



УДК 624.972.2.012.35

**ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ
СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ БАЛОК С МОНОЛИТНЫМ СЛОЕМ
ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА**

Кондратчик Н.И., Тур В.В., Кондратчик А.А.

Брестский государственный технический университет

Круль М., Грабяс М.

Люблинская Политехника

Использование при проектировании сборно-монолитных конструкций с монолитным слоем из напрягающего бетона позволит решить ряд практических задач как при восстановлении и усилении существующих элементов [1], так и для создания экономичных и долговечных новых конструктивных решений [2]. Современное состояние методов расчета железобетонных конструкций на срез [3–6], необходимость разработки в республике нового нормативного документа по проектированию железобетонных конструкций [7] требуют проведения опытной проверки (уточнения) разрабатываемых теоретических моделей. В настоящей статье приводятся результаты экспериментальных исследований сборно-монолитных балок, выполненных в Лаборатории самонапряженных конструкций БГТУ, и исследований, выполненных в рамках Программы совместных работ Лаборатории самонапряженных конструкций и Люблинской Политехники (РП).

Кондратчик Н.И. – доцент каф. НГИИГ БГТУ

Тур В.В. – д.т.н., профессор, зав. каф. ТБиСМ БГТУ

Кондратчик А.А. – к.т.н., профессор каф. СК БГТУ

Круль М. – д.т.н., профессор, зав. каф. СК Люблинской Политехники, г. Люблин, РП

Грабяс М. – ассистент каф. СК Люблинской Политехники, г. Люблин, РП

1. МЕТОДИКА ОРГАНИЗАЦИИ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1. Характеристика опытных образцов, испытанных в БГТУ

Исследования проводились на сборно-монолитных балках прямоугольного сечения размером 100×300 мм длиной 2100 мм. Сборные элементы – балки размером $100 \times 150 \times 2100$ мм.

Сборные балки имели различную шероховатость контактной поверхности верхней грани по которой в последствие укладывали монолитный бетон. Шероховатость поверхности была принята следующей:

- арматурные выпуски в виде вертикальных хомутов, по 2Ø4Вр-I на длине участка сдвига с обоих торцов балки (индекс А);
- поверхность бетона по верхней грани сборной балки не обрабатывалась после укладки (гладкая – индекс G);
- поверхность бетона имела искусственную шероховатость – после формовки балки по верхней (контактной) поверхности утапливался гранитный щебень, что позволило получить шероховатость с глубиной выступов-впадин величиной 5..10 мм (шероховатая – индекс J);
- поверхность поперек верхней грани сборной балки пересекалась прямоугольными шпонками размером $h_{ш} \times l_{ш} - 15 \times 60$ мм (индекс E).

После твердения бетона сборного элемента в нормально-влажностных условиях не ранее, чем на 29..30 сутки после бетонирования производили укладку дополнительного монолитного слоя размером 100×150 мм из напрягающего или портландцементного (для балок-аналогов) бетона. В качестве монолитного бетона использовали бетон на напрягающем цементе (индекс S) и бетон на портландцементе (индекс P). Маркировка образцов и основные варьируемые в опытах параметры балок приведены в табл. 1.

Конструктивное решение опытных сборно-монолитных балок показано на рис. 1.

Результаты испытания напрягающего цемента, выполненные по стандартной методике приведены в табл. 2.

Прочностные характеристики бетона на портландцементе и напрягающем цементе определялись при испытании кубов с ребром 100 мм и призм размером $100 \times 100 \times 400$ мм [30, 32, 33]. Результаты испытаний приведены в табл. 3.

Характеристики арматуры, использованной для изготовления опытных балок, приведены в табл. 4.

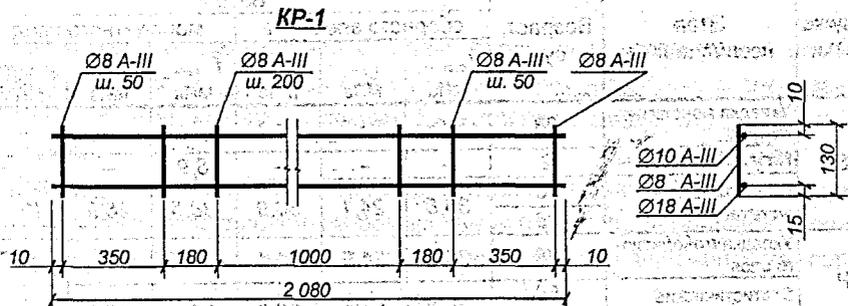
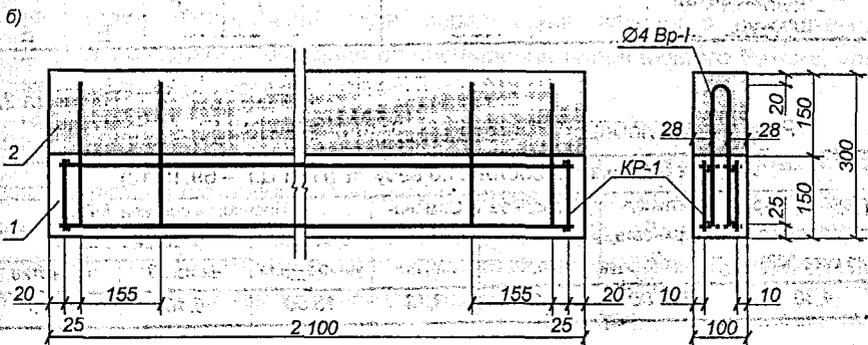
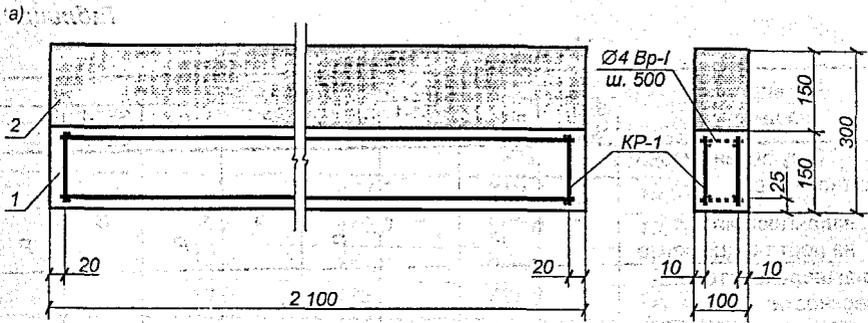


Рис. 1. Конструктивное решение опытных сборно-монолитных балок
 а) марки SG, SJ, SE, PG, PJ, PE;
 б) марки SA, PA;
 1 – сборный элемент;
 2 – слой монолитного бетона.

Таблица 1.

Маркировка опытных балок

Варьируемые параметры	Маркировка балок							
	SA3-1 SA3-2	PG1-1	SG1-1 SG1-2	PA3-1	SI5-1 SI5-2	PI5-1	SE7-1 SE7-2	PE7-1
Вид бетона монолитного слоя: – напрягающий – на портландцементе	S	P	S	P	S	P	S	P
Вид шероховатой поверхности: – армирование – гладкая – шероховатая – шпонки	A	A	G	G	J	J	E	E

Таблица 2.

Результаты лабораторного испытания напрягающего цемента

Характеристика НЦ состава по весу, % (ПЦ:ГЦ:Г – 69:19:12)						
Тонкость помола, % (остаток на сите 008)	Удельная поверхность, $\text{см}^2/\text{г}$	Свободное расширение, %	Самонапряжение, МПа	Прочность состава, МПа		
				в момент увлажнения	в возрасте 28 сут.	
				на изгиб	на сжатие	
4,30	4338,00	1,21	3,13	15,50	6,10	47,00

Таблица 3.

