

ЧИСЛЕННАЯ МОДЕЛЬ ГИБКИХ АНКЕРОВ В БЕТОНЕ НЕРАЗРЕЗНОЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

Семко А., Гасенко А., Дариенко В.

Введение. В последнее время в строительной практике при устройстве конструкций перекрытий как промышленных, так и общественных зданий широко применяются сталежелезобетонные статически-неопределимые (неразрезные) балки, которые имеют большую несущую способность, по сравнению с статически определимыми.

Постановка проблемы. Основным преимуществом сталежелезобетонных конструкций является более полное, чем в железобетонных конструкциях, использование несущей способности двух составляющих материалов [1; 2; 3]. Растягивающие усилия воспринимает стальная часть, а сжимающие воспринимает бетонная часть. При использовании такого типа конструкций можно уменьшить затраты на сооружение путем учета полной диаграммы работы бетона и стали и перераспределения усилий между этими материалами, таким образом уменьшая поперечные сечения элементов. Важным вопросом для инженера-проектировщика остается вопрос выбора оптимальных размеров и конструкции соединительных связей для обеспечения совместной работы.

Применение соединительных анкеров недостаточной прочности и малой жесткости предопределяет взаимное проскальзывание стальной и железобетонной частей сечения, уменьшает несущую способность и увеличивает прогибы конструкции. остался вопрос определения оптимального шага установки и конструкции анкеров для обеспечения совместной работы бетона и стали, особенно в местах действия положительного изгибающего момента в бетоне – растянутого бетона.

Изложение основного материала. Как было отмечено, исследование напряженно-деформированного состояния мест соединения железобетонной полки с двутавром при совместной работе комбинированного сечения всегда является актуальной задачей. Для статически загруженных конструкций, воспринимающих большие нагрузки, возможен отрыв бетонной части от металла вследствие действия поперечной силы. Чтобы этого избежать и предусмотрено устанавливать анкеры в растянутой зоне бетона.

Была поставлена задача определить места с наибольшими напряжениями в анкерах фирмы NELSON диаметром 16 мм длиной 125 мм и сравнить их с обычной арматурой периодического профиля диаметром 16 мм, и определить более эффективные. Метод конечных элементов (МКЭ) дает достаточно точную оценку местных напряжений в соединении “анкер-двутавр”. На целесообразность использования МКЭ для исследования напряженно-деформированного состояния и концентрации напряжений указывают ряд ученых [4, 5]. Этот метод можно использовать на стадии предварительного расчета или при первоначальных теоретических исследованиях новых типов соединений, но требует экспериментального подтверждения.

Были исследованы две группы образцов, которые отличались количеством анкеров (один или два), приваренных к полочкам двутавра №36. Бетонные кубики проектного класса С20/25 по полочкам образцов имели следующие размеры: 200×200×160 мм (смотри рис. 1). Величины приложенной нагрузки к элементам были равны значениям, полученным при экспериментальных испытаниях в зави-

симости от типа и количества анкеров. Физико-механические характеристики материалов (стали и бетона) тоже были взяты по данным проведенного эксперимента.

На рисунке 2 показано распределение суммарных деформаций узлов конечных элементов модели с анкерами фирмы NELSON. Значения деформаций в поперечном сечении к продольной оси двутавра в местах расположения анкеров показаны в цвете (значение изображены справа от модели на столбике распределения). Тонкими линиями показано начальное состояние модели короткого образца на срез.

