

**ПРОЧНОСТЬ КОНТАКТА СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК**

**Бараник С.В., Мурашко А.В., Свешников Г.А.** (Одесская Государственная академия строительства и архитектуры, г.Одесса)

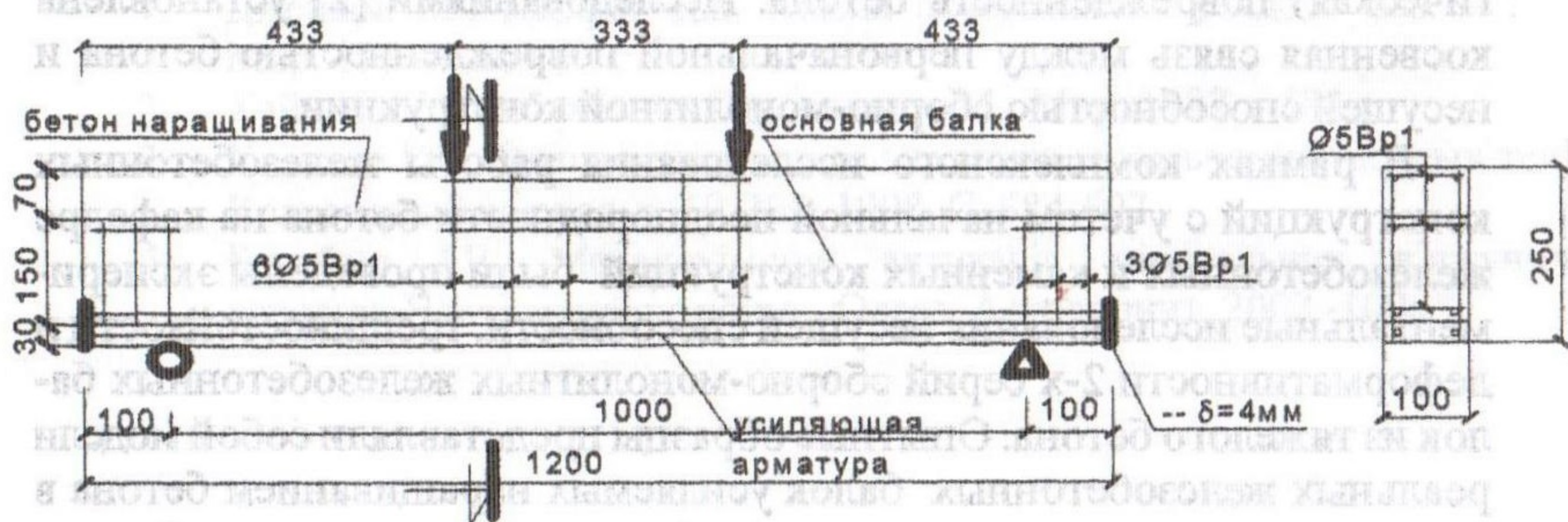
**В статье рассматривается прочность контакта составных железобетонных конструкций по результатам испытаний сборно-монолитных железобетонных балок на поперечный изгиб до разрушения.**

Одной из важнейших задач при реконструкции зданий является усиление существующих строительных конструкций, в том числе и железобетонных. На данное время существует большое количество успешно зарекомендовавших себя на практике методов усиления несущих железобетонных элементов. Однако выполнение конструктивных требований действующих норм к обеспечению совместности работы усиливаемой и усиливающей конструкции нередко приводит к перерасходу материалов. Для более точной и обоснованной оценки сопротивления по контактному шву необходимо установление степени влияния неоднородности бетона на работу сборно-монолитных конструкций. Начальные дефекты материала строительных конструкций (в нашем случае бетона) образуются в процессе организации структуры. По [1] эти дефекты классифицированы как первоначальная (технологическая) поврежденность бетона. Исследованиями [2] установлена косвенная связь между первоначальной поврежденностью бетона и несущей способностью сборно-монолитной конструкции.

В рамках комплексного исследования работы железобетонных конструкций с учетом начальной неоднородности бетона на кафедре железобетонных и каменных конструкций были проведены экспериментальные исследования несущей способности, трещиностойкости и деформативности 2-х серий сборно-монолитных железобетонных балок из тяжелого бетона. Опытные образцы представляли собой модели реальных железобетонных балок усиливаемых наращиванием бетона в сжатой и установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне. Класс бетона – В20...В25, арматура класса А-400С. Диаметр основной и усиливающей рабочей арматуры: серии Д – 10мм, серии Е – 8 мм (схе-

му армирования см. рис. 1). Поперечная и конструктивная арматура –  $\text{Ø}5\text{Вр}1$ . Поскольку работу контактного шва на сопротивление сдвигу более полно и достоверно можно исследовать в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечной силы опытные балки проектировались без рабочей поперечной арматуры, гарантируя, таким образом, разрушение по наклонному сечению. Для обеспечения предотвращения развития магистральной трещины разрушения в зону чистого изгиба под точкой приложения силы устанавливались по два поперечных стержня.

