

Граница слоя должна располагаться под небольшим углом к наклонной поверхности гребня (под углом 60...70° к поверхности катания). Минимальная толщина слоя - 4 мм. Максимальную толщину слоя не имеет смысла указывать, поскольку глубина прокаливаемости колесно-бандажных сталей в настоящее время не превышает 6 мм. Нижняя зона закаленного слоя заходит под уровень поверхности катания на глубину не менее 3 мм, что необходимо для предотвращения вытеснения слоя с выкружки при отклонениях в режиме закалки, которые происходят вследствие изменения свойств индуктора и прокаливаемости стали. Для предотвращения течения металла на поверхность катания, слой должен заходить на поверхность катания не менее чем на 45 мм, но не более чем на 55 мм от внутренней грани колеса.

**Выводы:**

При выборе твердости элементов рабочих поверхностей в паре трения «колесо-рельс» необходимо учитывать не только износ, но и контактно-усталостную стойкость. Доказано, что основными видами изнашивания рабочих поверхностей являются - пластическое изнашивание и задир.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ларин Т.В. Износ и пути продления службы бандажей железнодорожных колес. М., Трансжелдориздат. 1958, 168 с.
2. Марков Д.П. Закалка гребней колес подвижного состава на высокую твердость для снижения бокового износа. Вестник ВНИИЖТ, №1, 1997, с. 36-42.
3. Bower A. F., Johnson K. L. Plastic flow and shakedown of rail surface in repeated wheel-rail contact. Wear №144, 1991, p. 1-8.
4. Карпущевко Н. И. и др. Управление техническим состоянием пути. МПС РФ, Новосибирск, 1995, 205 с.

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ДОРОГ,  
МЕТРОПОЛИТЕНОВ, АЭРОДРОМОВ, МОСТОВ И  
ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ**

УДК 624.042.7

Беспаяев Алий Аббасович – д.т.н, профессор (Алматы, КазНИИССА)  
Джарылкасынов Серик Шамилович – аспирант (Алматы, КазГАСА)

**ПРОЧНОСТЬ СТЕНОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СВЕРХПРОЧНЫХ  
БЕТОНОВ ПРИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ**

В КазНИИССА выполнены экспериментальные исследования работы стеновых конструкций из сверхпрочных бетонов при действии горизонтальных нагрузок. Испытания образцов проводились в силовом стенде, обеспечивающем возможность одновременного приложения распределенной по длине стены вертикальной нагрузки и сосредоточенной в уровне перекрытия горизонтальной силы.

Опытный образец крепился к станине силового стенда, представляющего собой жесткую замкнутую металлическую раму с упорами, и нагружался вертикальной нагрузкой и горизонтальной силой, приложенной к в верхней части образца. Вертикальная

нагрузка создавалась с помощью гидравлических домкратов и ручной насосной станции, передающих сжимающее усилие на верхнюю поверхность образца через жесткую траверсу. Горизонтальная нагрузка создавалась с помощью двух гидравлических домкратов и ручной насосной станцией.

Опытные железобетонные стеновые образцы имитируют натуральные размеры в 1:3 величины и представляют собой стеновую конструкцию размерами в плане 1500x100 мм и высотой 1500 мм. Образцы имеют периферийное и полевое армирование. Периферийная арматура выполнена из вертикальных стержней серповидного профиля Ø12 класса А-400. Полевое армирование образцов выполнено из вертикальных сеток Ф8 А-400 с ячейками 75x75 мм. Вертикальная арматура арматурных каркасов и сеток приварена к опорным пластинам в раззенкованные отверстия. Опытные образцы стеновых конструкций, отличались прочностью бетона.

В таблице 1 представлены данные по прочностным и деформативным свойствам использованной в образцах арматуры.

Таблица 1

Характеристики арматуры

Диаметр, класс и расположение арматуры	$\sigma_t$ , МПа		$\sigma_{раз}$ , МПа		$\epsilon_p$ , %		$\epsilon_5$ , %	
	каждого образца	Средняя	каждого образца	Средняя	каждого образца	средняя	каждого образца	Средн.
Ø12А-400 периферийная	487; 406 415; 452	440	650; 632 632; 632	638	9; 9 9; 8	8,8	22; 22 18; 16	20
Ø8 А-400 полевая	367; 387 387	380	571; 591 632	598	14; 8 5	9	22; 15 24	20

В процессе испытания образцов стеновых конструкций замерялись следующие параметры:

