

## СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Рекомендации по применению гибких систем оплаты труда в коммерческих организациях: пост. Министерства труда и социальной защиты Респ. Бел., 21 окт. 2011 г., № 104.
2. Якушева, А. Разработка положения об оплате труда работников коммерческих организаций в условиях применения гибких систем оплаты труда / А. Якушева // Национальная экономическая газета. Информбанк. – 2011. – № 98. – С. 27–30.

УДК 624.012

**Васильков М.С.**

**Научный руководитель: к.т.н., доцент Бранцевич В.П.**

## ПРОЧНОСТЬ ПЛОСКИХ КОНТАКТОВ СОСТАВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Сборно-монолитные конструкции представляют собой рациональное сочетание сборного и монолитного бетонов. В силу наличия в едином сечении бетонов с различными прочностными и деформативными характеристиками и процессов перераспределения усилий между ними, изучение прочности зоны контакта сборной и монолитной частей конструкции при циклических нагрузках является важной и непростой задачей.

1. Работа плоского контакта сборно-монолитной конструкции при сдвиге в условиях статического нагружения

Контактный шов из-за наличия в нём непробетонированных частей, частиц пыли, появления усадочных трещин и т.п. в общем случае представляет собой ослабленный элемент по высоте сечения. Вследствие этого, нарушение сплошности плоских контактов и последующее разрушение происходит непосредственно по контактному шву. В связи с этим при расчете прочности сборно-монолитных конструкций возникает необходимость в оценке прочности контактного шва на сдвиг.

В работе [1] проведены экспериментальные исследования на сборно-монолитных балках и образцах, имитирующих работу контакта на сдвиг, с плоской шероховатой поверхностью шва и поперечной арматурой. Условие прочности контакта предлагается записывать в виде:

$$Q_{sh} \leq \tau_{ct} b \cdot I_{oxm} + N \cdot f_{mp} + A_s' \sigma_{s,ct} + A_s R_{sh}, \quad (1)$$

где  $Q_{sh}$  – усилие сдвига по контакту;  $\sigma_{s,sh}$  – сопротивление срезу на участке контакта между бетонами;  $R_{sh}$  – сопротивление срезу арматуры на участке активного сцепления;  $f_{\delta,d}$  – коэффициент трения бетона;  $A_s, A_s'$  – суммарные площади поперечного сечения хомутов, соответственно в растянутой и сжатой зонах.

Испытания показали, что для армированного шероховатого контакта предельное сопротивление бетона срезу на длине площадки  $l_{sh} \leq 20$  см можно принять  $\tau_{ct} = 2R_{bt}$ . При большей длине площадки сопротивление бетона срезу определяется по формуле

$$\tau_{ct} = 2R_{bt} \frac{l_{sh,20}}{l_{sh}} m, \quad (2)$$

$$m = 1 + 0,05(l_{sh} - l_{sh,20}). \quad (3)$$

Расчетная величина напряжений не должна превышать

$$\tau_{b,расч} = \gamma_b \omega_b \tau_b = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2R_{bt} = 0,5R_{bt}, \quad (4)$$

где  $\gamma_b$  – коэф-т условий работы;  $\omega_b$  – коэф-т полноты эпюры касательных напряжений.

С.А. Корейба и др. [2], проанализировав проведенные экспериментальные исследования, отобрали ряд факторов, влияющих на сопротивление шва между сборным и монолитным бетонами сдвигу: степень обжатия шва, шероховатость поверхности, процент армирования и длина площадки среза. При оценке значимости факторов наиболее значимыми оказались степень обжатия, шероховатость поверхности и процент армирования. Длина шва не оказывает значительного влияния на сопротивление контакта сдвигу.

