

Общество с ограниченной ответственностью « _____ »

Изыскания. Проектирование. Строительство.

Свидетельство о допуске к определенному виду или видам работ, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства _____ г.

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАКЛЮЧЕНИЕ

по результатам комплексного инструментального обследования состояний оснований, фундаментов и основных несущих и ограждающих конструкций здания по адресу: г. Санкт-Петербург, __
_____, ____ ____, литер А



Санкт-Петербург
2014 г.

Общество с ограниченной ответственностью «_____»

Изыскания. Проектирование. Строительство.

Свидетельство о допуске к определенному виду или видам работ, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства _____ г.

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАКЛЮЧЕНИЕ

по результатам комплексного инструментального обследования
состояний оснований, фундаментов и основных несущих и
ограждающих конструкций здания по адресу: г. Санкт-Петербург, _____,
_____, _____, литер А

Генеральный директор _____

Список исполнителей

Должность	Фамилия	Подпись	Выполненные работы
Начальник отдела, к.т.н.			Руководство работами, написание выводов, разработка рекомендаций
Ведущий инженер к.т.н.			Обследование, составление отчета, инструментальные обмеры, выполнение чертежей, фотофиксация
Ведущий инженер			Обследование, составление отчета, выполнение расчетов, фотофиксация
Инженер- исследователь			Обследование, выполнение чертежей, фотофиксация
Техник			Инструментальные измерения

Содержание

Список исполнителей	3
Введение	6
1. Общие сведения.....	9
2. Обследование оснований и фундаментов здания.....	15
2.1. Освидетельствование шурфов	17
2.2. Исследование проб грунтов основания	25
3. Определение технического состояния надземных конструкций.....	26
4. Поверочные расчеты основания и фундаментов.....	30
4.1. Сбор нагрузок.	30
4.2. Поверочный расчет фундамента в текущем состоянии.....	33
4.3. Предлагаемые мероприятия по усилению фундаментов.	38
5. Материалы дополнительного обследования	44
5.1. Опирающие главные балки на колонны первого этажа.....	44
5.2. Состав перекрытий и несущая способность.	46
Выводы	51
Рекомендации по углублению подвала.....	52
Приложение П1. Техническое задание.....	54
Приложение П2. Паспорта грунтов.....	56
Приложение П3. Дефектная ведомость.	60
Приложение П4. Архивная топографическая съемка.....	76
Приложение П5. Свидетельство СРО.....	78

Введение

Объект обследования – основания и фундаменты, а также основные несущие и ограждающие конструкции здания по адресу: г. Санкт-Петербург, проспект _____, дом ____, литер А.

Цель настоящей работы – выявление текущего технического состояния конструкций здания, составление рекомендаций о возможности углубления подвала здания.

Обследование проведено в марте 2014 года, в июле 2014, в связи с вскрытием несущих конструкций при ремонте помещений, проведено дополнительное обследование, данные материалы приведены в главе 5 данного отчета.

В ходе обследования составлена и выполнена следующая программа работ по обследованию оснований и фундаментов здания:

- выполнение исследовательских шурфов (2 шурфа, размером 1,5 x 1,5 x 1,2 м) для уточнения технического состояния и гидроизоляции фундаментов, определение глубины заложения и размеров подошвы фундаментов;

- отбор образцов грунта (ненарушенной структуры) из-под подошвы фундаментов для лабораторного определения **физико-механических свойств грунтового основания**;

- **определение плотности сложения грунтов основания методом динамического зондирования (в шурфах по 2 точки)**;

- **нивелировка цоколя с целью определения неравномерных осадок здания**;

- выполнение поверочных расчетов по определению расчетного сопротивления, предельного давления на грунты основания;

- разработка рекомендаций по усилению фундаментов здания (при необходимости);

А также программа работ по обследованию основных несущих и ограждающих надземных конструкций здания:

- изучение имеющейся технической документации;

- визуальный осмотр фасадов с зарисовкой, фотофиксацией дефектов и составлением дефектной ведомости, визуальный осмотр внутренних помещений здания.

