УДК 692.2:624.042

ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЗОН СТЫКА РАЗНОАГРУЖЕННЫХ СТЕН МНОЭТАЖНЫХ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ

И. И. Неверович

К. т. н., доцент, профессор кафедры строительства и эксплуатации зданий и сооружений, Филиал БНТУ «Межотраслевой институт повышения квалификации и переподготовки кадров по менеджменту и развитию персонала БНТУ», Минск, Беларусь, e-mail: neverovich@mipk.by

Реферат

В статье представлен сравнительный анализ требований по обеспечению трещиностойкости кладки в зоне стыка разнодеформируемых стен многоэтажных каменных зданий, которые изложены в действующих в настоящее время нормах по проектированию каменных и армокаменных конструкций в Республике Беларусь и в Российской Федерации, и результаты отдельных исследований по данной проблеме. Отмечено отсутствие методики расчета (оценки) трещиностойкости кладки в зоне стыка таких стен в новых отечественных нормах. Вместе с тем, в отмененных нормах такая методика присутствовала. Она присутствует и в нормах Российской Федерации, актуализировавшей прежние нормы по каменным конструкциям. Такая методика расчета сложилась на основании проведенных ранее обширных исследований. Анализ их свидетельствует, что в зоне стыка разнодеформируемых стен (вследствие разной их загруженности и различия деформативных свойств материалов) создается сложное многофакторное напряженно-деформированное состояние, выразить которое в виде расчетных формул затруднительно. Поэтому для оценки трещиностойкости и была разработана упрощенная методика расчета, упоминаемая выше. Она показала свою эффективность, полезность и необходимость. Такая методика расчета рекомендуется для использования при проектировании многоэтажных каменных зданий с ее корректировкой, учитывающей реалии новых норм по каменным конструкциям. При этом расчет должен сопровождаться соответствующими конструктивными мероприятиями как оговоренными в нормах, так и в рекомендациях по результатам исследований.

Ключевые слова: каменные и армокаменные конструкции, многоэтажные каменные здания, разноагруженные стены, трещиностойкость зоны стыка стен, напряженно-деформированное состояние кладки, исследования каменных конструкций, методика расчета, конструирование зон стыка, корректировка нормативных документов.

CRACK RESISTANCE OF JOINT ZONES OF MULTI-LOADED WALLS OF MULTI-STORY STONE BUILDINGS

I. I. Neverovich

Abstract

The article presents a comparative analysis of the requirements for ensuring crack resistance of masonry in the junction zone of differently deformable walls of multi-story masonry buildings, which are set out in the currently valid standards for the design of masonry and reinforced masonry structures in the Republic of Belarus and the Russian Federation, and the results of individual studies on this issue. The absence of a methodology for calculating (assessing) crack resistance of masonry in the junction zone of such walls in the new domestic standards is noted. At the same time, such a methodology was present in the cancelled standards. It is also present in the standards of the Russian Federation, which updated the previous standards for masonry structures. Such a calculation methodology was developed on the basis of previously conducted extensive studies. Their analysis shows that in the junction zone of differently deformable walls (due to their different loads and differences in the deformation properties of materials), a complex multifactor stress-strain state is created, which is difficult to express in the form of calculation formulas. Therefore, a simplified calculation method mentioned above was developed to assess crack resistance. It has proven its effectiveness, usefulness and necessity. This calculation method is recommended for use in the design of multi-story stone buildings with its adjustment, taking into account the realities of new standards for stone structures. In this case, the calculation should be accompanied by appropriate design measures, both specified in the standards and in the recommendations based on the results of studies.

Keywords: stone and reinforced stone structures, multi-story stone buildings, differently loaded walls, crack resistance of the wall joint zone, stress-strain state of masonry, studies of stone structures, calculation method, design of joint zones, adjustment of regulatory documents.

Введение

При проектировании каменных зданий возникают вопросы обеспечения несущей способности и эксплуатационной пригодности каменных конструкций. Не последнее место в ряду требований по обеспечению эксплуатационной пригодности каменных конструкций занимают вопросы обеспечения трещиностойкости каменных конструкций и узлов их сопряжений. Одним из таких вопросов является трещинообразование в зонах стыка разноагруженных стен многоэтажных каменных зданий. Для надежного обеспечения трещиностойкости таких зон необходима методика расчета и разработка по результатам расчета соответствующих рекомендаций по проектированию (конструктивных мероприятий) узлов сопряжений каменных конструкций и здания в целом. В новых, ныне действующих в Республике Беларусь и предшествовавших им нормах [1, 2], такая методика отсутствует. В настоящей статье приведены и обоснованы предложения по методике расчета трещиностойкости зон стыка разноагруженных стен каменных зданий с использованием результатов исследований, которые были включены в отмененные, ранее действующие, нормативные документы по проектированию каменных конструкций [3, 4], с учетом рекомендаций по расчету приведенных в ныне действующих нормах Российской Федерации по проектированию каменных и армокаменных конструкций [5].

Результаты исследований

В новых нормах Республики Беларусь по проектированию каменных и армокаменных конструкций СП 5.02.01-2021, разработанных на основе требований Еврокода-6, оговорено условие, что в каменных зданиях высотой более трёх этажей необходимо устраивать по всем продольным и поперечным несущим и самонесущим стенам в уровне перекрытий всех этажей монолитные железобетонные пояса или обвязки [1, п. 11.3.1.9]. Эти пояса и обвязки рассчитываются как центрально растянутые железобетонные элементы на условную силу, определяемую по формуле (11.2) норм: $F_{line,per} = l_1 \times 10$ кН/м (где l_1 – расстояние между стенами перпендикулярного направления в метрах), но принимаемую не более 90 кН. В нормах оговаривается, что в зданиях высотой не более пяти этажей с перекрытиями из сборных железобетонных плит пустотного настила, изготавливаемых по агрегатно-поточной технологии, вместо железобетонных обвязок допускается устройство армокаменных обвязок, располагаемых под перекрытием и воспринимающих расчетное значение растягивающего усилия, определяемого по формуле (11.2).

Армирование железобетонного пояса или обвязки определяется как для центрально растянутого железобетонного элемента делением условной растягивающей силы F на расчетное значение предела текучести арматуры, но принимается не менее 150 мм² и не менее двух стержней [1, п. 11.3.1.10]. Таким образом, минимальное арми-

рование монолитного пояса или обвязки в соответствии с нормами составляет два стержня S 500 диаметром 10 мм. Следует отметить, что в нормах по каменным конструкциям, предшествующих ныне действующим, то есть в ТКП 45-5.03-308-2017 [2], также, как и в Еврокоде-6, на основании которого они были разработаны, была регламентирована и площадь сечения монолитного пояса и обвязки, минимальное значение которой должно было составлять 0,025 м². Тогда, например, при толщине стены 380 мм минимальная высота сечения пояса составит 65 мм. В ныне действующих нормах [1] указанная регламентация отсутствует.

В нормах отмечается, что «в расчетах железобетонных поясов и обвязок арматуру параллельного направления перекрытий и перемычек допускается учитывать с полным поперечным сечением при условии ее расположения на расстоянии не более 0,5 м соответственно от оси стены и плоскости перекрытия. При этом учитываемая в расчете арматура перекрытий и перемычек должна удовлетворять требованиям непрерывности. В армокаменных обвязках арматуру располагают в двух или трех рядах горизонтальных растворных швов каменной кладки, считая от нижней поверхности перекрытия» [1].