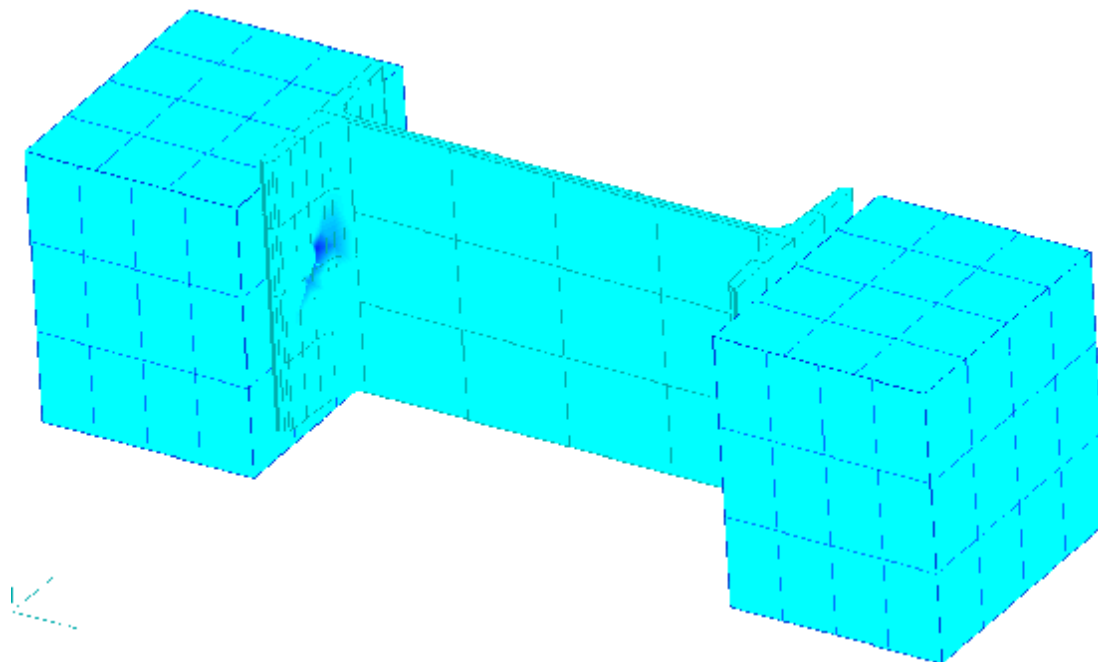


Рисунок 1 – Общий вид модели

Как видно из распределения, показанного на рисунке 2, наибольшие деформации, как и предполагалось, находятся со стороны двутавра с одним анкером. Происходит как бы “разрезание” (смятие) бетона анкером, а также “вытягивания” анкера из бетона, что свидетельствует о недостаточном сцеплении арматурного анкера с бетоном на грани прочности бетона. Это обстоятельство играет важную роль и доказывает невозможность использования таких анкеров при эксплуатации подобных конструкций в чрезвычайных критических обстоятельствах (например, в зонах с возможными частыми землетрясениями). При значении нагрузки $N = 140$ кН наибольшие перемещения двутавра относительно бетона достигают 0,35 мм.

У модели, в которой моделировались анкера фирмы NELSON (см. рисунок 2), перемещение двутавра относительно бетона достигают 0,2 мм. Это свидетельствует об эффективности анкеров фирмы NELSON и доказывает целесообразность использования их для соединения двутавровых металлических балок и железобетонной верхней полочки для совместной их работы.

Наибольшие напряжения среза согласно распределения, показанного на рисунке 2, сконцентрировано в месте присоединения анкеров до полочек двутавра. При значении нагрузки $N = 140$ кН напряжение среза достигают критических значений 360 МПа. То есть разрушение образца происходит вследствие смятия бетона под анкером и среза самого анкера от основного металла двутавра (балки). Характер разрушения натурального экспериментального образца подобный с разрушением образца при численном исследовании моделей [6].