- поверочные расчеты основных элементов здания с выявлением их фактической несущей способности, а также оценки резервов их несущей способности;

- фотофиксация конструкций, их дефектов и повреждений, а также мест проведения вскрытий;

- анализ результатов инженерно-технического обследования и оценка технического состояния обследуемых строительных конструкций;

- оценка категории здания по техническому состоянию конструкций (ТСН 50-302-2004, СП 13-102-2003, ГОСТ Р 53778-2010).

По проведенным работам составлен данный технический отчет, в котором даны выводы и рекомендации по возможности углубления подвала здания и необходимых для этого мероприятиях.

Все работы выполнены в соответствии с действующими нормативными документами и государственными стандартами РФ.

По результатам работ выполнено составление общего отчета, включающего все результаты работ, а также выводы и рекомендации.

В ходе подготовки к проведению обследования специалистами ООО « _____ » были использованы следующие исходные данные:

1. поэтажные планы, включая план подвала, __. _____, _____, лит.А, ПИБ _____ района, СПб, 2004г.

2. поэтажные планы, включая план подвала, __. _____, _____, лит.А, ПИБ _____ района, СПб, 2009г.

3. Техническое задание на обследование.

При составлении отчета использовались следующие источники:

– СП 13-102-2003 «Правила обследование несущих строительных конструкций зданий и сооружений»;

– ГОСТ Р 53778–2010 «Зданий и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»;

– СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции»;

– СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции»;

– СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции»;

– СП 17.13330.2011 «Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76»;

- СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85».
- СП 22.13330.2011 "Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*"

1. Общие сведения

Обследованию подлежат основания, фундаменты и основные несущие конструкции здания по адресу: г. Санкт-Петербург, __. _____, ____ ____, литер А.

Расположение обследуемого объекта приведено на рис.1.1. Общие виды здания со стороны _____ проспекта и со стороны внутреннего двора представлены на рис.1.2. и 1.3, соответственно. На рис.1.5...рис.1.8 приведены планы этажей по материалам обмеров 2009г. [2].

Здание близко к квадратному в плане с габаритными размерами ~17х15м. Здание имеет 4 надземных этажа, а также подвал. Здание запроектировано по перекрестно-стеновой схеме с использованием несущих кирпичных стен, металлических и деревянных балок и ригелей.

До начала 1990-х гг. в здании размещались службы объединения "_____": отдел кадров, отдел снабжения, отдел техники безопасности, комитет ДОСААФ, обувной магазин, в 1950-1960-е гг. – общежитие.

В данный момент в здании располагается банковское учреждение. Обследование производилось без остановки деятельности предприятия. Разбивка на оси представлена на рис.1.8.



Рис.1.1. Расположение объекта обследования.



Рис.1.2. Общий вид фасада здания со стороны _____ проспекта.



Рис.1.3. Общий вид фасада со стороны внутреннего дворика.