Требования норм о необходимости устройства железобетонных поясов или обвязок по всем несущим и самонесущим стенам в уровне перекрытий многоэтажных зданий, изложенные выше, преследуют несколько целей, в том числе обеспечение живучести зданий в особой расчетной ситуации. При этом монолитные железобетонные пояса и обвязки выравнивают деформации разнонагруженных стен в зоне их сопряжения. Таким образом решается важнейшая задача – обеспечение трещиностойкости зон стыков разнонагруженных стен каменных зданий, где возникает разность деформаций кладки с возможным образованием трещин. Так, в п. 11.1.4.5 [1] прямо отмечается, что в местах соединений ненесущих и несущих стен следует учитывать разность деформаций кладки.

При совместной работе взаимосвязанных стен в них возникает сложное напряженно-деформированное состояние по причине разнонагруженности стен и различной их деформативности. Следует отметить, что обширные исследования совместной работы разнонагруженных стен многоэтажных каменных зданий и напряженно-деформированного состояния кладки в зонах стыка таких стен проводились в 90-х годах под эгидой отдела прочности крупнопанельных и каменных зданий ЦНИИСК им. Кучеренко (г. Москва) В. А. Камеико, С. А. Семеновым, В. Л. Мусиенко, Р. С. Шахназаровым, А. А. Шишкиным, М. К. Ищукон и др. Проводились экспериментальные исследования и натурные наблюдения зданий за деформациями совместно работающими разнонагруженными стен экспериментальных жилых домов. В частности, такие исследования были проведены под эгидой ЦНИИСК при возведении и эксплуатации 9-этажного каменного здания общежития по ул. натуралистов в г. Минске [6]. В процессе исследований замерялись деформации кладки в зонах стыка несущих и самонесущих стен, начиная с момента возведения стен нижних этажей и заканчивая завершением строительства здания и начала его эксплуатации. При этом была разработана и успешно применена специальная методика натуральных измерений деформаций кладки в зоне стыка разнонагруженных стен [7, 8].

В ЦНИИСК им. Кучеренко проводились уникальные исследования напряженно-деформированного состояния кладки в зоне стыка разнодеформируемых стен и на моделях [9]. Так, была выполнена модель трёхэтажного каменного здания со стенами из силикатного кирпича (фрагмент здания в масштабе 1:2) в виде двутавра, образованного двумя самонесущими продольными наружными и одной поперечной несущей внутренней стеной, с дисками перекрытий из пустотных плит. Деформации ползучести кладки нижележащих этажей, влияющие на напряженное состояние исследуемых трёх «верхних» этажей, имитировались опусканием опор под поперечной несущей стеной. Проведенные измерения позволили исследовать характер развития деформаций во времени, с учетом поэтапности загрузки, что немаловажно для оценки трещиностойкости зон стыка стен. В работе отмечалось, что первые трещины в зонах стыка разнонагруженных стен модели, то есть поперечной несущей и продольной самонесущей стенами фрагмента здания, возникли через семь месяцев после окончания возведения. При этом разность вертикальных перемещений низа внутренней стены (разность деформаций кладки в зоне стыка) составила 4 мм. Трещины проходили по швам кладки внутренней стены под углом 45° в уровне верхних этажей и начинались от первого шва между плитами перекрытий.

Проведенные обширные исследования как экспериментальных фрагментов (моделей) каменных зданий, так и натурные наблюдения за каменными конструкциями реальных зданий (упомянутые выше) позволили выявить особенности совместной работы разнонагруженных стен и напряженно-деформированное состояние кладки в зоне стыка таких стен. В стенах происходит перераспределение усилий, что вызывает в них дополнительные касательные и нормальные напряжения [9, 10]. Наибольшие по величине дополнительные напряжения возникают по шву между стенами и убывают по длине стены. Вследствие этого величина усилий в стенах в отдельных случаях может в два и более раза отличаться от тех, которые получаются при расчете без учета совместной работы стен. При этом менее деформируемые стены более нагружены, чем это предполагается по расчету без учета совместной работы стен. А это может привести к перегрузке и появлению трещин в зоне стыка со стороны менее деформированной стены (хотя это и маловероятно). А вот более значимо то обстоятельство, что хотя более деформированные стены разгружаются, однако их «проседание» под нагрузкой («прогиб») приводит к образованию трещин в зоне стыка со стороны более деформируемой стены.

При этом механизм образования таких трещин в зоне стыка разнонагруженных стен многоэтажного здания, например поперечной несущей и продольной самонесущей, в упрощенном варианте рассмотрения его таков. В поперечной несущей сильнонагруженной стене первого этажа многоэтажного здания развиваются значительные вертикальные сжимающие деформации, но по длине пролета стены они не равномерны. В середине пролета они достигают расчетного максимума, а в примыкании к продольной слабонагруженной стене снижаются, поскольку включается в работу последняя помогающая работать поперечной стене. В итоге диск перекрытия, опирающегося на поперечную стену, как бы прогибается с максимальным прогибом f_1 посередине пролета поперечной стены. Кладка поперечной стены второго этажа целиком проседает на f_1 и получает дополнительно собственную деформацию сжатия в пределах второго этажа. В итоге суммарная величина «прогиба» посередине пролета поперечной стены второго этажа f_2 будет больше f_1 . На третьем этаже прогиб еще больше, то есть чем выше, тем больше.

Максимальный «прогиб» диска междуэтажного перекрытия посередине пролета поперечной стены будет на верхнем этаже, и она работает как балка-стенка, опорами которой являются продольные стены. На приопорных участках такой балки в примыкании к продольным стенам вследствие максимальных касательных напряжений возникают напряжения по наклонным площадкам – главные растягивающие напряжения σ_{mt} , величина которых наибольшая именно на верхнем этаже в силу наличия здесь максимального «прогиба» балки-стенки. Вместе с тем прочность кладки на действие главных растягивающих напряжений f_{mt} здесь наименьшая в силу двух причин. Во-первых, класс прочности кладочного изделия и раствора проектировщик на верхних этажах назначает меньше, поскольку здесь вертикальные сжимающие напряжения меньше, чем на нижних. А поскольку класс прочности материалов ниже, то и прочность кладки при действии любых напряженных состояний и, в том числе, на действие f_{mt} тоже меньшая. Во-вторых, прочность f_{mt} – это прочность по наклонным площадкам, а она зависит от пригруза (сжимающих напряжений): чем они больше, тем больше сила трения и, значит, f_{mt} . На верхнем этаже пригруз наименьший, значит, и f_{mt} наименьшие.

Вследствие этого на верхнем этаже в зоне стыка разнонагруженных стен со стороны несущей стены создается парадоксальная ситуация: напряжения σ_{mt} максимальны, а прочность на их действие f_{mt} минимальна, и при ее превышении здесь и образуются наклонные трещины (со стороны более деформируемой стены). Таким образом, наклонные трещины образуются в кладке более деформируемой стены в примыкании ее к менее деформируемой стене под верхним междуэтажным перекрытием (выше, то есть под покрытием образование их менее вероятно, поскольку последнее работает на сжатие, как распорка между менее деформируемыми стенами). С течением времени по мере развития деформаций ползучести трещины могут «переползти» и на нижние этажи, но наклон их уменьшается, поскольку «прогиб» балок-стенок уменьшается. Таков в целом механизм образования трещин в зоне стыка разнонагруженных стен многоэтажных каменных зданий. Это механизм образования трещин вследствие деформаций самой кладки при сило-

вых воздействиях. Помимо этого, могут быть деформации кладки в зоне стыка стен вследствие неравномерной осадки фундаментов, температурных воздействий и др., которые мы не рассматриваем.

