

РАСЧЕТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ПОПЕРЕЧНЫХ СТЫКОВ ПЛИТ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ

Р.Т. АКБИЕВ, канд. техн. наук,
А.А. ГАСИЕВ, Т.В. МОРОЗОВА, аспиранты,
А.В. ГОРНОСТАЕВ, гл. специалист
(ЦНИИП градостроительства РААСН, Москва)

Приведены результаты комплексных расчетно-экспериментальных исследований поперечных стыков плит перекрытий безопалубочного формования, выпускаемых на заводе ООО «МАГИС» (с. Майма, Республика Алтай). Полученные результаты статических и динамических испытаний свидетельствуют о высокой конструктивной надежности таких стыков, а также возможности регулирования их несущей способности и податливости за счет изменения класса бетона и параметров армирования.

армирование, динамические нагрузки, плиты безопалубочного формования, перекрытия, поперечные стыки, сдвиг, сейсмостойкость, статическое нагружение, экспериментальные исследования

Предварительно напряженные железобетонные многопустотные плиты перекрытий стенового безопалубочного формования находят все более широкое применение в строительстве из-за таких достоинств, как высокое качество и приемлемые технико-экономические показатели. Широкому применению таких конструкции в районах повышенного риска до настоящего времени препятствовало отсутствие типовых, экономичных и проверенных экспериментальным путем технических решений по стыкам (узлам) соединений.

Основным требованием современных норм по конструктивной надежности (механической безопасности) и сейсмостойкости сооружений является необходимость создания «жесткого диска перекрытий». Применительно к поперечным стыкам пустотных плит, произведенных в инвентарной опалубке, предполагается традиционное устройство диска перекрытий как железобетонного антисейсмического пояса с соединением арматурных выпусков из смежных плит [1].

В плитах, изготовленных, например, на оборудовании ЕСНО традиционное решение шпоночного соединения невозможно, в связи с чем конструкторами-строителями предлагаются новые решения, когда стык выполняется из монолитного бетона как шпоночное соединение, устраиваемое в отверстиях пустотных плит (рис.1).

В соответствующем стандарте организации [2] изготовление поперечных стыков в построечных условиях возможно путем реализации различных сочетаний, при сочетании следующих ниже перечисленных факторов:

- класс бетона для заполнения шпонки варьируется от В20 до В40 (и выше);
- глубина заложения шпонки в плиты перекрытий от 120 до 460 мм (возможны варианты изготовления на боль-

шую глубину);

- армирование шпоночного соединения выполняется стержнями диаметром от 10 до 14 мм (дальнейшее повышение диаметра арматуры нецелесообразно).

В настоящей работе приведены результаты статических и динамических испытаний вышеуказанных типов стыков, с целью оценки влияния класса бетона, глубины заложения шпонки и армирование шпоночного соединения на их прочность и жесткость (несущую способность).

Комплексная оценка несущей способности (податливости) поперечных стыков плит выполнена с использованием методики, ранее описанной в работе [3], которая предполагает следующие этапы исследований:

1. Обоснование при выборе образцов для проведения испытаний.
2. Выполнение расчетного анализа несущей способности образцов в соответствии с действующими нормативными техническими документами и методиками.
3. Проведение технических испытаний (экспериментальных исследований) на статические и динамические нагрузки (сдвиг).
4. Сравнительный анализ данных, полученных расчетным и экспериментальным путем.
5. Формулирование выводов о конструктивной надежности (механической безопасности) и сейсмостойкости

