

4. Смілка В.А. Структура містобудівного моніторингу/ В. А. Смілка // Сучасні проблеми архітектури та містобудування. Випуск 38. – К.:КНУБА, 2015. – С. 292-296.
5. Дьомін М. М. Містобудівні інформаційні системи. Містобудівний кадастр. Первинні елементи структури об'єктів містобудування та територіального планування / М. М. Дьомін, О. І. Сингаївська. – Київ : Фенікс, 2015. – 216 с.
6. Сингаївська О. І. Інформаційне забезпечення процесів управління розвитком містобудівних систем : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.20 /; КНУБА. - К., 2013. - 32 с.
7. Закон України «Про планування і забудову територій».
8. Смілка В.А. Законодавчі та нормативні підстави надання вихідних даних для проектування об'єктів містобудування / В. А. Смілка // Сучасні проблеми архітектури та містобудування : науково-технічний збірник. Випуск 35. – К.:КНУБА, 2014. – С.268-272.
9. Звіт про НДР здійснення моніторингу реалізації генеральної схеми планування території України та підготовка щорічної доповіді Кабінету Міністрів України про стан її реалізації за 2014 рік. / ДП УДНДПМ «Діпромісто» ім. Білокозя. – К.: 2015 – 103 с.
10. Звіт про НДР проведення досліджень та здійснення аналізу існуючих проблемних питань у сфері планування території на державному рівні та підготовка пропозицій щодо удосконалення генеральної схеми планування території України. / ДП УДНДПМ «Діпромісто» ім. Білокозя. – К.: 2013 – 119 с.

УДК 69.059.22

Яровой Ю.Н., Мозговой А.А., Перепелица Е.А.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОВЕДЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ, ПОСТРАДАВШЕГО ОТ ПОЖАРА

Актуальность работы заключается в изучении поведения строительных конструкций зданий, подвергшихся влиянию высоких температур вследствие пожара, совершенствовании методики оценки их остаточного ресурса, ввиду того, что оценка технического состояния строительных конструкций эксплуатируемых зданий является одной из регламентируемых процедур, выполняемых с целью проверки уровня их надежности и долговечности с учетом проектных условий эксплуатации в течении прогнозируемого срока службы.

Анализ исследований и публикаций. Основные положения пожарной безопасности строительных конструкций, зданий, сооружений регламентированы нормативными документами [1-6]. Методы расчета огнестойкости стальных конструкций, воздействия на конструкции в условиях пожара приведены в первой и

третьей частях Еврокодов, гармонизированных с национальными стандартами Украины [2-9]. Методики оценки технического состояния строительных конструкций вследствие воздействия высоких температур в результате пожаров приведены в [9-13]. Практические методы исследования состояния стальных строительных конструкций, а также экспериментальные исследования влияния высоких температур на состояние строительных конструкций рассмотрены в [14-21]. Тем не менее, в данных работах мало внимания уделено статистическим данным разрушения строительных конструкций при пожаре.

Цели и задачи данной работы: обобщение статистических данных, полученных при обследовании строительных конструкций здания, пострадавшего в результате пожара; выявление и обобщение дефектов и повреждений строительных

конструкций, возникших в результате воздействия высоких температур; разработка технических рекомендаций по обеспечению дальнейшей безопасной эксплуатации конструкций.

Предметом исследования являются строительные конструкции стального каркаса торговой площадки «Inter 2», расположенной на территории рынка Барабашова в г. Харькове.

Объектом исследования является высокотемпературное воздействие на строительные конструкции каркаса здания при пожаре.

Результаты исследования. Здание торговой площадки «Inter 2» сложное в плане, переменной этажности, с балконами, антресолями, без подвала. Высота помещений переменная – от 2.5м до 3.2м. Размеры здания в плане по осям 123.50×62.0м.