Физико-механические характеристики бетона опытных образцов

Индекс балки	Этап исследования	Возраст, сут.	Бетон					
			сборного элемента			монолитного слоя		
			$\bar{f}_{c,cube}$, МПа	\bar{f}_{cm} , МПа	$E_c \times 10^{-3}$, МПа	$\bar{f}_{c,cube}$, МПа	\bar{f}_{cm} , МПа	$E_c \times 10^{-3}$, МПа
S	Укладка монолитного слоя	28	30,1	21,2	31,1	–	–	–
	Начало увлажнения	2	–	–	–	8,9	–	–
	Статистические испытания	56 28	36,8	24,1	30,9	38,5	26,9	40,1
P	Укладка монолитного слоя	28	30,2	21,2	31,1	–	–	–
	Статистические испытания	58 30,42	36,8	24,1	30,9	31,4	22,2	31,3
	Над чертой дан возраст бетона сборной балки, под чертой – бетона монолитной части.							
$\bar{f}_{c,cube}$ – средняя кубиковая прочность; \bar{f}_{cm} – средняя призмная прочность.								

Таблица 4.

Характеристика арматуры

Класс арматуры	Диаметр d, мм	Предел текучести, МПа	Временное сопротивление, МПа	Модуль упругости $E_s \times 10^4$, МПа	Относительное удлинение при разрыве, %
Vp-I	4,0	473,0	710,0	19,37	19,2
A-III	8,0	440,0	558,0	19,79	18,5
	10,0	441,0	560,0	19,86	18,0
	18,0	483,0	731,0	19,76	13,2

Исследование опытных сборно-монолитных балок проводили:

- на стадии изготовления, для определения исходного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона, уложенного по верху сборного элемента;
- на стадии загрузки кратковременной нагрузкой до разрушения.

Испытания сборно-монолитных балок проводили на 250-тонном прессе посредством приложения статической нагрузки в виде сосредоточенных сил, обеспечивая величину пролета среза $a/d = 1.0$ и 2.0 . Величину прикладываемой нагрузки контролировали посредством поверенного образцового динамометра ДОС-50. Нагрузку прикладывали ступенями.

1.2. Характеристика опытных образцов, испытанных в Люблинской Политехнике

Конструкция и армирование опытных балок, использованных в опытах, показано на рис. 2, а краткая программа экспериментальных исследований – в табл. 5. В выполненных опытах были приняты следующие переменные параметры:

- 1) Конструктивное решение стыкового соединения: плоский гладкий стык с переменным коэффициентом армирования (серия III); продольная шпонка (серия I); продольная шпонка и переменное армирование контакта (серия II);
- 2) Марка напрягающего цемента по энергоактивности (при равном его расходе в бетонной смеси): СЕ 2,5; СЕ 3,0; СЕ 4,0;
- 3) Коэффициент армирования стыкового соединения $\rho_{sw,j} = 0\%$ (неармированный стык); 0,19%; 0,28%; 0,57% (см. рис. 3).

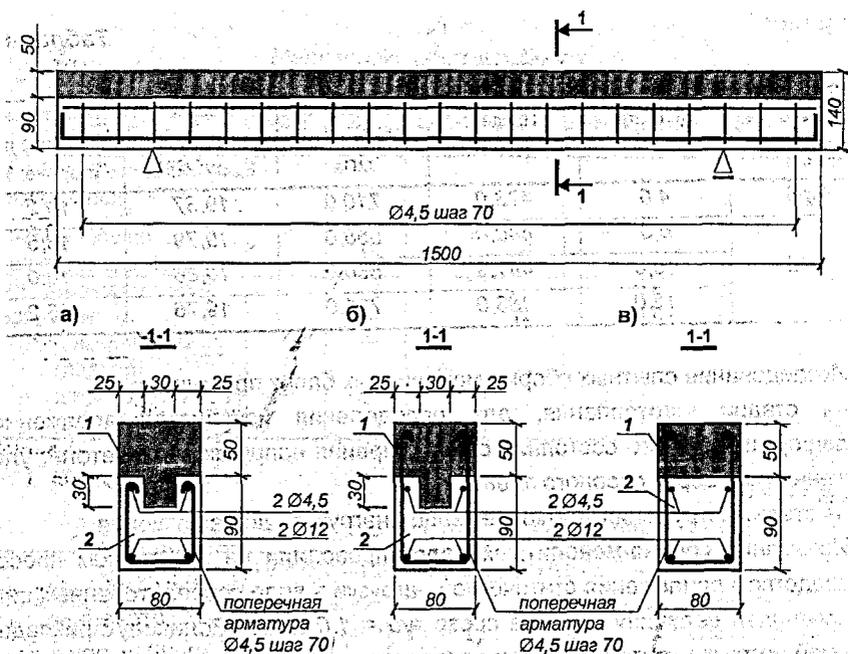


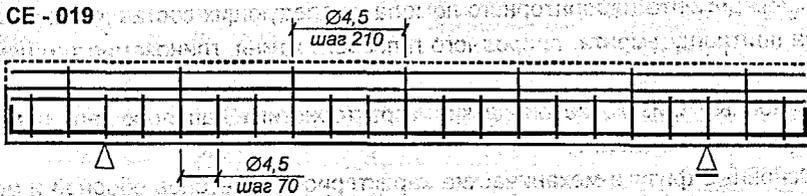
Рис. 2. Конструкция и схемы армирования опытных балок
 а) серия I; б) серия II; в) серия III;
 1 – монолитный слой из напрягающего бетона;
 2 – сборный элемент

Таблица 5.
 Краткая программа испытаний

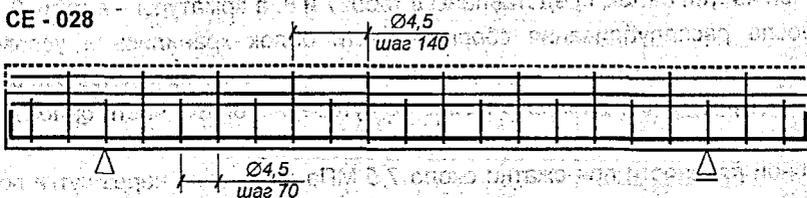
Серия балок	Группа	Обозначение балки	Сечение	Стыковое соединение			Марка по энергоактивности напрягающего цемента CE, Н/мм ²		
				ШП	Г	Армирование $\rho_{sw, J}$, %	2,5	3,0	4,0
I	A	CE 1a,b,c	1a	-	-	-	-	-	-
	B	CE 2a,b,c		-	-	-	-	-	-
	C	CE 3a,b,c		-	-	-	-	-	-
	D	CE 4a,b,c		-	-	-	-	-	-
II	A	CE 5a,b,c	1б	-	-	-	-	-	-
	B	CE 6a,b,c		-	-	-	-	-	-
	C	CE 7a,b		-	-	-	-	-	-
	D	CE 10a,b,c		-	-	-	-	-	-
	E	CE 11a,b,c		-	-	-	-	-	-
	F	CE 12,b,c		-	-	-	-	-	-
III	A	CE 019a,b,c	1а	-	-	-	-	-	-
	B	CE 028a,b,c		-	-	-	-	-	-
	C	CE 057a,b		-	-	-	-	-	-
	D	CE(s)019a,b,c		-	-	-	-	-	-
	E	CE(s)028a,b,c		-	-	-	-	-	-

Примечание: ШП – продольные шпонки; Г – гладкий плоский стык.

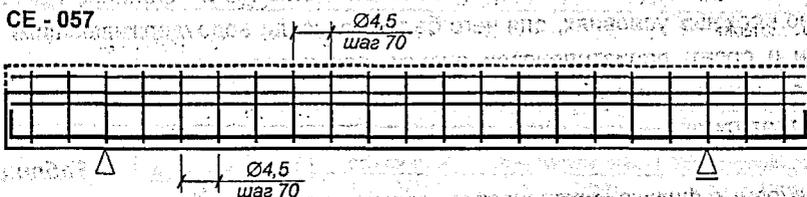
CE - 019



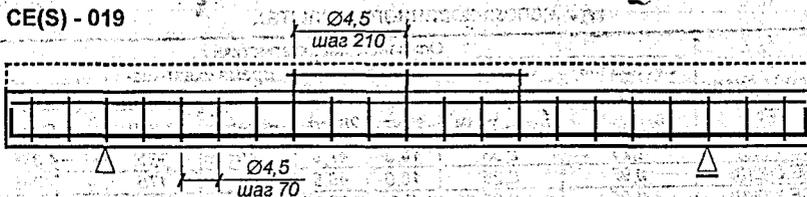
CE - 028



CE - 057



CE(S) - 019



CE(S) - 028

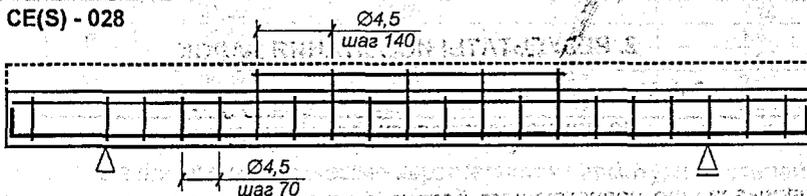


Рис. 3. Армирование стыкового соединения в балках серии II и III

Статические испытания были выполнены при постоянной длине пролета среза $a_v/d = 3,0$.