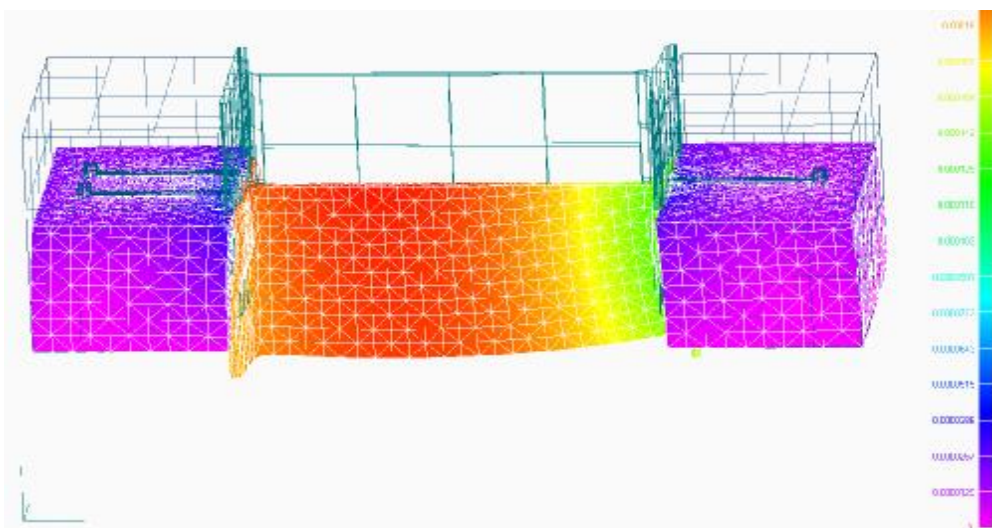


Рисунок 2 – Распределение суммарных деформаций по поперечному сечению модели с анкерами фирмы NELSON в местах их расположения

В таблицу 1 занесены значения деформаций на поверхности анкеров по результатам проведенных экспериментальных и теоретических исследований коротких образцов на срез, выполненных из двутавра 36 с анкерами из арматуры и фирмы NELSON. Нагрузка приложена к образцам моделей при конечно-элементном анализе соответствовала напряжениям предела текучести металла анкеров реальных образцов, полученным при проведении натурных испытаний.

Таблица 1 – Сравнение результатов экспериментальных и теоретических исследований коротких образцов на срез

Код образца	Характеристики анкеров:		Относительные деформации		
	эскиз	тип	$E_{\text{экспер}} \times 10^{-5}$	$\epsilon_{\text{теор.}} \times 10^{-5}$	$\Delta\epsilon, \%$
Зр1.1		NELSON	116	124	6,9
		арматура А400С	122	128	4,7
Зр1.2		NELSON	119	125	5,3
		арматура А400С	109	119	8,2
Зр1.3		NELSON	108	123	12,6
		арматура А400С	111	124	10,7
Зр2.1		NELSON	184	190	2,9
		арматура А400С	167	188	10,8
Зр2.2		NELSON	156	184	15,4
		арматура А400С	168	187	10,3
Зр2.3		NELSON	161	188	14,4
		арматура А400С	165	184	10,3

При сравнении результатов моделирования напряженно-деформированного состояния образцов на срез с данными, полученными экспериментально, определено что расхождение значений главных напряжений составляет до 10-15%. Это доказывает возможность определять напряжения и деформации в исследуемых конструкциях методом конечных элементов с помощью стандартных программных комплексов.

Согласно поставленной ранее задаче, а именно оптимизации шага установки анкерных средств, были смоделированы и проанализированы результаты расчета напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных неразрезных двухпролётных балок, состоящих из стального двутавра №12 высотой 120 мм, длиной 3000 мм и железобетонной плиты толщиной 60 мм, шириной 250 мм. Эти две части комбинированного сечения были соединены с помощью гибких анкеров фирмы NELSON диаметром 6 мм и длиной 50 мм [6, 7]. Модели балок отличались шагом установки анкеров с целью определения оптимального шага. Граничные условия (запреты перемещений в плоскости YZ и разрешенные перемещения по оси X) были наложены в трех местах: на концах балки и посередине. Нагрузка была приложена к середине двух пролетов симметрично. Размеры плоскостей опирания были равны размерам опорных шарниров, были использованы при проведении экспериментальных испытаний: 70×64 мм. Размеры плоскостей загрузки двух сосредоточенных сил – 70×250 мм.

Схема приложения нагрузки и граничных условий при моделировании НДС двухпролётных балок показана на рисунке 3.

