



УДК 624.016:620.174

Ф.С. Замалиев – кандидат технических наук, доцент

Р.И. Шаймарданов – инженер

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА КРУПНОМАСШТАБНЫХ МОДЕЛЯХ

АННОТАЦИЯ

Данная работа посвящена проведению комплекса экспериментальных исследований нормальных сечений сталежелезобетонных (СЖБ) изгибаемых элементов гражданских зданий с учётом нелинейности бетона и стали, а также податливости контакта “сталь-бетон” между железобетонной полкой и стальной балкой СЖБ сечения при однократном кратковременном статическом нагружении.

F.S. Zamaliev – candidate of technical sciences, associate professor

R.I. Shaimardanov - engineer

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUA)

EXPERIMENTAL RESEARCH OF STEEL-FERROCONCRETE STRUCTURES ON LARGE SCALE MODELS

ABSTRACT

This paper is devoted to experimental research of normal section of steel-ferroconcrete structures with flexible elements for civil buildings. The research considers the non-linear properties of concrete and steel along with pliability of “steel-concrete” contact between ferroconcrete shelf and steel-beam of steel-ferroconcrete section under single short static load.

Сталежелезобетонные (СЖБ) балки, отдельно и в составе перекрытия, как составные конструкции, у которых рационально используются прочностные свойства бетона и стали, достаточно широко применяются в зарубежной практике [1, 2]. Однако, в отечественной практике они не нашли должного распространения, особенно в гражданском строительстве. Вероятно, такое состояние объясняется малой изученностью СЖБ конструкций.

Экспериментальные исследования дают наиболее обширные и фактические данные о напряженно-деформированном состоянии конструкций. Исследования были проведены на опытных СЖБ балках, стальная часть которых изготавливалась из прокатной двутавровой балки №12 ГОСТ 8239-89 длиной 2000 мм; бетонная часть имела размеры: длина – 2000 мм, ширина – 400 мм, высота – 50 мм. Армирование бетонной части производилось арматурными сетками из проволоки Ø4 Вр-I. Совместная работа плиты и стальной балки достигалась устройством в зоне контакта анкерных связей. Исходя из конструкции анкерной связи и ее шага, происходило деление образцов на серии.

Всего было изготовлено 10 серий СЖБ балок по 3 образца в каждой серии.

Фрагмент сталежелезобетонного (СЖБ)

перекрытия имел следующие параметры: стальная часть – три прокатные двутавровые балки №12 ГОСТ 8239-89 длиной 2000 мм, расположенные с шагом 800 мм; бетонная часть – ширина 1664мм, длина 2000 мм, высота 50 мм. Совместность работы стальной и бетонной частей конструкции достигалась за счет двух рядов вертикальных анкерных стержней (2 Ø6 А-III), приваренных по всей длине к верхнему поясу стальных балок с шагом 150 мм в середине пролета, 100 мм – по концам.

Испытания СЖБ балок и фрагмента перекрытия проводились на базе лаборатории КазГАСУ. СЖБ балки испытывались по схеме свободно-опертой балки, нагруженной в средней части пролета двумя сосредоточенными силами, отстоящими от вертикальной оси балки на 250 мм. Расчетный пролет балки – 1900 мм. Нагрузка посредством гидравлического домкрата (полезное усилие – 3000 кг; свободный ход – 26 см) через рычажную установку передавалась на изгибаемую СЖБ балку с помощью металлической траверсы в двух точках: в одной – через подвижный стальной каток диаметром 50 мм, а в другой – через неподвижный стальной каток того же диаметра. Для исключения закручивания балки во время испытания между металлической траверсой и рычагом испытательной установки был установлен полусферический шарнир.