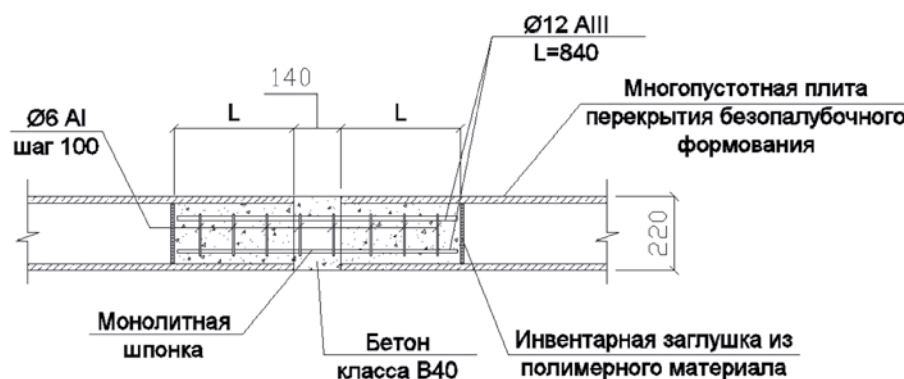


Рис.1. Техническое решение стыка

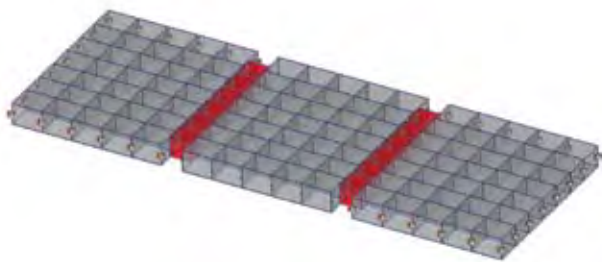


Рис.2. Схема и стенд для испытаний поперечного стыка на сдвиг: расчетная схема и стенд для испытаний (фотофиксация)

стыков, с выдачей рекомендаций для практикующих проектировщиков.

На основе предварительного анализа в качестве единого образца для изготовления продольных стыков соединений была использована плита ПБ 2.2-48-12-16.

Расчетное моделирование работы образцов при воздействии нагрузок проводилось до испытаний и после их завершения, на основе действующих методик с применением сертифицированного программного комплекса «SCAD Office».

Специальные стенды для испытаний изготавливались на территории завода ООО «МАГИС» (с. Майма, Республика Алтай). Схемы статических и динамических испытаний образцов приведены на рис.2, 3.

Статическое нагружение осуществлялось с помощью силовых домкратов ЦС200Г250. Для динамических испытаний использовалась вибромашина ВИД-12/08М с дополнительным оборудованием на основании патента на полезную модель [5].

При статическом нагружении нагрузка прикладывалась поэтапно ступенями, каждая из которых не превышала 10% от контрольной нагрузки по прочности и образованию трещин. Значения нагрузок в процессе испытаний стыков регистрировались по показаниям и отметкам усилий, возникающим на силовом оборудовании (домкрате), с одновременной фиксацией приборами деформаций сдвига (ширины раскрытия (размера) трещин).

Для улучшения фиксации момента появления трещин в бетоне поверхности изделия перед испытанием покрывались жидким раствором мела или извести (рис.2).

Динамические испытания конструкций выполнялись на завершающем этапе, после завершения статических испытаний, для выявления соответствующих отличий в работе конструкции. Режим нагружения при динамическом воздействии выбирался исходя из следующих основных условий:

- продолжительность колебательного процесса (на максимальных нагрузках) в пределах от 10 до 50 с;
- частота колебаний при испытаниях — от 0,6 до 10 Гц, т.е. в режиме, наиболее опасном для существующих зданий и сооружений, где планируется использование плит).

Принятые параметры длительности колебательного процесса дают возможность определить границы изменения циклов колебаний, количество которых достигает $n = 74500$. Учитывая возможность повторения толчков и приближенность сделанных подсчетов, максимальная длительность воздействия (количество циклов) не превышала 1000 (такие значения характерны для большинства сильных и разрушительных землетрясений).

Результаты испытаний

Характеристики работы стыков по результатам расчетов и испытаний на действие статической нагрузки представлены на рис.4-7 (выборочно), а также в табл.1-4. Результаты сравнительного анализа работы таких же стыков при статическом и динамическом нагружении приведены в табл.5.