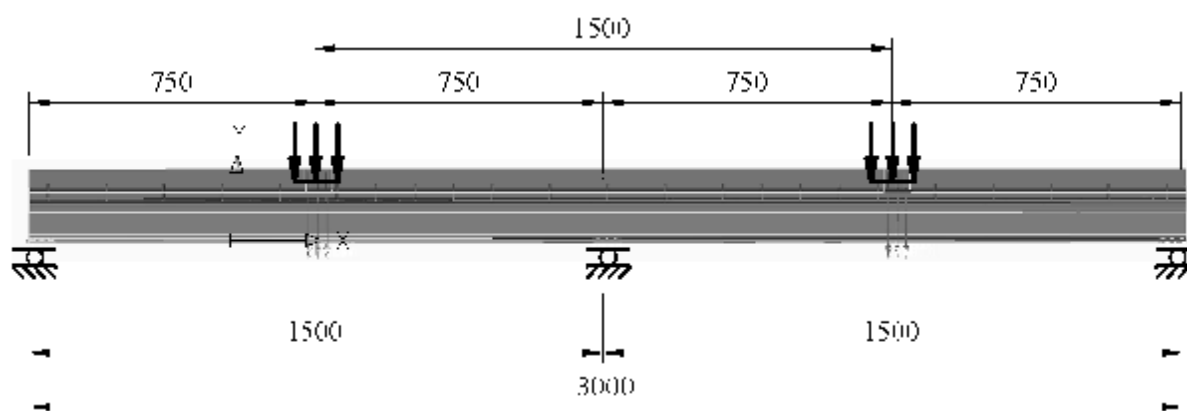


Рисунок 3 – Плоскости приложения нагрузки и опорных связей к моделям двухпролётных сталежелезобетонных балок

Для выбора оптимального шага гибких анкеров, соединяющих два материала для совместной их работы в сталежелезобетонной балке, были смоделированы и проанализированы результаты расчета напряженно-деформированного состояния семи балок со следующими расстояниями между гибкими анкерами фирмы NELSON:

1. Б1 – равномерно по всей длине балки, шаг 150 мм;
2. Б2 – на краях балки на ее четверти длины шаг 150 мм, середина балки (половина длины) – шаг 100 мм;
3. Б3 – на краях балки на ее четверти длины шаг 150 мм, середина балки (половина длины) – шаг 200 мм;

4. Б4 – на краях балки на ее четверти длины шаг 150 мм, потом по 1/6 длины шаг 100 мм, середина балки (1/5 длины) – шаг 150 мм;
5. Б5 – равномерно по всей длине балки, шаг 100 мм;
6. Б6 – равномерно по всей длине балки, шаг 200 мм;
7. Б7 – начиная с краев балки по два шага 200 мм между анкерами, затем – два шага по 150 мм, затем – четыре шага по 100 мм и по одному шагу 150 мм и 200 мм.

При исследовании моделей образцов объемные модели стали и бетона создавались отдельно, а потом выполнялось объединение совпадающих узлов элементов с различными свойствами.

В результате проведения расчетов МКЭ с помощью ЭВМ были получены графики положения нулевой линии по длине балок, то есть зоны растянутого бетона и установлена эффективность установки гибких анкеров в этих зонах. Наиболее четкие и информативные результаты расчета показаны на графическом рисунке 4, и таблице 2. На рисунке 4 первой показана балка Б1, второй – балка Б3, третьей – балка Б7.

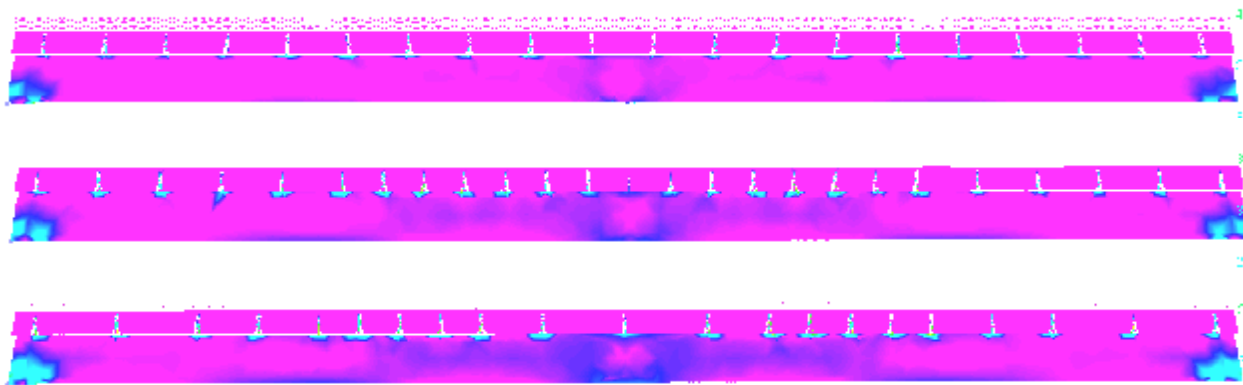


Рисунок 4 – Деформированное состояние и главные напряжения в сечениях неразрезных сталежелезобетонных балках при разном шаге анкеров