Параметры серий образцов СЖБ балок и результаты их испытаний

Серия образцов	Тип анкера	Шаг анкера: опора / центр, мм	Кубиковая прочность бетона R_b , кг/см ²	Изгиб. момент, при котором впервые в нижн. поясе стальн. балки появл. деф-ции $\varepsilon_s=0,2\%$, т*м	Изгиб. момент, при котором по длине зоны чистого изгиба нижнего пояса стальн. балки достиг. деф-ции $\varepsilon_s=0,2\%$, т*м	Изгиб. момент, при котором в средн. части по высоте стальн. балки достиг. деф-ции $\varepsilon_s=0,2\%$, т*м	Разруш. изгиб. момент, т*м
СБ-1	⊥ Ø 5 Вр-I	100/150	195	2,347	2,356	3,261	3,406
СБ-2	⊥ Ø 6 А-III	100/150	256	2,272	2,415	3,325	3,710
СБ-3	⊥ Ø 8 А-I	100/150	195	2,240	2,520	3,263	3,710
СБ-4	⊥ Ø 8 А-III	50/100	256	2,319	2,532	3,273	3,827
СБ-5	⊥ Ø 10 А-I	100/150	256	2,311	2,491	3,273	3,780
СБ-6	⊥ Ø 10 А-III	100/150	195	2,356	2,275	3,299	3,780
СБ-7	П Ø 4 Вр-I	100/150	235	2,190	2,281	3,030	3,243
СБ-8	П Ø 6 А-I	100/150	235	2,294	2,474	3,290	3,733
СБ-9	– 25x4	100/150	235	2,251	2,617	3,348	3,874
СБ-10	L 20 ÷ 4	100/150	235	2,307	2,600	3,290	3,570

Фрагмент СЖБ перекрытия испытывали статической кратковременной нагрузкой посредством гидравлического домкрата ДГ-100-2. Величина задаваемой нагрузки фиксировалась и контролировалась при помощи манометра ручной насосной станции, предварительно оттарированного на испытательной машине УММ-200 лаборатории. Распределение нагрузок для моделирования равномерно распределенной нагрузки производилось в двадцати точках по площади фрагмента через пятиуровневую систему траверс, работающих по разрезной схеме.

Геометрические параметры образцов балок в сериях и результаты их испытаний приведены в таблице 1.

Опытные образцы СЖБ балок испытывали однократной кратковременной статической нагрузкой до физического разрушения с целью установления характера разрушения и закономерностей развития прогибов, деформаций бетона и стали при их совместном деформировании в составе единой конструкции, а также деформаций абсолютного сдвига на границе контакта «сталь-бетон».

Во всех случаях опытные образцы СЖБ балок разрушались по нормальному сечению в зоне чистого изгиба из-за местного раздробления бетона сжатой зоны плиты и вследствие развития пластических деформаций в нижней части стальной балки. При этом в образцах с наиболее податливыми анкерными связями (серии СБ-1, СБ-7) происходил срез анкеров в

приопорной части СЖБ балки и, соответственно, отрыв бетонной полки от стальной балки, что в ряде образцов приводило к дальнейшей потере устойчивости стальной части.

На рисунке 1 приведены эпюры распределения средних деформаций по высоте сечения СЖБ балок на различных этапах нагружения для трех наиболее характерных серий.

Фрагмент СЖБ перекрытия разрушился по нормальному сечению в зоне чистого изгиба балок из-за местного раздробления бетона сжатой зоны центральной части плиты и практически сразу плиты над крайними балками вследствие развития пластических деформаций в стальных балках фрагмента перекрытия и, соответственно, при быстром росте прогибов. При этом в момент разрушения максимальный изгибающий момент достигал значения: в сечении по средней стальной балке – 4,5 т·м; в сечении по крайним стальным балкам – 1,969 т·м; в средней части пролета монолитной плиты – 0,281 т·м.

Трещинообразование верхней грани железобетонной полки фрагмента имело следующий характер. Первые продольные трещины (до $0,03 \div 0,05$ мм) появились над крайними балками у торца железобетонной плиты длиной $5 \div 10$ см при максимальном изгибающем моменте в СЖБ сечении по крайней балке 1,772 т·м, и, практически одновременно, в средней части пролета у торца плиты