Для выполнения монолитной набетонки использовали бетоны на напрягающем цементе лабораторного помола из следующих составляющих: клинкера портландцемента, природного гипсового камня, глиноземистого цемента.

Основные физико-механические характеристики напрягающего цемента представлены в табл. 6.

Основные физико-механические характеристики бетонов сборной и монолитной частей балок, представлены в табл. 7 и 8, а арматуры – в табл. 9.

После распалубливания сборные части балок хранились в условиях, близких к нормальным: до 14 суток – хранение во влажных условиях, затем – в воздушно-сухих условиях. После 28 суток на сборные части балок добетонировали монолитную часть. При достижении монолитным бетоном начальной прочности при сжатии около 7,5 МПа (примерно через сутки после бетонирования), его ежедневно интенсивно увлажняли. Хранение выполняли во влажных условиях, для чего балку укрывали водоудерживающими матами и слоем полиэтиленовой пленки, для предохранения от высыхания. Перед испытаниями балку хранили в воздушно-сухих условиях не менее чем трое суток.

Таблица 6.

Основные физико-механические характеристики напрягающего цемента, использованного в опытах

Обозначение (марка) цемента	Основные характеристики						
	Свободное расширение, $\epsilon_{CE,w}$, %	Самонапряжение, $f_{CE,c}$, Н/мм ²	Прочность при сжатии, Н/мм ²		Время схватывания, мин.		Удельная поверхность, см ² /г
			1 сут.	28 сут.	начало	конец	
CE 1 (2,5)	1,21	2,53	14,3	47,0	40	135	4 338
CE 2 (3,0)	0,92	3,25	15,0	49,8	53	175	4 088
CE 3 (4,0)	4,91	4,00	7,0	39,8	48	135	4 184

2. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ БАЛОК

2.1. Исходное напряженное состояние образцов до приложения статической нагрузки

Использование напрягающего бетона в качестве монолитного слоя сборно-монолитной балки способствовало созданию собственного, исходного напряженного состояния в сечении составного элемента. Оно формировалось в период расширения напрягающего бетона и зависело при постоянной компоновке сечения от энергоактивности материала и соотношения во вре-

Таблица 7.

Основные физико-механические характеристики бетона сборной части балок (средние значения для групп испытанных балок)

Серия балок	Группа	Модуль упругости, $E_{cm} \cdot 10^{-3}$, Н/мм ²	Прочность, Н/мм ²		Деформация в пиковой точке	
			при сжатии $f_{c,cube}$	при растяжении $f_{ct,cube}$	сжатие $\epsilon_c \cdot 10^5$	растяжение $\epsilon_{ct} \cdot 10^5$
1	2	3	4	5	6	7
I	A	31,17	29,52	1,63	-	-
	B	32,25	33,40	2,71	-	-
	C	31,30	30,27	2,04	-	-
	D	27,26	27,43	1,81	-	-
II	A	28,30	30,11	1,91	218	13,7
	B	29,74	32,30	2,31	223	15,3
	C	28,36	30,20	2,18	187	18,2
	D	24,82	27,86	1,72	184	18,2
	E	23,71	28,97	1,58	187	20,4
	F	27,21	31,43	1,74	191	13,7
III	A	20,76	23,40	1,85	218	14,7
	B	27,80	32,71	1,82	221	18,2
	C	20,03	20,80	2,71	210	14,7
	D	34,21	41,14	2,24	221	21,3
	E	31,12	30,35	3,09	220	21,3

Таблица 8.

Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона монолитной части балок (средние значения для групп испытанных балок)

Серия балок	Группа	Модуль упругости, $E_{ce} \cdot 10^{-3}$, Н/мм ²	Прочность в свободном состоянии		Численное значение самонапряжения $f_{ce,ce}$, Н/мм ²
			при сжатии $f_{c,ce}$, Н/мм ²	при растяжении $f_{ct,ce}$, Н/мм ²	
I	A	31,25	30,50	2,10	2,07
	B	31,21	27,21	1,78	2,12
	C	30,78	28,20	1,81	3,31
	D	27,20	28,31	1,73	3,31
II	A	26,73	27,80	1,81	2,08
	B	26,41	28,30	1,87	2,10
	C	25,34	29,70	2,03	3,20
	D	20,71	31,03	2,07	2,12
	E	29,30	29,31	1,98	1,87
	F	34,31	32,41	2,08	1,92
III	A	31,25	34,60	2,55	2,18
	B	31,43	35,30	2,43	1,93
	C	30,87	35,75	3,18	1,97
	D	30,90	36,49	3,57	2,07
	E	30,20	30,10	2,93	2,03

Таблица 9.

Основные физико-механические характеристики арматурных стержней, использованных в опытных балках

Класс арматуры	Диаметр, мм	Предел текучести $f_{yk,m}$, Н/мм ²	Модуль упругости, $E_s \cdot 10^4$, Н/мм ²	Относительное удлинение при разрыве ϵ_s , %
A-III 34GS	12,0	443,94	19,86	18,30
A-0 St0 _s	4,5	258,33	19,97	17,34

мени интенсивности протекания процессов расширения и нарастания прочности структурных связей по контакту «монолитный – сборный элемент». На рис. 4 приведены зафиксированные в опытах значения деформаций бетона по верхним и нижним граням монолитной и сборной частей опытных балок. Разницу в продольных деформациях монолитной и сборной частей можно объяснить следующими причинами.

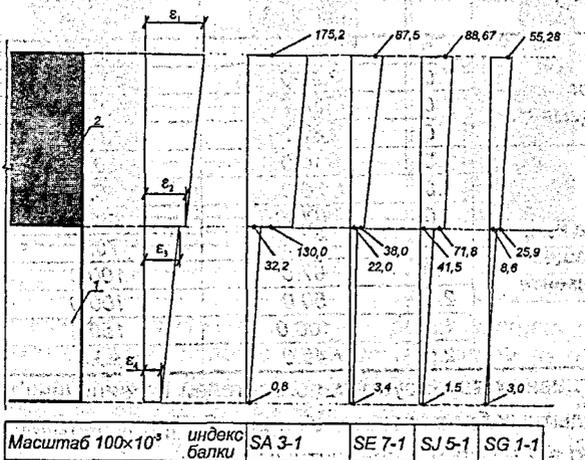
После укладки напрягающего бетона в материале активно развиваются два процесса – расширение и нарастание прочности. По контакту с поверхностью бетона сборной части балки связи, ограничивающие расширение монолитного бетона, формировались с течением времени, что способствовало в начальный период времени смещению набетонки относительно сборной части. После достижения напрягающим бетоном прочности 7.0-10.0 МПа сборная часть ограничивала деформации монолитного бетона и тем самым подвергалась внецентренному растяжению усилием (Т), приложенным по контактной плоскости. Монолитная часть балки испытывала внецентренное сжатие. В результате в монолитном слое действовали напряжения обжатия (самонапряжения), а весь опытный образец получал выгиб.

На необходимость определения напряженного состояния к моменту приложения статической нагрузки указывают как отечественные, так и зарубежные исследователи, отмечая, что вследствие разности деформаций монолитного и сборного бетонов в контактной плоскости развиваются весьма значительные по величине сдвигающие усилия, которые следует учитывать в расчете. Причиной появления таких сдвигающих усилий называются разные по величине деформации усадки и ползучести, а в нашем случае их появление вызвано разными деформациями бетонов вследствие расширения бетона монолитного слоя. Следует отметить, что к моменту стабилизации процесса расширения в сечениях опытных балок регистрировали деформированное состояние, противоположное тому, что имеет место при несовместной усадке бетонов монолитной и сборной части.