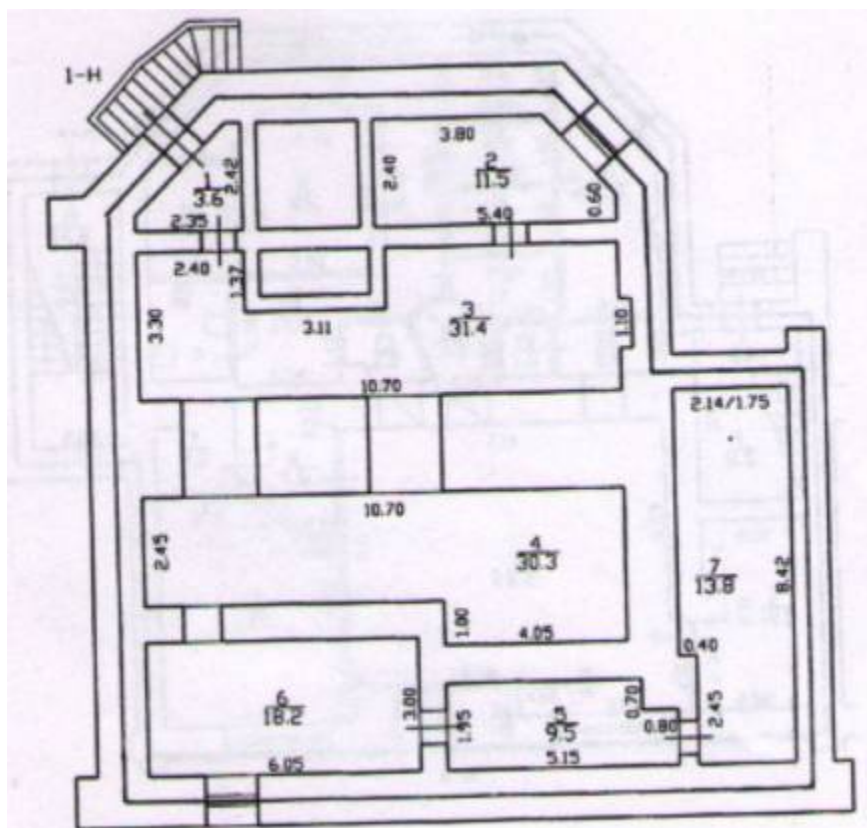


Рис.1.4. План подвала [2].

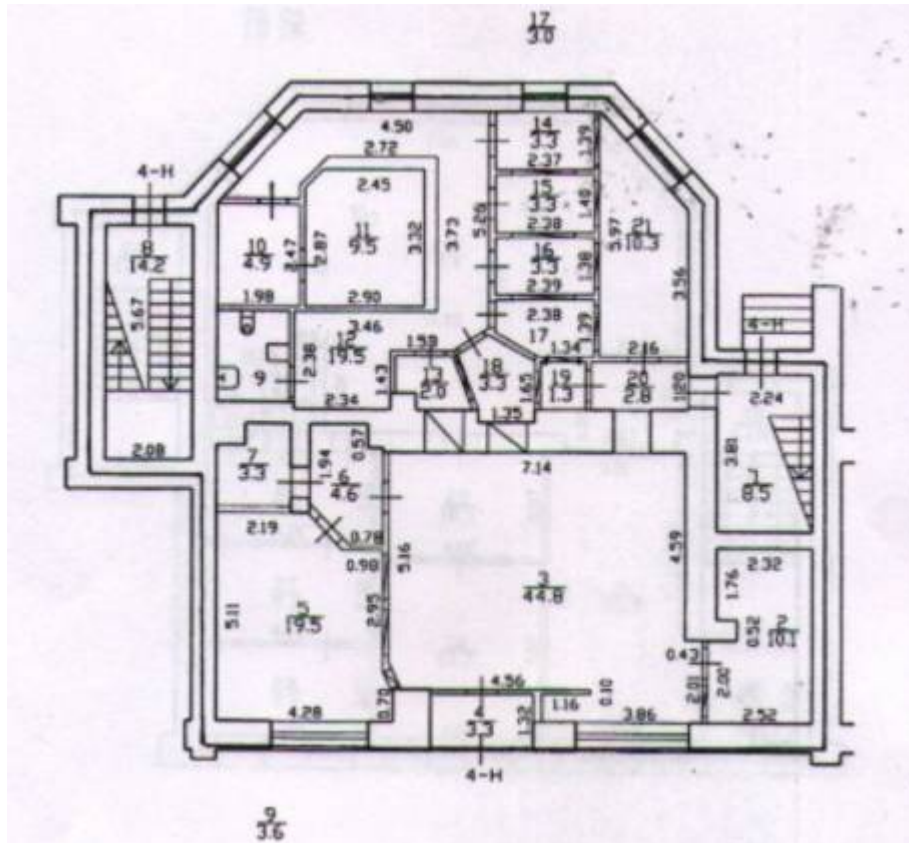


Рис.1.5. План первого этажа [2].



Рис.1.6. План второго этажа [2].