Конструктивная схема здания решена в виде рамно-связевого каркаса, образованного рамами, установленными в поперечном направлении. Шаг колонн в поперечном направлении – переменный от 4.0м до 7.0м. Рамы установлены с переменным шагом от 4.70м до 6.7м. Жесткость рам в их плоскости обеспечена жесткостью колонн и ригелей, вертикальными связями по колоннам, пространственной жесткостью каркасов ячеек антресолей, а из плоскости рам – продольными распорками и вертикальными связями.

Осенью 2015 г. в здании произошел пожар. Очаг возгорания находился в центральной части здания. Тушение пожара производилось водой. После пожара здание не эксплуатировалось по своему функциональному назначению.

Фундаменты здания выполнены в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 250мм. Для восприятия бокового давления грунта засыпки в торцевой части здания устроена подпорная стена. Высота подпорной стены 3.0м. Подпорная стена выполнена из стеновых фундаментных блоков ФБС-24.6.6, ФБС-12.6.6, ФБС-9.6.6 по ГОСТ 13579-78*.

Колонны каркаса выполнены из стальных прокатных профилей: из двух прокатных швеллеров №16 по ДСТУ 3436-96

сваренных в короб; из двух прокатных швеллеров №20 по ДСТУ 3436-96 с раздвижкой по их граням на 300мм, планки L 50×5мм по ДСТУ 2251-93 установленные под углом 60°; из квадратной трубы 100×8мм по ГОСТ 8639-82; из круглой трубы 102×5мм по ГОСТ 8732-70*. Между колоннами каркаса антресолей установлены стальные стойки из двух прокатных швеллеров №12 по ДСТУ 3436-96 сваренных в короб.

Соединения элементов колонн и стоек выполнены на сварке. Крепление колонн и стоек к фундаментной плите выполнено анкерными болтами.

Ригели перекрытий антресолей и балконов, второстепенные балки, распорки каркаса выполнены из стальных прокатных двутавров №30 по ГОСТ 8239-89, усиленных ребрами жесткости с шагом 400мм; из прокатных двутавров №16 по ГОСТ 8239-89; из прокатных швеллеров №16 по ДСТУ 3436-96; из прокатных швеллеров №12 по ДСТУ 3436-96. Перекрытия антресолей выполнены из стального листа $\delta=5$ мм, уложенного по стальным балкам. Перекрытия балконов выполнены монолитными железобетонными плитами толщиной 110мм в несъемной опалубке из профилированного стального листа Н75-750-09 по ГОСТ 24045-94. Вертикальные связи по колоннам каркаса установлены в продольном и поперечном направлениях. Связи выполнены из стальных прокатных уголков.

Покрытие здания выполнено по стальным балкам и прогонам из прокатных профилей. По прогонам выполнена скатная кровля из профилированного стального листа Н75-750-09 по ГОСТ 24045-94. Так же покрытие выполнено по стальным фермам, выполненным из прокатных профилей. По фермам уложены стальные прогоны покрытия. Кровля – скатная из профилированного стального листа Н75-750-09. Пространственная жесткость ферм обеспечена распорками по нижним поясам ферм, горизонтальными и вертикальными связями. Перегородки в здании ненесущие – из силикатного кирпича на цементно-песчаном растворе, из гипсокартона и стек-

лянные перегородки. Окна и двери – металлопластиковые. Лестничные марши и лестничные площадки выполнены из стальных прокатных профилей. В здании установлены эскалаторы для сообщения между этажами. Полы – бетонные и из керамической плитки. Кровля скатная, утепленная. Утепление кровли выполнено минераловатными плитами $\delta=100\text{мм}$, уложенными на подвесной потолок. Водоотвод с кровли – наружный организованный. Наружное стеновое ограждение здания выполнено в виде навесной фасадной системы. По периметру здания устроена асфальто-бетонная отмостка.

В январе 2016 г. проведены натурные обследования строительных конструкций здания комплекса, состоящего из 148 павильонов торговой площадки «Inter 2», в котором произошел пожар. Часть фундаментной плиты в очаге пожара оказалась недоступна к осмотру вследствие обрушения конструкций каркаса. В ходе обследования фундаментной плиты (кроме указанной выше) и подпорной стены из фундаментных стеновых блоков не выявлено трещин, сколов, смещений, неравномерных осадок, кренов, других дефектов или повреждений.