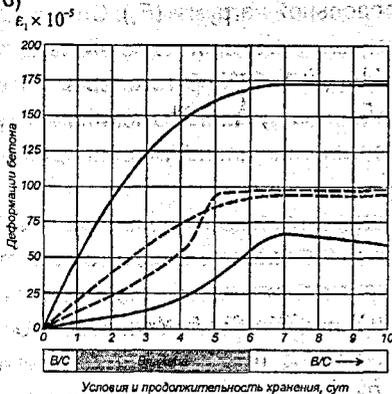
2.2. Результаты статических испытаний сборно-монолитных балок, выполненных в БГУ

Опытные балки испытывали сосредоточенными силами. Результаты испытаний даны в таблице 10.

а)



б)



в) ε₁ × 10⁵

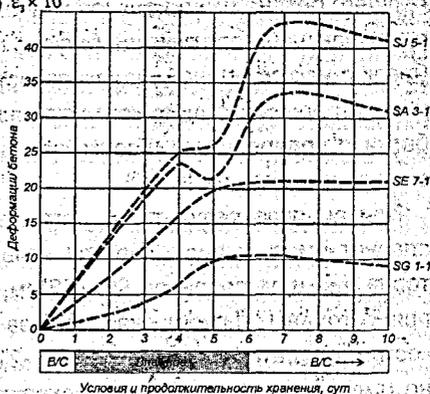


Рис 4. Деформации бетона самонапряженных сборно-монолитных балок с индексом S на 10 сутки по высоте сечения (а), по верхней грани монолитного слоя (б), по верхней грани сборного элемента (в) к моменту стабилизации процесса расширения.

1 – сборный элемент;

2 – монолитный слой из напрягающего бетона.

Таблица 10.

Результаты испытаний сборно-монолитных балок

Марка балки	Вид бетона монолитной части	a/d	Поперечная сила, кН		Характер разрушения
			появления наклонной трещины, $V_{сг}^{exp}$	разрушения, V_u^{exp}	
PG1-1	На портланд-цементе	1.0	87.5	137.5	По наклонному сечению, хрупко
PA4-1		1.0	75.0	137.5	
PI5-1		1.0	88.7	137.5	
PE7-1		1.0	87.5	137.5	
SG1-1	На напрягающем цементе	1.0	40.0	80.0	
SG1-2		2.0	20.0	40.0	
SA3-1		1.0	100.0	137.5	
SA3-2		2.0	50.0	70.0	
SI5-1		1.0	87.5	100.0	
SI5-2		2.0	50.0	100.0	
SE7-1		1.0	100.0	150.0	
SE7-2		2.0	45.0	90.0	

Влияние главных варьируемых показателей на величину предельной нагрузки для опытных балок показано на рис. 5. При испытании балок с пролетом среза $a/d = 1,0$ балки с монолитным слоем из обычного бетона показали одинаковую прочность, в то время как балки с монолитным слоем из напрягающего бетона имели разное значение предельной нагрузки (F_u). Снижение разрушающей нагрузки для балки с гладким контактом составило -42% , для балок с искусственной шероховатостью контакта -27% . В тоже время при наличии армированного контакта разрушающая нагрузка не изменилась, а у балки с поперечными шпонками, выполненными на длине участка сдвига, она увеличилась на 9% .

При анализе результатов нагружения балок с пролетом среза $a/d = 2,0$ следует иметь в виду, что при испытаниях было увеличено расстояние от торца балки до опоры до $80..180$ мм, в результате чего часть армирования и прямоугольных шпонок оказалось за опорой и поверхность контактной плоскости в пролете среза балок SG 1-2, SA 3-2, SE 7-2 на значительной длине не имела конструктивной шероховатости. Дополнительные конструктивные элементы на концевых участках балок воспринимали сдвигающие усилия и увеличили разрушающую нагрузку по сравнению с балкой SG 1-2 ($F_u = 80,0$ кН) в $1,75$ раза (балка SA 3-2 с армированным контактом) и в $2,25$ раза (балка SE 7-2 с поперечными шпонками). Исключение составили балки, у которых изменилась только величина пролета среза: с гладкой поверхностью контакта – балка SG 1-2 показала снижение предельной нагрузки в 2 раза, а с искусственной шероховатостью контактной плоскости – балка SJ 5-2 не изменила значения предельной нагрузки.

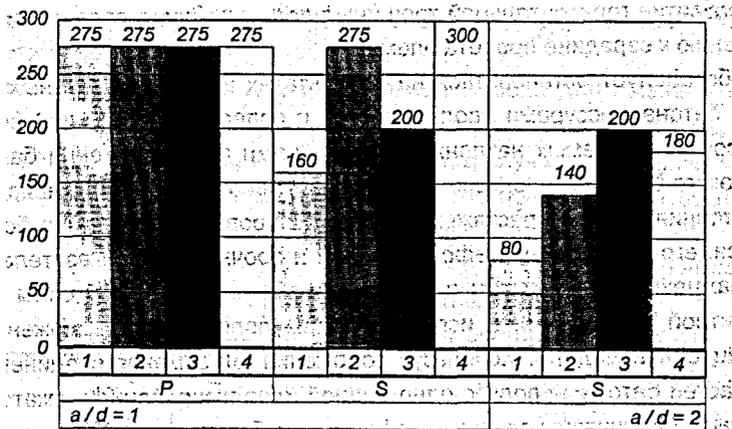


Рис. 5. Сопоставление опытных значений разрушающей нагрузки сборно-монолитных балок с монолитным слоем из обычного (P) и напрягающего (S) бетона с различными характеристиками поверхностей контактной поверхности:

- 1 – гладкая; 2 – армированная;
- 3 – искусственная шероховатость; 4 – поперечная шпонка.

Анализ характера развития горизонтальных трещин по контактной плоскости в балках SA 3-2 и SE 7-2 показал, что они в процессе нагружения развивались к центру пролета балки и появлялись на приопорном участке (участке сдвига) только при достижении предельной нагрузки, когда монолитная и сборная части сечения на значительной длине пролета работали раздельно.

Анализ деформаций бетона вдоль контактной плоскости в монолитной и сборной частях балки SE 7-2 показывают, что они работали раздельно еще до достижения предельной нагрузки. В то же время в балках SJ 5-2 и SG 1-2 расслоение по контакту регистрировали только в предельной стадии. Не менее показательными в этом отношении являются и графики деформаций бетона верхней сжатой грани монолитной части и нижней растянутой грани сборной части сборно-монолитных балок SG 1-2 и SE 7-2.

Следует отметить еще одну особенность трещинообразования опытных балок – различное количество наклонных трещин развивавшихся в сборной и монолитной частях опытных образцов (например, балка SA 3-2). При этом суммарная ширина раскрытия наклонных трещин в сборной части примерно соответствует раскрытию одной-двух трещин в монолитной части сечения. Как правило, во всех испытанных балках наклонные трещины, пересекая сборную часть сечения достигали контактной плоскости, а далее наблюда-

лось развитие горизонтальной трещины вдоль стыкового соединения по направлению к середине пролета элемента.

Особо следует остановиться на результатах измерения главных деформаций бетона мессурами вдоль (сжатие) и поперек (растяжение) бетонных подкосов, выделяемых наклонными трещинами при нагружении балки. Работа такого бетонного подкоса происходит в условиях плоского напряженно-состояния «сжатие-растяжение». Прогнозирование поведения бетонного подкоса, его предельных деформативных и прочностных показателей является важнейшим элементом в описании работы приопорной зоны сборно-монолитной конструкции с использованием положений предложенной деформационной модели. Используя положения [6], заменяя соединенный из двух частей бетонный подкос одно родной идеализированной сжатой призмой, были рассчитаны главные деформации бетона и нанесены на рис. 6, показывающие изменение главных деформаций в процессе нагружения. Распределение расчетных главных деформаций достаточно близко совпадает со средними опытными значениям тех же деформаций при различных конструктивных решениях стыкового соединения.