На графиках и в таблицах приняты следующие обозначения:

P_0 — расчетная нагрузка на поперечный стык, опреде-

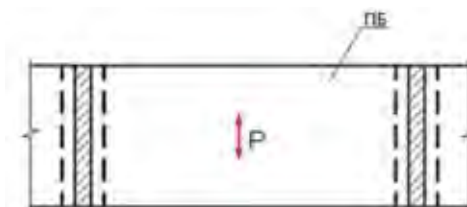


Рис.3. Схема и стенд для динамических испытаний стыков соединений плит: схема испытаний и ее реализация на стенде для испытаний

Таблица 1.

Расчетные характеристики поперечных стыков с армированием

Тип стыка	Расчетные показатели стыков						Среднее значение α
	Класс бетона	Прочность бетона R_{bt} (МПа)	Площадь среза бетона A_b (см ²)	Расчетная нагрузка P_o (кгс)	Условная нагрузка P_{bt} (кгс)	$\alpha = P_{bt}/P_o$	
СТ 20-12-36 СТ 20-14-36 СТ 20-12-46 СТ 20-14-46	B20	0,9	5280	9000	47520	5,28	5,58
СТ 30-12-36 СТ 30-14-36 СТ 30-12-46 СТ 30-14-46	B30	1,2		11000	63360	5,76	
СТ 40-12-36 СТ 40-14-36 СТ 40-12-46 СТ 40-14-46	B40	1,4		13000	73920	5,69	

ленная с применением ПК SCAD для его конструирования;

$P_{bt} = R_{bt} A$ — нормативная величина нагрузки, по отношению к которой устанавливаются параметры предельных состояний поперечного стыка. Характеризуется как возможная максимальная нагрузка на стык, соответствующая его прочности на растяжение;

R_{bt} — расчетное сопротивление бетона поперечного стыка по прочности на растяжение;

A_b — площадь среза бетона, которая равна произведению длины шпонки поперечного стыка на его ширину;

P_{max}^s — максимальное значение нагрузки, при которой происходит разрушение поперечного стыка (его несущая способность).

$\alpha = P_{bt}/P_o$ — коэффициент приведения расчетной нагрузки к нормативным значениям, определенным в зависимости от расчетного сопротивления бетона поперечного стыка по прочности на растяжение;

$K_1 = P_{cpc}^s / P_{bt}$ — коэффициент, полученный по результатам испытаний поперечных стыков и соответствующий моменту образования трещин;

$K_2 = P_{max}^s / P_{bt}$ — коэффициент, полученный по результатам испытаний поперечных стыков и соответствующий моменту его разрушения (его несущая способность);

$\beta = P_{max}^s / P_{cpc}^s$ — коэффициент, полученный по результатам испытаний поперечных стыков и характеризующий их податливость.

Максимальные сдвигающие усилия в поперечных стыках до появления трещин определяются по результатам расчетного анализа формуле:

$$P_{cpc}^s = K_3 P_{sn} + K_1 P_{bt} \quad (1)$$

где P_{cpc}^s — максимальное значение нагрузки, при которой в поперечных стыке образуется первая трещина;

K_3 — коэффициент, характеризующий податливость стыка;

$P_{sn} = R_{sn} A_{sw}$ — нормативная величина нагрузки, по отношению к которой устанавливаются параметры предельных состояний продольного стыка с армированием. Характеризуется как возможная максимальная нагрузка на стык, соответствующая прочности арматурных стержней на растяжение;

R_{sn} — нормативное сопротивление растяжению стали арматурных стержней;

A_{sw} — площадь сечения арматурных стержней в поперечном стыке.