В ходе обследования установлено: разрушение колонн и стоек вследствие температурного воздействия и обрушения конструкций покрытия; общий выгиб 30% колонн в плоскости и из плоскости рам вследствие воздействия высокой температуры (см. рис. 1-2) на величину 0.8-1.2м; общий выгиб 30% колонн в плоскости и из плоскости рам вследствие воздействия высокой температуры на величину 0.2-0.6м; смещение осей 20% колонн в верхнем сечении вследствие воздействия высокой температуры на величину 0.1-0.2м; до 20% колонн и стоек имеют разрывы и изломы вследствие воздействия высокой температуры; до 30% колонн и стоек имеют продольные и поперечные трещины в сварных швах вследствие температурных деформаций каркаса; общая поверхностная равномерная коррозия 3%-5% на поверхности 50% колонн и стоек.

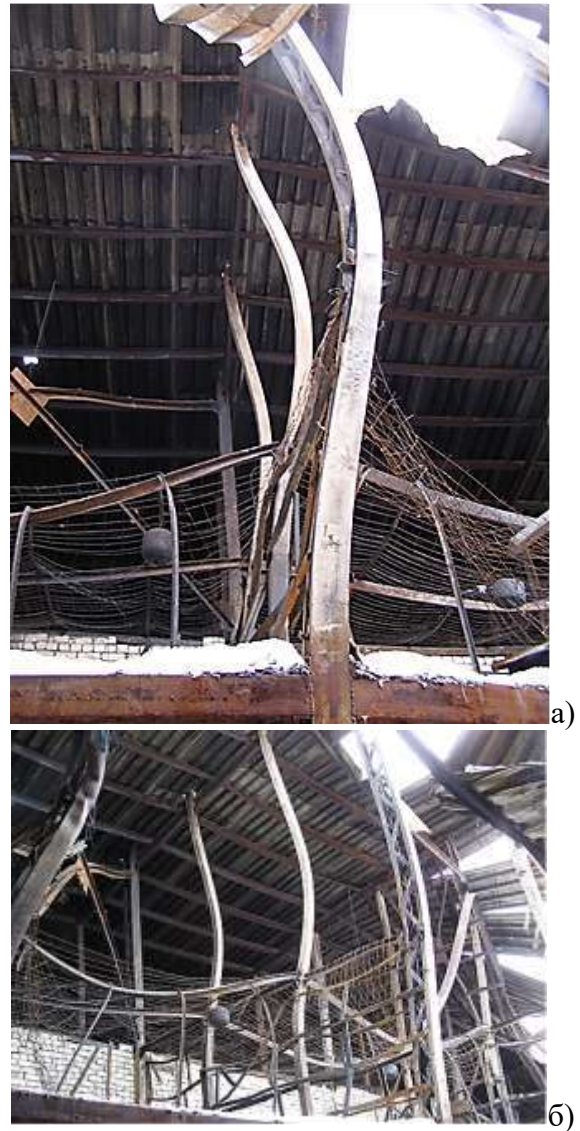


Рис. 1. Деформации конструкций после воздействия высоких температур



Рис. 2. Состояние кровли здания после воздействия высокой температуры

При обследовании выявлено: разрушение ригелей, второстепенных балок, распорок, перекрытий из стальных листов и железобетонных монолитных перекрытий

вследствие воздействия высокой температуры и обрушения конструкций покрытия; вертикальное смещение отметок опорных узлов 50% ригелей, второстепенных балок, распорок, перекрытий из стальных листов и железобетонных монолитных перекрытий вследствие воздействия высокой температуры на величину 0.5-1.5м; прогиб 40% ригелей, второстепенных балок, распорок, перекрытий из стальных листов и железобетонных монолитных перекрытий превышающий предельно допустимое значение ($f_{\max}=15\text{мм}$) вследствие воздействия высокой температуры; до 50% ригелей, второстепенных балок, распорок вблизи очага возгорания имеют продольные и поперечные трещины в сварных швах вследствие температурных деформаций каркаса; общая поверхностная равномерная коррозия до 3%-5% на поверхности 40% ригелей, второстепенных балок, распорок, перекрытий из стальных листов.