Сопротивление сдвигу контактного шва сборной и монолитной части балки обеспечивалась за счет сцепления старого и нового бетона и сил трения без установки дополнительной анкерной арматуры и устройства шпонок. Прочность такого контакта является функцией от возраста старого бетона, состава бетонной смеси нового бетона, характера обработки поверхности перед бетонированием, способа укладки и условий твердения нового бетона. По [2] влияние возраста старого бетона по истечении 28 суток на прочность контакта незначительно. Состав нового бетона подбирался по методике изложенной в [2] в зависимости от величины массопоглощения старого бетона и проектируемого сопротивления сдвига шва. Перед бетонированием поверхности старого бетона зачищались металлическими щетками до снятия цементной пленки, за час до бетонирования поверхность увлажнялась. Такой характер обработки поверхности обуславливался удобной применимостью данного метода в условиях реконструкции не требующий дополнительных затрат материалов и применения механизмов. После добетонирования образцы хранились в нормальных условиях и испытывались в возрасте 28 суток.



**Рис.1** Схема армирования опытных образцов.

Загружение балок производилось ступенями  $0.1M_u$  вплоть до разрушения с визуальным наблюдением за процессом образования и развития трещин.

Прочность контактного шва балок контролировалась на параллельно изготавливаемых образцах – «двойках».

Расчет несущей способности балок осуществлялся по методу предельного равновесия в наклонном сечении. Рассматривалось равновесие блоков разделенных трещинами на стадии разрушения под действиями внешних сил (опорной реакции) и внутренних (усилие, воспринимаемое сжатым бетоном над вершиной наклонной трещины; растягивающее и нагельное усилие в продольной арматуре; силы зацепления в вершине наклонной трещины; сдвигающее усилие по контакту сборного и монолитного бетона). Анализируя результаты испытаний можно заключить, что после развития магистральной трещины выше контактного шва домонолическая часть балки находится в равновесии под действием нормальных усилий в бетоне над наклонной трещиной, проекции на продольную ось части сил зацепления и сдвигающего усилия по контактному шву:

$$\sum X = T_{sh} - N_b - \sum F_{crsx} = 0 \quad ,$$

$$T_{sh} = N_b + \sum F_{crsx}$$

Одновременно с этим из условия равновесия сборной части (из суммы моментов внешних сил приложенных к балке ниже уровня шва относительно нейтральной оси растянутой арматуры):

$$T_{sh} = \frac{Qa}{z_{s,ad}}$$

При чем по [5] главный вектор сил сцепления по вершине наклонной трещины направлен по линии действия главных сжимающих напряжений и, следовательно, пересекает нейтральную ось арматуры в точке приложения опорной реакции.

Определим величину предельного сдвигающего усилия, которое может воспринять контактный шов, при этом будем оперировать расчетным сопротивлением сдвигу контактного шва вычисленным по указаниям действующих норм и по полученным в результате испытания образцов - «двоек» на срез.

Среднее по длине участка шва расчетное сопротивление сдвига контактного шва определялось по действующим нормам [4]:

$$R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,s} + R_{sh,n} \quad ,$$

где:

$$R_{sh,b} = \lambda_{b1} \cdot \lambda_{b2} \cdot \lambda_{b3} \cdot R_{bt,m} \left[ 1 + \lambda_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt,m}} \right],$$

или в данном случае

$$R_{sh} = R_{sh,b} = \lambda_{b3} \cdot R_{bt,m} \left[ 1 + \lambda_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt,m}} \right]$$

Среднее напряжение обжатия контактного шва:

$$\sigma_{bm} = \frac{Q_u}{b_{sh} \cdot l_{sh}}$$

Результаты расчета прочности контактных швов усиленных балок, а также экспериментальные значения прочностных характеристик сведены в таблицу 1.

Анализ данных показывает, в целом, достоверность определяемого по нормам расчетного сопротивления шва сдвигу по контакту за счет механического сцепления и обжатия и значительную недооценку предельного сдвигающего усилия воспринимаемого швом.