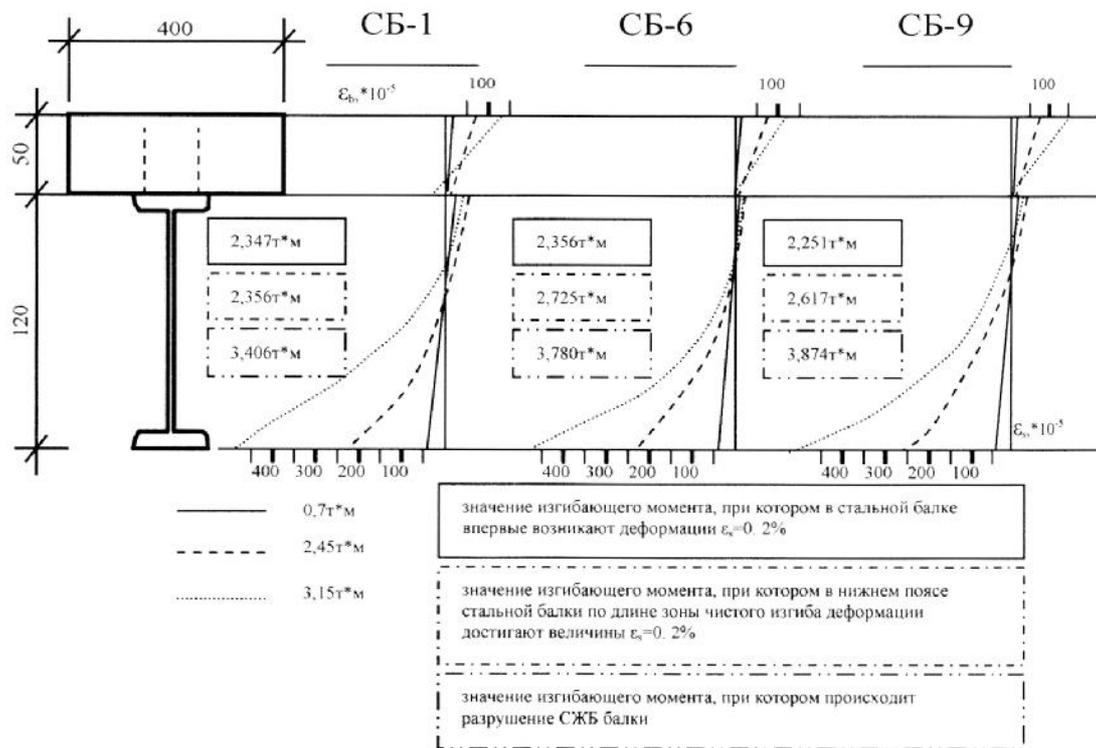


Рис.1. Эпюры деформаций по высоте сечения СЖБ балок

при изгибающем моменте – 0,253 т·м. С дальнейшим увеличением уровня нагружения появлялись слабые, прерывистые трещины (до 0,05 мм) по всей длине плиты над средней балкой при изгибающем моменте, соответствующем значению 4,275 т·м. При этом ранее появившиеся трещины в железобетонной полке получали дополнительное незначительное развитие по ширине (до 0,1 мм) и длине (10 ÷ 15 см). В момент достижения изгибающим моментом максимального значения – перед разрушением – продольные трещины раскрывались до 0,1 мм – над средней стальной балкой, до 0,2 мм – над крайними балками и в пролете железобетонной плиты.

Развитие деформаций бетона железобетонной плиты, перпендикулярно направленных по отношению к балкам, происходило по классической схеме с достижением максимальных значений в сечении над стальными балками и, соответственно, минимальных значений – в середине пролета железобетонной полки и завершилось местным раздроблением бетона сжатой зоны в момент физического разрушения. Основное развитие трещин происходило после достижения нагрузкой максимального значения в момент, когда величина нагрузки падала, но СЖБ конструкция продолжала еще воспринимать определенную долю нагрузки, и, соответственно, началось интенсивное развитие: 1) пластических деформаций стальных балок; 2) деформаций абсолютного сдвига на границе «сталь–бетон».

Результаты экспериментальных исследований

фрагмента СЖБ перекрытия приведем ниже в виде эпюр и графиков, показанных на рисунках 2, 3.

