

ТЕХНИЧЕСКИЕ НАУКИ

Каретникова Ольга Алексеевна

заведующая группой отдела по экспертизе зданий и сооружений

ЗАО НПО «Техкранэнерго»

г. Владимир, Владимирская область

Киселева Светлана Юрьевна

заведующая группой отдела по экспертизе зданий и сооружений

ЗАО НПО «Техкранэнерго»

г. Владимир, Владимирская область

Чекмаев Дмитрий Александрович

инженер-конструктор

ООО «РАРОК»

г. Владимир, Владимирская область

ТРУДНОСТИ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОГО ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ОБСЛЕДУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Аннотация: в данной статье авторами приведены примеры дефектов строительных конструкций, причины образования которых трудно определить и, как следствие, сделать верные выводы.

Ключевые слова: обследование каменных конструкций, инъектирование, устойчивость каменной кладки, определение металлического сортамента.

Правильность заключения по результатам технического обследования и сделанных на основе обследования выводов и рекомендаций в первую очередь зависит от полноты выявленных дефектов в каждой из строительных конструкций в отдельности. При проведении обследований от технического персонала требуются знания не только строительных конструкций, но так же и знания строительных материалов, строительной физики/механики, и возможных производственных дефектов которые могли появиться ещё до начала эксплуатации конструкции.

При составлении выводов и предоставления рекомендаций по дальнейшей возможности эксплуатации конструкций исходят из общепринятых положений, которые приведены в специализированных литературных источниках. В отдельных случаях это может привести к неоправданно усложнённым решениям. Примером может служить усиление каменной кладки. Известно, что инъектирование раствором каменной кладки увеличивает её прочность, но при этом данных о количественном повышении прочности кладки в литературе нет. Нет в литературе также данных о возрастании прочности кладки при инъекции в неё цементно-известковых растворов, которые широко применялись в кладках зданий, построенных в начале XX века и ранее. Отсутствие возможности количественно определять прочность кладки после инъекции в неё раствора приводит к применению для усиления кладки различных обойм, когда можно было бы обойтись только инъекцией раствора, который можно делать с одной стороны кладки, не меняя геометрических форм существующих объектов.

Другой пример, отклонения стен от вертикали установленные в результате обследования могут быть не следствием деформаций от действующих нагрузок, а результатом некачественного выполнения кладочных работ. Так, во многих каменных зданиях наблюдается отклонение наружных стен от вертикали наружу, если не применялся инструментальный геодезический контроль. Это могут заметить когда на верхних этажах величина опирания сборных плит становится меньше чем на нижних. Из практики коллег: при обследовании одного кирпичного малоэтажного здания было установлено, что ряды кирпичной кладки в пределах первого этажа посередине здания как бы прогибались на 15 см. Из этого был сделан неправильный вывод о сильной просадке фундамента посередине здания. Стены здания не имели ни наклонных, ни вертикальных трещин, ни горизонтального расслоения кладки. Прогнутые ряды кладки явно свидетельствовали о низком качестве выполненной кладки. Иногда предлагаются излишние меры по усилению столбов и стен при отклонении их от вертикали.

При составлении выводов о работе стен и столбов, имеющих отклонения от вертикали необходимо так же учитывать пространственный характер работы всей конструкции. Согласно [2] считается недопустимыми отклонение от вертикали элементов кладки более, чем на $1/3$ высоты их сечения. Однако, если такое отклонение являлось следствием некачественного выполнения кладки, а не работы конструкции во времени, т.е. не является деформацией конструкции, то считать такую конструкцию аварийной будет преждевременно. В этом случае необходимо выполнить поверочный расчёт пространственного характера работы здания в целом и в случае положительных результатов можно будет избежать дополнительных затрат на усиление кладки.

При обследовании стальных конструкций большое влияние на результаты может оказать невнимание ко времени постройки здания. Это вызвано тем, что сортамент прокатной стали неоднократно менялся, при этом менялись и толщины полок/стенок и общие геометрические размеры профилей. В качестве примера отметим, что двутавровые балки №20 проката германских заводов, применяемые в конце XIX и начале XX веков, имели ширину полки 90 мм, толщину стенок – 7,5 мм, толщину полок – 10,4 мм. Двутавровые балки №20 по ГОСТ 8239-56* имеют ширину полки 100 мм, толщину стенки – 5,2 мм и толщину полки – 8,4 мм. Поэтому о номере двутавра или швеллера не следует судить только по ширине полки частично обнаженной балки, необходимо, кроме ширины полки, определить ее толщину и сделать все возможное для уточнения высоты балки.

В начале XX века часто в качестве балок использовали рельсы. Поэтому, если замерить только ширину нижней полки и посчитать, что имеется двутавровая балка, а на самом деле использован рельс, то будет значительно завышена прочность балки и ее изгибная жесткость. В качестве примера отметим, что рельсы по ОСТ ВК118 типа IV-а имели ширину подошвы равную 100 мм, как двутавр №20, но момент сопротивления сечения рельса типа IV-а равен 123 см^3 , а момент инерции сечения – 751 см^4 , момент же сопротивления сечения двутавра

№20 равен 237 см^3 , а момент инерции сечения – 2370 см^4 . Встречаются в старых зданиях стальные балки из двух, сваренных головками, рельсов. В этом случае если не вскрыть балки полностью можно допустить значительные ошибки в выводах о несущей способности.

При обследовании монолитных железобетонных конструкций могут встречаться такие дефекты как: большие прогибы при отсутствии трещин, уменьшение или увеличение высоты и ширины на участке длины элемента (подразумеваются редкие и не характерные дефекты). При составлении заключения необходимо чётко определить причину или причины появления подобных деформаций конструктивного элемента. Большой прогиб изгибаемого элемента, при отсутствии трещин, местное увеличение ширины или высоты сечения элемента чаще всего связаны с применением опалубки недостаточной жесткости. При этом увеличение сечение сопровождается, как следствие, увеличением собственного веса, который изначально не был заложен при расчёте элемента.

В монолитных железобетонных конструкциях, в которых имеются препятствия проявлению усадочных деформаций, возникают усадочные трещины. При бетонировании в зимних условиях добавляются температурные деформации. В большинстве случаев усадочные и температурные трещины располагаются в нерабочем направлении. Но несмотря на то что трещины являются не силовыми они снижают общую пространственную жёсткость элемента или всей конструкции, зачеканивание таких трещин обязательно, что необходимо отразить в рекомендациях.

Как правило при обследовании не удастся взять на анализ образцы арматурной стали, поэтому о механических характеристиках приходится судить по внешнему виду, времени постройки, сохранившейся проектной документации. Следует иметь в виду, что колебания прочности и количества растянутой арматуры в наибольшей степени сказываются на прочности изгибаемых и внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом элементах.

Таким образом из вышеописанных примеров можно сделать вывод, что не все моменты при составлении выводов по результатам обследования здания или сооружения, в том числе и регламентируемые нормативными документами, являются однозначными. Технический персонал должен обладать не только общими знаниями, но и значительным опытом не только в области проектирования, но и технологии строительства.

Список литературы

1. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений.
2. Рекомендации по усилению и ремонту строительных конструкций инженерных сооружений. ЦНИИпромзданий.
3. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции.
4. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции.
5. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.