Кроме того, установлено: разрушение вертикальных связей вследствие воздействия высокой температуры и обрушения конструкций покрытия в осях 14-19 в рядах В-Ж; общий выгиб ветвей вертикальных связей в плоскости и из плоскости 90% связей вследствие воздействия высокой температуры на величину 0.1-0.3м; вертикальное и горизонтальное смещение отметок опорных узлов 60% вертикальных связей вследствие воздействия высокой температуры (рис. 1) на величину 0.1-0.3м; до 30% вертикальных связей вблизи очага возгорания имеют продольные и поперечные трещины в сварных швах вследствие температурных деформаций каркаса; общая поверхностная равномерная коррозия до 3%-5% на поверхности 30% вертикальных связей; разрушение и выветривание слоя краски до грунта на поверхности 40% вертикальных связей.

Обследование лестничных маршей и лестничных площадок позволило сгруппировать следующие дефекты и повреждения: разрушение лестничных маршей и лестничных площадок вследствие воздействия высокой температуры и обрушения конструкций покрытия; прогиб 40% косоуров лестничных маршей

превышающий предельно допустимое значение ($f_{\max} = 15\text{мм}$) вследствие воздействия высокой температуры на величину 15-30мм; вертикальное и горизонтальное смещение отметок опорных узлов 50% лестничных маршей и лестничных площадок вследствие воздействия высокой температуры на величину 0.1-0.3м; до 30% лестничных маршей и лестничных площадок вблизи очага возгорания имеют продольные и поперечные трещины в сварных швах вследствие температурных деформаций каркаса; общая поверхностная равномерная коррозия до 3%-5% на поверхности 35% лестничных маршей и площадок.

При обследовании стальных ригелей и ферм покрытия, прогонов покрытия, распорок, горизонтальных связей выявлены следующие дефекты и повреждения: разрушение стальных ригелей и ферм покрытия, прогонов покрытия, распорок, горизонтальных связей вследствие воздействия высокой температуры; вертикальное смещение отметок опорных узлов 50% стальных ригелей и ферм покрытия, прогонов покрытия, распорок, горизонтальных связей вследствие воздействия высокой температуры на величину 0.3-1.5м; прогиб 40% стальных ригелей и ферм покрытия, прогонов покрытия, распорок, горизонтальных связей превышающий предельно допустимое значение ($f_{\max}=15\text{мм}$) вследствие воздействия высокой температуры на величину 30-120мм; до 40% стальных ригелей и ферм покрытия, прогонов покрытия, распорок, горизонтальных связей, продольные и поперечные трещины в сварных швах вследствие температурных деформаций каркаса вблизи очага возгорания; общая поверхностная равномерная коррозия до 3%-5% на поверхности 30% стальных ригелей и ферм покрытия, прогонов покрытия, распорок, горизонтальных связей.

При обследовании кровли здания выявлены следующие дефекты и повреждения: обрушение кровли здания вследствие воздействия высокой температуры (рис. 2); кровля здания вблизи очага возгорания имеет протечки, смещение профи-

лированных листов вследствие деформации конструкций покрытия, прогары, обрушение подвесного потолка, выгорание утеплителя.

Произошло также разрушение внутренних ненесущих перегородок вследствие воздействия высокой температуры и обрушения конструкций здания; горизонтальные, наклонные и вертикальные трещины шириной раскрытия 3-10мм, длиной 0.3-1.0м в 80% кирпичных перегородок вблизи очага возгорания вследствие воздействия высокой температуры и тушения пожара водой.

В ходе обследования выявлено разрушение до 75% площади внутреннего и наружного остекления, дверных полотен вследствие обрушения каркаса здания и покрытия, воздействия высокой температуры и тушения пожара водой.