На описанный выше механизм образования трещин значительное влияние оказывает величина деформаций ползучести, поэтапность и длительность возведения здания. Так, вследствие деформаций ползучести кладки нижележащих этажей после окончания строительства здания более деформируемые стены продолжают разгружаться, а менее деформируемые догружаться. С учетом этого, при оценке напряженно-деформированного состояния и расчете вертикальных напряжений в кладке более деформируемой стены, более близкими к действительности будут вертикальные сжимающие напряжения, определенные на момент окончания строительства здания, а в кладке менее деформируемой стены – на момент через 5–6 лет, когда практически прекращаются деформации ползучести кладки.

Сложное напряженно-деформируемое состояние кладки в зоне стыка обостряется еще и тем обстоятельством, что и в самом кладочном изделии при сжатии кладки возникает сложное напряженное состояние, поскольку помимо сжатия в нем может возникать срез и изгиб. Это обстоятельство было установлено давно, еще исследованиями Л. И. Онищика [11]. А количественные показатели этого явления были уточнены новейшими исследованиями [12–15]. При этом данное явление более характерно для кирпича, а не для камней (высотой 138 и 188 мм) в силу более низкого момента сопротивления кирпича при работе на изгиб. И с этим нужно считаться при решении рассматриваемой проблемы.

Как показали исследования, в зоне стыка разнонагруженных стен на верхних этажах образуются именно наклонные трещины вследствие воздействия главных напряжений, действующих по наклонным площадкам, то есть под углом к горизонтальным растворным швам каменной кладки. И здесь необходимо принимать во внимание особенности работы кладки в условиях двухосного напряженного состояния, которое отличается в значительной степени от одноосного, как показывают исследования [16–18]. Помимо всего прочего, при оценке трещиностойкости кладки в рассматриваемой зоне необходимо учитывать анизотропию прочностных и деформативных свойств каменной кладки при работе ее под воздействием усилий, направленных под углом к горизонтальным швам кладки.

Подробное исследование анизотропии свойств кладки в подобных условиях проведено в работах В. Н. Деркача и А. В. Галалюка, позволившее установить основные факторы, которые влияют на анизотропию прочностных и деформативных характеристик каменной кладки при сжатии и разработать новую расчетную модель прочности при сжатии кладки под углом к главным осям ее анизотропии [19, 20]. Фактор анизотропии сказывается и на величине главных напряжений, и не только главных сжимающих, но и главных растягивающих напряжений, как это следует из результатов исследований [21]. В последней работе исследовалось влияние анизотропии кладки в том числе и на прочность на растяжение по наклонным площадкам, что особенно важно для анализа рассматриваемой проблемы.

В работе отмечалось, что прочность каменной кладки на растяжение при раскалывании $f_{t,obs}$ при действии растягивающих напряжений параллельно горизонтальным растворным швам не зависит от прочности раствора f_m и близка к прочности кладочных элементов при растяжении f_{bt} . Но если растягивающие напряжения приложены под углом 45° к направлению горизонтальных растворных швов, то величина прочности каменной кладки на растяжение при раскалывании $f_{t,obs}$ становится близкой к прочности кладки $f_{t,obs}$ при угле 0° для образцов, изготовленных на прочных растворах. А вот при слабых растворах прочность кладки на растяжение параллельно горизонтальным растворным швам значительно выше величины $f_{t,obs}$ при угле 45° .

Прочность каменной кладки $f_{t,obs}$ при действии растягивающих напряжений, направленных перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов, то есть под углом 90° ниже прочности $f_{t,obs}$, определенной для углов 0° и 45° , и близка к прочности нормального сцепления раствора с кладочными элементами f_w,obs . При увеличении прочности раствора прочность кладки $f_{t,obs}$ при угле 90° возрастает. Полученные закономерности важны при разработке условий образования трещин в зоне стыка разнонагруженных стен.

Исследования показали, что на напряженно-деформированное состояние кладки в зонах стыка разнонагруженных стен оказывает

влияние и заводка крайних плит междуэтажного перекрытия в самонесущую стену [22]. Абсолютная величина усилий, перераспределяемых между стенами, уменьшается на величину нагрузки, передаваемой крайней плитой перекрытия на самонесущую стену. Хотя вертикальные усилия в стенах остаются практически такими же, как и при незаведенных стенах. Если обеспечено защемление крайних плит диска перекрытия в самонесущей стене при их заведении в последнюю, величина касательных напряжений в кладке, возникающих в зонах стыка стен по линии их пересечения, несколько уменьшается, поскольку часть сдвигающих усилий в стыке стен воспринимается плитами перекрытий. Однако в целом это не меняет общей картины напряженно-деформированного состояния кладки в зоне стыка. А если отсутствует надежное защемление плит в заведенную стену, напряженно-деформированное состояние в зоне стыка практически не отличается от состояния при незаведенных плитах.

Обеспечение трещиностойкости зон стыка разнонагруженных стен весьма важно с точки зрения оценки напряженно-деформированного состояния кладки для обеспечения ее долговечности. Ведь после образования трещин по шву между стенами более деформируемые стены догружаются, а менее деформируемые разгружаются. Поэтому вертикальные усилия в менее деформируемой стене необходимо определять на момент, например, через пять лет после окончания строительства без учета образования трещин, а в более деформируемых стенах – с учетом их образования. Оценка трещиностойкости зон стыка разнонагруженных стен важна и по ряду иных соображений, вытекающих из требований предельного состояния эксплуатационной пригодности.

Таким образом, необходима методика оценки трещиностойкости зон стыка разнонагруженных стен каменных зданий. Такая методика в ныне действующих нормах [1], основанных на требованиях Еврокода-6, отсутствует. Еврокод и, соответственно, наши нормы предполагают только определенные конструктивные мероприятия, направленные на повышение трещиностойкости зон стыка, такие, в частности, как устройство железобетонных поясов в уровне перекрытий по всем стенам (отмеченные выше), не приводя никаких условий для проверки по образованию трещин.

Приведенный выше анализ исследований показывает, что напряженно-деформированное состояние кладки в зоне стыка разнонагруженных стен очень сложно и многофакторно. Поэтому разработка близких к действительности условий и зависимостей по образованию трещин, основанных на оценке напряженного состояния кладки, учитывающих все многообразие факторов, и, вместе с тем, достаточно простых и пригодных для практики проектирования, на наш взгляд, весьма затруднительна. Даже учитывая возможности вычислительной техники. В этом случае вполне обоснован подход к решению вопросов по разработке условий трещинообразования, основанный на использовании косвенных признаков, учитывающих физику явления. И в сложившейся ситуации достойна внимания, на наш взгляд, методика расчета, которая была изложена в наших прежних нормах по каменным конструкциям [3, 4].