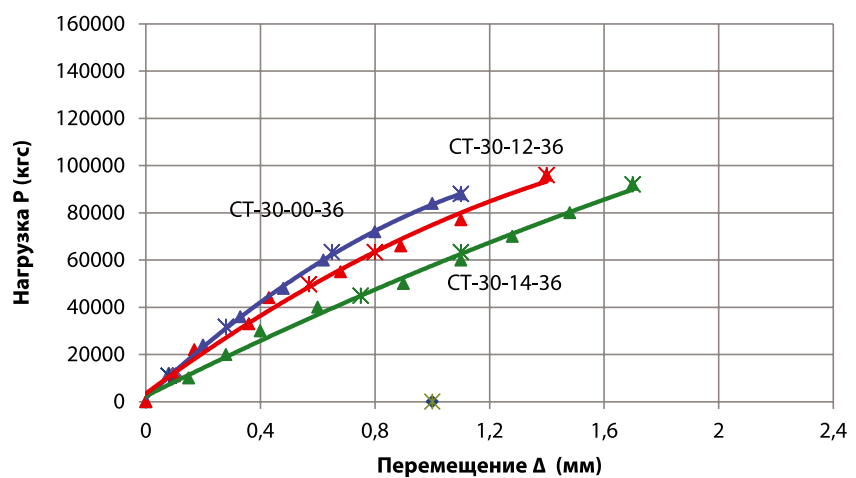


Рис.4. Сравнительный анализ работы поперечных стыков с армированием и без армирования с глубиной заложения шпонки 360 мм

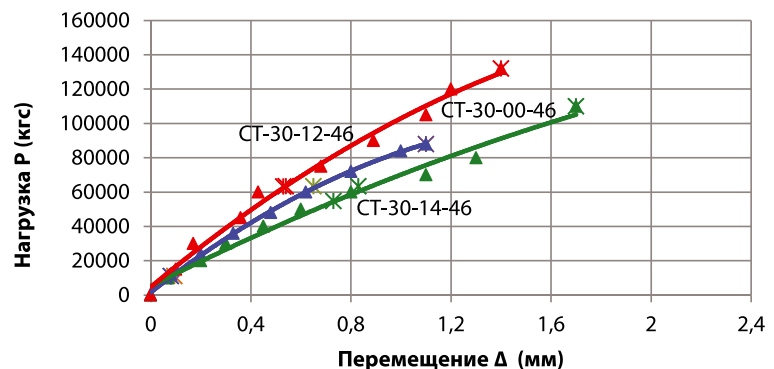


Рис.5. Сравнительный анализ работы поперечных стыков с армированием и без армирования с глубиной заложения шпонки 460 мм

Анализ результатов исследований

В результате проведенного анализа при минимальных затратах материала, трудоемкости и стоимости выявлена действительная картина работы поперечных стыков соединений плит безопалубочного формования при воздействии статических и динамических нагрузок (работа на сдвиг).

В результате получены следующие выводы.

1. В режиме статического нагружения работа стыков плит на сдвиг при повышении армирования и увеличения глубины расположения шпонки характеризуется сравнительно большей нелинейностью.

Таблица 2.

Характеристики прочности поперечных стыков с армированием (P_{bt} , кгс)

Тип стыка	Характеристики прочности					
	P_{bt}	$P_{срс}^3$	P_{max}^3	$K_{с1}^3$	$K_{с2}^3$	β
СТ-20-12-36	47520	36970	68000	0,78	1,43	1,83
СТ-30-12-36	63360	44890	92000	0,71	1,45	2,04
СТ-40-12-36	73920	50170	142000	0,68	1,92	2,83
Среднее значение	-	-	-	0,72	1,60	2,23
СТ-20-12-46	47520	46880	68000	0,99	1,43	1,45
СТ-30-12-46	63360	54800	110000	0,86	1,74	2,01
СТ-40-12-46	73920	60080	150000	0,81	2,03	2,49
Среднее значение	-	-	-	0,89	1,73	1,98
СТ-20-14-36	47520	41740	72000	0,88	1,51	1,72
СТ-30-14-36	63360	49660	96000	0,78	1,51	1,93
СТ-40-14-36	73920	54940	144000	0,74	1,95	2,62
Среднее значение	-	-	-	0,77	1,66	2,09
СТ-20-14-46	47520	55220	72000	1,16	1,51	1,30
СТ-30-14-46	63360	63140	132000	0,99	2,08	2,09
СТ-40-14-46	73920	68420	156000	0,92	2,11	2,28
Среднее значение	-	-	-	1,03	1,90	1,89

Таблица 3.