Из рисунка 2 видно, что уже при упругой работе СЖБ конструкции существует разница деформаций (напряжений) на границе контакта «сталь–бетон», хотя и незначительная. По мере нагружения и вхождения элементов СЖБ конструкции в зону пластических деформаций разница деформаций (напряжений) становится более существенной, и ею нельзя пренебрегать, особенно при практических расчетах.

Из анализа графиков, приведенных на рисунке 3, следует, что ввиду различной несущей способности СЖБ сечения крайних и средней балок, деформирование крайних балок происходит менее интенсивно. Причем в зоне упругой работы всех СЖБ балок фрагмента деформирование происходит практически по линейному закону.

Изучение деформаций бетона полки СЖБ балки показало, что величина продольных деформаций сжатия бетона в верхней части полки в момент разрушения СЖБ балки достигает значений в среднем $\epsilon_b = 0,16 \div 0,2$ %, а в нижней части бетонной полки значения деформаций (сжатия и растяжения) колеблются около значения $\epsilon_b = 0$, то есть распределение деформаций по высоте бетонной полки СЖБ балки происходит практически по треугольному закону.

Анализ продольных деформаций стальной части СЖБ балок показывает, что на начальных этапах

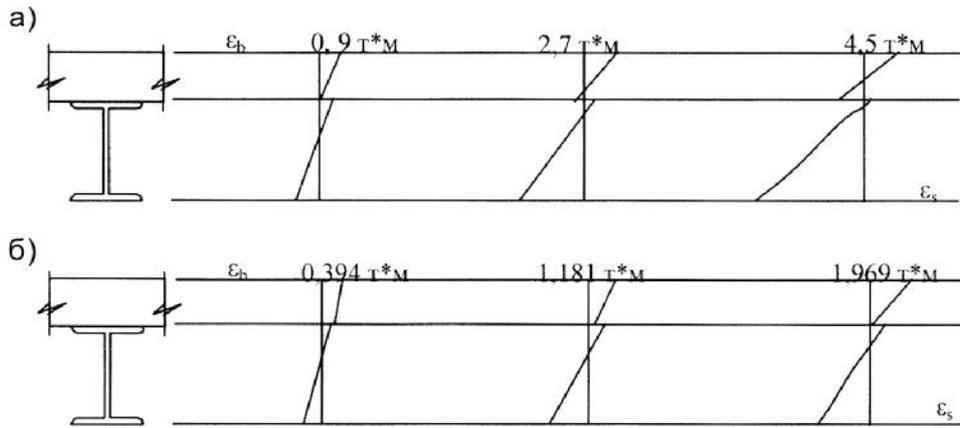


Рис. 2. Эпюры развития продольных деформаций по высоте СЖБ перекрытия:
а) по крайним балкам; б) по средней балке

