



Construction  
of Unique Buildings  
and Structures  
unistroy.spb.ru  
#7 (22) ISSN 2304-6295

## Construction of Unique Buildings and Structures



journal homepage: [www.unistroy.spb.ru](http://www.unistroy.spb.ru)



Строительство  
уникальных зданий  
и сооружений  
unistroy.spb.ru  
#7 (22) ISSN 2304-6295

# Результаты обследования здания склада в морском порту города Мурманска

В.В. Корнев<sup>1</sup>, А.В. Улыбин<sup>2</sup>, С.Д. Федотов<sup>3</sup>

ФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет», 195251, Россия, Санкт-Петербург, ул. Политехническая, 29.

### Информация о статье

УДК 69.058

Научная статья

### История

Подана в редакцию 26 мая 2014  
Принята 13 июля 2014

### Ключевые слова

железобетонные конструкции, испытание свай, прочность кирпичной кладки, обследование зданий, вибрация здания, поверочный расчет

### АННОТАЦИЯ



Описаны результаты технического обследования несущих конструкций здания склада, расположенного в порту г. Мурманска. Показано измерение вибрационного воздействия на здание. Приведены результаты лабораторных исследований, выполненных на отобранных из конструкций образцах. Особое внимание уделено процессу испытания свай на несущую способность. Представлены выводы о состоянии конструкций здания и рекомендации по его дальнейшей эксплуатации.

### Содержание

Введение	219
1. Ход и основные результаты обследования	219
1.1. Историческая справка	219
1.2. Архитектурный облик здания	220
1.3. Конструктивное решение	222
1.4. Результаты измерения длины свай	222
1.4.1. Проведение испытаний	223
1.4.2. Результат измерений	223
1.4.3. Выводы по результатам измерений	224
1.5. Результаты геодезических измерений	224
1.6. Результаты испытания свай статической нагрузкой	225
1.7. Результаты определения прочностных параметров конструкций	229
1.9. Результаты вибродинамических измерений	231
2. Выводы по результатам обследования	232
Заключение	233

1

Контактный автор:

+7 (906) 229 6153, [eddiecleveland@mail.ru](mailto:eddiecleveland@mail.ru) (Корнев Валерий Валерьевич, студент)

2

+7 (921) 777 4516, [ulybin@mail.ru](mailto:ulybin@mail.ru) (Улыбин Алексей Владимирович, к.т.н., доцент)

3

+7 (911) 916 7802, [fed87@mail.ru](mailto:fed87@mail.ru) (Федотов Сергей Дмитриевич, инженер 1 кат.)

## *Введение*

Обследование здания склада на территории Мурманского торгового порта было выполнено сотрудниками ФГБОУ ВПО «СПбГПУ» в июле 2013 года. Основными причинами послужили значительный срок эксплуатации (на момент обследования около 30 лет), а также планируемые изменения нагрузок на перекрытия и переоборудование эстакады для устройства рельсовых путей.

Основными целями работы являлись:

- определение технического состояния несущих конструкций;
- определение необходимости ограничения режима эксплуатации и выполнения ремонта;
- решение вопроса о сносе эстакады в осях А-Б и устройстве железнодорожных путей не общего пользования на ее месте;
- определение возможности организации центрального склада в помещениях обследуемого здания и определение величин допустимых значений нормативной и полезной нагрузок на перекрытия.
- предоставление рекомендаций по выполнению ремонтных работ, необходимых для снятия ограничений на режим эксплуатации.

Для решения поставленной задачи были выполнены работы из следующего перечня:

- анализ архивной, библиографической и проектной документации;
- выявление конструктивного решения здания;
- сплошное визуальное обследование строительных конструкций;
- выявление дефектов и повреждений конструкций с составлением карт дефектов и повреждений;
- лабораторные испытания материалов конструкций;
- определение прочности бетона несущих конструкций;
- комплекс геодезических измерений для определения деформаций здания и неравномерных осадок фундаментов;
- оценка длины свай сейсмоакустическим методом;
- испытание свай статической нагрузкой;
- измерение воздействия вибрационных нагрузок на конструкциях;
- поверочный расчет несущих конструкций с построением трехмерной модели здания.

Основное внимание при обследовании уделялось фундаментам. Работы велись в соответствии с действующим на момент обследования ГОСТ Р 53778-2010, восполнившим пробелы СП 13-102-2003 в части нормирования обследования фундаментов [1,2]. Необходимо было получить информацию о соответствии фундаментов проекту, их состоянии на момент обследования, а также сделать выводы о несущей способности в сложных инженерно-геологических условиях.

## *1. Ход и основные результаты обследования*

### *1.1. Историческая справка*

Обследуемое здание склада №2 расположено в первом грузовом районе Мурманского морского торгового порта (ММТП) между причалами №1 и №5. Рабочий проект «Склад НГМК для накопления генгрузов и скоропортящейся продукции в Мурманском морском торговом порту» выполнен в период 1982 – 1987гг. К зданию склада по оси 22 примыкает административно-бытовой корпус (АБК) (рисунок1). Предполагалось примыкание склада по оси 11 к торцу существовавшего здания (в настоящее время демонтировано).

За относительную отметку  $\pm 0.000$  принят уровень пола первого этажа склада, что соответствует абсолютной отметке +4.100 м (БСВ).

## 1.2. Архитектурный облик здания

Здание склада имеет три этажа. Высота первого этажа 6,0 м, второго – 4,3 м, третьего – от 4,5 до 5,4 м (высоты указаны до низа ригелей перекрытий). С северной и южной сторон склад имеет две открытые галереи, расположенные в уровне 1 этажа. В южной галерее расположена эстакада шириной 6,5 м с двумя рампами и железнодорожные пути. Под северной галереей устроена эстакада, шириной 9,0 м с одной рампой. Над северной галереей в уровнях 2 и 3 этажей устроены балконы для перемещения грузов непосредственно на этажи здания. Фотографии фасада АБК, а также фасадов по осям А и П представлены на рисунках 2, 3, 4 соответственно.

