВ 1704 l = 1530	1	4.81
4	S 500	Ø 6 СТВ 1704 l = 1530	1	0.43
5	S 500	Ø 6 СТВ 1704 l = 169	16	0.048
6	S 500	Ø 6 СТВ 1704 l = 100	16	0.028

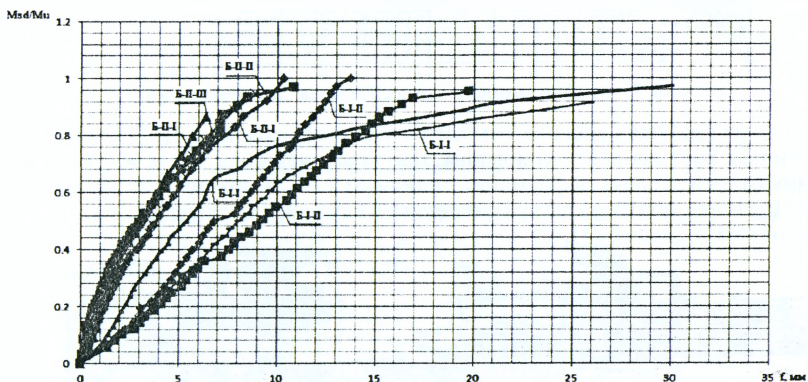


Рисунок 5 – График «момент-прогиб»

Анализ графика средних относительных деформаций в бетоне растянутой зоны и в листе ЦСП, также находящихся в растянутой зоне, показывает влияние процента и вида армирования на напряженно-деформированное состояние балки. Очевидно, что до появления первых трещин в бетоне растянутой зоны, при уровнях нагрузки около $0,25 \cdot M^{VST}_{ст}$, материалы деформировались линейно. Средние относительные деформации, как в бетоне растянутой зоны, так и в ЦСП, имели практически линейный характер распределения.

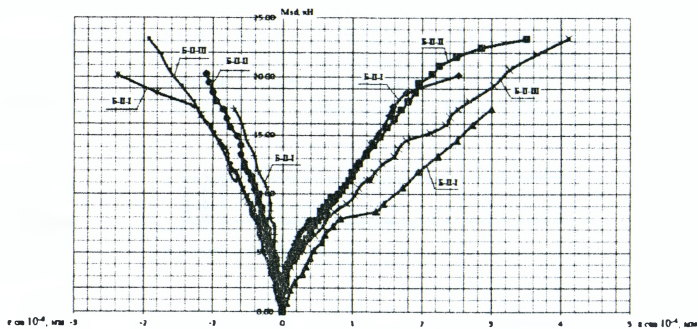


Рисунок 6 – График «момент – относительные деформации в бетоне»

Из анализа графика рисунок 8 установлено, что после появления трещины в бетоне средние относительные деформации в нем на участке между трещинами сдерживались деформативностью ЦСП, что отражается изменением угла наклона диаграммы после приложения усилия свыше 20 кН·м.

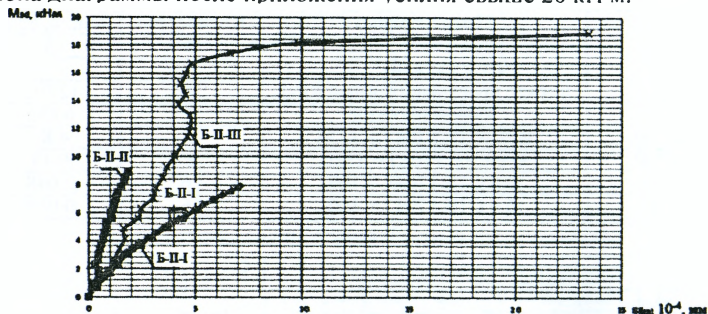
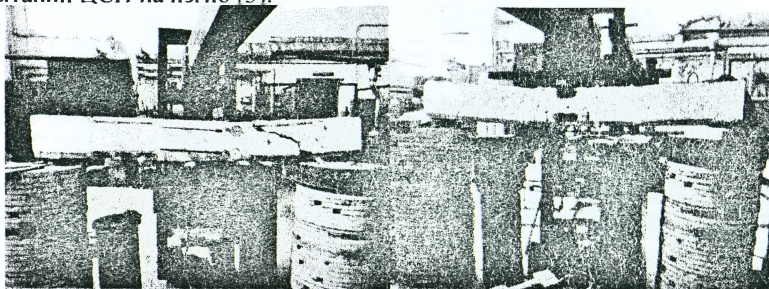


Рисунок 7 – График «момент – относительные деформации в ЦСП»

Исходя из графиков средних относительных деформаций в ЦСП установлена аналогичная картина деформирования, при этом очевидно, что при достижении средних относительных деформаций величины 9–13 % происходит разрушение листа ЦСП, что подтверждается экспериментальными исследованиями при испытании ЦСП на изгиб [3].



а – балка Б-П-I и Б-П-III, б – балка Б-П-I и Б-П-II
Рисунок 8 – Вид балок после разрушения

Заключение. Проведенные экспериментальные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Определение минимального процента армирования имеет важное значение при расчете композитных элементов с применением несъемной опалубки из ЦСП. Элементы с применением несъемной опалубки из ЦСП имеют более высокие прочностные показатели, в частности это касается трещиностойкости железобетонных элементов.

2. Применением стандартной методики норм [4] по определению минимального процента армирования данных композитных железобетонных элементов является некорректной.

3. Применение композитных перекрытий с использованием несъемной опалубки из ЦСП с учетом минимального процента армирования может позволить рационально применять данные перекрытия, экономя материалы и ресурсы.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шалобыта, Н.Н. Плоское многопустотное безбалочное железобетонное перекрытие / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28–29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол. Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч. 1. – С. 116–125.

2. Шалобыта, Н.Н. Эффективное решение плоского безбалочного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28–29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол. Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч. 1. – С. 89–90.

3. Н.Н. Шалобыта, Е.А. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.

4. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 503.01-02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.

УДК 624.012.35

Шалобыта Н.Н., Полонский М.Ч., Шалобыта Т.П.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ИЗГИБАЕМЫХ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ, АРМИРОВАННЫХ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ КЛАССА S500

Введение

В соответствии с требованиями норм [1] при проектировании железобетонных конструкций допускается использовать различные расчетные методы, выбор которых в основном определяется не только квалификацией проектировщика, классом ответственности сооружений, видом несущих конструкций, физико-механическими свойствами материалов, сколько затратами на получение готового продукта при заданном индексе надежности. Усилия в статически неопределимых системах могут определяться с использованием линейно-упругого метода расчета до тех пор, пока материал конструкции работает упруго. При расчете по упруго-пластической схеме эпюра изгибающих моментов в по-