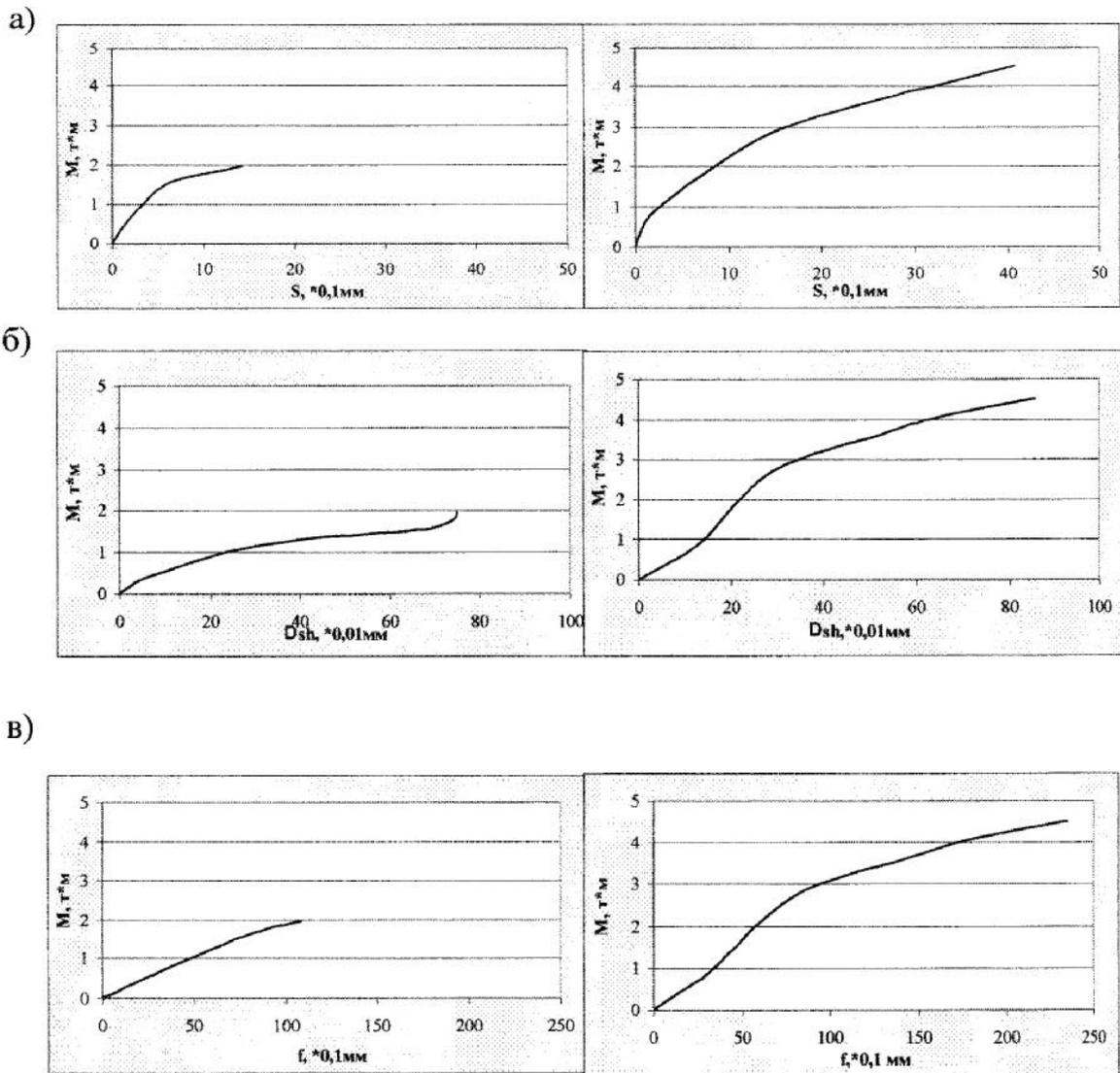


Рис. 3. Графики основных деформаций в сечении крайних и средних балок СЖБ фрагмента, соответственно:
а) графики деформирования нижнего пояса стальных балок в зоне чистого изгиба;
б) графики сдвига по контакту «сталь – бетон» на торцах;
в) графики максимальных прогибов



нагрузки СЖБ балок распределение продольных деформаций в стальной части подчиняется линейному закону. Такое распределение деформации продолжается практически до достижения в нижнем поясе стальной балки предельно допустимых нормами деформаций $\varepsilon_{s,lim}=0,2\%$. В дальнейшем интенсивным развитием пластических деформаций в нижнем поясе стальной балки эпюра деформаций приобретает криволинейный вид, а величина максимальных деформаций перед физическим разрушением СЖБ балки достигает в среднем значения $\varepsilon_s=1\%$. Как видно из таблицы 1, достижение стальной части нижнего пояса нормируемых предельных деформаций $\varepsilon_{s,lim}=0,2\%$ незначительно зависит от класса прочности монолитного бетона и вида анкерных связей (или податливости шва контакта «сталь–бетон»). Податливость анкерных связей оказывает существенное влияние на величину нагрузки, при которой продольные деформации в стальной части СЖБ балки достигают значения $\varepsilon_{s,lim}=0,2\%$ как вдоль зоны чистого изгиба, так и по высоте сечения стальной балки.