Обобщение статистических данных разрушения, дефектов и повреждений конструкций здания вследствие воздействия высоких температур приведено на рис. 3.



Рис. 3. Обобщение статистических данных после воздействия высокой температуры на разные группы конструкций

Повышенные температуры (до 200°C) влияют на деформации (искривления, прогибы и т. п.) элементов металлических конструкций незначительно. С ростом температур нагрева до 300°C и более остаточные искривления после пожара элементов металлических конструкций увеличиваются. Нагруженные элементы металлических конструкций после нагрева до 550°C–600°C имеют значительные деформации, вследствие этого после кратковременного (15–20 мин) воздействия высоких температур металлические конструкции обрушаются. При умеренно яркостных температурах 800°C–1200°C на

поверхности стали ненагруженных конструкций появляется светлая окалина. Воздействие температуры 1100°C–1300°C приводит к перегреву стали, изменению ее структуры и снижению механических свойств. Следы плавления строительной стали свидетельствуют о температуре нагрева 1300°C–1400°C. После нагрева более 1400°C на поверхности стали образуются оплавления и твердая хрупкая пленка серовато-синего или черного цветов. По данным [9, рис. 2.1] в соответствии с параметрическими температурно-временными зависимостями при стандартном пожаре в его очаге достигаются следующие температуры: через 15 мин – 720°C, через

30 мин – 850 °С, через 45 мин – 900 °С, через 60 мин – 930 °С, через 1 час 15 мин – 970 °С, через 1 час 30 мин – 990 °С, через 1 час 45 мин – 1020 °С, через 2 часа – 1050 °С.

Предел текучести стали может быть использован как резерв несущей способности до разрушения элемента, оцениваемого достигнутой в это время критической температурой. При полном использовании допускаемых напряжений критическая температура составляет для строительных сталей: 560 °С–580 °С. При пожаре обычно не достигаются полные расчетные значения временных нагрузок, поэтому критическая температура практически еще выше, например при 50% допускаемого напряжения: 650 °С–670 °С.

На основании выполненных исследований даны следующие рекомендации:

1. Дальнейшая безопасная эксплуатация здания невозможна, ввиду того, что часть конструкций вследствие пожара обрушилась, а значительная часть конструкций находится в аварийном состоянии.

2. Конструкции каркаса здания и покрытия подлежат демонтажу.

3. Запрещается повторно использовать демонтированные конструкции каркаса ввиду изменения механических свойств стали вследствие воздействия высокой температуры, а также приобретенных деформаций элементов.

4. После демонтажа конструкций здания допускается повторно использовать фундаментную плиту, а так же подпорную стену из фундаментных стеновых блоков.

Выводы. Ввиду того, что конструкции каркаса выполнены из тонкостенных стальных и алюминиевых элементов, а также не была выполнена противопожарная защита конструкций, огнестойкость конструкций составила не более 20 мин, что соответствует температуре 700 °С. Пребывание тонкостенных стальных конструкций в очаге возгорания приводит к полной потере несущей способности и непригодности к дальнейшей эксплуатации, о чем свидетельствуют только пластические деформации конструкций. Степень повреждения железобетонных фун-

даментов и подпорной стены в очаге возгорания незначительна, ввиду их массивности и благоприятных временных параметров развития и распространения опасных факторов пожара, что позволяет возобновить их дальнейшую эксплуатацию.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1.7-2002. – К.: Держбуд України, 2003. – 33 с.
2. Основи проектування конструкцій: ДСТУ-Н Б EN 1990:2008. Єврокод. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 81 с.
3. Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення : ДБН А.1.1-94:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 22 с.
4. Воздействие на строительные конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Воздействия на конструкции в условиях пожара: ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 Еврокод 1. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 74 с.
5. Проектування стелевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд: ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 150 с.
6. Проектування стелевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість: ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010. Єврокод 3. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 122 с.
7. Проектування стелевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів: ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 220 с.
8. Проектування стелевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів: Зміна №1 до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. – К.: Мінрегіонбуд України, 2013. – 20 с.
9. Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины / К. Каляфт, А. Билык, Н. Беляев, Э. Ковалевская. – К.: Украинский центр стального строительства, 2014. – 83 с.
10. Оцінка технічного стану стелевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації: ДБН 362–92.