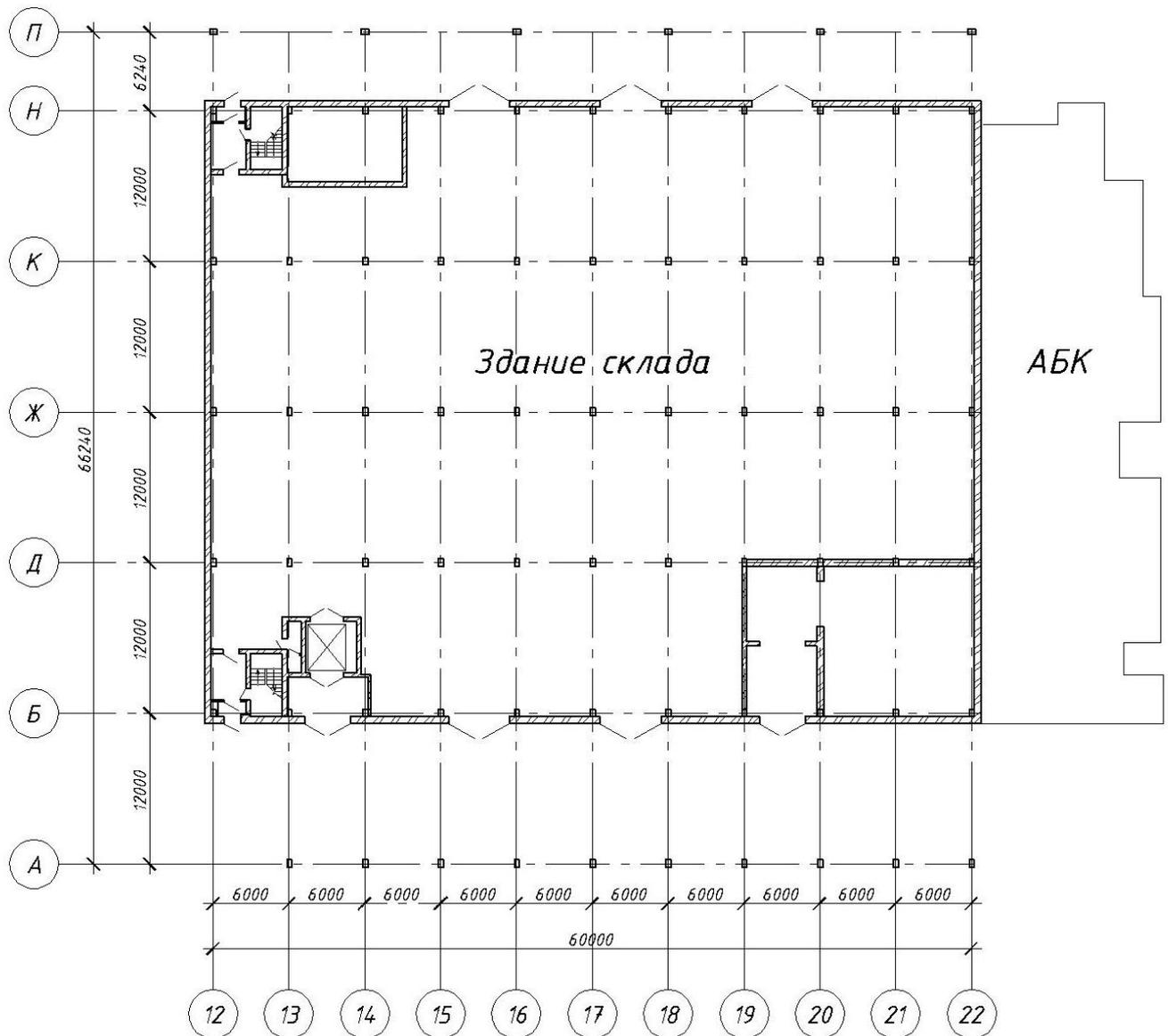


Рисунок 1. Общая схема здания. План первого этажа



Рисунок 2. Фасад со стороны административно-бытового корпуса



Рисунок 3. Фасад по оси А. Колонная галерея для рельсового пути



Рисунок 4. Фасад по оси П. Эстакада для погрузочной зоны. Балкон для приема грузов с крана

### 1.3. Конструктивное решение

Здание выполнено в виде полного каркаса из сборных железобетонных элементов. Исключение составляет только наружная стена по оси Н, являющаяся несущей и воспринимающая нагрузки от перекрытия галереи. Все колонны здания имеют сечение 400 x 600 мм и устроены с шагом 6,0 x 12,0 м. На консоли колонн опираются сборные железобетонные ригели двутаврового сечения. По ригелям уложены ребристые железобетонные плиты пролетом 6,0 м. Наружные стены выполнены частично из кирпичной кладки, частично из сборных железобетонных панелей. В здании имеются две лестничные клетки и грузовой лифт. Подвал и чердак отсутствуют.

Фундамент свайный с отдельно стоящими и ленточными ростверками, объединяющими забивные, висячие сваи. Основанием свай служат песчаные грунты с галькой, гравием и валунами не более 10%. Учитывая сильную разнородность грунтов, в проекте предусмотрено применение свай различной длины следующих марок: С15-35, С9-30, С7-30 по серии 1.611-6 вып.1, длиной 15,0; 9,0 и 7,0 м соответственно. Бетон свай по водонепроницаемости принят марки W8.

Сваи марки С15-35 запроектированы под колонны и стены в осях 12-22/А-Д. Сваи марки С9-30 запроектированы под колонны и стены в осях 12-22/Д-П. Сваи марки С7-30 запроектированы под конструкции АБК, несущая способность свай принята для свай С15-35 –  $R_p = 120$  тс, для свай С9-30 –  $R_p = 100$  тс, для свай С7-30 –  $R_p = 45$  тс. Сосредоточенные нагрузки на ростверки здания склада достигают 658 тс.

### 1.4. Результаты измерения длины свай

Определение длины свай обследуемых фундаментов осуществлено прибором для измерения длины свай «ИДС-1» производства ООО «Логические системы» (Москва). В ходе работ выполнены исследования на 7 сваях.

Метод исследования основан на измерении времени между интервалами излучения упругой стержневой волны в свае и прихода отраженных волн. Стержневая волна излучается ударом молотка различных видов. Длина вычисляется, исходя из измеренного интервала времени. При этом скорость стержневой волны упругих колебаний в свае либо принимается по опытным данным, либо определяется ультразвуковым акустическим методом на конкретной свае.

Отраженная стержневая волна возникает в местах изменения механического импеданса (механический импеданс пропорционален скорости стержневой волны в свае и площади поперечного сечения). Таким образом, если считать сваю однородной (скорость постоянна) там, где происходит изменение профиля сваи, происходит отражение волны. И чем резче это изменение, тем больше коэффициент отражения волны и тем заметней отклик на экране.

Сейсмодатчик закрепляется на конце сваи (рисунок 5), либо в штрабе под ростверком (рисунок 6), включается режим регистрации и производится механическое воздействие молотком вдоль оси сваи для возбуждения стержневой волны. Волна, отражаясь от конца сваи, возвращается к сейсмодатчику и прибор производит регистрацию вернувшегося сигнала. Затем производится измерение времени между начальным воздействием и отраженной волной.



Рисунок 5. Установка прибора ИДС-1 на оголовке сваи



Рисунок 6. Способ установки датчика в штрабе на поверхности сваи

#### 1.4.1. Проведение испытаний

Процесс измерений заключался в следующих этапах:

1. Первый этап измерений включал в себя определение скорости распространения продольных волн в бетоне свай. Измерения выполнены ультразвуковым методом при помощи прибора Пульсар 1.1. Измерения выполнены методом сквозного прозвучивания с базой, равной ширине сечения свай.

Скорость продольных ультразвуковых волн в бетоне исследованных свай изменяется в пределах 4080...4600 м/с.

2. Второй этап заключался в установлении значения скорости стержневой волны по определенной скорости продольных волн. Определение скорости производится по зависимости:

$$\frac{V_d}{V_p} = \sqrt{(\mu + 1) \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu}}$$

где  $V_d$  – скорость стержневой волны в свае;  $V_p$  – скорость продольной ультразвуковой волны;  $\mu=0,2$  - коэффициент Пуассона, принят по п.2.16 СНиП 2.03.01-84 .

Таким образом, скорость распространения стержневой волны в бетоне, учитываемая при проведении измерений прибором ИДС-1, изменяется для различных свай в пределах 3880 ...4360 м/с.

3. Третий этап проведения полевых работ заключается в возбуждении упругих колебаний в бетоне свай и регистрации сигнала отклика прибором ИДС-1;
4. Четвертый этап - это камеральная обработка полученных акустических графиков – рефлектограмм. Примеры рефлектограмм изображены на рисунках 7,8.

#### 1.4.2. Результат измерений

Обработка результатов измерений осуществлялась в программе РТД (разработка ООО «Логические системы»). В результате обработки по акустическим пикам на характерных участках рефлектограмм вычислены длины исследованных свай. Следует отметить, что используемый метод реализует косвенное измерение в условиях, зачастую способствующих получению недостоверного результата [3,4]. Ранее авторами опытным путем установлена удовлетворительная работоспособность метода при работе со стальными сваями-оболочками [5]. В рамках данного объекта работа велась с железобетонными свайными фундаментами, значительно усложняющими проведение измерений [6].

Таблица 1.