- деформации периферийной арматуры в сжатой и растянутой зонах - с помощью тензодатчиков с базой 20 мм, наклеенных на арматуру в зоне защемления стены;
- деформации сжатой зоны бетона - с помощью тензодатчиков с базой 50 мм, наклеенных в два ряда по высоте сжатой зоны в нижней части стены;
- деформации полевой арматуры в средней по высоте и ширине части стены - с помощью тензодатчиков с базой 200 мм, наклеенных на горизонтальные и вертикальные стержни полевого армирования стены в центральной части последней;
- деформации полевой арматуры в средней по высоте и ширине части стены - с помощью тензодатчиков с базой 200 мм, наклеенных на горизонтальные и вертикальные стержни полевого армирования стены в центральной части последней;
- деформации бетона в центральной части стены - с помощью розеток тензодатчиков с базой 50 мм, наклеенных в несколько рядов в центральной части стены;
- горизонтальные и вертикальные перемещения контура стены - с помощью вертикальных и горизонтальных прогибомеров ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм, установленных по контуру стены;
- величина вертикальной и горизонтальной нагрузки на стену - с помощью динамометров образцового типа, установленных на ручных насосных станциях.

Образец стеновой конструкции Ст-1 испытан при постоянной вертикальной нагрузке  $N=464,7$  кН, вызывающей равномерное сжатие с интенсивностью  $\sigma_b = 3,1$  МПа, что

составляло 5,5 % от прочности бетона ( $R_b=56$  МПа). Затем к образцу статически прикладывалась горизонтальная сила в уровне 1,3 м от низа образца. В процессе увеличения нагрузки при величине горизонтальной силы, равной  $S=387,5$  кН (при 52% от разрушающей нагрузки) появилась нормальная трещина на боковой растянутой грани, затем при горизонтальной силе  $S=532,8$  кН (при 71,3% от разрушающей нагрузки) образовалась сквозная нормальная трещина шириной раскрытия около 1 мм. Разрушение образца произошло при горизонтальной силе  $S=746$  кН и сопровождалось разрушением сжатой зоны бетона и образованием наклонных трещин, пересекающих всю ширину образца.

Анализ характера распределения деформаций по высоте сжатой зоны бетона, полученной по показаниям тензодатчиков, наклеенных в два ряда по высоте сжатой зоны бетона, показывает наибольшие деформации бетона в периферийной зоне превышают 0,3 %, а в периферийной зоне уже при величине горизонтальной силы составляющей 65% от разрушающей напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести. После достижения предела прочности стеновой конструкции при снятии горизонтальной нагрузки наибольшие остаточные деформации в сжатой зоне бетона достигали 0,2%. Деформации бетона в направлении главных напряжений достигают предельной растяжимости бетона ( $30 \cdot 10^{-5}$  относит. единиц), это проявилось и в образовании наклонных трещин), а в направлении главных сжимающих напряжений деформации не превышают  $0,03 \div 0,04\%$ , что свидетельствует о достаточной прочности наклонной полосы бетона между наклонными трещинами. Напряжения в сжатых и растянутых стержнях полевого армирования в центральной части стеновой панели не превышают – 180 МПа и +200 МПа. График зависимости перекоса стеновой панели от горизонтальной силы имеет вид выпуклой кривой, а максимальный перекос панели перед разрушением составил  $1/72,6$  от высоты панели, причем полные деформации превышают упругую составляющую в 2,9 раза.

Образец стеновой конструкции Ст-2 испытан при постоянной вертикальной нагрузке  $N=619,6$  кН, вызывающей равномерное сжатие с интенсивностью  $\sigma_b = 4,1$  МПа, что составляло 9,3 % от прочности бетона ( $R_b=44,4$  МПа). Этот образец испытан при знакопеременном действии статической горизонтальной нагрузки. После доведения величины горизонтальной силы до значений  $S=436$  кН горизонтальная нагрузка была снята. Анализ состояния стеновой конструкции показал, что в ней не обнаружено видимых трещин и повреждений. Наибольшие деформации растянутой периферийной арматуры не превышали  $+27 \cdot 10^{-5}$  относительных единиц (т.е. напряжения в растянутой арматуре составляли около 15% от предела текучести арматуры), а наибольшие деформации сжатой зоны бетона составляли  $-36 \cdot 10^{-5}$  относительных единиц. Величина перекоса стеновой конструкции составляла  $1/385$  от высоты стены.