- К.: Державний комітет України у справах архітектури, будівництва і охорони історичної середі, 1993. – 47 с.
11. Шкинев А. Н. Аварии в строительстве / А. Н. Шкинев. – М.: Стройиздат, 1984. – 318с.
 12. Пожарная опасность строительных материалов / Баратов А. Н., Андрианов Р. А., Корольченко А. Я. и др.; под ред. А. Н. Баратова. – М.: Стройиздат, 1988. – 380 с.
 13. Таубкин С. И. Пожар и взрыв, особенности их экспертизы / С. И. Таубкин. – М.: ВНИИПО, 1999. – 600 с.
 14. Lamont S. et al. Behavior of structures in fire and real design-a case study / S. Lamont et al. // Journal of fire protection engineering. – 2006. – Vol. 16. – №. 1. – P. 5-35.
 15. Quiel S. E. A closed-form analysis of perimeter member behavior in a steel building frame subject to fire / S. E. Quiel, M. E. Garlock // Engineering Structures. – 2008. – Vol. 30. – №. 11. – P. 3276-3284.
 16. Felicetti R. Residual behavior of steel rebars and R/C sections after a fire / R. Felicetti, P. G. Gambarova, A. Meda // Construction and building materials. – 2009. – Vol. 23. – №. 12. – P. 3546-3555.
 17. Dwaikat M. M. S. et al. Experimental behavior of steel beam-columns subjected to fire-induced thermal gradients / M. M. S. Dwaikat // Journal of Constructional Steel Research. – 2011. – Vol. 67. – №. 1. – P. 30-38.
 18. Moliner V. et al. Fire behavior of eccentrically loaded slender high strength concrete-filled tubular columns / V. Moliner et al. // Journal of Constructional Steel Research. – 2013. – Vol. 83. – P. 137-146.
 19. Фомин С. Л. Температурное поле в зоне сопряжения железобетонной плиты и колонны безригельного каркасного монолитного здания при пожаре / С. Л. Фомин, А. А. Астахов // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, 2011. – Вип. 62. – С. 63–72.
 20. Яровой С. Н. Проблемы надежности и причины обрушения металлических конструкций технологической эстакады под факельные трубопроводы комплекса риформинга ООО «Лукойл-Нижегороднефтеоргсинтез» / С. Н. Яровой, Е. Ю. Дорофеев // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХНУБА, 2015. – Вип. 81(3). – С. 22–25.
 21. Яровой С. М. Вичерпання несучої здатності металевих ферм прогонових будов транспортної галереї вуглепідготовчого цеху ПАТ «Алчевський металургійний завод» після тривалого терміну експлуатації в умовах сильно агресивного середовища / С. М. Яровой // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХНУБА, 2016. – Вип. 83(1). – С. 72–76.

УДК 624.15

Стрижельчик Г. Г., Кулишов С. В.*Харьковский национальный университет строительства и архитектуры***ОСОБЕННОСТИ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОГО СОПРОВОЖДЕНИЯ ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИХ РАБОТ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА НА ОПОЛЗНЕОПАСНЫХ УЧАСТКАХ**

Строительство на оползнеопасных территориях характерно для многих городов Украины (Киев, Харьков, Днепропетровск, Одесса, Мариуполь, Полтава и др.).

Как показывает опыт, потребность в научно – техническом сопровождении возникает еще на стадии выбора участка под застройку и при выдаче технического задания на изыскательские работы.

Не менее ответственным является, естественно, и принятие научно обоснованных проектных решений, так как обеспечение надежности в таких случаях невозможно без выполнения специальных исследований и расчетов. Тем более что это не совпадает с современными стремлениями по минимизации затрат на строительство.

В качестве примера научно – технического сопровождения изыскательских и проектных работ можно