Параметры деформирования поперечных стыков с армированием (Δ_{bt} , мм)

Тип стыка	Наименование характеристик стыка					
	Δ_{bt}	$\Delta_{срс}^3$	Δ_{max}^3	$K_{1\Delta}$	$K_{2\Delta}$	β_{Δ}
СТ-20-12-36	1,10	0,80	1,80	0,73	1,64	2,25
СТ-30-12-36	1,10	0,75	1,70	0,68	1,55	2,27
СТ-40-12-36	0,35	0,22	0,90	0,63	2,57	4,09
Среднее значение	-	-	-	0,68	1,92	2,87
СТ-20-12-46	1,05	1,00	1,80	0,95	1,71	1,80
СТ-30-12-46	0,83	0,73	1,70	0,88	2,05	2,33
СТ-40-12-46	0,38	0,30	0,90	0,79	2,37	3,00
Среднее значение	-	-	-	0,80	2,04	2,38
СТ-20-14-36	1,10	0,88	2,20	0,80	2,00	2,50
СТ-30-14-36	0,80	0,57	1,40	0,71	1,75	2,46
СТ-40-14-36	0,47	0,36	1,20	0,77	2,55	3,33
Среднее значение	-	-	-	0,76	2,10	2,76
СТ-20-14-46	1,10	1,30	2,20	1,18	2,00	1,69
СТ-30-14-46	0,54	0,53	1,40	0,98	2,59	2,64
СТ-40-14-46	0,50	0,46	1,20	0,92	2,4	2,61
Среднее значение	-	-	-	1,02	2,33	2,31

Таблица 4.

Податливость поперечных стыков с армированием

Тип стыка	Параметры деформирования стыка								
	R_{sn}	A_{sw}	P_{sn}	K_1	P_{bt}	P_{max}^3	K_3	$K_{с3}^3$	
СТ-20-12-36	3650	18,096	66050	1,00	47520	68000	0,31	0,59	
СТ-30-12-36				1,00	63360	92000	0,43		
СТ-40-12-36				1,00	73920	142000	1,03		
СТ-20-12-46				1,00	47520	68000	0,31		
СТ-30-12-46				1,00	63360	110000	0,71		
СТ-40-12-46				1,00	73920	150000	1,15		
СТ-20-14-36		24,624	89877	1,00	47520	72000	0,27	0,47	
СТ-30-14-36				1,00	63360	96000	0,36		
СТ-40-14-36				1,00	73920	144000	0,78		
СТ-20-14-46				1,00	47520	72000	0,27		
СТ-30-14-46				1,00	63360	132000	0,76		0,65
СТ-40-14-46				1,00	73920	156000	0,91		

2. Наименьшей податливостью (максимальной жесткостью) обладают стыки соединений с наибольшей глубиной шпонки. При этом характер армирования шпонки незначительно влияет на ее прочность.

3. Максимальная несущая способность продольных стыков без армирования зависит от класса заполнения шпонки, а их несущая способность характеризуется значением $P_{bt} = (1,35-1,62) R_{bt} A_b$, где R_{bt} — расчетное сопротивление бетона продольного стыка по прочности на растяжение; A_b — площадь среза бе-

тона, которая равна произведению длины шпонки продольного стыка на его ширину.

При этом, момент образования трещины соответствует нагрузке $(0,62-0,74) P_{bt}$.

4. Несущая способность поперечных стыков с армированием до появления трещин характеризуется зависимостью

$$P_{max}^3 = (0,59-0,72) P_{sn} + (0,72-1,03) P_{bt}$$

где $P_{sn} = R_{sn} A_{sw}$ — нормативная величина нагрузки, по отношению к которой устанавливаются параметры предельных состояний продольного стыка с армированием (характеризуется как возможная максимальная нагрузка на стык, соответствующая прочности арматурных стержней на растяжение; R_{sn} — нормативное сопротивление растяжению стали арматурных стержней; A_{sw} — площадь сечения арматурных стержней в поперечном стыке.