В таблице 14 приведено сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок для испытанных балок. Расчетные значения предельных нагрузок определены прямым расчетом в соответствии с положениями главы 2 настоящей работы по предложенному упрощенному методу эквивалентной заменяющей балки (см. раздел 2.4.2).

Как следует из результатов испытаний исходное напряженно-деформированное состояние от расширения напрягающего бетона монолитной части оказало влияние на характер образования наклонных трещин. Для сборно-монолитных балок, имевших контактное соединение на середине высоты сечения, т.е. в месте действия максимальных касательных напряжений (из расчета по упругой схеме до образования трещин), наклонная трещина имеет одинаковую вероятность образования, как в сборном элементе, так и в монолитном бетоне. Однако, практически во всех испытанных балках, наблюдали появление наклонных трещин в сборной части сечения вблизи контакта.

Это связано с тем, что на стадии расширения напрягающего бетона монолитная часть получила самоупреждения сжатия, в то время как сборный элемент подвергался внецентренному растяжению. Это приводило к тому, что верхняя контактная зона сборного элемента оказывалась растянутой еще до приложения нагрузки. Такое распределение напряжений и деформаций по высоте составного сечения необходимо учитывать в расчете, как

это предлагается в соответствии с положениями, изложенными в главе 2 настоящей работы.

В расчетных уравнениях деформационной модели для наклонных сечений в общем случае следует учитывать продольные деформации $\epsilon_{x,CE}$, вызванные расширением монолитной набетонки. В случае испытанных сборно-монолитных балок продольные деформации, не превышавшие $50 \cdot 10^{-5}$, несущественно повлияли на величину предельной поперечной силы.

Таблица 11.

Сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок для сборно-монолитных балок

Серия	Группа	Обозначение балок	Средний угол наклона, θ , град	Предельная нагрузка $P_u = 2 \cdot V_{sd,u}$, кН				$\frac{V_{sd,exp}}{V_{sd,calc}}$		
				Опытная, $P_{u,exp}$	Расчетная, $P_{u,calc}$			п. (6) п. (5)	п. (7) п. (5)	п. (8) п. (5)
					по методу заменяющей балки ф. (2.106). (2.219)	с использованием графиков, рис. 2.14	по методу ферменной аналогии [97] СНБ 5.03.01			
P	G	PG 1-1	50,1	275,0	191,56	152,30	147,20 ¹⁾	1,430	1,805	1,860
	A	PA 3-1	57,0	275,0	197,80	168,70	154,70	1,390	1,630	1,780
	I	PI 5-1	51,0	275,0	198,70	194,18	167,20	1,380	1,420	1,640
	E	PE 7-1	55,0	275,0	203,70	201,20	218,70	1,350	1,370	1,370
S	G	SG 1-1	-	160,0	182,80	173,30	137,25	0,875	0,923	1,165
		SG 1-2	44,0	80,0	63,20	57,40	109,02	1,265	1,390	0,734
	A	SA 3-1	50,0	300,0	191,70	184,70	169,40	1,560	1,620	1,770
		SA 3-2	43,0	140,0	148,70	121,70	128,40	0,941	1,150	1,090
	I	SI 5-1	50,0	200,0	183,20	132,40	155,94	1,090	1,510	1,280
		SI 5-2	44,6	178,0	176,80	138,30	118,37	1,000	1,290	1,503
	E	SE 7-1	50,0	300,0	191,20	197,30	214,28	1,570	1,520	1,400
		SE 7-2	44,0	180,0	176,80	160,20	147,54	1,010	1,120	1,220
среднее								1,061	1,200	1,200

Примечание: ¹⁾ предельные значения перерезывающих сил определены по СНБ 5.03.01 [97] при $a_s < 2,5 \cdot d$ по формуле:

$$V_{rd} = V_{rd,cr} + A_{sw} \cdot f_{ywd}$$

где $V_{rd,cr} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_{lk})] \cdot b_w \cdot d$

$$\text{при } \tau_{Rd} = 0,1 \cdot \sqrt{f_c}$$

принимая прочностные характеристики составной заменяющей призмы:

$$f_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\sin \theta \cdot (\cos \theta - \mu \cdot \sin \theta)}$$

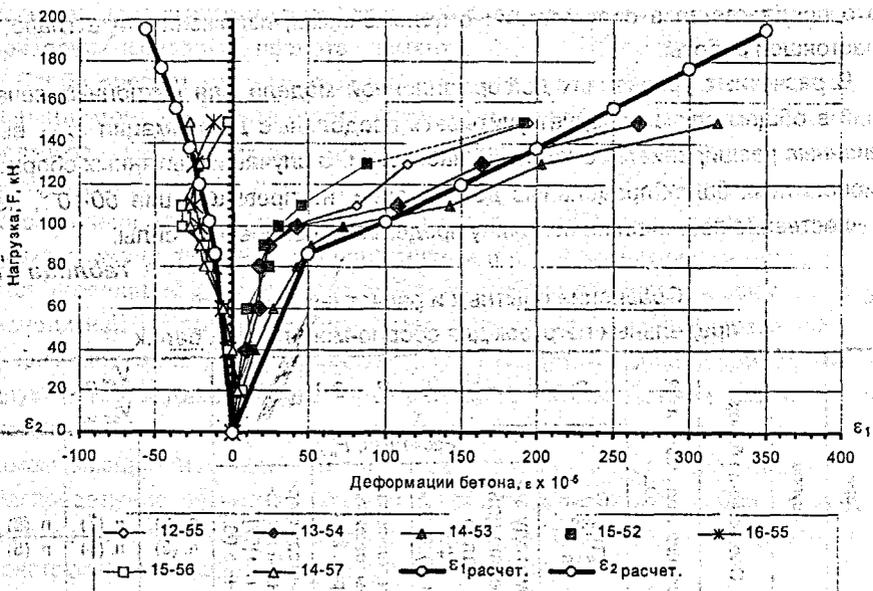


Рис. 6. Сравнение опытных и расчетных средних значений главных деформаций для балки SE 7-2

2.3. Результаты статических испытаний сборно-монолитных балок, выполненных в Люблинской Политехнике

При монотонно возрастающей нагрузке все испытанные балки имели примерно одинаковую морфологию образования и развития трещин в начальной фазе нагружения. При нагрузке $P_{cr} = 15.20$ кН образовывались нормальные трещины в пролете в зоне чистого изгиба. Их количество составляло от 3 до 5, а начальная ширина их раскрытия не превышала $w_k = 0,05$ мм. Возрастание нагрузки приводило к быстрому развитию образовавшихся трещин по высоте сечения по направлению к стыковому соединению, и при очередном этапе нагружения нормальные трещины достигали контакта, где наблюдалось их торможение. Эффекты, связанные с торможением развития нормальных трещин в сборно-монолитных элементах с монолитной частью из напрягающего бетона подробно проанализированы в работах. В выполненных исследованиях, как и в работах наблюдали, что дальнейшее возрастание нагрузки не приводило к развитию нормальных трещин в монолитный бетон. При этом их ширина раскрытия практически не изменялась, в

тоже время по длине балки образовывались новые трещины, перемещавшиеся по направлению к опорам. При нагрузке $P_{crh} = 30..40$ кН в средней части по высоте составного сечения образовывались наклонные трещины, которые развивались как к опоре, так и к контакту. Достигая контакта они, как правило, развивались вдоль его, а затем уходили в монолитный бетон по направлению к силе. Как и в балках, описанных ранее, при испытаниях наблюдали образование горизонтальных трещин в стыковом соединении.

Длина горизонтального участка трещины зависела от конструкции стыкового соединения. В случае, когда балки имели неармированный контакт (при помощи продольной шпонки, серия I) участок горизонтального развития трещины был максимальным, в то время как в балках с $\rho_{sw,l} = 0,57\%$ (что соответствовало коэффициенту армирования сборной части сечения) горизонтального участка практически не наблюдали. Образование и раскрытие горизонтальной трещины приводило к тому, что на этих участках сборная и монолитная части балки работали раздельно, что регистрировалось измерительными приборами, которые при нагрузке близкой к предельной ($0,78-0,9 P_u$) фиксировали наличие сжатой зоны как в сборном элементе, так и монолитном бетоне. В предельном состоянии регистрировали следующие схемы (случаи) разрушения опытных балок:

- 1) разрушение в результате среза по наклонному сечению;
- 2) разрушение сопровождающееся раскрытием стыкового соединения, а затем достижением текучести в продольной рабочей арматуре.