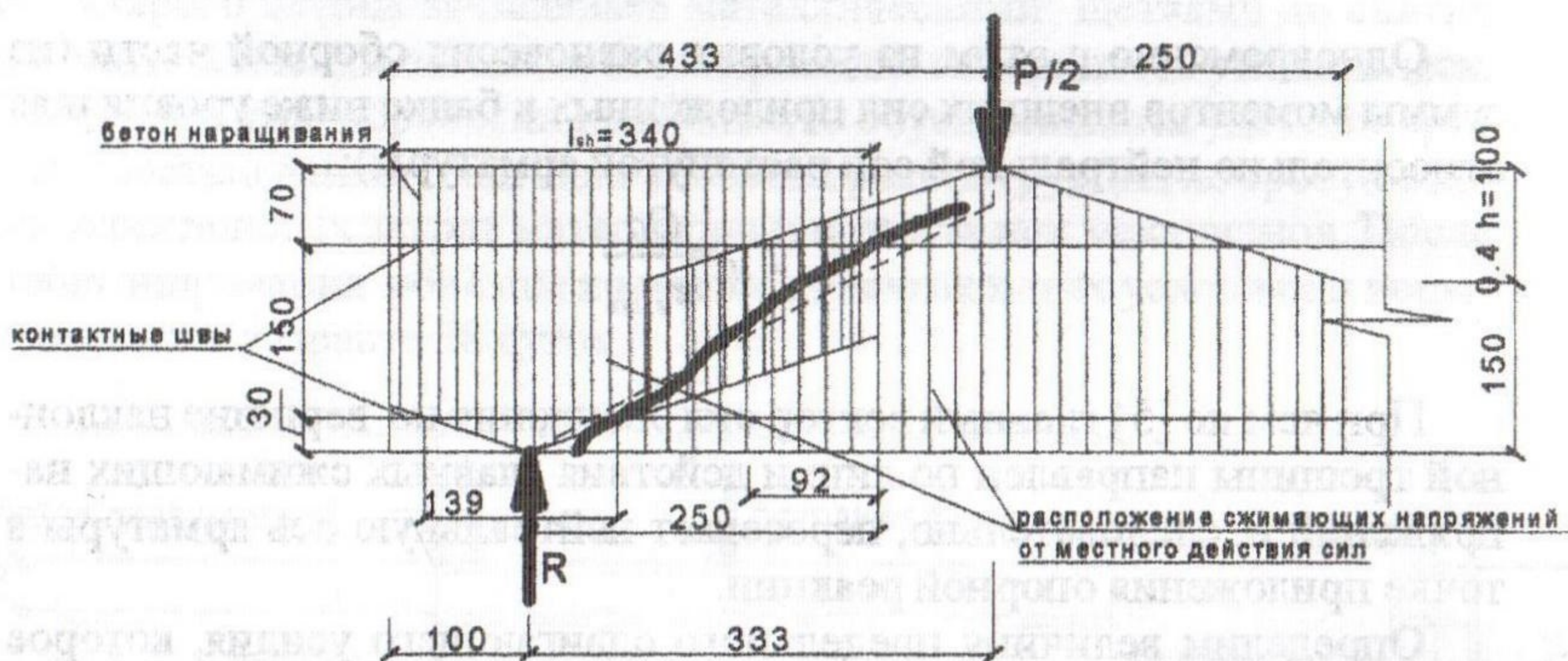


Рис.2. К расчету прочности контактного шва

**Выводы.** Расчетные сопротивления шва сдвигу, вычисляемые по формулам СНиП, в целом соответствуют полученным при испытании.

Прочность бесшпоночного контакта сборно-монолитных балок в значительной степени недооценена нормами. Запас прочности по контактному шву в отдельных случаях достигает 60%. Для установления более точных методов расчета составных конструкций необходимо построение расчетной модели основанной на кинематической модели железобетонной балки перед разрушением по наклонному сечению предложенной в [5] и применимой к сборно-монолитным балкам.

№ балки	Серия	$\bar{R}_{bt}$ МПа	$\bar{R}_b$ МПа	$R_{sh}$ МПа	$\bar{R}_{sh}^{\ominus}$ МПа	$T_{sh}$ кН	$T_{sh}^{\ominus}$ кН	$\frac{T_{sh}^{\ominus}}{T_{sh}}$
1	Д	1,48	11,1	2,19	2,08	74,5	111	1,49
2				2,19		74,5	111	1,49
3				2,60		88,4	143	1,62
1	Е	1,675	12,8	2,18	2,31	74,1	99	1,34
2				2,27		77,2	105,6	1,37
3				1,96		66,6	81,4	1,22

**Таблица 1. Результаты расчета прочности контактных швов усиленных балок.**

#### Литература

1. Дорофеев В.С., Выровой В.Н. Технологическая поврежденность строительных материалов и конструкций. – О.: Город мастеров, 1998.-168с.
2. Дорофеев В.С., Марченко Т.С. Прочность контактов составных конструкций. – О.: Город мастеров, 1998.-150с.
3. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. Боярчук Б. А. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных конструкций при разных способах усиления растянутой зоны. Дисс. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. – Луцк, 2003. – с.93-130.
5. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К.: Будивельник, 1989. –104 с.