В нормах [3] было оговорено, что по образованию трещин следует рассчитывать смежные, работающие совместно конструкции, выполненные из материалов, имеющих различные деформационные характеристики, или конструкции при значительной разнице напряжений в них. А подробные рекомендации по методике расчета были приведены в пособии [4], разработанным в развитие норм. Еще С. А. Семеновым был предложен условный метод расчета по образованию наклонных трещин в зоне стыка разнодеформируемых стен. Он основан на том, что разность свободных деформаций смежных разнодеформируемых (разнонагруженных) стен не должна превышать некоторого допустимого значения. Такая методика и была реализована в пособии [4, п. 7.18–7.21]. При расчете условно принимается, что обе смежные стены, например поперечная несущая и продольная самонесущая, не связаны между собой. При этом определяется свободная деформация каждой из этих стен отдельно при действии расчетных длительных нагрузок. Далее определяется разность свободных деформаций данных стен, и величина разности не должна превышать предельного значения, оговоренного в нормах.

Такая же методика расчета трещиностойкости в зонах стыка стен сохранена и в ныне действующих нормах Российской Федерации по расчету и проектированию каменных и армокаменных кон-

струкций. Действующие в настоящее время в Российской Федерации нормы СП 15.13330.2020 [5] являются актуализированной редакцией прежних норм СНиП II-22-81*. Пересмотр и актуализация их проводились и ранее. В частности, были пересмотрены нормы СП 15.13330.2012 и более поздние. При этом, как правило, проводится анализ новейших исследований по тем или иным проблемам, как это было, например, перед разработкой норм СП 15.13330.2012 [23]. Это касается и последних норм Российской Федерации по каменным конструкциям [5], введенных в 2021 году. В связи с этим интерес представляют новейшие исследования, предшествовавшие последнему пересмотру норм Российской Федерации, затрагивающие интересующую нас проблему – трещиностойкость зон стыка разнонагруженных стен многоэтажных каменных зданий, в которых обосновывались бы материалы, вошедшие в новые нормы [24, 25].

В работе [25] детально проанализированы результаты исследований, в которых рассматривались вопросы трещинообразования в зоне стыка разнонагруженных стен. В работе отмечается, что часто вблизи пересечений стен из каменной кладки возникают сквозные трещины. Приведены результаты натурных исследований многоэтажных каменных зданий, возведенных в последнее время, в частности, девятиэтажного жилого дома, возведенного в 2019 году. Причиной трещинообразования могут быть неодинаковые вертикальные деформации кладки смежных участков стен или неравномерные осадки фундаментов. В зонах стыка наклонные трещины на верхних этажах более нагруженных стен появляются после окончания возведения здания, когда в кладке развиваются только деформации ползучести и усадки, а силовые деформации уже выбраны. Поэтому здесь при расчетах наиболее подходит критерий прочности кладки, учитывающий предельную разность деформаций стен. Это является прямым указанием на то, какой критерий может быть положен в основу расчета по образованию трещин в зоне стыка разнонагруженных стен.

Для повышения трещиностойкости зон стыка в работе рекомендуется конструктивное армирование сетками. Арматурные сетки укладываются в горизонтальные швы несущих (сильнонагруженных) стен равномерно по их высоте. Такое армирование наиболее эффективно способствует восприятию главных растягивающих напряжений, препятствуя тем самым образованию и раскрытию наклонных трещин. Таким образом, во всех случаях должно выполняться конструктивное армирование разнонагруженных стен в зонах их стыка связевыми Г- или Т-образными сетками. Сетки следует заводить в стены таким образом, чтобы они перекрывали первый от угла шов между плитами перекрытий.

В работе [25] отмечается, что заводка плит перекрытий продольной стороной в самонесущую стену повышает трещиностойкость кладки в зоне стыка разнонагруженных стен нижележащих этажей. Если перекрытие выполнено из сборных железобетонных плит шириной до 2 м, укладку армопоясов в кладку несущих стен следует производить в уровне дисков перекрытий на предпоследнем этаже, а в случае необходимости и ниже в зависимости от напряженно-деформированного состояния кладки стен. Устройство армопоясов в уровне диска перекрытия не рекомендуется, поскольку он работает на сжатие в своей плоскости как распорка, препятствующая сближению самонесущих стен. Ремонт стен с наклонными деформационными трещинами целесообразно производить устройством внешнего армирования, направленного перпендикулярно направлению трещины.

Отмеченное в российских исследованиях влияние армирования зон стыка разнонагруженных стен на их трещиностойкость подтверждается и в ряде исследований зарубежных авторов, в частности, в работах [28–30]. Были проведены обширные исследования напряженно-деформированного состояния фрагментов каменной кладки при действии нормальных к горизонтальным швам и касательных напряжений и влияние на него армирования горизонтальных швов кладки. Армирование изменялось в пределах минимально необходимого по Еврокоду-6 процента армирования. Разрушение образцов происходило с образованием наклонных трещин. Армирование однозначно приводило к повышению трещиностойкости кладки, хотя эффективность армирования не была связана прямопропорциональной зависимостью с процентом армирования и в значительной степени зависит от соотношения нормальных и касательных напряжений. Такие закономерности характерны и для зон стыка разнонагруженных (разнодеформируемых) стен.

Отмеченные выше результаты исследований были использованы при актуализации и разработке ныне действующих норм Российской Федерации по каменным и армокаменным конструкциям [5]. Некоторые положения прежних норм [3, 4] были исключены. Однако методика расчета трещиностойкости зон стыка разнодеформируемых стен оставлена прежней и аналогичной методике, принятой в прежних нормах [3, 4]. И в новых нормах [5, п. 8.1] отмечается, что смежные каменные конструкции, в зоне стыка которых может возникнуть разность деформаций кладки вследствие их разной загруженности либо различных деформативных свойств материалов, должны рассчитываться по образованию и раскрытию трещин. При этом методика расчета приведена в Приложении Г норм [5]. Как отмечалось выше, такая методика основана на определении разности свободных вертикальных деформаций кладки от расчетных длительных нагрузок в зоне стыка поперечной и продольной (смежных) стен, условно не связанных между собой.

Для обеспечения трещиностойкости зон стыка таких стен разность свободных деформаций их должна удовлетворять условию $\delta_1 - \delta_2 \leq \delta_u$, где

δ_1 – абсолютная свободная деформация сжатия одной из стен;

δ_2 – абсолютная свободная деформация сжатия другой стены;

δ_u – предельно допустимая разность деформаций, принимаемая по таблице 13 Пособия [4]. В нормах России [5] это таблица Г. 1 Приложения Г.

Значение предельно допустимой разности деформаций принимается в зависимости от количества этажей и высоты стены. Следует отметить, что минимальное число этажей, при котором начинается проверка допустимой разности деформаций, в нормах [4] принято равным 5 (или при минимальной высоте стены 15 м. При этом допустимая разность деформаций составляет 7 мм. Величина ее растет с увеличением этажности и высоты стены. При числе этажей 12 и более (и высоте стены 36 м и более) допустимая разность деформаций составляет 15 мм и далее не увеличивается. Данная таблица составлена на основании опыта и расчета. Величина свободных деформаций δ определяется как сумма деформаций кладки на всех этажах здания от уровня верхнего обреза фундамента до верхней отметки стены по формулам (1), приведенным ниже:

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{1i} h_i}{E_{1i}} + \delta_{sh1}; \quad \delta_2 = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{2i} h_i}{E_{2i}} + \delta_{sh2}; \quad (1)$$

где σ – напряжения в кладке каждой из смежных стен на i -м этаже (определяются как для отдельно стоящей стены и отдельно для каждого этажа по формуле сопромата как для центрально сжатого элемента, то есть $\sigma = N / F$, а F – площадь сечения (участка стены);

E – модуль деформации кладки на каждом этаже;

h – высота этажа;

δ_{sh} – абсолютные деформации усадки в пределах каждого этажа, определяемые умножением на высоту этажа относительной величины усадки материала кладки, принимаемой по п. 3.26 норм [3];

n – число этажей от уровня пола подвала до верхнего или рассматриваемого этажа.