При повторном нагружении стеновой конструкции при величине горизонтальной силы, равной  $S=629,7$  кН появилась нормальная трещина на боковой растянутой грани. При этом наибольшие деформации растянутой периферийной арматуры составляли  $+120 \cdot 10^{-5}$  относительных единиц (т.е. напряжения в растянутой арматуре составляли около 55% от предела текучести арматуры), а наибольшие деформации сжатой зоны бетона составляли  $-155 \cdot 10^{-5}$  относительных единиц. Величина перекоса стеновой конструкции составляла  $1/224$  от высоты стены.

При следующем режиме нагружения горизонтальная нагрузка прикладывалась с противоположной стороны и была доведена до значений  $S=532,9$  кН. При этом не обнаружено в стеновой панели видимых трещин и повреждений. Наибольшие деформации растянутой периферийной арматуры не превышали  $+155 \cdot 10^{-5}$  относительных единиц (т.е. напряжения в растянутой арматуре составляли около 70 % от предела

текучести арматуры), а наибольшие деформации сжатой зоны бетона составляли  $-127 \times 10^{-5}$  относительных единиц. Величина перекоса стеновой конструкции составляла  $1/193$  от высоты стены.

После создания горизонтальной силы  $S=726,6$  кН несущая способность стеновой конструкции начала резко падать. Вскрытие образца после испытаний показало, что причиной снижения прочности явилось разрушение сварки арматуры в гнездах приварки последней к опорной пластине. Предельные деформации периферийной растянутой арматуры существенно превышали предел текучести стали и составляли  $\varepsilon_s = 1,2\%$ .

Наибольшие деформации бетона в периферийной зоне достигают  $0,3\%$ , а распределение деформаций по высоте сжатой зоне близко к линейному. Деформации бетона в направлении главных напряжений в центре стеновой конструкции достигают предельной растяжимости бетона (более  $+30 \times 10^{-5}$  относит. единиц, поэтому появились наклонные трещины), а в направлении главных сжимающих напряжений достигают  $-186 \times 10^{-5}$  относительных единиц, что свидетельствует о том, что прочность наклонной полосы бетона между наклонными трещинами близка к предельной. Напряжения в растянутых стержнях полевого армирования в центральной части стеновой панели достигают  $+350$  МПа, что также подтверждает близость наклонного сечения стеновой конструкции к исчерпанию прочности по поперечной силе.

Перекося стены перед разрушением составил  $1/70$  ее высоты, при этом полные деформации превышали упругую составляющую в  $3,35$  раза, а знакопеременное действие горизонтальной нагрузки привело к увеличению деформаций стеновой конструкции почти на  $20\%$ .

Третий образец стеновой конструкции Ст-3 испытан при постоянной вертикальной нагрузке  $N=309,8$  кН, вызывающей равномерное сжатие с интенсивностью  $\sigma_b = 2,1$  МПа, что составляло  $7,4\%$  от прочности бетона ( $R_b=27,8$  МПа). При величине горизонтальной силы, равной  $S=242,2$  кН (при  $50\%$  от разрушающей нагрузки) появилась нормальная трещина на боковой растянутой грани. Разрушение образца произошло при горизонтальной силе  $S=490,5$  кН и вызывалось разрывом периферийной арматуры в месте приварки последней у опорной пластине, при этом напряжения в растянутой арматуре даже не достигли предела текучести стали и составляли  $\varepsilon_s = 0,12\%$ .

Наибольшие деформации бетона в периферийной зоне достигали  $0,26\%$ . Деформации бетона в направлении главных напряжений не достигли предельной растяжимости бетона ( $12 \times 10^{-5}$ ) относит. единиц, а в направлении главных сжимающих напряжений не превышают  $0,01 \div 0,017\%$ , что свидетельствует о достаточной прочности наклонной полосы бетона между наклонными трещинами.

Напряжения в сжатых и растянутых стержнях полевого армирования в центральной части стеновой панели не превышают  $-40$  МПа и  $+100$  МПа.

На втором этапе испытаний стеновая панель Ст-3 была нагружена горизонтальной нагрузкой противоположного направления. Разрушение образца произошло при горизонтальной силе противоположного направления  $S^*=490,5$  кН и вызывалось также разрывом периферийной арматуры в месте приварки последней у опорной пластине, при этом напряжения в растянутой арматуре также были далеки до предела текучести стали ( $\varepsilon_s = 0,14\%$ ).