Величины предельных разрушающих нагрузок представлены в табл. 12.

Как видно из табл. 12 и обобщения результатов испытаний представленного на рис. 7, наибольшую предельную нагрузку воспринимали балки с $\rho_{sw,l} = 0,57\%$ (соответствовавшему поперечному армированию сборной части сечения), а наименьшую — балки с неармированным стыком, имевшие продольные шпонки. Размещение поперечной арматуры в стыковом соединении в средней части пролета не повлияло на величину предельной нагрузки, воспринимаемой балкой. В тоже время существенное влияние как на характер разрушения, так и на величину предельных усилий оказало изменение количества поперечной арматуры, пересекавшей стык в продольной зоне балки. Так, в рамках только одной серии III увеличение коэффициента армирования от $\rho_{sw,l} = 0,19\%$ до $\rho_{sw,l} = 0,57\%$ привело к возрастанию предельного усилия на 20%.

Анализируя результаты испытаний, отметим, что обращает на себя внимание следующее явление, сопутствующее развитию критической наклонной трещины.

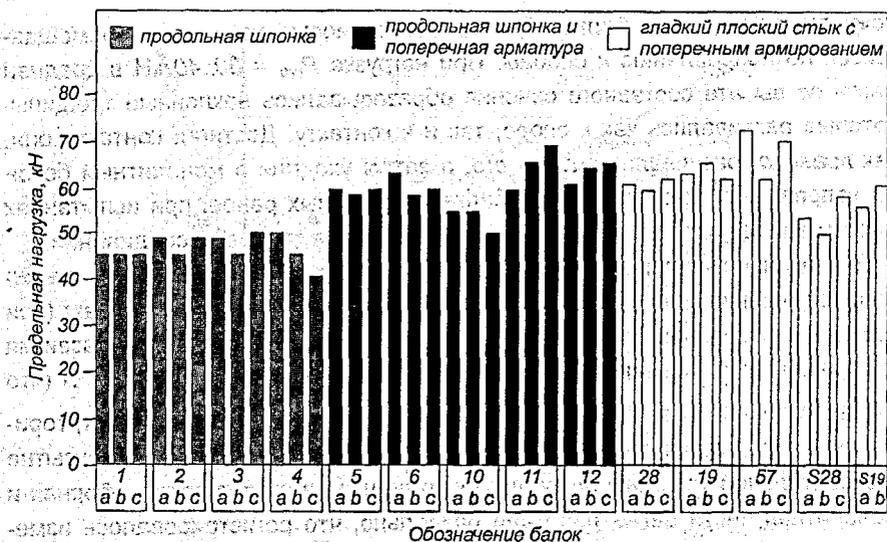


Рис. 7. Обобщение результатов испытаний опытных балок I, II и III серий

Как уже было отмечено выше, при анализе результатов испытаний балок серии P и S, образующая трещина в сборной части сечения развивается вдоль плоскости контакта по направлению к середине балки. Это некоторым образом противоречит классическим представлениям теории составных стержней. Согласно этой теории касательные напряжения в плоскости стыкового соединения достигают максимальных значений на концевых участках балки и при достижении предельного сопротивления сдвигу следует ожидать появления трещины именно на этих участках. Однако, только в некоторых из испытанных балок наблюдали образование горизонтальной трещины на концевом участке стыкового соединения и на стадии, соответствующей разрушению, после того как горизонтальная трещина образовывалась в среднем участке пролета балки. Необходимо отметить, что аналитическое явление регистрировали и при испытании балок серии S и P с пролетами среза $a/d = 1; 0; 2, 0$, описанных в разделе 2.1.

Анализируя это явление, следует возвратиться к схемам усилий, действующим в сборно-монолитной балке в районе стыкового соединения. Как следует из рассмотрения условия равновесия усилий в сборной и монолитной части сечения (даже при принятом допущении о равной величине вертикальной деформации ε_y) действуют различные результирующие усилия N_y , зависящие от количества поперечной арматуры, располагаемой в составляющих частях сечения. Так, при равной величине

ставляющих частях сечения. Так, при равной величине деформации $\varepsilon_{y(m)}$ = $\varepsilon_{y(p)}$ напряжения в поперечной арматуре составляет:

$$\begin{aligned} \text{для сборной части:} \quad N_{sy(p)} &= \varepsilon_{y(p)} \cdot E_s \cdot A_{sw(p)} \\ \text{для монолитной части:} \quad N_{sy(m)} &= \varepsilon_{y(m)} \cdot E_s \cdot A_{sw(m)} \end{aligned} \quad (1)$$

Очевидно, что при различных количествах поперечной арматуры $A_{sw(p)} \neq A_{sw(m)}$ разность в усилиях в месте изменения армирования должна быть воспринята стыковым соединением. Таким образом, растягивающее усилие, воспринимаемое стыковым соединением составляет:

$$\Delta N_{j,l} = N_{sy(p)} - N_{sy(m)} \quad (2)$$

Как видно из формулы (2) с увеличением количества поперечной арматуры в стыке это усилие уменьшается и при $A_{sw(p)} = A_{sw(m)}$ становится равным нулю. Так при $\rho_{wj} = \rho_{sw(p)} = 0,57\%$ разрушение балок происходило без образования горизонтальных трещин в стыковом соединении. В то же время анализ показывает, что при среднем угле наклона $\theta = 43,7^\circ$ и главных напряжениях $\sigma_2 = 4,27 \text{ Н/мм}^2$ и $\sigma_1 = 1,23 \text{ Н/мм}^2$ дополнительные растягивающие напряжения в элементах без поперечного армирования стыка ($A_{sw(m)} = 0$) составляют около $\sigma_{yt} = 1,64 \text{ Н/мм}^2$ уже при 50-60% от предельной нагрузки, что ведет к образованию горизонтальной трещины ($\sigma_y = 1,64 \text{ Н/мм}^2 > f_{ct,j} = 1,32 \text{ Н/мм}^2$, где $f_{ct,j}$ — прочность на растяжение стыкового соединения для данных балок установленная раскалыванием сборно-монолитных цилиндров). Таким образом, при выполнении сборно-монолитных конструкций с гладкими стыками следует размещать поперечное армирование в контакте таким образом, чтобы оно являлось продолжением основного поперечного армирования сборного элемента. Величины предельных нагрузок для опытных балок представлены в табл. 12.

На рис. 8–10 в графической интерпретации представлено сравнение опытных и расчетных величин предельных поперечных сил, установленных расчетом в соответствии с положениями, изложенными в [6]. При этом на графиках представлены расчетные результаты, полученные прямым решением системы уравнений метода заменяющей балки (например рис. 8а) и с использованием графиков, приведенных в [6] для определения коэффициента эффективности β и угла наклона диагональной полосы θ в зависимости от продольных деформаций элемента и уровня касательных напряжений. Как видно из рис. 8а, б, применение прямого метода при расчете проанализированных балок с пролетом среза $a/d = 3,0$ дает среднее соотношение опытных и расчетных предельных нагрузок $\lambda = 1,36$ при коэффициенте вариации $V_\lambda = 12,7\%$, в то время как использование графических зависимостей позволяет

получить отношение $\lambda = 1.69$ при меньшем коэффициенте вариации $V_x = 9.6\%$. Как видно, упрощенный метод позволяет производить расчет с ощутимым запасом при нижнем значении $V_{Sd,exp}/V_{Sd,calc}$ на уровне 1.5.