Таблица 2 – Сравнение нормальных напряжений в сечениях трехметровых балок, полученных теоретическим и экспериментальным путем

Место нахождения тензорезистора	Шифр образца при теорет. моделиров.	Нормальные напряжения, МПа								
		посредине первого пролёта			посредине второго пролёта			на средней опоре		
		$\sigma_{\text{теор.}}$	$\sigma_{\text{экспер.}}$	$\Delta\sigma, \%$	$\sigma_{\text{теор.}}$	$\sigma_{\text{экспер.}}$	$\Delta\sigma, \%$	$\sigma_{\text{теор.}}$	$\sigma_{\text{экспер.}}$	$\Delta\sigma, \%$
нижняя полочка	Б1	301	289	3,9	305	291	4,6	-325	-303	6,8
	Б2	295	275	6,7	306	277	9,6	-315	-283	10,2
	Б3	299	273	8,8	301	278	7,7	-312	-280	10,4
верхняя полочка	Б1	-66	-57	13,6	-60	-62	-3,3	270	254	5,9
	Б2	-63	-55	12,7	-64	-59	7,8	268	250	6,7
	Б3	-64	-67	-3,8	-68	-63	7,4	263	245	6,8
		$\Delta\sigma_{\text{ср.}}$		7,0	$\Delta\sigma_{\text{ср.}}$		5,6	$\Delta\sigma_{\text{ср.}}$		7,8

Заключення. Проведені численні дослідження установки гнучких анкерів в неразрезних сталезалізобетонних балках в растянутій зоні бетону. Дослідження підтвердили цю необхідність для запобігання отрива бетонної частини від металу внаслідок дії максимальної поперечної сили в приопорних ділянках балок. З зменшенням кроку установки анкерів нульова лінія в комбінованому сеченні заходить більше в сталеву частину, що свідчить про більш ефективне залучення бетону верхньої полиці в спільну роботу. Для досліджуваного типорозміру балок оптимальний крок установки гнучких анкерів в растянутій зоні бетону становить 150 мм.

СПИСОК ЦИТИРОВАННИХ ИСТОЧНИКОВ

1. Клименко Ф.Є. Розробка, дослідження та застосування у будівництві сталобетонних конструкцій / Ф.Є. Клименко. – Львів, 2001. – 208 с.
2. Стрелецкий Н.Н. Сталезалізобетонні мости / Н.Н. Стрелецкий. – М: Транспорт, 1965. – 375 с.
3. Стороженко Л.И. Сталезалізобетонні конструкції / Л.И. Стороженко, А.В. Семко, В.И. Ефименко. – К. : Четверта хвиля, 1997. – 158 с.
4. Воробьев А.З. Сопротивление усталости элементов конструкций / А.З. Воробьев, Б.И. Олькин, В.Н. Стебнев, Т.С. Родченко. – М.: Машиностроение, 1990. – 240 с.
5. Зинкевич И.В. Особенности напряженно-деформированного состояния узлов ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных профилей / И.В. Зинкевич, А.В. Мухин, Ю.В. Соболев. – Брестский инженерно-строительный институт, 1987. – 20 с.
6. Семко О.В. Експериментально-теоретичні дослідження нерозрізних сталезалізобетонних балок з гнучкими анкерами / О.В. Семко, С.А. Гудзь, В.В. Дарієнко // Зб. наук пр. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. №16. Рівне, 2008. – С. 344–351.
7. Семко О.В. Теоретичне моделювання напружено-деформованого стану гнучких анкерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко, В.В. Дарієнко // Вісник ОДАБА. Серія : Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Сейсмостійкість будівель та споруд – Одеса, 2009. – Вип. 33. – С. 140–145.