№ из м.	Расположение сваи	Отметка измерения, м	Длина сваи от отметки измерения, м	Отметка конца сваи, м	Проектная длина сваи, м	Примечание
1	Шурф 1, лента	-1,230	8,50	-9,73	9	
2	Шурф 1, колонна	-2,320	3,80	–	9	Дефект в свае
3	Шурф 2, колонна	-2,800	7,90	-10,70	9	
4	Шурф 3, лента	-2,190	14,80	-17,00	15	Свая наращена
5	Шурф 3, колонна	-3,400	12,40	-15,80	15	
6	Шурф 4, колонна	-2,720	8,40	-11,12	9	
7	Шурф 6, колонна	-2,600	3,30	–	15	Дефект в свае

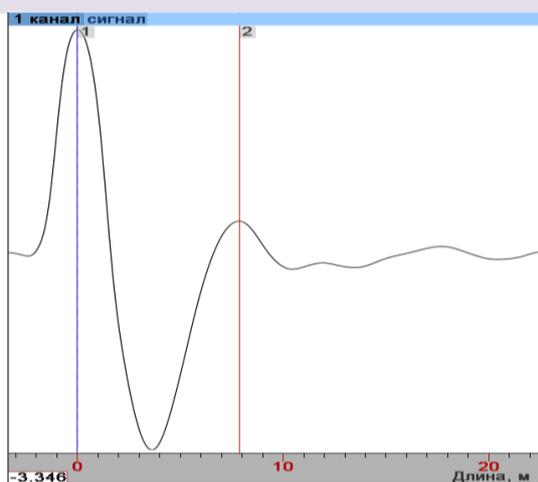


Рисунок 7. Свая длиной 9 м под ростверком колонны. Рефлектограмма дает результат, практически совпадающий с проектной длиной

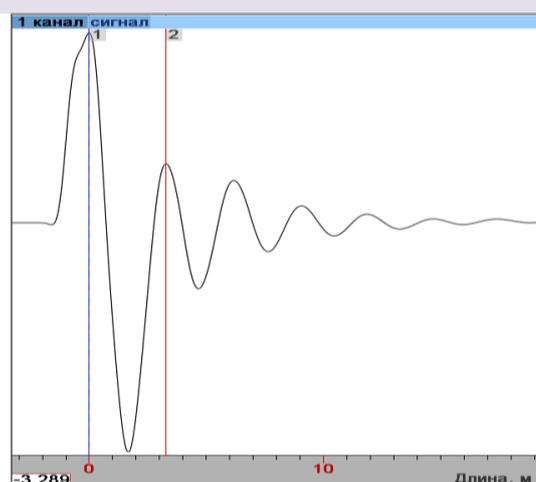


Рисунок 8. Свая длиной 15 м под ростверком колонны. Отражение от дефекта с последующим затуханием колебаний на участке сваи между дефектом и точкой крепления датчика

### 1.4.3. Выводы по результатам измерений

По результатам измерений можно сделать следующие выводы:

- длины свай в целом соответствуют проектным;
- применение метода осложнено различными факторами. Так, определить длину свай на двух из семи участков невозможно из-за дефектов в теле свай. Кроме того, имеет место отражение волны от ростверка, затрудняющее процесс измерений.
- в процессе обработки результатов существенное значение имеет информация о проектной длине свай.

Необходимо отметить наличие дефектов в теле свай, связанных с процессом их погружения (трещины, восстановленные или наращенные участки свай), которые зафиксированы как косвенным сейсмоспектральным измерением, так и визуальным осмотром обнаженных участков.

## 1.5. Результаты геодезических измерений

Одним из наиболее важных этапов детального обследования являлось выявление существующих деформаций конструкций. Измерения производилась методом тригонометрического нивелирования и объемной тахеометрической съемки с использованием лазерного электронного тахеометра.

В ходе инженерно-геодезических измерений зафиксированы значительные неравномерные осадки фундаментов несущего каркаса здания. Примером может служить нивелировка панелей по оси А (рисунок 9).

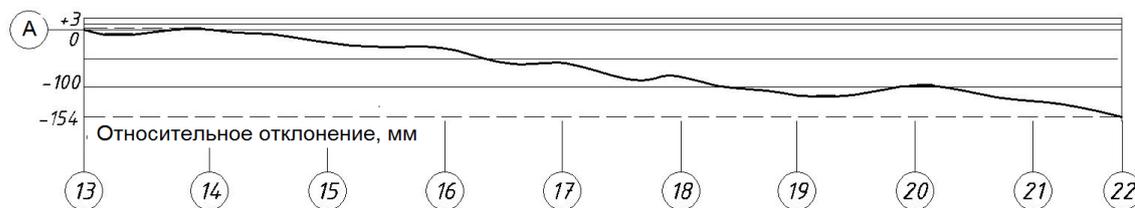


Рисунок 9. Эпюра отклонения от горизонтали стеновых панелей по оси А.

Наибольшие деформации выявлены у фундаментов колонн в осях 12-22/А-Д, 17-22/А-Ж. Максимальные неравномерные деформации зафиксированы у фундаментов колонн по оси А и достигают значения 24 см (0,005), что превышает предельно-допустимое значение (0,002) в 2,5 раза согласно приложению Д СП 22.13330.2011 [7].

## 1.6. Результаты испытания свай статической нагрузкой

В связи с обнаружением значительных неравномерных осадок здания, требовалась проверка соответствия фактической несущей способности свайных фундаментов данным проекта. Целесообразность проведения испытаний обусловлена необходимостью получения непосредственных данных о несущей способности свай в сложных инженерно-геологических условиях. В данном случае такими данными оперировать полезнее и экономичнее, чем проводить геологические изыскания на участке.

Испытания выполнены для свай двух ростверков расположенных в осях 18/Б и 19/Д. Сечение свай 35 x 35 см, проектная длина свай 15 м, несущая способность 120 тс. Выбор конкретных ростверков был сделан вследствие того, что по результатам геодезических измерений были выявлены существенные неравномерные осадки фундаментов южной части здания.

Испытания выполнены согласно «Программе статических испытаний свай осевыми вдавливающими нагрузками в основании фундаментов здания склада №2, расположенного в Первом грузовом районе ОАО «Мурманский морской торговый порт», разработанной с учетом требований ГОСТ 5686-2012, СП 50-102-2003 и СП 24.13330.2011. Работа по испытанию свай состоит из следующих этапов:

1. Подготовительные работы:
  - анализ инженерно-геологического строения площадки расположения объекта,
  - анализ проектной документации в части фундаментов,
  - анализ результатов проходки шурфов у фундаментов и сравнение полученных результатов с проектными данными,
  - разработка и изготовление оснастки и приспособлений,
  - подготовка контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) и гидравлического оборудования,
2. Проходка шурфа для обнажения фрагмента испытываемой сваи;
3. Демонтаж сечения испытываемой сваи, необходимый для установки гидравлического оборудования;
4. Монтаж и демонтаж оснастки и приспособлений для статических испытаний;
5. Статические испытания осевыми вдавливающими нагрузками;
6. Первичная обработка результатов;
7. Восстановление сечения сваи, демонтированного в ходе испытаний;
8. Окончательная обработка результатов.

### 1.6.1. Порядок демонтажа сечения сваи и подготовки участка испытания

1. У фундаментов с испытываемой свайей осуществлена проходка шурфов на глубину не менее 1,0 м от уровня подошвы ростверка (рисунки 10, 11).



Рисунок 10. Шурф у ростверка в осях 19/Д

Рисунок 11. Разметка удаляемого участка сваи

2. Вокруг сваи удален грунт основания (засыпки) в объеме достаточном для доступа к свае и выполнения испытаний.

3. На свае отмечены верхний и нижний уровни демотируемого участка (верхнее и нижнее сечения). При этом верхнее сечение расположено не ближе 30 см к подошве ростверка, а нижнее не ближе 35 см к верхнему (рисунок 11).