Б.Л. Городецкий [3] предлагает проверять прочность балки с поперечной арматурой в зависимости от прочности контакта по условию

$$Q \leq \frac{R_c b h_n + 0,8 z q_x \cdot (1,9 b_n x / E_d)}{\left(1 - 0,5 \frac{F_d}{1,9 b_n x}\right) T}, \quad (5)$$

где  $b_n$  – ширина полки;  $h_n$  – высота сборной части балки;  $z$  – расстояние между продольными усилиями в наклонном сечении балки;

$$T = \frac{F_{n,a}}{F_n} = \frac{e_n S_{n,a}}{I_n};$$

$F_{n,a}$  – приведенная площадь поперечного сечения сборной части балки;  $S_{n,a}$  – приведенный статический момент инерции сборной части балки относительно центра тяжести всего сечения;  $I_n$  – приведенный момент инерции всего сечения.

2. Работа плоского контакта сборно-монолитной конструкции при сдвиге в условиях циклического нагружения

На данный момент в мировой практике недостаточно экспериментальных и теоретических работ, посвященных исследованию поведения контактного шва сборно-монолитных конструкций при действии циклических нагрузок.

Нарушение контакта между двумя бетонами при циклическом нагружении может привести к уменьшению несущей способности конструкции и к её разрушению, а также резко изменить динамические характеристики конструкций, что может повлечь за собой явление эффекта резонанса.

Стоит сразу отметить основные предпосылки, используемые большинством исследователей при рассмотрении вопросов сопротивления контактного шва сдвигу:

- несущая способность неармированных контактных швов при сдвиге обеспечивается только за счет сил сцепления;

- несущая способность контактного шва при сдвиге обеспечивается за счет сил зацепления по поверхности сопряжения двух бетонов и нагельной работы поперечной арматуры;

- при определении нагельного эффекта арматуры, пересекающей контактный шов, в качестве расчетной следует рассматривать схему в виде стержня заделанного в бетонном массиве, с сосредоточенной поперечной силой на свободном конце, при этом рассматривается та часть элемента (сборная или монолитная), бетон которой по прочностным характеристикам уступает другой, т.е. проводится сечение по контактному шву и для упрощения расчетной схемы часть элемента с более прочным бетоном отбрасывается;

- нагельный эффект поперечной арматуры обеспечивается за счет работы на изгиб самого арматурного стержня и работы на смятие бетона под арматурой;

- в восприятии поперечного усилия за счет нагельного эффекта арматуры участвует только часть бетонного основания под арматурой, называемая зоной активного деформирования бетона, а работой остальной части, в силу незначительности, можно пренебречь;

- предполагается, что в предельном состоянии бетон в зоне активного деформирования работает неупруго;

- в качестве критерия исчерпания несущей способности контактного шва при сдвиге принимаются 3 случая предельного напряженно-деформированного состояния:

1. Разрушение от достижения напряжениями в арматуре при изгибе предела прочности стали.
2. Разрушение от смятия бетона под арматурой.
3. Одновременное достижение предельных состояний по несущей способности бетоном и арматурой.

Ил.Т. Мирсяяповым [4] проведены экспериментальные и теоретические исследования выносливости контактных швов сборно-монолитных балок. Образцы для испытаний отличались классами бетонов, высотой монолитной части и наличием поперечной арматуры. Параметры нагружения также варьировались для каждой серии образцов. Однако ни в одной серии балок разрушение по контактному шву не наблюдалось.

Сопротивление контакта сдвигу рекомендуется определять в виде суммы сопротивлений за счет сил сцепления, зацепления частиц через трение и сжатие и нагельной работы поперечной арматуры. Также отмечается, что для обеспечения совместной работы двух бетонов при циклическом нагружении напряжения, действующие по контактному шву, не должны превышать предел выносливости, а чтобы судить о трещиностойкости и прочности контакта необходимо знать касательные напряжения по контакту  $\tau_b$  до образования трещины отрыва, касательное напряжение в поперечной арматуре  $\tau_w$  и напряжение смятия  $\sigma_{b,loc}$  в монолитном бетоне под поперечной арматурой после образования трещины отрыва.