Перед разрушением перекося стены достигал  $1/83$  ее высоты, а доля упругих деформаций составила около  $43\%$  от полных деформаций.

Оценка расчетной прочности стеновых конструкций выполнена по методике [1] с учетом следующих предпосылок:

- 1) сопротивление бетона растяжению равно нулю;
- 2) эпюра нормальных напряжений в сжатой зоне бетона имеет треугольную форму;

- 3) максимальные напряжения в сжатой зоне бетона принимаются равными  $R_b^c = 0,8R_b$ ;  
 4) наибольшие напряжения в сжатой и растянутой арматуре только для периферийных стержней достигают расчетных сопротивлений, а для остальных стержней распределяются по треугольному закону;  
 5) проверка прочности выполняется отдельно: на действие внецентренного сжатия и на действие поперечной силы.

Расчет прочности нормальных сечений производился по следующей формуле:

$$Ne \leq 0,5R_b^c bx(h_o - \frac{x}{3}) + \sum \sigma_{si} A_{si}^1 (h_o - a_{si}^1) \quad (1)$$

Высота сжатой зоны бетона определялась из уравнения:

$$0,5R_b^c bx - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj}^1 = N \quad (2)$$

Расчет прочности наклонных сечений производился на сдвиг по поперечной силе производился по следующей формуле:

$$Q \leq R_{sw} A_{sw} \quad (3)$$

Прочность на сжатие бетонной полосы между наклонными трещинами определялась по следующей формуле:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}(1 - 0,01R_b) bLR_b, \quad (4)$$

где  $\varphi_{w1}$  - коэффициент, учитывающий влияние горизонтальной арматуры, определялся по формуле:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s A_{sw}}{E_b bH} \leq 1,3 \quad (5)$$

В таблице 2 приведены данные по фактической и расчетной прочности образцов стеновых конструкций, определенных по формулам 1, 3 и 4.

Таблица 2

Расчетная прочность стеновых конструкций

Марка образца	Горизонтальная сила, S, кН	Вертикальная сила, N, кН	$R_b$ , МПа	Ne, кНм (по 11.1)	Q, кН (по 11.3)	Q, кН (по 11.4)
Ст-1	746	155	56	4123,6	690,3	1131
Ст-2	727	155	44,4	4081,8	689,4	1101
Ст-3	490,5	155	27,8	3926,4	687,6	627

Таким образом, фактическая прочность по нормальным сечениям в стеновых конструкциях Ст-1 и Ст-2 превышала расчетную прочность, соответственно на 26,6% и 20,2%, что можно объяснить превышением фактических растягивающих напряжений в периферийной арматуре над расчетными характеристиками стали. В образце Ст-3 прочность по нормальному сечению составила лишь 60% от расчетной прочности.

Прочность наклонных сечений по поперечной силе в образцах Ст-1, Ст-2 и Ст-3 составляла 1,08; 1,05 и 0,78 от расчетной прочности по поперечной силе. Расчетная прочность бетона в наклонной зоне между наклонными трещинами была существенно меньше опытных разрушающих усилий.

Способность стеновых конструкций к неупругим деформациям оценивалась изменением коэффициента динамичности при внезапном приложении нагрузки, который определялся как отношение реакции стеновой конструкции при внезапном приложении горизонтальной нагрузки к реакции при статическом действии горизонтальной нагрузки [2]. Для определения величины коэффициентов динамичности использовались опытные диаграммы «нагрузка-перемещение» при применении формулы по величине коэффициента динамичности для кусочно-линейной диаграммы деформирования:

$$K_d = \frac{2S_n f_n}{\sum_{i=1}^{i=n} [(f_i - f_{i-1})(S_i + S_{i-1})]} \quad (6)$$

или для равно-шаговой по величине перемещений диаграммы:

$$K_d = \frac{2S_g n}{\sum_{i=1}^{i=n} (S_i + S_{i-1})} \quad (7)$$

Анализ зависимости коэффициента динамичности при внезапном приложении нагрузки от величины горизонтальной нагрузки образца Ст-1 показывает, что при величине горизонтальной нагрузки, составляющей около 15% от разрушающей, происходит резкое уменьшение коэффициента динамичности, затем наблюдается период постепенного снижения коэффициента динамичности, а перед разрушением происходит резкое падение его величины. Минимальное значение коэффициента динамичности составляет 1,39, что соответствует отношению полных деформаций к упругой составляющей около 2,9 раз.