4. При помощи алмазного инструмента произведен срез сечений свай по отмеченным уровням. Демонтаж участка свай произведен при помощи отбойного молотка (рисунок 12). Для выравнивания верхнего и нижнего сечения использован шлифовальный алмазный инструмент.

5. На участок испытания установлена раздвижная конструкция с опорными плитами для передачи вдавливающей нагрузки на сваю и отпорной реакции на ростверк. Для выравнивания верхнего и нижнего сечений демонтированного участка между бетоном и опорными пластинами нанесен выравнивающий слой из ремонтного состава ЦМИД-3Б толщиной не более 20 мм.



Рисунок 12. Демонтаж участка сваи в осях 19/Д



Рисунок 13. Установка оборудования для испытания сваи в осях 19/Д

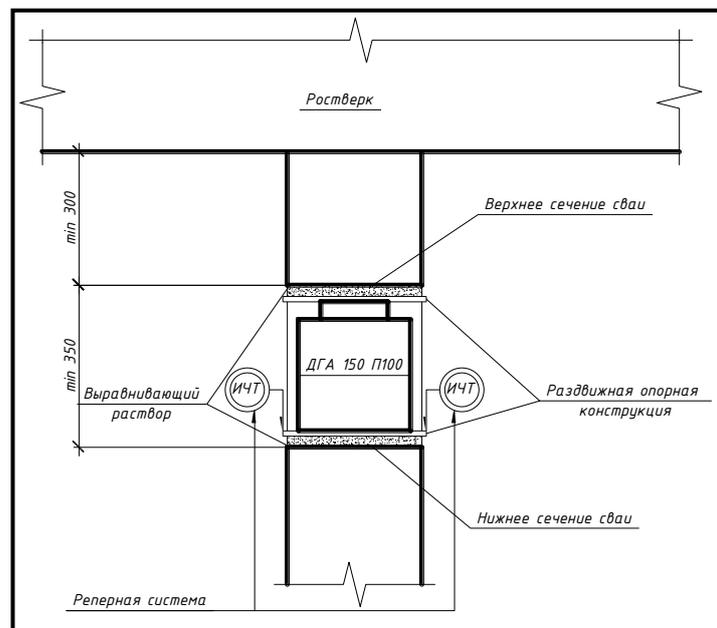


Рисунок 14. Схема участка испытания и расстановки оборудования

### 1.6.2. Порядок проведения статических испытаний осевой вдавливающей нагрузкой

Приложение осевой вдавливающей нагрузки осуществляется с помощью гидравлического домкрата ДГА 150П100, устанавливаемого в опорную конструкцию внутри демонтированного участка сваи и ручного гидравлического насоса НРГ-7035 (рисунки 13, 14).

Нагрузка на сваи при испытаниях увеличивалась ступенями по 15 тс, что составляет 10% от предельной испытательной нагрузки. Первые две ступени приняты равными 30 тс, что согласовано программой испытаний. Переход к следующей ступени нагружения осуществлялся после стабилизации осадок сваи. Испытания проведены с условной стабилизацией осадок, критерием которой является приращение осадок менее 0,1 мм за 60 мин. Перемещение (осадка) сваи при испытаниях измерялась при помощи индикаторов (типа ИЧ-50 и их аналогов), установленных на независимую опорную конструкцию.

Нагружение осуществлялось до исчерпания несущей способности свай или до максимальной испытательной нагрузки, если к моменту достижения этой нагрузки несущая способность сваи не исчерпана. Максимальная испытательная нагрузка принята равной 150 тс. Исчерпанием несущей способности в соответствии с требованиями п.7.3.5. СП 24.13330.2011 [8] принята осадка на этапе нагружения, превышающая 20 мм. Разгрузка свай произведена ступенями по 30 тс с выдержкой на каждой ступени не менее 15 мин.

### 1.6.3. Обоснование возможности безопасного демонтажа свай и величины максимальной испытательной нагрузки

Проектная нагрузка на ростверки колонн в осях 19/Д составляет:

$N=566$  тс,  $M=2,3$  тсм. С учетом шага свай 1,2 м вдавливающая нагрузка на угловую сваю составит:

$$F = \frac{566}{6} + \frac{2,3}{4 \cdot 1,2} = 94,8 \text{ тс}$$

Аналогично приведенному выше обоснованию, максимальная нагрузка на сваи ростверка после временного выключения из работы одной сваи составит с учетом фактических нагрузок:

$$F' = \frac{566 - 193}{5} + \frac{2,3}{2 \cdot 1,2} = 75,5 \text{ тс}$$

что не превышает проектного значения расчетной нагрузки при работе всех шести свай.

Вертикальная реакция, передаваемая на ростверк домкратом величиной 150 тс в обоих случаях меньше нормативного значения собственного веса конструкций, который по оценочным расчетам составляет не менее 180 тс (без учета временной нагрузки).

### 1.6.4. Порядок восстановления демонтированного участка сваи

1. Произведено удаление опорной конструкции и испытательного оборудования.

2. С углов верхнего и нижнего фрагментов сваи удален защитный слой бетона для обнажения рабочей арматуры на длину не менее 150 мм. На место вырезанной арматуры установлены отрезки, изъятые непосредственно из демонтированного участка, представляющие собой арматуру диаметра 18 мм класса А-III. Для восстановления разрывов перерезанной арматуры использованы двухсторонние накладки из арматуры диаметром 12 мм. Накладки приварены электродуговой сваркой по всей длине перехлеста (рисунок 15).

3. На демонтированный участок установлена опалубка.

4. Произведено восстановление демонтированного сечения безусадочным раствором на основе сухих смесей типа ЦМИД - 5ПС (класс по прочности в возрасте 28 суток не менее В40, водонепроницаемость W18) (рисунок 16).



Рисунок 15. Свая в осях 19/Д с восстановленной арматурой и установленной опалубкой



Рисунок 16. Восстановленное сечение сваи в осях 19/Д

### 1.6.5. Результаты испытаний

Результаты испытаний представлены в виде графиков осадки свай в зависимости от вдавливающей нагрузки, представленных на рисунке 17. На всех стадиях загрузки наступала условная стабилизация осадок.

Свая под ростверком в осях 19/Д нагружена до испытательной нагрузки 150 тс. Осадка сваи составила 2,48 мм. Разгрузка сваи показала остаточные деформации равные 0,34 мм.