Напряжения для каждого этажа определяются на уровне середины его высоты, при этом учитывается расчетное значение всех длительных нагрузок.

Модуль упругости кладки E в нормах [3] определяется по формуле $E = \alpha_1 R_u$,

где R_u – средний предел прочности кладки данного этажа, определяемый по формуле $R_u = kR$;

k – коэффициент, принимаемый по таблице 14;

R – расчетные сопротивления кладки, принимаемые по таблицам 1–9 с учетом коэффициентов, приведенных в примечаниях к этим таблицам;

α_1 – характеристика деформаций кладки, зависящая от материала кладки и учитывающая полные деформации кладки (без учета деформаций усадки). Величина ее принимается по таблице 14 пособия [4] в зависимости от вида кладочного изделия (кирпич керамический полусухого или пластического прессования, силикатный кирпич либо мелкоштучные керамические камни) и вида кладки (летней или зимней).

Следует отметить, что значение α_1 отличается от упругой характеристики кладки α , которая используется в нормах [3] для расчета модуля упругости кладки (начального модуля деформации) по фор-

муле $E_0 = \alpha Ru$ и принимается по таблице 15. Величина характеристики α_1 , учитывающей развитие деформаций ползучести кладки со временем, в нормах принимается практически в 2–3 раза меньше по сравнению с величиной α . Так, соотношение α и α_1 составляет соответственно: для керамического кирпича пластического прессования – 1000 и 450, для силикатного кирпича – 750 и 250 и для керамических камней – 1200 и 650. И это согласуется с указанием пункта 3.23 норм, что при определении полных относительных деформаций кладки по формуле (9) $\varepsilon = v \sigma / E_0$, значение коэффициента v , учитывающего влияние ползучести кладки, следует принимать согласно приведенных в п. 3.23 величин. И, в частности, его значение для кладки из кирпича пластического прессования составляет 1000/450: $v = 2,2$, из силикатного кирпича – 750/250: $v = 3,0$, из керамических камней – 1200/650: $v = 1,8$. Учитывая это, гораздо удобнее, на наш взгляд, свободные деформации δ определять с использованием коэффициента v , а не сниженной упругой характеристики кладки α_1 . Тогда они определяются по приведенной ниже формуле (2), которая равноценна формулам (1):

$$\delta_{1,2} = \sum_{k=1}^n (v \sigma h / E_0 + \delta_{sh}). \quad (2)$$

В нормах отмечается, что для уменьшения разности деформаций кладки в зоне стыка стен и повышения трещиностойкости ее и увеличения жесткости здания в целом следует продольные края плит перекрытий заводить в самонесущую стену на 8–10 см. Это частично перераспределит усилия на стены и улучшит совместную работу несущей и самонесущей стен. В этом случае полученная по приведенному выше расчету разность деформаций кладки может быть уменьшена в 1,5 раза, если свободная длина несущей стены (до пересечения ее с несущими стенами) составляет не более 7,5 м и может быть уменьшена в 1,25 раза, если свободная длина превышает 7,5 м.

Касааясь рекомендаций прежних норм по заводке крайних плит в самонесущие стены, необходимо отметить следующее. Проведенные ранее исследования показали положительный эффект такого мероприятия. Но это в основном в идеальных лабораторных условиях производства работ по возведению опытных фрагментов кладки. В реальных построчных условиях сложно обеспечить равномерность передачи нагрузки на три грани плиты перекрытия. В этом случае на плиты перекрытия могут передаваться нагрузки, не предусмотренные проектом, а реальная картина напряженно-деформированного состояния кладки в зоне стыка искажается и может привести к нежелательным эффектам. Об этом свидетельствуют и отдельные работы по обследованию существующих зданий. Учитывая данные обстоятельства, приведенные выше рекомендации по заводке крайних плит в самонесущие стены и их учет при проверке условий трещинообразования, на наш взгляд, подлежат обсуждению.

Изложенная выше методика оценки трещиностойкости зоны стыка разнодеформируемых стен успешно использовалась при проектировании, а также при обследовании и усилении многоэтажных каменных зданий, и будет полезной, а в отдельных случаях и необходимой, по крайней мере, в качестве дополнительного (к действующим ныне в Республике Беларусь нормам) инструмента для анализа напряженно-деформированного состояния каменных конструкций. При этом необходима определенная корректировка ее с учетом требований новых норм и результатов новейших исследований и, прежде всего, деформативных характеристик кладки.

Таким образом, определяется разность деформаций кладки в зоне стыка стен. При расчете свободных вертикальных деформаций кладки стен используется модуль упругости кладки E_0 (E – в новых нормах). Нормирование его в новых нормах [1] несколько иное, чем в прежних [3]. При отсутствии результатов испытаний кратковременный модуль упругости кладки определяется по формуле $E = f_k K_E$, где f_k – характеристическое значение прочности кладки на сжатие, а K_E – аналог упругой характеристики кладки из прежних норм, равным 1000 — для кладки на растворе прочностью на сжатие f_m не менее 5 МПа (за исключением кладки изделий из автоклавного ячеистого бетона), и 600 — для кладки с применением изделий из автоклавного ячеистого бетона, а также кладки из других видов изделий на растворе класса меньше М5.

При длительном действии нагрузки модуль упругости кладки определяется в соответствии с указаниями [1, п. 6.6.2.3] по формуле (6.8): $E_{it} = E / (1 + \Phi_\infty)$, где Φ_∞ – предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки (диапазон значений которого указан

в таблице 6.17), принимаемое равным отношению полных относительных деформаций ε^∞ к упругим относительным деформациям ε_{el} , то есть: $\Phi_\infty = \varepsilon^\infty / \varepsilon_{el}$, где $\varepsilon_{el} = \sigma / E$. Тогда с учетом обозначений, принятых в нормах [1], формула (3) для расчета свободных деформаций δ_1 и δ_2 , аналогичная формулам (1 и 2), имеет вид:

$$\delta_{1,2} = \sum_{k=1}^n (\Phi_\infty \sigma h / E + \delta_{sh}). \quad (3)$$

При определении вертикальных деформаций необходимо учитывать абсолютные деформации усадки δ_{sh} в пределах каждого этажа. В нашем случае они определяются умножением высоты этажа на величину относительной деформации усадки. Приведенная выше формула (3) рекомендуется для расчета свободных деформаций кладки стен при проверке трещиностойкости. Коэффициент Φ_∞ для учета ползучести и величина относительных деформаций усадки принимается по результатам испытаний, как это отмечено в п. 6.6.4.1.2 норм [1]. При отсутствии таковых можно использовать данные прежних норм [3, 4], принимая $\Phi_\infty = v$, а относительные деформации усадки – по указаниям п. 3.26 норм [3].