Для определения вышеперечисленных напряжений предложены формулы [4]:

$$\tau_{b,max} = \frac{T_{sh,max}}{b \cdot l_{sh} + \frac{G_w}{G_b} \cdot n \cdot A_{sw}}; \quad (6)$$

$$\tau_{w,max} = \frac{T_{sh,max} - T_{f1} - T_{f2}}{n \cdot A_{sw}}; \quad (7)$$

$$\sigma_{b,loc,max} = \frac{2(T_{sh,max} - T_{f1} - T_{f2})}{n \cdot a_m \cdot d_w}; \quad (8)$$

где  $T_{f1}, T_{f2}$  – силы трения по контакту;  $n \cdot A_{sw}$  – количество поперечной арматуры, пересекающей контакт;  $G_w, G_b$  – модули сдвига поперечной арматуры и монолитной части конструкции.

А.В. Харченко [5] проведены обширные экспериментальные исследования прочности и деформативности контакта сборно-монолитных конструкций в условиях циклического нагружения. При проведении испытаний армированных образцов за разрушение принималась дестабилизация нагрузки от нарушения сплошности контакта, резкое увеличение градиента деформаций контактного слоя.

Также были проведены испытания 3 серий сборно-монолитных балок на статическую и циклическую нагрузки. Балки I серии были прямоугольного, II и III серий таврового поперечного сечения. Разрушение по контакту наблюдалось только в III серии балок, у которых контактный шов не был армирован. Прочность контакта предлагается проверять по условию

$$\tau = \frac{Q_{sh}}{b_{sh} l_{sh}} \leq \tau_{sh}, \quad (9)$$

$$\tau_{sh} = \tau_{ss} + \tau_{or} + \tau_{do} + \tau_s; \quad (10)$$

где  $b_{sh}$ ,  $l_{sh}$  – размеры участка сдвига;  $\tau_{ss}$  – сопротивление за счёт сцепления и механического зацепления;  $\tau_{or}$  – то же, за счет работы шпонок;  $\tau_{do}$  – то же, за счет трения;  $\tau_s$  – то же, за счет работы поперечной арматуры на срез.

Выносливость контакта определяется по аналогичному (16) выражению.

$$\tau_{sh} = k_1 \tau_{ss} + k_2 \tau_{or} + k_3 \tau_{do} + k_4 \tau_s, \quad (11)$$

где  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$ ,  $k_4$  – коэффициенты, учитывающие влияние уровня нагружения, коэффициента асимметрии цикла и частоты нагружения.

### Выводы

Выполненный анализ экспериментальных и теоретических исследований, проведенных различными авторами, а также нормативных документов различных стран позволяет сформулировать применительно к оценке несущей способности контактного шва при циклических нагружениях следующие основные выводы:

1. Сопротивление стыковых соединений сборно-монолитных конструкций при действии статических нагрузок изучено достаточно детально. Вместе с тем, практически полностью отсутствуют данные об исследовании стыковых соединений при циклических нагружениях.

2. Не существует единого подхода к определению сдвигающих усилий по контакту, несущей способности контактных швов между сборным и монолитным бетонами, а также нет единого критерия предельного состояния.

3. В существующих методах расчета не достаточно полно отражаются действительные напряженно-деформированные состояния контактных швов при сдвиге, как при статическом, так и при циклическом нагружениях. Они, как правило, основаны на использовании эмпирических коэффициентов, учитывающих те или иные особенности железобетона и условий нагружения.

4. Жесткость контактного шва на сдвиг, напряжения, коэффициенты асимметрии цикла в бетоне и арматуре контакта непрерывно изменяются в процессе циклического нагружения вследствие проявления виброползучести бетона под поперечной арматурой контакта в связанных условиях и уменьшения прочности бетона. Эти процессы нельзя не учесть при определении прочности контакта при циклических нагрузках. Поэтому существующие расчётные зависимости (например в Eurocode 2) будут давать существенную погрешность, т. к. не могут учесть постоянно изменяющееся напряженно-деформированное состояние контакта вводом только одного коэффициента, зависящего от состояния поверхности контакта.