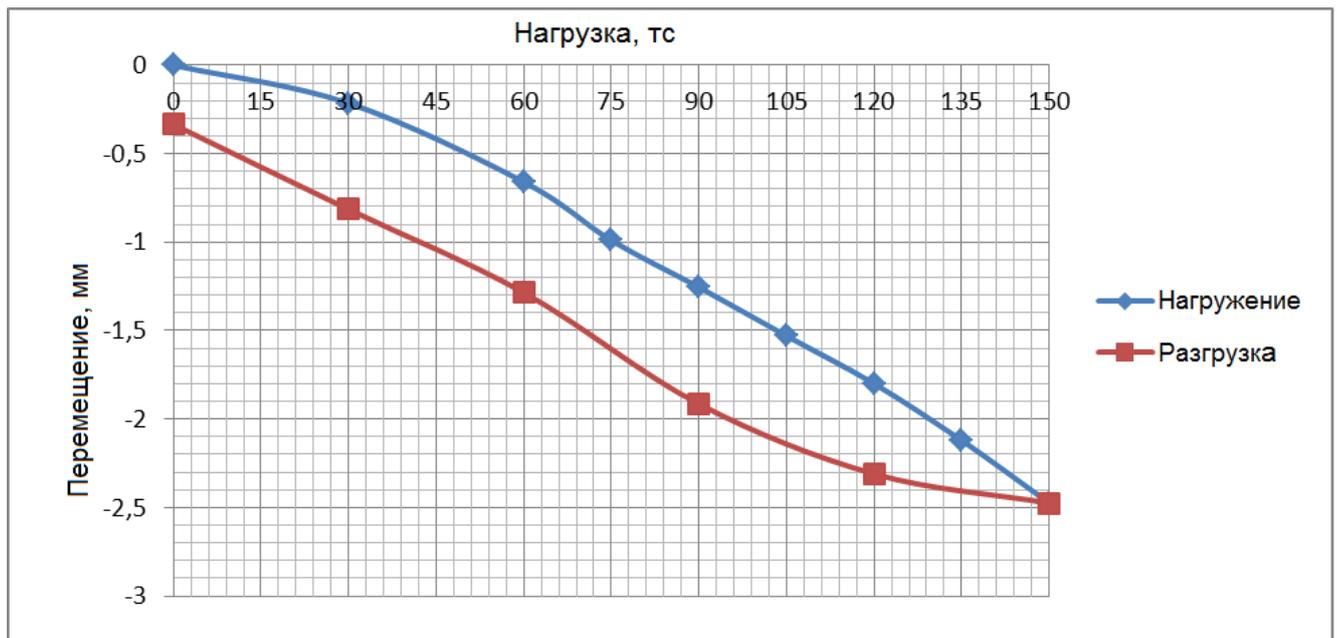


Рисунок 17. График испытания сваи под ростверком в осях 19/Д

### 1.6.6. Выводы по результатам испытаний

По результатам испытаний сделан вывод о **соответствии** несущей способности сваи проектному значению 120 тс.

## **1.7. Результаты определения прочностных параметров конструкций**

### **1.7.1. Прочность железобетонных конструкций**

Для проведения поверочного расчета сборного железобетонного здания необходимо обладать сведениями о прочности бетона и армировании элементов. В современной практике обследования наблюдается тенденция к упрощению процедур получения таких данных, повсеместно применяются малозатратные и нетрудоемкие методы упругого отскока, ударного импульса, ультразвуковой метод и метод пластической деформации, зачастую не обеспечивающие должного качества измерений [9].

В обследуемом здании измерения прочности бетона выполнены методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690-88. Используемый метод является единственным прямым неразрушающим способом контроля прочности бетона согласно ГОСТ Р 18105-2010, который не требует построения частной градуировочной зависимости. Таким образом, метод является предпочтительным с точки зрения удобства, трудоемкости, а главное, достоверности результатов [10].

Параметры армирования железобетонных элементов так же возможно устанавливать разными способами. Однако, точно установить такие параметры армирования, как толщину защитного слоя, класс и диаметр арматуры возможно только осуществив вскрытия конструкций [9]. Именно таким способом была выполнена ключевая задача проверки соответствия арматуры колонн, ригелей и плит покрытия проекту, а данные использованы в поверочном расчете.

### **1.7.2. Прочность кирпичной кладки**

На сегодняшний день известны различные методы определения прочности кирпичной кладки [12]. Одни позволяют определить прочность в полевых условиях [13-16], другие лабораторными испытаниями отобранных образцов [17,18].

Действительные физико-механические параметры кладки [19,20] существенным образом отличаются от используемых в расчете. Это связано со многими факторами, в первую очередь, с возможной неоднородностью массива стены, вызванного включениями различных по размеру и качеству кирпичей и дефектами устройства швов. Также имеют значение отклонение стены от проектного положения, наличие поврежденных участков кладки. Кроме того, отбор образцов производится из хорошо сохранившихся кирпичей, однако в кладке могут находиться ослабленные кирпичи, не затронутые испытаниями. Поэтому наиболее достоверными являются методы испытания кладки в натуральных условиях. Однако в России данные методы не имеют нормативного обоснования, в связи с чем в практике обследования применяются лабораторные испытания образцов кирпича и раствора.

Исследования прочностных параметров кирпичной кладки в обследуемом здании осуществлено путем испытания образцов кернов, выбуренных из кирпичей. Данный метод обладает рядом преимуществ по сравнению с альтернативными методами контроля [17] и успешно применяется авторами.

Для определения физико-механических характеристик кирпича наружной несущей стены по оси Н произведен отбор 20 кернов. Керны отбирались с помощью алмазного сверления с внутренней поверхности стены. Из проб в лабораторных условиях изготовлены 20 образцов – цилиндров из кирпича для испытаний на сжатие. Испытания кернов на сжатие выполнено согласно указаний п. 3.12. Рекомендаций [21] на испытательном прессе. Испытания материалов выполнены в испытательном сертификационном центре «Высота» ФГБОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет» ОНТИ НИИМТ.

## **1.8. Результаты поверочных расчетов**

### **1.8.1. Общие положения**

Все расчеты выполнены с помощью проектно-вычислительного комплекса SCAD в соответствии с действующими нормативными документами. В процессе создания расчетной модели особое внимание было уделено выявленным неравномерным осадкам здания.

Расчеты носят оценочный характер и заключаются в следующем:

- подбор допустимой нагрузки на перекрытия;
- оценка влияния осадок фундаментов на напряженно-деформированное состояние здания;
- сопоставление усилий в свайных фундаментах с несущей способностью свай, определенной по результатам статических испытаний.

### 1.8.2. Расчетные предпосылки и допущения

При проведении поверочных расчетов приняты следующие допущения и расчетные предпосылки:

1. Моделирование рассчитываемых конструкций выполнено с учетом их фактических геометрических характеристик и положения. Идеализация геометрического образа заключалась в выделении основных элементов несущей системы здания, минимальном упрощении их формы и способов сопряжения. Размеры элементов приняты по результатам обмеров конструкций, а также на основе данных соответствующих типовых серий.
2. Самонесущие кирпичные стены, а также навесные панели заданы распределенной нагрузкой.
3. Осадка фундамента задана нагрузкой типа «заданное перемещение» с осреднением величин вдоль буквенных осей.
4. Класс арматуры принят без испытаний, по рекомендациям п. 8.3.7 СП 13-102-2003 [21] по виду арматурного профиля во вскрытиях [11], а также по данным проекта и серий.
5. Подбор полезной нагрузки осуществлялся ступенями начиная с  $2 \text{ т/м}^2$  с понижением на  $0,5 \text{ т/м}^2$  (указано нормативное значение).

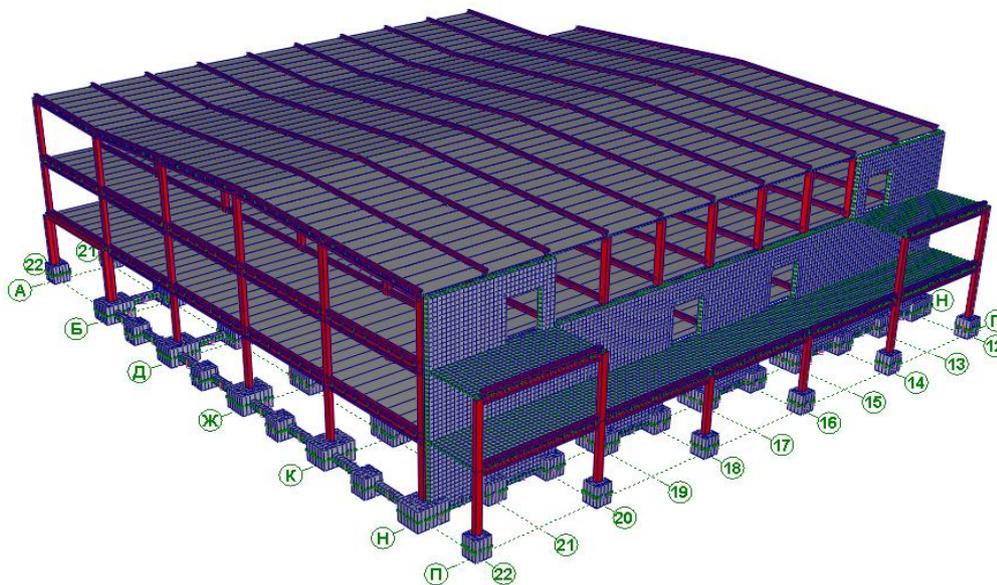


Рисунок 18. Общий вид расчетной схемы

### 1.8.3. Результаты расчета

После обработки данных расчета установлено:

1. Конструкции склада не удовлетворяют требованиям по несущей способности в случае работы на проектную полезную нагрузку ( $2 \text{ т/м}^2$ ). Для многих колонн коэффициент

использования по критерию прочности по предельному моменту сечения превышает допустимые значения и при нагрузке  $1,5 \text{ т/м}^2$

2. Несущая способность конструкций может быть обеспечена с нормативной полезной нагрузкой  $1000 \text{ кг/м}^2$  при условии устранения критических и значительных дефектов имеющихся в конструкциях.
3. Фактическая неравномерная осадка здания приводит к увеличению расчетных усилий, действующих в элементах конструкций каркаса приблизительно на 10%.