Таким образом, приведенная выше методика может использоваться для оценки трещиностойкости зоны стыка стен с разной деформативностью в качестве простейшего подручного и доступного для проектировщиков метода, ранее освоенного и апробированного. Следует отметить, что можно выполнить анализ напряженно-деформированного состояния зон сопряжения стен на основе расчета с использованием метода конечных элементов. При этом в качестве критерия образования трещин, кроме разности относительных деформаций кладки, могут быть приняты значения главных растягивающих напряжений или предельные значения углов перекося каменной кладки.

В исследованиях и нормах отмечается, что приведенный выше расчет ограничивает возможность образования и ширину раскрытия трещин, но не исключает совсем вероятность их появления. Поэтому такой расчет должен дополняться мероприятиями конструктивного характера. Такие мероприятия по повышению трещиностойкости зоны стыка разнодеформируемых стен при разработке проектов возведения и усиления каменных конструкций приведены в исследованиях [26 и др.] и в нормативных документах [27]. Рекомендации новых, ныне действующих в Республике Беларусь норм проектирования [1], изложены выше. В контексте их требований определенный интерес представляют конструктивные требования прежних норм [3, 4] и новых норм России [5] по рассматриваемой проблеме.

В этих нормах отмечается, что для обеспечения совместной работы стен при проектировании должны быть предусмотрены определенные конструктивные мероприятия. В зданиях высотой более пяти этажей под перекрытиями необходимо выполнять армокаменные пояса пр всем продольным и поперечным стенам. Пояса устраиваются, начиная с перекрытия над пятым этажом, через три этажа до предпоследнего. В наружных стенах рекомендуется устраивать не армокаменные пояса, а под перемычками по всем простенкам укладывать арматурные сетки. Под перекрытиями этажей, где не устраиваются пояса, нужно укладывать арматурные сетки с продольной и поперечной арматурой диаметром соответственно 8 мм и 4 мм и квадратной ячейкой 100 мм. Сетки необходимо заводить в несущие стены за грань крайней плиты перекрытия не менее чем на 500 мм.

Таким образом, сравнительный анализ отмеченных выше конструктивных мероприятий и предусмотренных в отечественных нормах показывает, что они во многом идентичны с превалированием в отечественных нормах предпочтения для поясов и обвязок. При этом перед разработкой конструктивных решений зоны стыка разнодеформируемых стен многоэтажных каменных зданий целесообразно хотя бы приближенным расчетом оценить ее трещиностойкость, в частности, с использованием описанной выше методики, учитывая то обстоятельство, что образование трещин в стыках таких стен – широко распространенное явление. Об этом свидетельствуют и исследования, и материалы нормативных документов [26, 27], где, в частности, напрямую говорится о феномене образования вертикальных и наклонных трещин сдвига (среза) в верхних этажах многоэтажных зданий с раскрытием до 5 мм в местах сопряжения разнонагруженных стен из однородных материалов или стен из разных материалов с разными деформативными свойствами при характеристике повреждений каменных конструкций, относящихся к III категории технического состояния.

Следует отметить, что поднятые в статье вопросы особенно актуальны для зданий повышенной этажности 8–12 этажей. В настоящее время здания с жесткой перевязкой стен в основном строятся высотой 5–7 этажей. Для таких зданий предполагается, что соблюдение конструктивных требований норм обеспечивают трещиностойкость зон сопряжений разнонагруженных стен. Однако при всем при том в любом случае должна быть у проектировщика под рукой методика расчета, численной оценки трещиностойкости зон стыка, хотя бы приближенная и простейшая, но уже апробированная.

Заключение

1. В действующих отечественных нормах [1] нет методики оценки трещиностойкости зоны стыка разнодеформируемых стен многоэтажных каменных зданий.

2. Вместе с тем нормы [1] более жестко подходят к устройству поясов (или обвязок), требуя их применения при числе этажей более трёх и устраивая их на каждом этаже, включая последний. При этом не проводится предварительной оценки трещиностойкости зон стыков стен и обоснования необходимости указанных конструктивных решений по причине отсутствия методики расчета как таковой.

3. В иных нормах, как отмечалось выше, рекомендуется проводить расчет трещиностойкости зоны стыка разнодеформируемых стен (хотя бы и несколько условный), и только потом разрабатываются конструктивные мероприятия, степень сложности которых зависит от результатов расчета.

4. Рекомендуется использовать изложенную выше методику оценки трещиностойкости зоны стыка стен при проектировании многоэтажных зданий с соответствующей корректировкой ее. При ином подходе устройство железобетонных поясов (или обвязок) на каждом этаже, например четырёхэтажного здания, где они обязательны в соответствии с нашими нормами, но по результатам исследования, трещиностойкость зон стыков у которого изначально обеспечена, может привести к необоснованным затратам. Это следует учитывать при проектировании многоэтажных каменных зданий.

5. Наличие в наших нормах отмеченной выше методики расчета, признанной в нормах Российской Федерации, будет в определенной степени способствовать гармонизации норм Союзного государства.