Анализ величины коэффициента динамичности для образца Ст-2 показывает, что при знакопеременном действии горизонтальной нагрузки образуется достаточно значительный этап практически не меняющегося коэффициента динамичности, который также перед разрушением сменяется этапом ускоренного падения его величины. Минимальное значение коэффициента динамичности составляет 1,4, что соответствует отношению полных деформаций к упругой составляющей около 3,35 раз.

Качественная картина изменения коэффициента динамичности для образца Ст-3 подобна образцу Ст-1, однако образец Ст-3 разрушился вследствие разрыва сварки при ограниченной величине разрушающей нагрузки. Минимальное значение коэффициента динамичности составляет 1,43, что соответствует отношению полных деформаций к упругой составляющей около 2,3 раз.

#### **Выводы:**

1. Исследования работы стеновых железобетонных конструкций позволили изучить напряженно-деформированное состояние стеновых элементов из сверхпрочного бетона с арматурой серповидного профиля при действии постоянной вертикальной нагрузки статически возрастающей горизонтальной силы.

2. Вертикальная нагрузка вызывала сжимающие напряжения в пределах 5÷10 % от прочности бетона на сжатие. При величине горизонтальной нагрузки, составляющей около 50% от разрушающей, наблюдалось образование нормальной трещины на боковой стороне стены, затем появлялась наклонная трещина, пересекающая всю стену по диагонали. Разрушение образцов вызывалось разрушением сжатой зоны бетона при растягивающих напряжениях в периферийной арматуре, превышающей предел текучести стали.

3. Предельная величина деформаций бетона в сжатой зоне достигала значений 0,3 %. Напряжения в стержнях полевого армирования в центральной части стены достигали 200 МПа. Деформации сжатия в наклонной полосе бетона в направлении наклонных трещин находились в пределах  $0,03 \div 0,04\%$ .

4. Относительный перекося стен перед разрушением составлял  $1/70 \div 1/73$  от высоты стены, а полные деформации превышали упругие деформации почти в три раза. Знакопеременное действие горизонтальной силы увеличило деформации стеновых конструкций почти на 20%. Соотношение между полными и упругими перемещениями стеновых конструкций при разрушающей горизонтальной нагрузке в  $2,9 \div 3,35$  раз превышает упругие перемещения.

5. Коэффициент динамичности стеновых конструкций с увеличением горизонтальной нагрузки начинает значительно падать при ее величине, составляющей  $15 \div 20\%$  от разрушающей. Затем наступает достаточно продолжительный период постепенного снижения коэффициента динамичности, который перед разрушением сменяется периодом резкого падения величины последнего. Минимальные значения коэффициента динамичности стеновых конструкций близки по величине к таковым для стержневых железобетонных конструкций.

6. Фактическая прочность стеновых конструкций превышала расчетную прочность за счет работы растянутой арматуры за пределом текучести.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СН РК 2.03-12-2001. Указания по проектированию монолитных зданий для сейсмических районов. Алматы, 2001, 18 с.
2. Беспаяев А.А. Сейсмостойкость стержневых железобетонных конструкций. Алматы, 1999, 62 с.

УДК 699.841 (574)

**Беспаяев Алий Аббасович – д.т.н., профессор (Алматы, КазНИИССА)  
Кумар Бакдаулет Какимулы – к.т.н., доцент (Алматы, КазНТУ)**

#### **ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ОДНОЭТАЖНЫХ НАТУРНЫХ ПРОМЗДАНИЙ ПРИ ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЯХ СЕЙСМИЧЕСКОГО ХАРАКТЕРА**

Для исследования воздействия чрезвычайных ситуаций сейсмического характера на одноэтажные промздания были проведены натурные динамические испытания 12 объектов и получены основные динамические параметры этих зданий. Определены расчетные периоды свободных колебаний с учетом влияния стенового ограждения, дана сравнительная оценка жесткости железобетонных и облегченных покрытий.

Основные расчетные периоды колебаний опытных зданий были вычислены в соответствии с [1] и приведены в табл. 1 в сравнении с опытными периодами свободных колебаний зданий в продольном и поперечном направлениях. Расхождения между расчетными и фактическими периодами колебаний объясняются влиянием на отдельных объектах достигают 300%. Столь значительное уменьшение периодов колебаний неконструктивных элементов, к которым относятся стеновые ограждающие конструкции и внутренние перегородки зданий. Очевидно, связи стеновых панелей и перегородок не столь податливые, как это принято в методике расчета [1], а обладают существенной