Анализ закономерностей развития продольных деформаций по высоте сечения СЖБ балки показывает, что до достижения деформации стали нижнего пояса стальной балки значений $\varepsilon_{s,lim}=0,2\%$ наблюдается совместная работа бетона и стали СЖБ балки по линейному закону, то есть с одной нейтральной осью, при этом в бетоне достигаются деформации сжатия в среднем равные $\varepsilon_b=0,08 \div 0,1\%$. С дальнейшим увеличением уровня нагружения в зависимости от степени податливости контакта «сталь–бетон» наблюдается плавное искривление эпюры продольных деформаций по высоте сечения СЖБ балки, причем в стальной части балки это искривление происходит более резко в силу характера работы стали. Необходимо отметить, что на границе контакта «сталь–бетон» всегда наблюдается скачок деформаций, то есть деформации стали ε_s^k и бетона ε_b^k на границе контакта различны ($\varepsilon_b^k \neq \varepsilon_s^k$) на величину $\Delta\varepsilon^k = \varepsilon_s^k - \varepsilon_b^k$. Очевидно, что чем больше деформативность контактного шва, тем

больше величина $\Delta\varepsilon^k$ (табл. 2). Этот вывод следует не только при увеличении площади поперечного сечения анкерной связи, но и с учащением шага анкеров (серия СБ-4). В некоторый момент времени практически перед достижением разрушающей нагрузки по высоте составного сечения СЖБ балки появляются две нейтральные оси – в бетонной плите и в стальной балке, и, соответственно, две сжатые и две растянутые зоны. Однако при этом полного нарушения совместной работы бетона и стали СЖБ балки не происходит вплоть до ее разрушения.

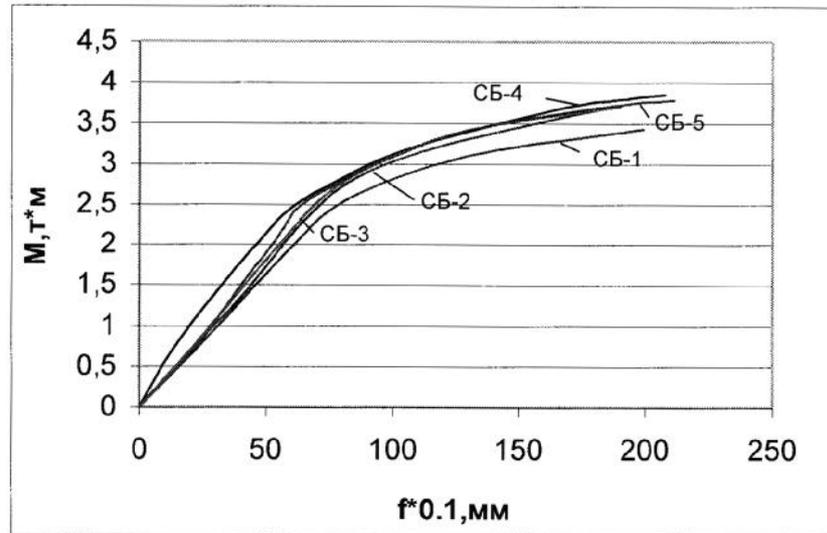
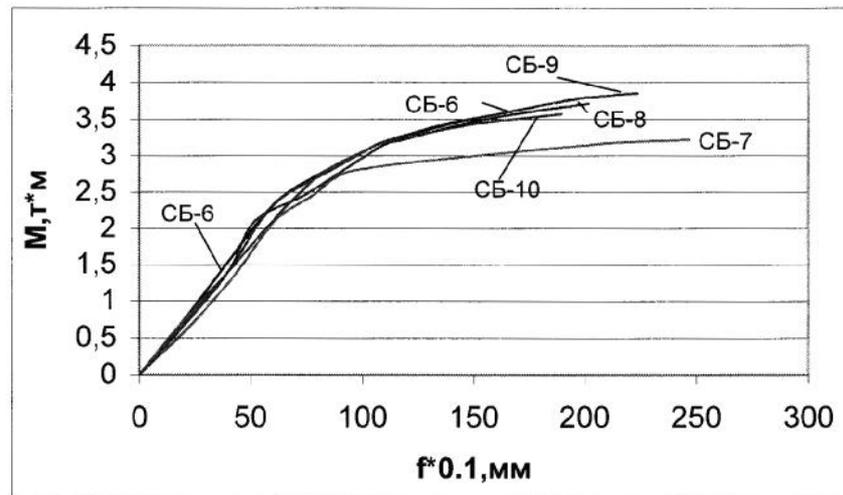
Испытания также показали, что с удалением поперечных сечений СЖБ балки от центральной части линейный закон распределения деформаций по высоте СЖБ сечения сохраняется вплоть до разрушения балок. Причем с приближением поперечных сечений к опорам СЖБ балки продольные деформации стали и бетона стремятся к нулю.