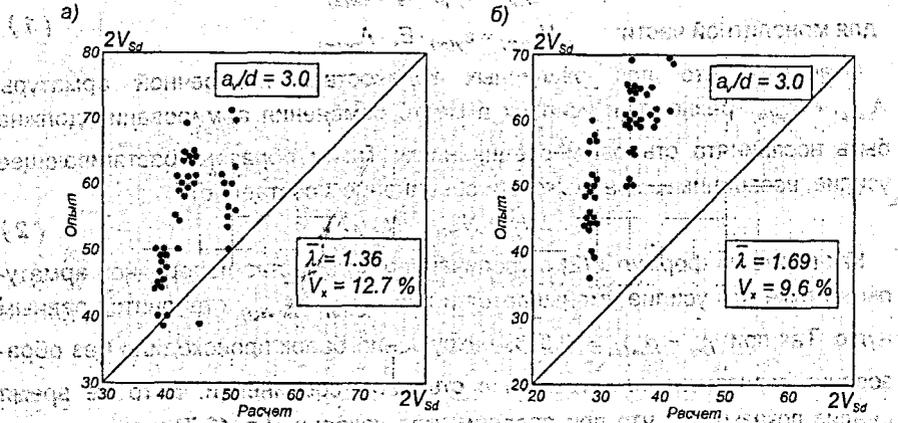


Рис. 8. Сравнение опытных и расчетных величин предельных нагрузок для балок, испытанных с пролетом среза $a/d = 3.0$

- а) по уравнениям метода заменяющей балки;
 б) то же с использованием графиков рис. 2.14.

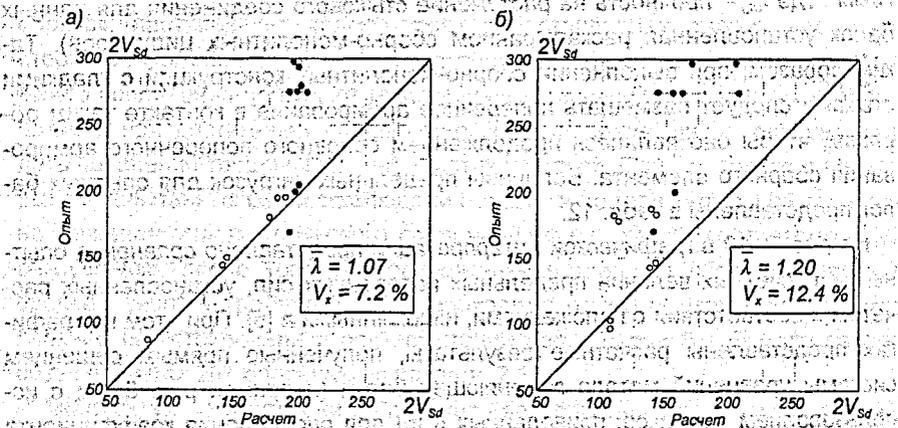


Рис. 9. Сравнение опытных и расчетных величин предельных нагрузок для балок, испытанных с пролетом среза $a/d = 1.0$ (○) и $a/d = 2.0$ (□)

- а) по методу заменяющей балки;
 б) по методу ферменной аналогии [97] с учетом прочностных характеристик для заменяющей балки

Таблица 12.

Сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок на балки

Серия балок	Группа	Обозначение балки	Предельная нагрузка $P = 2 \cdot V_{sd,u}$, кН				$\frac{V_{sd,u,exp}}{V_{sd,u,calc}}$		Средний угол наклона критической трещины θ , град	
			опытная $P = 2 \cdot V_{sd,exp}$, кН		расчетная $P = 2 \cdot V_{sd,calc}$, кН		п. 6 п. 5	п. 5 п. 7		
			по балке	средняя по группе	по методу заменяющей балки	то же с использованием графиков				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
I без армирования стьки	A	CE-1a	45,0							
		CE-1b	45,0	45,0	38,12	28,12	1,180	1,600	44,2	
		CE-1c	45,0							
	B	CE-2a	49,0							
		CE-2b	45,0	47,3	39,21	29,07	1,210	1,627	43,6	
		CE-2c	48,0							
	C	CE-3a	48,0							
		CE-3b	45,0	47,7	39,18	29,00	1,220	1,640	43,9	
		CE-3c	50,0							
	D	CE-4a	50,0							
		CE-4b	45,0	45,0	38,10	28,00	1,180	1,607	44,1	
		CE-4c	40,0							
II	A	CE-5a	60,0							
		CE-5b	58,0	59,3	42,40	35,30	1,398	1,679	43,6	
		CE-5c	60,0							
	B	CE-6a	63,0							
		CE-6b	58,0	60,3	42,40	35,30	1,420	1,708	44,6	
		CE-6c	60,0							
	C	CE-7a	36,5	38,25	38,12	28,12	1,000	1,360	42,20	
		CE-7b	40,0							
	D	CE-10a	55,0							
		CE-10b	55,0	53,30	42,40	35,30	1,257	1,509	44,40	
		CE-10c	50,0							
	E	CE-11a	60,0							
CE-11b		65,0	64,70	42,40	35,30	1,525	1,832	44,50		
CE-11c		69,0								
F	CE-12a	60,0								
	CE-12b	64,0	63,00	42,40	35,30	1,485	1,784	43,90		
	CE-12c	65,0								
III	A	CE-019a	63,0							
		CE-019b	65,0	63,00	43,70	37,60	1,440	1,820	44,70	
		CE-019c	61,0							
	B	CE-028a	60,0							
		CE-028b	59,5	60,50	48,21	37,94	1,254	1,617	44,25	
		CE-028c	62,0							
	C	CE-057a	72,0							
		CE-057b	62,0	68,00	50,21	42,30	1,354	1,607	42,63	
		CE-057c	70,0							
	D	CE(s)-019a	55,0							
		CE(s)-019b	60,0	57,50	38,40	28,50	1,497	2,020	43,60	
		CE(s)-019c	57,5							
E	CE(s)-028a	53,0								
	CE(s)-028b	50,0	53,50	38,40	28,50	1,393	1,877	44,13		
	CE(s)-028c	57,5								

 $\lambda_{cp} = 1,357; V_u = 9,6\%$

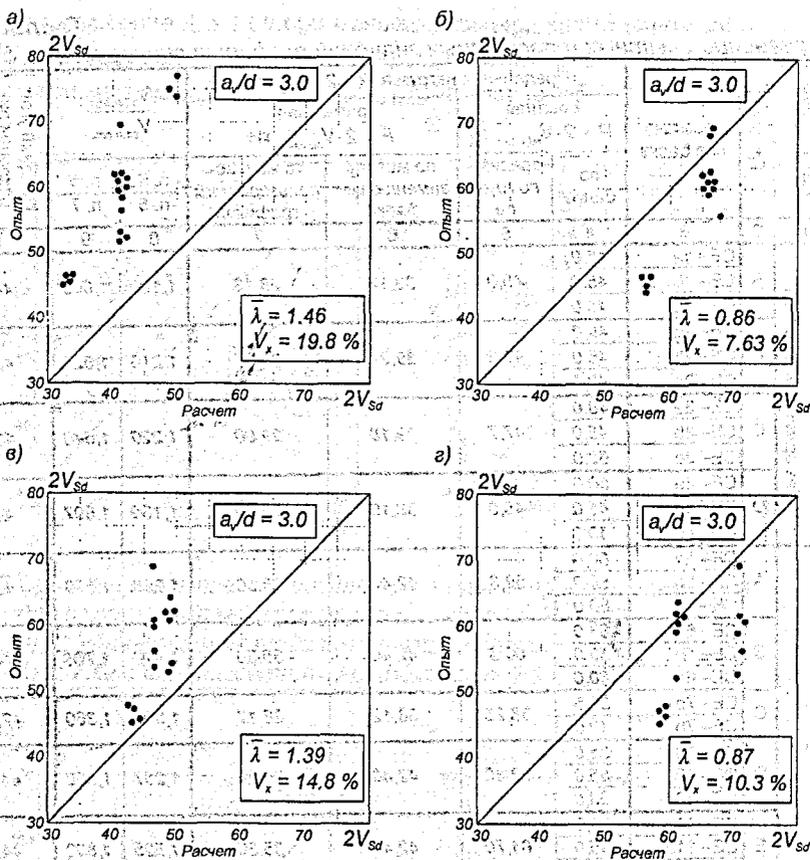


Рис. 10. Сравнение средних значений (по сериям) опытных и расчетных предельных нагрузок для сборно-монолитных балок, испытанных с пролетом среза $a/d = 3.0$

- а) по методике Пособия [10];
- б) по методике проф. К. Домбровского [11];
- в) по методике ЕС-2 [12];
- г) по методике проф. А.Б. Голышева [13].