## 1.9. Результаты вибродинамических измерений

В пределах галереи находятся рельсовые пути для разгрузки железнодорожных составов, движение которых создает значительные вибрации грунтовой среды, передающиеся на здание. Известно, что подобные воздействия могут привести как к разрушению конструкций здания [23,24], так и неблагоприятно отражаться на грунтовом основании [25,26]. Кроме того, в портовой зоне в непосредственной близости к зданию работают тяжелые вибраторы для очистки вагонов, производящие дополнительное вибрационное воздействие.

Исследования выполнены с целью проверки соответствия установленным требованиям по допустимым уровням вибрации конструкций здания. Измерения проведены согласно ГОСТ Р 52892-2007 [27].

Основными параметрами, используемыми при оценке вибрации здания, являются виброускорения и виброскорости, измеренные в трех взаимно перпендикулярных направлениях: x, y и z. Ось Z направлена вверх, ось Y направлена вдоль буквенных осей здания (вдоль галереи), ось X направлена вдоль цифровых осей здания (поперек галереи).

Предельное значение скорости для верхнего перекрытия здания согласно табл. Б.1 [27]. для здания категории 1 при кратковременной вибрации составляет 40 мм/с.

### 1.9.1. Проведение измерений

Источником возбуждения сейсмических волн является движение железнодорожного транспорта, проходящего по путям, проложенным в южной галерее вдоль оси А. Измерения выполнены на железобетонных колоннах каркаса в осях 13-22/А, как на конструкциях наиболее приближенных к источнику вибрации. Высота от уровня земли до площадки измерения около 0,5 м. Расстояние от путей до испытываемой конструкции менее 1 м.



Рисунок 1. Участок виброизмерений в колонной галерее



Рисунок 18. Измерения виброметром Алгоритм-03-001РЭ (SvanteK)

В ходе испытаний измерены уровни вибрации на десяти колоннах южной галереи по оси А в трех взаимно-перпендикулярных направлениях. Помимо этого проведены дополнительные измерения

вибрации на верхнем перекрытии здания. В данном случае источником вибрации являлось воздействие вибратора на железнодорожные вагоны при их очистке.

Необходимо отметить, что проведение вибродинамических измерений выполнялось при различной загруженности составов и видов тягового транспорта, однако за период обследования невозможно определить сочетание всех неблагоприятных динамических воздействий и произвести при нем измерение.

В процессе исследований фиксировались среднеквадратичные значения виброускорений и виброскоростей, производилась запись временной уравниграммы с использованием спектрального анализа в 1/1 октавных полосах частот.

При оценке риска повреждения конструкции здания вследствие воздействия на него вибрации техногенной природы проведен анализ в диапазоне от 1 до 150 Гц, согласно ГОСТ Р 52892-2007. Измерения выполнены с помощью вибрметра Алгоритм-03-001РЭ в комплекте с акселерометром АР98.

Вычисление частоты колебаний для зданий с нормативными жесткостными характеристиками проведено по эмпирической формуле, предложенной В.С. Павлыком [28]:

для малоэтажного каркасного здания:  $T=0,025$ ,  $H=0,55$ , следовательно, частота равна 2 Гц.

На частоте 2 Гц (близкой к собственной частоте конструкций) максимальное значение виброускорений и виброскоростей зафиксировано на колонне в осях 21/А и составляет  $92 \text{ мм/с}^2$  и  $7 \text{ мм/с}$  соответственно. В остальных колоннах на частоте 2 Гц значения виброускорений и виброскоростей не превышают  $20 \text{ мм/с}^2$  и  $2 \text{ мм/с}$ .

В ходе измерения виброускорений и виброскоростей на верхнем этаже (перекрытие 3-го этажа) от действия вибратора при очистке вагонов зафиксированы следующие значения:

- максимальное значение виброускорений составляет  $89 \text{ мм/с}^2$  при доминирующей частоте 16 Гц;
- максимальное значение виброскоростей составляет  $0,9 \text{ мм/с}$ .

### **1.9.2. Результаты измерений**

В ходе анализа результатов вибродинамических измерений установлено следующее:

1. Доминирующими частотами проезда рельсового транспорта являются частоты 31,5 и 63 Гц, доминирующей частотой от вибратора при очистке вагонов является частота 16 Гц.
2. Максимальные значения виброускорения и виброскорости зафиксированы на колонне в осях 19/А в направлении оси X и составляют  $320 \text{ мм/с}^2$  и  $2 \text{ мм/с}$ .
3. Максимально зафиксированные значения на частоте, близкой к собственной (2 Гц), не превышают предельно-допустимые для данной категории здания.

## **2. Выводы по результатам обследования**

По результатам обследования сформулированы следующие выводы:

1. Длительная эксплуатация здания склада на сравнительно большую полезную нагрузку в сочетании с интенсивным неблагоприятным воздействием окружающей среды привели к неработоспособному состоянию отдельных конструкций и износу здания в целом.
2. Участок расположения здания характеризуется сложными геологическими условиями с наличием в пределах активной зоны слабых илистых отложений невыдержанной мощности. Следствием этого является принятие в проектом решении компенсирующих мероприятий в виде свай разного сечения и длины для разных частей здания.
3. Несмотря на это, геодезическими измерениями зафиксированы существенные неравномерные осадки здания, превышающие предельное нормативное значение более 2,0 раз. Имеется тенденция увеличения осадок в сторону юго-восточного угла здания (в осях 22/А). Предположительной причиной неравномерных деформаций является

наличие большой толщи насыпных грунтов, устроенных при демонтаже ряжевого основания, располагавшегося на данном участке (по данным арх. докум.).

4. Помимо этого, в ходе обследования выявлены отклонения от проекта, свидетельствующие о наличии проблем во время устройства свайного поля, а именно:
  - наличие свай, не предусмотренных проектом,
  - сваи с повреждениями силового характера,
  - сваи с восстановленным, либо наращенным сечением.
5. Определенная косвенным способом длина выборочных свай, а также несущая способность свай длиной 15 м, испытанных статической нагрузкой, соответствуют проектному решению.
6. В связи с наличием неравномерных осадок, превышающих предельные значение, состояние фундаментов оценивается как ограниченно работоспособное (здесь и далее категории приведены в соответствии с требованиями ГОСТ 31937-2011 [29]).
7. В соответствии с результатами настоящего обследования и выполненными поверочными расчетами здание не может эксплуатироваться с проектной нагрузкой на междуэтажные перекрытия величиной 2,0 тс/м<sup>2</sup>.
8. Предельное значение допускаемой полезной нагрузки при условии устранения всех критических и значительных дефектов, имеющихся в конструкциях, составляет:
  - на междуэтажные перекрытия не более 1,0 тс/м<sup>2</sup>;
  - на пол первого этажа не более 2,0 тс/м<sup>2</sup>.
9. Для дальнейшей эксплуатации здания необходимо в течении двух лет выполнить ремонтно-восстановительные работы. До устранения критических и значительных дефектов или на срок не более двух лет склад может эксплуатироваться с ограничениями по режиму эксплуатации.