Закономерности развития прогибов опытных образцов СЖБ балок также зависели от степени податливости шва контакта «сталь–бетон». Во всех испытанных образцах происходило увеличение прогибов при возрастании уровня нагружения, причем интенсивность их развития была различной на разных этапах и зависела как от типа анкерной связи, так и от его шага по длине балки. На рисунках 4, 5 приведены графики развития прогибов СЖБ балок в зависимости от уровня нагружения. Как видно из приведенного графика, при начальных этапах загрузки наблюдается практически прямая пропорциональность между изгибающим моментом и прогибами, а затем, с увеличением податливости контакта шва и изменением эпюры деформаций по высоте СЖБ сечения, происходит интенсивный рост прогибов при незначительном увеличении нагружения, т.е. излом графика прогибов. Так, например, для образцов серии СБ-7 с наибольшей податливостью анкерной связи при значениях изгибающего момента $M=3,15 \text{ т*м}$ средний прогиб составляет $f=20,4 \text{ мм}$, в то время как для образцов с наименее податливыми анкерными связями

Таблица 2

Разница величин продольных деформаций $\Delta\varepsilon^k$ на границе контакта «сталь–бетон» при различных уровнях нагружения

	СБ-1	СБ-2	СБ-3	СБ-4	СБ-5	СБ-6	СБ-7	СБ-8	СБ-9	СБ-10
$\Delta\varepsilon^k \cdot 10^{-5}$, при $M=0,7 \text{ т*м}$	-16,53	-18,7	-15,1	-0,25	-16,3	-10,6	-15,47	-12,55	-17,25	-12,3
$\Delta\varepsilon^k \cdot 10^{-5}$, при $M=2,45 \text{ т*м}$	-36,8	-32,2	-27,7	-1,25	-26,2	-15,0	-27,03	-20,3	-26,25	-22,5

Рис. 4. Графики развития прогибов в координатах «М- f » для СЖБ балок серий СБ-1 ÷ СБ-5Рис. 5. Графики развития прогибов в координатах «М- f » для СЖБ балок серий СБ-6 ÷ СБ-10.

СБ-6 и СБ-10 средний прогиб составляет, соответственно, $f= 10,7$ мм и $f= 10,65$ мм.

Разрушение фрагмента СЖБ перекрытия происходило за счет появления и увеличения растянутой зоны железобетонной полки и постепенного её «выключения» из работы. В дальнейшем, с увеличением уровня нагружения, происходило появление двух нейтральных осей и перераспределение усилий, приходящихся на составные элементы композиционного сечения.

Интересно отметить, что несущая способность средней несущей балки фрагмента СЖБ перекрытия по нормальному сечению была в 1,21 раз больше несущей способности отдельно исследуемых СЖБ балок серии СБ-2 с такими же конструктивными параметрами и большей прочностью бетона у балок серии СБ-2. Аналогичная картина складывается и при развитии прогибов. На начальном этапе нагружения при

одинаковом изгибающем моменте наблюдаются практически одинаковые значения прогибов. С увеличением уровня нагружения прогибы в отдельных балках серий СБ-2 развиваются быстрее, чем в средних несущих балках фрагмента, что показывает на пространственную работу фрагмента перекрытия и подтверждает необходимость испытания и продолжения изучения не только отдельных балок перекрытия, но и фрагментов СЖБ перекрытия.

Литература

1. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.
2. Salmon Ch.G. Handbook of composite construction Engineering. Ch.2: Composite steel-concrete construction., New York, 1982, p.41-79.