5. Показано, что несущая способность армированного стыка в момент разрушения превышает вышеуказанные значения для стыков без армирования в 1,8 и более раз.

6. При динамическом воздействии принципиальный характер работы стыков на сдвиг сохраняется. При этом, податливость (жесткость) стыков значительно возрастает (снижается) на 26-35%.

7. Наименьшим снижением жесткости (повышением податливости) характеризуются стыки с минимальным армированием и максимальной глубиной шпонки.

Полные результаты исследований приведены в работе [4].

Заключение

Проведены комплексные расчетно-экспериментальные исследования сейсмостойкости поперечных стыков плит перекрытий безопалубочного формования, выпускаемых на заводе ООО «МАГИС» (с. Майма, Республика Алтай).

Полученные результаты свидетельствуют о высокой сейсмостойкости (конструктивной надежности) и сейсмостойкости стыков соединений плит перекрытий между собой. При этом, выявлены возможности регулирования их несущей способности и податливости путем изменения шага расположения, глубины шпонок и их армирования.

Сравнительный анализ работы стыков без армирования и с армированием при динамическом и статическом нагружении (P_f , кгс)

Тип стыка	$P_{ст}^3 = P_d^3$	$\Delta_{ст}^3$, мм	$\Delta_{фр}^3$, мм	$\Delta_{ст}^3 / \Delta_d^3$	$\Delta_{ср}$
СТ 20-00-36	64000	1,5	1,80	0,83	0,71
СТ 30-00-36	88000	1,1	1,40	0,79	
СТ 40-00-36	14000	0,5	1,00	0,50	
СТ 20-00-46	64000	1,5	1,60	0,94	0,74
СТ 30-00-46	96000	1,1	1,80	0,61	
СТ 40-00-46	140000	0,5	0,75	0,67	
СТ 20-12-36	68000	1,8	2,20	0,82	0,72
СТ 30-12-36	92000	1,7	2,40	0,71	
СТ 40-12-36	142000	0,9	1,42	0,63	
СТ 20-12-46	68000	1,8	2,20	0,82	0,74
СТ 30-12-46	110000	1,4	2,00	0,70	
СТ 40-12-46	150000	0,7	1,00	0,70	
СТ 20-14-36	72000	2,2	2,80	0,79	0,71
СТ 30-14-36	96000	1,8	2,40	0,75	
СТ 40-14-36	144000	1,2	1,99	0,60	
СТ 20-14-46	72000	1,9	2,60	0,73	0,65
СТ 30-14-46	132000	1,5	2,40	0,63	
СТ 40-14-46	156000	0,9	1,56	0,58	

В ходе проведенных исследований:

1. Подтверждена конструктивная надежность узлов соединений плит между собой и с несущими вертикальными конструкциями, при соблюдении требований стандарта организации СТО 93295028-0001-2009 [2].

2. Показано, что жесткость перекрытия, при равных нагрузках, является более обеспеченной для стыков, имеющих такой же класс бетона, как и плиты перекрытий. При этом, влияние характера армирования стыков является незначительным.

3. Выявлено, что стыки, имеющие низкий класс бетона и минимальное армирование обладают повышенной податливостью.

Полученные результаты проведенных исследований используются при практическом проектировании с целью оценки несущей способности (сейсмостойкости) стыков соединений плит в зданиях и сооружениях, а также для оптимизации принятых технических решений.