## ***Заключение***

Пример обследования данного здания отражает комплексный подход к анализу технического состояния конструкций. В рамках статьи показана последовательность получения прямых измерений различных параметров подземных и наземных конструкций, дающая возможность выполнить поверочный расчет с максимальным приближением модели к исследуемому объекту. Особое внимание уделено получению на всех этапах обследования достоверных данных, в том числе за счет натурного испытания конструкций.

К сожалению, в сфере обследования зданий немало предложений от некомпетентных и не подготовленных организаций [30]. Обследование является одним из наиболее ответственных и наукоемких видов работ в строительной сфере, что неотъемлемо сопряжено с работой высококвалифицированных специалистов. Необходимо применять современные, апробированные методы инструментального контроля и расчетов, позволяющие получать наиболее достоверные результаты. Обязательной является комплексная проработка результатов при анализе всех полученных данных.

## Литература

1. Ватин Н.И., Улыбин А.В., Огородник В.М. ГОСТ Р 53778-2010: обследование инженерных сетей и другие особенности нового нормативного документа // Инженерно-строительный журнал. 2011. №1 (19). С. 5-7.
2. Ватин Н.И., Улыбин А.В. Принципиальные отличия ГОСТ Р 53778-2010 от старых нормативов по обследованию зданий и сооружений. Гидротехника. 2011. № 2. С. 54-56.
3. Капустин В. В. Применение сейсмических и акустических технологий при исследовании состояния подземных строительных конструкций // Технологии сейсморазведки. 2008. №1. С. 91-99.
4. Копосов С. Е., Зотов Д. И. Применение измерителя длины свай при обследовании свайных фундаментов неразрушающими методами контроля. Н. Новгород: НГАСУ, 2011. 24 с.
5. Улыбин А. В., Корнев В. В. Метод контроля длины стальных свай-оболочек. // Интернет-журнал "Строительство уникальных зданий и сооружений", 2013, №1 (6)
6. Штенгель В. Г. Общие проблемы технического обследования неметаллических строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2010. №7(17). С. 4-9.
7. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.
8. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты.
9. Штенгель В.Г. О корректном применении НК в обследованиях железобетонных конструкций для эксплуатирующихся сооружений. // В мире НК. 2009. №3
10. Улыбин А. В. О выборе метода контроля прочности бетона построенных сооружений // Инженерно-строительный журнал.-2011.-№4.-С.12-15..
11. Улыбин А. В. Методы контроля параметров армирования железобетонных конструкций // Инженерно-строительный журнал.-2012.-№1.-С.8.
12. Деркач В. Н., Жерносек Н. М.. Методы оценки прочности каменной кладки в отечественной и зарубежной практике обследования зданий и сооружений // Вестник Белорусско-Российского университета, 2010 № 3(28). С.135-143.
13. Carpinteri A., Invernizzi S., Lacidogna G. (2008) Cracking simulation of brick-masonry elements subjected to the double flat-jack test. - Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction, 2008.-SAHC08 1 Pp.367-374.
14. Carpinteri A., Invernizzi S., Lacidogna, G. (2009) Historical brick-masonry subjected to double flat-jack test: Acoustic emissions and scale effects on cracking density. Construction and Building Materials. 2009. Issue 23. Pp. 2813-2820.
15. Ramos L.F., Sharafi Z. (2010) Tube-jack testing for irregular masonry walls: First studies. Advanced Materials Research, 2010. Issue 133. Pp.229-234.
16. Acito M., Binda L., Cardani G. Experimental and numerical study on the application of the flat-jack tests to masonry walls. - Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction, SAHC08 2. Pp. 875-883.
17. Улыбин А.В., Зубков С.В. О методах контроля прочности керамического кирпича при обследовании зданий и сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2012. №3(29). С. 29-34.
18. Белов В.В., Деркач В.Н. Экспертиза и технология усиления каменных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2010. № 7(17). С.14-20.
19. Орлович Р.Б., Деркач В.Н. Критерии прочности, применяемые в зарубежной практике расчета и проектирования каменных конструкций // Известия высших учебных заведений. Строительство.2011. № 6. С.101-106
20. Деркач В.Н., Орлович Р.Б. Эмпирические критерии прочности каменной кладки в условиях сложного напряженного состояния // Строительство и реконструкция. 2010. № 6. 8 с.
21. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий.-ЦНИИСК.- Введ. 28.07.87
22. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений.

23. Ceravola R., Masoero M. (1994) La valutazione dell'impatto ambientale da vibrazioni ferroviarie (Оценка вибрации на железных дорогах и ее влияние на окружающую среду). *Ing. ferruv.* – 1994. Issue 1. 2 p.
24. Hunt H. (1995) Prediction of vibration transmission from railways into buildings using model of unlimite length (Анализ передачи вибраций от железной дороги к зданиям на базе модели бесконечной длины) // *Vehicle Syst. Dyn.* 1995. 24 Suppl. Pp. 234–247.
25. Esveld C. (2000) Railway-induced ground vibrations (Колебания грунта из-за железнодорожного движения). *Rail Eng. Int.* 2000. Issue 2. Pp. 13–17.
26. Савинов О.А., Кудрявцев В.А. Влияние подвижного состава на осадки зданий // Тезисы VI Всесоюзной конференции «Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений» Нарва, Л.: Госстрой СССР, 1985.
27. ГОСТ Р 52892-2007 Вибрация зданий.
28. Павлык В.С. Определение свободных колебаний зданий с несущими стенами // Сб. Исследование по сейсмостойкости зданий и сооружений. М: Госстройиздат, 1960.
29. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.
30. Улыбин А. В., Зубков С. В Проблемы ценообразования на рынке обследования зданий и сооружений. // *Инженерно-строительный журнал.* 2010. №7. С. 53-56.

## The results of inspection of warehouse located in the port of Murmansk

V.V. Korenev<sup>1</sup>, A.V. Ulybin<sup>2</sup>, S.D. Fedotov<sup>3</sup>

*Saint-Petersburg Polytechnical University, 29 Polytechnicheskaya st., St.Petersburg, 195251, Russia*

### ARTICLE INFO

Original research article

### Article history

Received 26 May 2014  
Accepted 13 July 2014

### Keywords

precast concrete construction,  
pile testing,  
masonry strength,  
inspection of buildings,  
building vibration,  
structure analysis

### ABSTRACT



This article presents results of an inspection of the load-carrying structure.

The considered building is a port warehouse made of precast concrete.

The description of testing for special constructions and methods is given. The pile-testing in-situ is described.

The conclusion about the state of constructions and recommendations for further maintenance is presented.