Список цитированных источников

- Каменные и армокаменные конструкции: СП 5.02.01-2021. – Введ. 01.04.2021. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 115 с.
- Каменные и армокаменные конструкции: ТКП 45-5.03-308-2017. – Введ. 10.07.2017. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2017. – 111 с.
- Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-22-81. – Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1983. – 40 с.
- Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 152 с.
- Каменные и армокаменные конструкции: СП 15.13330.2020. – Введ. 01.07.2021. – М. : Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2020. – 124 с.
- Произвести исследования прочности кладки и натурные наблюдения за деформацией совместно работающих разнонагруженных стен экспериментальных жилых домов, обобщить опыт строительства зданий в БССР с анализом дефектов и аварийных случаев и разработать предложения для инструктивно-нормативных документов по проектированию и возведению зданий (для СНиП II-22-81 и СНиП III-17-78) : отчет о НИР / Белорус. политех. ин-т ; рук. И. И. Неверович; испол.: Г. И. Павлович, Ю. И. Путиков [и др.]. – Минск, 1985. – 160 с. – № ГР 01850002731. – Шифр: х/д 120/84.
- Неверович, И. И. Методика натурных исследований деформаций разнонагруженных стен многоэтажных каменных зданий / И. И. Неверович, Г. И. Ларченкова // Техника, технология, организация и экономика строительства: респуб. межведом. сб. – Минск : Вышэйшая школа, 1988. – Вып. 14.
- Ищук, М. К. Практические методы определения деформаций каменной кладки / М. К. Ищук // Исследования каменных и крупнопанельных конструкций и перспективы их развития : сб. науч. тр. / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М., 1990. – С. 83–93.
- Ищук, М. К. Исследование совместной работы разнодеформируемых стен каменных зданий при вертикальном нагружении / М. К. Ищук // Исследование крупнопанельных и каменных конструкций : сб. науч. тр. / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М., 1986. – С. 65–78.
- Ищук, М. К. Повышение трещиностойкости стен каменных зданий в местах их пересечений / М. К. Ищук, И. И. Неверович, Е. В. Шенкаренко // Жилищное строительство. – 1990. – № 8. – С. 13–14.
- Онищик, Л. И. Каменные конструкции / Л. И. Онищик. – М. : Госстройиздат, 1939. – 208 с.
- Донченко, О. М. К развитию теории трещиностойкости и сопротивления кладки при сжатии / О. М. Донченко, И. А. Дегтев // Известия ВУЗов. Серия: Строительство. – 2000. – № 10. – С. 16–20.
- Донченко, О. М. Особенности трещинообразования и исчерпания сопротивления кладки из искусственных камней при центральном сжатии / О. М. Донченко, Ж. И. Пащенко // Вестник Белгородского гос. технол. ун-та им. В. Г. Шухова. – 2014. – № 1. – С. 10–12.
- Деркач, В. Н. Исследование прочности при сжатии каменной кладки, выполненной из кладочных элементов I группы / В. Н. Деркач, А. В. Галалюк // Строительная наука и техника. – 2010. – № 6. – С. 73–77.
- Ищук, М. К. Роль прочности кирпича на изгиб при сжатии кладки / М. К. Ищук // Строительные материалы. – 2018. – № 8. – С. 63–65.
- Кабанцев, О. В. Дискретная модель каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев // Вестник ТГАСУ. – 2015. – № 4 (51). – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/diskretnaya-model-kamennoy-kladki-v-usloviyah-dvuhosnogo-napryazhennogo-sostoyaniya> (дата обращения: 08.02.2025).
- Кабанцев, О. В. Влияние уровня нормального сцепления на процесс пластического деформирования каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев, Э. С. Усеинов // Вестник ТГАСУ. – 2015. – № 6 (53). – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/vliyaniye-urovnya-normalnogo-stsepleniya-na-protsess-plasticheskogo-deformirovaniya-kamennoy-kladki-v-usloviyah-dvuhosnogo> (дата обращения: 08.02.2025).
- Кабанцев, О. В. Пластическое деформирование и разрушение каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев // Вестник МГСУ. – 2016. – № 2. – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/plasticheskoe-deformirovaniye-i-razrusheniye-kamennoy-kladki-v-usloviyah-dvuhosnogo-napryazhennogo-sostoyaniya> (дата обращения: 08.02.2025).
- Деркач, В. Н. Анизотропия прочностных и деформационных характеристик при сжатии каменной кладки из керамзитобетонных кладочных элементов / В. Н. Деркач, А. В. Галалюк // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / РУП «Институт БелНИИС» ; редкол.: М. Ф. Марковский [и др.]. – Минск, 2013. – Вып. 5. – С. 68–77.
- Деркач, В. Н. Анизотропия деформационных свойств каменной кладки / В. Н. Деркач // Глобальная энергия. – 2011. – № 1 (117). – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/aniizotropiya-deformatsionnyh-svoystv-kamennoy-kladki> (дата обращения: 08.02.2025).
- Деркач, В. Н. Анизотропия прочности на растяжение каменной кладки при раскалывании / В. Н. Деркач // Глобальная энергия. – 2012. – № 2-2 (147). – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/aniizotropiya-prochnosti-na-rastyazheniye-kamennoy-kladki-pri-raskalyvani> (дата обращения: 08.02.2025).
- Ищук, М. К. Учет работы дисков перекрытий при расчете зданий методом конечных элементов / М. К. Ищук // Исследования по строительным конструкциям: сб. тр. / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1984. – С. 132–137.
- Ищук, М. К. Проблемы норм по проектированию каменных конструкций / М. К. Ищук // Строительные материалы. – 2010. – № 4. – С. 15–17.
- Соловьев, Р. К. Причины трещин в местах сопряжения разнонагруженных кирпичных стен и способы их устранения / Р. К. Соловьев // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: материалы IX научно-практической конференции, г. Санкт-Петербург, 11-12 октября 2018 г. / Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого; редкол.: А. В. Ульбин (гл. ред.) [и др.]. – Санкт-Петербург, 2018. – С. 253–258.

25. Ищук, М. К. Трещиностойкость каменных стен / М. К. Ищук, Х. А. Айзятуллин // Вестник НИЦ. Строительство. – М., 2021. – № 31 (4). – С. 43–50.
26. Деркач, В. Н. Каменные и армокаменные конструкции. Оценка технического состояния, ремонт и усиление / В. Н. Деркач. – Минск : СтройМедиаПроект, 2021. – 255 с.
27. Обследование и усиление каменных и армокаменных конструкций: СП 1.04.03-2022. – Введ. 01.08.2022. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2022. – 83 с.
28. Schubert, P. Mauerwerk. Risse vermeiden und instandsetzen / P. Schubert // Fraunhofer IRB Verlag: Stuttgart. – 2004. – S. 54–68.
29. Jasiński, R. Badania zbrojonych ścian ceglanych ścinanych poziomo / R. Jasiński // Monografia pod redakcją Mirosława Brodniewicza i Jolanty Anny Prusiel: Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa, tom II, Konstrukcje Budowlane i Inżynierskie: Wydawnictwo Politechniki Białostockiej. – 2007. – S. 339–346.
30. Jasinski, R. Badania zbrojonych ścian ceglanych ścinanych poziomo / R. Jasinski // Przegląd Budowlany. – № 9. – 2009. – S. 28–36.
16. Kabancev, O. V. Diskretnaya model' kamennoy kladki v usloviyah dvuhosnogo napryazhennogo sostoyaniya / O. V. Kabancev // Vestnik TGASU. – 2015. – № 4 (51). – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/diskretnaya-model-kamennoy-kladki-v-usloviyah-dvuhosnogo-napryazhennogo-sostoyaniya> (data obrashcheniya: 08.02.2025).
17. Kabancev, O. V. Vliyanie urovnya normal'nogo sčepeniya na process plasticheskogo deformirovaniya kamennoy kladki v usloviyah dvuhosnogo napryazhennogo sostoyaniya / O. V. Kabancev, E. S. Useinov // Vestnik TGASU. – 2015. – № 6 (53). – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/vliyanie-urovnya-normalnogo-stsepeniya-na-protsess-plasticheskogo-deformirovaniya-kamennoy-kladki-v-usloviyah-dvuhosnogo> (data obrashcheniya: 08.02.2025).
18. Kabancev, O. V. Plasticheskoe deformirovanie i razrushenie kamennoy kladki v usloviyah dvuhosnogo napryazhennogo sostoyaniya / O. V. Kabancev // Vestnik MGSU. – 2016. – № 2. – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/plasticheskoe-deformirovanie-i-razrushenie-kamennoy-kladki-v-usloviyah-dvuhosnogo-napryazhennogo-sostoyaniya> (data obrashcheniya: 08.02.2025).
19. Derkach, V. N. Anizotropiya prochnostnyh i deformacionnyh harakteristik pri szhatii kamennoy kladki iz keramzitobetonnnyh kladochnyh elementov / V. N. Derkach, A. V. Galalyuk // Problemy sovremennogo betona i zhelezobetona : sb. nauch. tr. / RUP «Institut BelNIIS» ; redkol.: M. F. Markovskij [i dr.]. – Minsk, 2013. – Vyp. 5. – S. 68–77.
20. Derkach, V. N. Anizotropiya deformacionnyh svojstv kamennoy kladki / V. N. Derkach // Global'naya energiya. – 2011. – № 1 (117). – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/anizotropiya-deformatsionnyh-svojstv-kamennoy-kladki> (data obrashcheniya: 08.02.2025).
21. Derkach, V. N. Anizotropiya prochnosti na rastyazhenie kamennoy kladki pri raskalyvanii / V. N. Derkach // Global'naya energiya. – 2012. – № 2-2 (147). – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/anizotropiya-prochnosti-na-rastyazhenie-kamennoy-kladki-pri-raskalyvanii> (data obrashcheniya: 08.02.2025).
22. Ishchuk, M. K. Uchet raboty diskov perekrytij pri raschete zdaniy metodom konechnykh elementov / M. K. Ishchuk // Issledovaniya po stroitel'nym konstrukciyam: sb. tr. / CNIISK im. Kucherenko. – M., 1984. – S. 132–137.
23. Ishchuk, M. K. Problemy norm po proektirovaniyu kamennykh konstrukcij / M. K. Ishchuk // Stroitel'nye materialy. – 2010. – № 4. – S. 15–17.
24. Solov'ev, R. K. Prichiny treshchin v mestah sopryazheniya raznograduzhennykh kirpichnykh sten i sposoby ih ustraneniya / R. K. Solov'ev // Obsledovanie zdaniy i sooruzhenij: problemy i puti ih resheniya: materialy IX nauchno-prakticheskoy konferencii, g. Sankt-Peterburg, 11-12 oktyabrya 2018 g. / Sankt-Peterburgskij politekhnicheskij universitet Petra Velikogo; redkol.: A. V. Ulybin (gl. red.) [i dr.]. – Sankt-Peterburg, 2018. – S. 253–258.
25. Ishchuk, M. K. Treshchinostojkost' kamennykh sten / M. K. Ishchuk, H. A. Ajzyatullin // Vestnik NIC. Stroitel'stvo. – M., 2021. – № 31 (4). – S. 43–50.
26. Derkach, V. N. Kamennye i armokamennye konstrukcii. Ocenka tekhnicheskogo sostoyaniya, remont i usilenie / V. N. Derkach. – Минск : СтройМедиаПроект, 2021. – 255 с.
27. Obsledovanie i usilenie kamennykh i armokamennykh konstrukcij: SP 1.04.03-2022. – Vved. 01.08.2022. – Минск : Minstrojarhitektury Respubliki Belarus', 2022. – 83 s.
28. Schubert, P. Mauerwerk. Risse vermeiden und instandsetzen / R. Schubert // Fraunhofer IRB Verlag: Stuttgart. – 2004. – S. 54–68.
29. Jasiński, R. Badania zbrojonych ścian ceglanych ścinanych poziomo / R. Jasiński // Monografia pod redakcją Mirosława Brodniewicza i Jolanty Anny Prusiel: Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa, tom II, Konstrukcje Budowlane i Inżynierskie: Wydawnictwo Politechniki Białostockiej. – 2007. – S. 339–346.
30. Jasinski, R. Badania zbrojonych ścian ceglanych ścinanych poziomo / R. Jasinski // Przegląd Budowlany. – № 9. – 2009. – S. 28–36.