Литература

- ГОСТ 9561-91. Плиты перекрытий железобетонные многопустотные для зданий и сооружений.
- СТО 93295028-0001-2009. Плиты железобетонные многопустотные стендового безопалубочного формирования для объектов капитального строительства расположенных в сейсмических районах Российской Федерации. Часть II. Альбом технических решений.
- Акбиев Р.Т., Гасиев А.А., Морозова Т.В., Могушков И.М. Комплексные расчетно-экспериментальные исследования сейсмостойкости продольных стыков плит безопалубочного формирования, произведенных на оборудовании фирмы ЕСНО (Германия). // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2010. № 4. С.43-47.
- Комплексные расчетно-экспериментальные исследования перекрытий и узлов соединений плит безопалубочного формирования при высоких уровнях статического и динамического нагружения: Отчет о НИР. / ЦНИИП градостроительства РААСН. Руководитель Р.Т.Акбиев. – М.: 2010. 54 с.
- Патент на полезную модель. № 98810. Вибромашина инерционного действия для возбуждения колебаний, последующего мониторинга и оценки динамических свойств конструкций, зданий и сооружений. / Акбиев Р.Т. - №2010127970. Заявл. 07.07.2010 (патент на полезную модель).
- Гасиев А.А., Морозова Т.В., Горностаев А.В., Могушков И.М. Экспериментальные исследования поперечных стыков плит

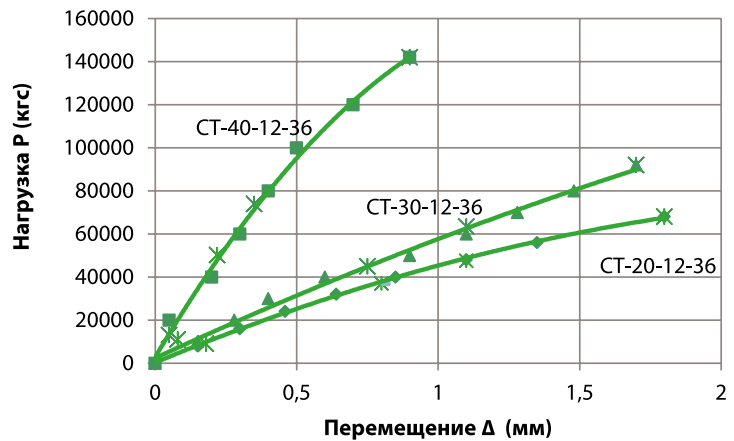


Рис.6. Сравнительный анализ работы поперечных стыков с различным классом бетона заполнения шпонки армированного стержнями Ø12 с глубиной заложения шпонки 360 мм

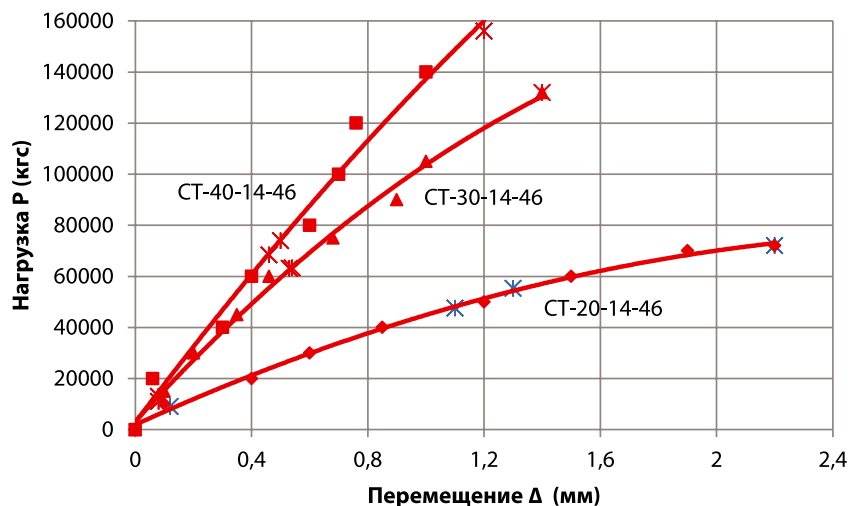


Рис.7. Сравнительный анализ работы поперечных стыков с различным классом бетоном заполнения шпонки армированного стержнями Ø14 с глубиной заложения 460 мм

безопалубочного формирования на статические и динамические нагрузки. // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2010. № 1. С. 87-91.

Материалы хранятся: Тел.: +7 (495) 922-3717, e-mail: tana_moroz@mail.ru.