Достаточно хороший результат дает прямой расчет по методу заменяющей балки и при пролете среза $a/d = 2.0$. В этом случае среднее соотношение λ приближается к 1.07 при коэффициенте вариации $V_x = 7.2\%$. Для сравнения был произведен расчет балок с пролетом среза $a/d = 2.0$ в соответствии с положениями ферменной аналогии в изложении СНБ 5.03.01-98. При этом расчетные характеристики для сжатого подкоса принимались из расчета за-

меняющей призмы, как это предложено в [6]. Как следует из рис. 9б, расчет дал достаточно хороший для этого метода результат $\lambda = 1.20$ при $V_x = 12.4\%$.

Как видно из графиков, показанных на рис. 9а, б, наихудшее совпадение опытных и расчетных предельных нагрузок наблюдается для балок, испытанных с пролетом среза $a/d = 1.0$. Следует отметить, что предложенный метод расчета, базирующийся на положениях модифицированной теории полей сжатия [8], не учитывает в должной мере эффектов, возникающих при испытаниях элементов с коротким пролетом среза, в частности передачи усилий, действующих в сжатой полосе между диагональными трещинами непосредственно на опору. Этот недостаток метода достаточно подробно проанализирован в монографии [9]. Как видно из рис. 9б и метод ферменной аналогии для случая расчета коротких элементов дает ощутимые запасы.

Предельные нагрузки, полученные в опытах при испытаниях с пролетом среза $a/d = 3.0$ сравнивали с результатами расчетов по другим наиболее известным методикам (рис. 10):

- а) по методике Пособия [10];
- б) по методике проф. К. Домбровского [11];
- в) по методике Eurocode-2 [12];
- г) по методике проф. А.Б. Голышева [13].

Как видно из представленных на рис. 10 графических данных наименее надежными являются расчетные методы [10] и [13], основанные на традиционном методе сечений в изложении СНиП 2.03.01-84*. Методика Пособия [10], основанная на методе сечений, но использующая процедуру перебора расчетных ситуаций, дает достаточно надежный результат ($\lambda = 1.46$ при $V_x = 12.8\%$), не существенно отличающийся от расчета по методике ферменной аналогии согласно ЕС-2 [12]. Вместе с тем, ни один из представленных методов не только не позволяет произвести оценку параметров напряженно-деформированного состояния, но и достоверно спрогнозировать случаи разрушения составной конструкции.

ВЫВОДЫ

1. Испытания, выполненные на стадии твердения напрягающего бетона монолитной части, показали, что в результате его расширения в условиях ограничения деформаций сборным элементом в составном сечении формировалось напряженно-деформированное состояние, характеризующееся самоупрежением набетонки (при ее внецентренном обжатии) и внецентренным растяжением сборного элемента. Самонапряжение сборно-монолитного сечения полностью подчиняется закономерностям, установленным в работах [92].

2. При испытании сборно-монолитных балок с пролетом среза $a/d = 1.0$ наблюдали разрушение при выделении и раздавливании сжатого подкоса, проходившего от груза к опоре. При этом разрушение сжатого подкоса наступило в результате (для гладких стыков) или сопровождалось (для других видов контактной поверхности) образованием горизонтальных трещин, развивавшихся вдоль стыкового соединения. Образование горизонтальных трещин различной длины, ориентированных вдоль стыкового соединения и развивавшихся к середине пролета балки, наблюдали практически во всех опытах, за исключением балок, имевших в плоскости контакта количество арматуры, равное площади поперечной арматуры в сборной части сечения. Только для таких балок, у которых армирование стыка являлось продолжением поперечной арматуры в сборном элементе, не наблюдали появления горизонтальных трещин в стыке. При этом предельная нагрузка на такие балки оказалась наибольшей. Таким образом при проектировании сборно-монолитных балочных элементов с контактом, располагаемым близко к середине полной высоты элемента, контактное соединение следует выполнять армированным. При этом арматура стыкового соединения должна являться продолжением поперечной арматуры в сборном элементе.

3. Предложенный деформационный метод расчета [6], использующий для сжатой диагональной полосы трансформированную диаграмму деформирования, полученную с использованием предельного сопротивления составной призмы с наклонным стыком, позволяет производить расчет параметров напряженно-деформированного состояния приопорной зоны сборно-монолитного элемента при совместном действии изгибающего момента и перерезывающей силы, определять предельные значения перерезывающих сил и случай (характер) разрушения наклонного сечения.

4. Сравнение опытных и расчетных результатов показывает, что предложенный расчетный метод дает достаточно хорошее надежное совпадение с экспериментом для балок, испытанных с пролетом среза $a/d = 2.0; 3.0$. В случае коротких пролетов среза $a/d = 1.0$ наблюдаются наибольшие отклонения в результатах расчета от данных опытов. Это связано с тем, что предложенный метод, опирающийся на модифицированную теорию полей сжатия, в недостаточной мере учитывает специфику сопротивления приопорной зоны элементов с короткими пролетами среза – схему передачи усилия непосредственно на опору через сжатый подкос. Однако, по сравнению с другими известными методами, предложенный метод показывает физический смысл явлений в приопорной зоне, является достаточно простым и обеспечивает необходимую точность расчетов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. M. Król, W. Tur, A. Kondratczyk. Beton ekspansywny do stosowania w budownictwie. Katalog napraw i wzmocnień. Lublin-Brześć, 1997 – 101 s.
2. Кардумян Г.С., Басов В.С. Кондратчик А.А., Тур В.В. Напрягающий бетон в строительстве. Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии: Сб. тр. междунар. научн.-практ. конф./ Под ред. Блещика Н.П. – Мн.: Технопринт, 2000 – с. 103–111.
3. Тур В. В. Самонапряженные сборно-монолитные железобетонные конструкции зданий и сооружений: Автореф. ... д. техн. наук: 05.23.01/БГПА, Минск., 1999. – 39 с.
4. Тур В.В., Кондратчик А.А., Малыха В.В. Применение деформационных методов при расчёте железобетонных конструкций, работающих на срез. Материалы междунар. науч.-практич. конф. Бетон и железобетон в третьем тысячелетии/ Ростовский ГСУ – Ростов-на-Дону.: 2000 – с. 330-345.
5. Тур В. В., Кондратчик А. А., Кондратчик Н. И. Применение метода ферменной аналогии при расчете на срез сборно-монолитных изгибаемых элементов. // Эффективные архитектурно-строительные системы зданий и сооружений, современные технологии и материалы. Под ред. Мордича А. И. – Мн., редакция ж-ла "Тыздзень", 1998 – с. 92-98
6. Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И., Тур В.В. Деформационный расчет прочности наклонных сечений самонапряженных сборно-монолитных балок.// Вестник БГТУ – Строительство и архитектура, 2001, №1 (7) – с. 15-19
7. Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И. Расчет железобетонных конструкций на действие поперечной силы по СНБ 5.03.01-98./ Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: 6 –ой международный научн.-метод. Семинар Минск 17-20 декабря 2000 г./ Беларус. Политех. академия. – Минск, 2000 – 8 с.
8. Collins, M.P., Mitchell, D., Adegbar, P., and Vecchio, F.J. (1996). "General Shear Design Method." ACI St. J., v. 93, no.1, Jan.-Feb.1996, pp. 36-45.
9. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил. – Брест: Изд. БГТУ, 2000 – 400 с.
10. Пособие по проектированию сборно-монолитных конструкций/ Госстрой СССР – М.: Стройиздат, 1989 – 73 с.
11. Dąbrowski K. Nośność i rasoodporność strefy przypodporowej belek żelbetowych/ Zeszyty Naukowe Politechniki Warszawskiej, Warszawa., 1967 – s. 78-93.
12. Eurocode No 2 (1991): Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings, Commission of the European Communities, ENV 1992-1-1, Dec. 1991, p.253.
13. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций/ НИИСК Госстроя СССР (под ред. проф. А.Б. Голышева). – Киев; Будівельник, 1982 – 152 с.