<sup>1</sup> *Corresponding author:*

+7 (906) 229 6153, eddiecleveland@mail.ru (Valery Valerjevich Korenev, Student)

<sup>2</sup> +7 (921) 777 4516, ulybin@mail.ru (Aleksey Vladimirovich Ulybin, Ph.D., Associate Professor)

<sup>2</sup> +7 (981) 916 7802, fed87@mail.ru (Fedotov Sergey Dmitrievich, Engineer)

## References

1. Vatin N.I., Ulybin A.V., Ogorodnik V.M. (2011) *GOST R 53778-2010: obsledovaniye inzhenernykh setey i drugiyе osobennosti novogo normativnogo dokumenta* [GOST R 53778-2010 - a survey of utilities and other features of the new standard] Magazine of Civil Engineering. 2011. Vol. 19. Issue 1. Pp. 5-7. (rus)
2. Vatin N.I., Ulybin A.V. (2011) *Printsipialnyye otlichiya GOST R 53778-2010 ot starykh normativov po obsledovaniyu zdaniy i sooruzheniy*. [Fundamental differences of GOST R 53778-2010 and old regulations on inspection of buildings and structures] Gidrotekhnika. 2011. Issue 2. Pp. 54-56. (rus)
3. Kapustin V. V. (2008) *Primeneniye seysmicheskikh i akusticheskikh tekhnologiy pri issledovanii sostoyaniya podzemnykh stroitelnykh konstruksiy* [Application of seismic and acoustic technologies in the study of underground constructions]. *Tekhnologii seysmorazvedki*. 2008. Issue 1. Pp. 91-99. (rus)
4. Kuposov S. Ye., Zotov D. I. (2011) *Primeneniye izmeritelya dliny svay pri obsledovanii svaynykh fundamentov nerazrushayushchimi metodami kontrolya*. [Application of NDT meter length methods of piles in pile foundation]
5. Ulybin A. V., Korenev V. V. (2013) *Methods of steel pile-shell length control*. Construction of Unique Buildings and Structures. 2013. Vol. 6. Issue 1. (rus)
6. Shtengel V.G. (2010) *Obshchiye problemy tekhnicheskogo obsledovaniya nemetallicheskih stroitelnykh konstruksiy ekspluatiruyemykh zdaniy i sooruzheniy* [Common problems of technical survey of non-metallic constructions in maintained buildings and structures] Magazine of Civil Engineering. 2010. Vol. 17. Issue 7. Pp. 4-9. (rus)
7. SP 22.13330.2011 *Osnovaniya zdaniy i sooruzheniy* [Bases and foundations] (rus).
8. SP 24.13330.2011 *Cvaynyye fundamenty* [Pile foundations]. (rus)
9. Shtengel V.G. (2009) *O korrektnom primenenii NK v obsledovaniyakh zhelezobetonnykh konstruksiy dlya ekspluatiruyushchikhsya sooruzheniy*. [Correct application of NDT in surveys of reinforced concrete structures in operated buildings]. *V mire NK*. 2009. Issue 3 (rus)
10. Ulybin A. V. (2011) *O vybore metoda kontrolya prochnosti betona postroyennykh sooruzheniy*. [The choice of method for monitoring the strength of concrete structures]. Magazine of Civil Engineering. 2011. Issue 4. Pp.12-15. (rus)
11. Ulybin A. V. (2012) *Metody kontrolya parametrov armirovaniya zhelezobetonnykh konstruksiy*. [Methods of reinforcement concrete control] Magazine of Civil Engineering. 2012. Issue 1. 8 p. (rus)
12. Derkach V. N., Zhernosek N. M. (2010) *Metody otsenki prochnosti kamennoy kladki v otechestvennoy i zarubezhnoy praktike obsledovaniya zdaniy i sooruzheniy* [Methods for assessing the strength of masonry in domestic and foreign practice of inspection of buildings and structures] *Vestnik Belorussko-Rossiyskogo universiteta*, 2010 Vol. 28. Issue 3. Pp.135-143. (rus)
13. Carpinteri A., Invernizzi S., Lacidogna G. (2008) *Cracking simulation of brick-masonry elements subjected to the double flat-jack test.*- Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction, 2008. SAHC08 1. Pp.367-374.
14. Carpinteri A., Invernizzi S., Lacidogna, G. (2009) *Historical brick-masonry subjected to double flat-jack test: Acoustic emissions and scale effects on cracking density*. Construction and Building Materials. 2009. Issue 23. Pp. 2813-2820.
15. Ramos L.F., Sharafi Z. (2010) *Tube-jack testing for irregular masonry walls: First studies*. Advanced Materials Research, 2010. Issue 133. Pp.229-234.
16. Acito M., Binda L., Cardani G. *Experimental and numerical study on the application of the flat-jack tests to masonry walls.* - Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction, SAHC08 2. Pp. 875-883.
17. Ulybin A.V., Zubkov S.V. (2012) *O metodakh kontrolya prochnosti keramicheskogo kirpicha pri obsledovanii zdaniy i sooruzheniy* [The methods of monitoring the strength of ceramic bricks in the survey of buildings and structures] Magazine of Civil Engineering. 2012. Vol.29. Issue 3.-S. 29-34. (rus)
18. Belov V.V., Derkach V. N. (2010) *Ekspertiza i tekhnologiya usileniya kamennykh konstruksiy* [Expertise and technology of strengthen of masonry structures] Magazine of Civil Engineering. 2010. Vol. 17. Issue 7. Pp.14-20. (rus)
19. Orlovich R.B., Derkach V.N. (2011) *Kriterii prochnosti, primenyayemye v zarubezhnoy praktike rascheta i proyektirovaniya kamennykh konstruksiy* [Strength criteria used in the international practice of calculation and design of masonry structures] *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitelstvo*. 2011. Issue 6. Pp.101-106 (rus)

20. Derkach V.N., Orlovich R.B. (2010) *Empiricheskiye kriterii prochnosti kamennoy kladki v usloviyakh slozhnogo napryazhennogo sostoyaniya* [Empirical strength criteria masonry under complex stress state]. *Stroitelstvo i rekonstruktsiya*. 2010. Issue 6. 8 p. (rus)
21. *Rekomendatsii po obsledovaniyu i otsenke tekhnicheskogo sostoyaniya krupnopanelnykh i kamennykh zdaniy*. [Recommendations for the evaluation of technical condition of masonry and panel buildings] *TsNIISK.- Vved.* 28.07.87 (rus)
22. SP 13-102-2003 *Pravila obsledovaniya nesushchikh stroitelnykh konstruksiy zdaniy i sooruzheniy*. [Rules of survey of bearing structures in buildings and structures]. (rus)
23. Ceravola R., Masoero M. (1994) *La valutazione dell'impatto ambientale da vibrazioni ferroviarie (Otsenka vibratsii na zheleznykh dorogakh i yeye vliyaniye na okruzhayushchuyu sredu) Ing. ferruv.* – 1994. Issues 1, 2.
24. Hunt H. (1995) Prediction of vibration transmission from railways into buildings using model of unlimite length. *Vehicie Syst. Dyn.* 1995. 24 Suppl. Pp. 234–247.
25. Esveld C. (2000) Railway-induced ground vibrations. *Rail Eng. Int.* 2000. Issue 2. Pp. 13–17.
26. Savinov O.A., Kudryavtsev V.A. (1985) *Vliyaniye podvizhnogo sostava na osadki zdaniy* [Effect of rolling stock on the precipitation of buildings] *Tezisy VI Vsesoyuznoy konferentsii «Dinamika osnovaniy, fundamentov i podzemnykh sooruzheniy» Narva, L.: Gosstroy SSSR, 1985.* (rus)
27. GOST R 52892-2007 *Vibratsiya zdaniy* [Building vibration]. (rus)
28. Pavlyk B.C. (1960) *Opredeleniye svobodnykh kolebaniy zdaniy s nesushchimi stenami*. [Determination of free oscillations of buildings with load-bearing walls] *Sb. Issledovaniye po seysmostoykosti zdaniy i sooruzheniy. M: Gosstroyizdat, 1960.* (rus)
29. GOST 31937-2011 *Zdaniya i sooruzheniya. Pravila obsledovaniya i monitoringa tekhnicheskogo sostoyaniya*. [Buildings. Terms of survey and monitoring the technical condition] (rus)
30. Ulybin A. V., Zubkov S. V. (2010) *Problemy tsenoobrazovaniya na rynke obsledovaniya zdaniy i sooruzheniy*. [Problems in market pricing of survey of buildings and structures] *Magazine of Civil Engineering.* 2010. Issue 7. Pp. 53-56. (rus)