References

1. Kamennye i armokamennye konstrukcii: SP 5.02.01-2021. – Vved. 01.04.2021. – Минск : Minstrojarhitektury Respubliki Belarus', 2020. – 115 s.
2. Kamennye i armokamennye konstrukcii: TKP 45-5.03-308-2017. – Vved. 10.07.2017. – Минск : Minstrojarhitektury Respubliki Belarus', 2017. – 111 s.
3. Kamennye i armokamennye konstrukcii. Normy proektirovaniya: SNiP II-22-81. – Gosstroj SSSR. – M. : Strojizdat, 1983. – 40 s.
4. Posobie po proektirovaniyu kamennykh i armokamennykh konstrukcij (k SNiP II-22-81) / CNIISK im. V. A. Kucherenko Gosstroya SSSR. – M. : CИTP Gosstroya SSSR, 1988. – 152 s.
5. Kamennye i armokamennye konstrukcii: SP 15.13330.2020. – Vved. 01.07.2021. – M. : Ministerstvo stroitel'stva i zhilishchno-kommunal'nogo hozyajstva Rossijskoj Federacii, 2020. – 124 s.
6. Proizvestij issledovaniya prochnosti kladki i naturnye nablyudeniya za deformaciyey sovmestno rabotayushchih raznograduzhennykh sten eksperimental'nykh zhilykh domov, obobshchit' opyt stroitel'stva zdaniy v BSSR s analizom defektov i avarijnykh sluchaev i razrabotat' predlozheniya dlya instruktivno-normativnykh dokumentov po proektirovaniyu i vozvedeniyu zdaniy (dlya SNiP II-22-81 i SNiP III-17-78) : otchet o NIR / Belorus. polit. in-t ; ruk. I. I. Neverovich; spol.: G. I. Pavlovich, YU. I. Putikov [i dr.]. – Minsk, 1985. – 160 s. – № GR 01850002731. – SHifr: h/d 120/84.
7. Neverovich, I. I. Metodika naturnykh issledovaniy deformacij raznograduzhennykh sten mnogoetazhnykh kamennykh zdaniy / I. I. Neverovich, G. I. Larchenkova // Tekhnika, tekhnologiya, organizatsiya i ekonomika stroitel'stva: respub. mezhvedom. sb. – Minsk : Vyshejschaya shkola, 1988. – Vyp. 14.
8. Ishchuk, M. K. Prakticheskie metody opredeleniya deformacij kamennoy kladki / M. K. Ishchuk // Issledovaniya kamennykh i krupnopanel'nykh konstrukcij i perspektivy ih razvitiya : sb. nauchn. tr. / CNIISK im. V. A. Kucherenko. – M., 1990. – S. 83–93.
9. Ishchuk, M. K. Issledovanie sovmestnoj raboty raznodeformiruemyyh sten kamennykh zdaniy pri vertikal'nom zagruzhenii / M. K. Ishchuk // Issledovanie krupnopanel'nykh i kamennykh konstrukcij : sb. nauchn. tr. / CNIISK im. V. A. Kucherenko. – M., 1986. – S. 65–78.
10. Ishchuk, M. K. Povyshenie treshinostojkosti sten kamennykh zdaniy v mestah ih peresechenij / M. K. Ishchuk, I. I. Neverovich, E. V. SHenkarenko // Zhilishchnoe stroitel'stvo. – 1990. – № 8. – S. 13–14.
11. Onishchik, L. I. Kamennye konstrukcii / L. I. Onishchik. – M. : Gosstrojizdat, 1939. – 208 s.
12. Donchenko, O. M. K razvitiyu teorii treshchinostojkosti i soprotivleniya kladki pri szhatii / O. M. Donchenko, I. A. Degtev // Izvestiya VUZov. Seriya: Stroitel'stvo. – 2000. – № 10. – S. 16–20.
13. Donchenko, O. M. Osobennosti treshchinobrazovaniya i ischerpaniya soprotivleniya kladki iz iskusstvennykh kamnej pri central'nom szhatii / O. M. Donchenko, ZH. I. Pashchenko // Vestnik Belgorodskogo gos. tekhnol. un-ta im. V. G. SHuhova. – 2014. – № 1. – S. 10–12.
14. Derkach, V. N. Issledovanie prochnosti pri szhatii kamennoy kladki, vypolnennoj iz kladochnykh elementov I gruppy / V. N. Derkach, A. V. Galalyuk // Stroitel'naya nauka i tekhnika. – 2010. – № 6. – S. 73–77.
15. Ishchuk, M. K. Rol' prochnosti kirpicha na izgib pri szhatii kladki / M. K. Ishchuk // Stroitel'nye materialy. – 2018. – № 8. – S. 63–65.

Материал поступил 27.02.2025, одобрен 11.04.2025, принят к публикации 11.04.2025