5. Нормы проектирования различных стран при формировании требований по расчёту сборно-монолитных конструкций либо вовсе не уделяют внимания циклическим нагружениям (как это сделано в АСН), либо запрещают применение составных конструкций при действии циклических нагружений (например, СНБ 5.03.01). Тем не менее, значительные группы составных конструкций испытывают циклические нагружения и учёт этого эффекта необходим при проектировании.

Исходя из вышесказанного, можно заключить, что задача оценки прочности контактных швов сборно-монолитных конструкций требует более подробного изучения и разработки новых методов расчета, наиболее полно учитывающих напряженно-деформированное состояние контакта при действии статических, а в особенности циклических нагрузок.

**СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Запругин, Г.Н. Исследование прочности и деформативности контакта при срезе в сборно-монолитных конструкциях // Сб. научн. тр. Челябинск. политехн. ин-та. – Челябинск, 1974. – №149. – С. 162-172.
2. Корейба, С.А. Определение прочностных характеристик технологических швов между старым и новым бетонами / С.А. Корейба, Ю.К. Люненко, Н.Г. Негура, А.П. Скрипкин // Совершенствование строительных конструкций и строительного производства. – Кишинев, 1984. – С. 28-33.
3. Городецкий, Б.Л. Экспериментально-теоретические исследования прочности контакта в сборно-монолитных предварительно напряженных железобетонных конструкциях: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 – Свердловск: 1969. – 184 с.
4. Мирсаяпов, Ил.Т. Исследование выносливости сборно-монолитных железобетонных изгибаемых элементов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Москва 1988. – 243 с.
5. Харченко, А.В. Исследование прочности сборно-монолитных изгибаемых конструкций по нормальным сечениям: Автор. дис. ... канд. техн. наук 05.23.01 – Киев, 1978. – 19 с.

УДК 624.04:519.3

**Веренич А.А.**

*Научный руководитель: доцент Игнатюк В.И.*

**РАСЧЁТ ИЗГИБАЕМЫХ ПЛИТ, ОПЁРТЫХ ПО КОНТУРУ, НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ**

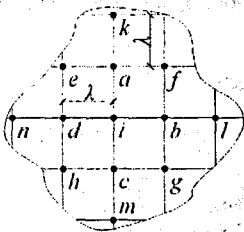
Уравнение Софи Жермен–Лагранжа[1, 2]:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q(x, y)}{D}, \tag{1}$$

где  $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ ,  $h$  – толщина плиты,  $E$  – модуль упругости,  $\nu$  – коэффициент Пуассона,  $q(x, y)$  – функция заданной нагрузки,  $w(x, y)$  – функция прогибов точек плиты, в разностной форме с учетом выражений, представленных в [3], для  $i$ -й точки принимает вид:

$$20w_i - 8(w_a + w_b + w_c + w_d) + 2(w_e + w_f + w_g + w_h) + (w_k + w_l + w_m + w_n) = \frac{q\lambda^4}{D}, \tag{2}$$

где  $a, b, c, d, e, f, g, h, k, l, m, n$  – узлы сетки;  $\lambda$  – шаг сетки (рисунок 1).



**Рисунок 1**

Изгибающие моменты в сечениях плиты  $M_x$  и  $M_y$  определяются выражениями:

$$M_x = -D \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \quad M_y = -D \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right), \tag{3}$$

которые в разностной форме записываются в виде:

$$M_{x,i} = \frac{D}{\lambda^2} [(2 + 2\nu)w_i - \nu(w_f + w_c) - (w_b + w_d)], \tag{4}$$

$$M_{y,i} = \frac{D}{\lambda^2} [(2 + 2\nu)w_i - \nu(w_h + w_a) - (w_e + w_g)]. \tag{5}$$

Плита является двумерной системой, поэтому для удобства составления разностных выражений вида (2, 4, 5) их удобно представить в матрично-операторной форме:

$$\begin{bmatrix} & & 1 & & \\ & 2 & -8 & 2 & \\ 1 & -8 & 20 & -8 & 1 \\ & 2 & -8 & 2 & \\ & & 1 & & \end{bmatrix} \cdot w_i - \frac{q\lambda^4}{D} = 0 \tag{6}$$