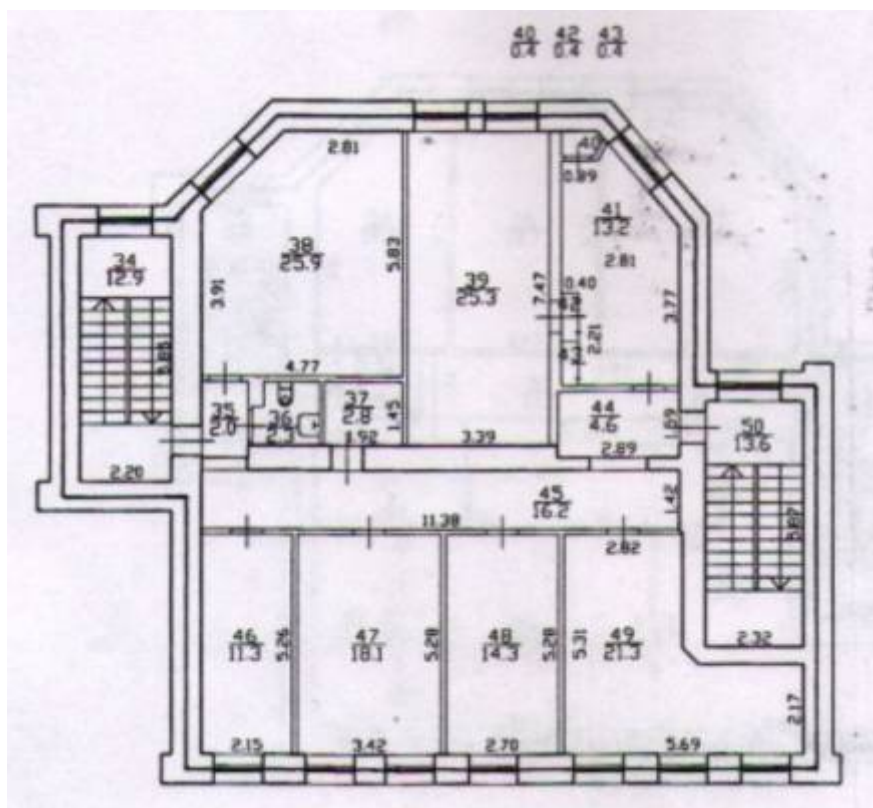


Рис.1.7. План третьего этажа [2].

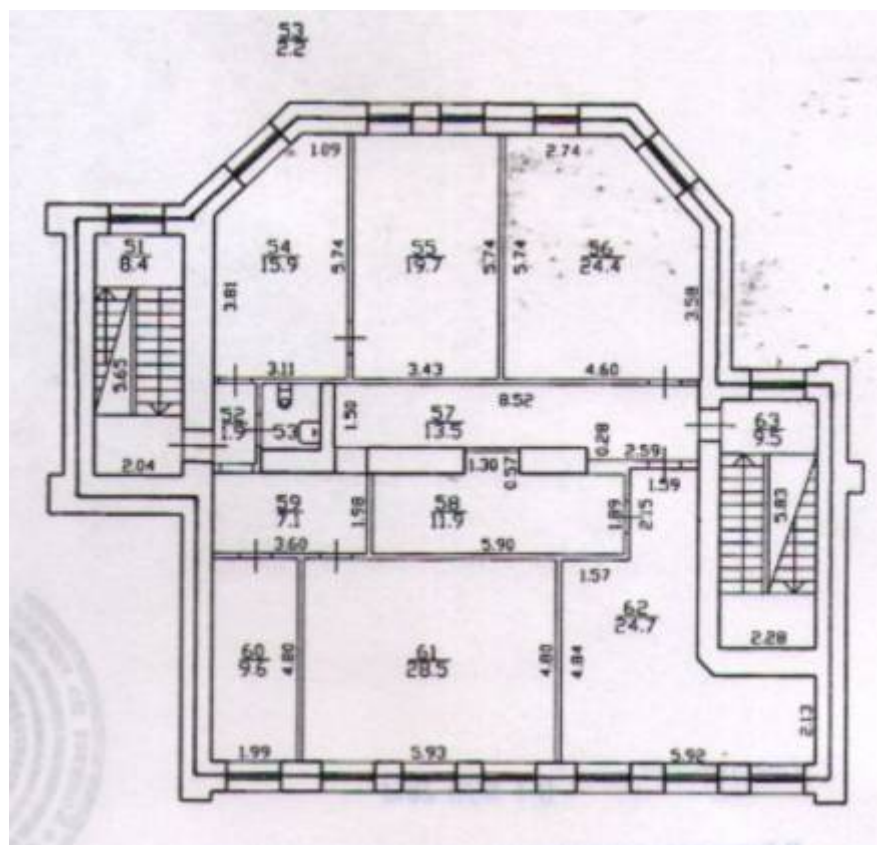


Рис.1.8. План четвертого этажа [2].

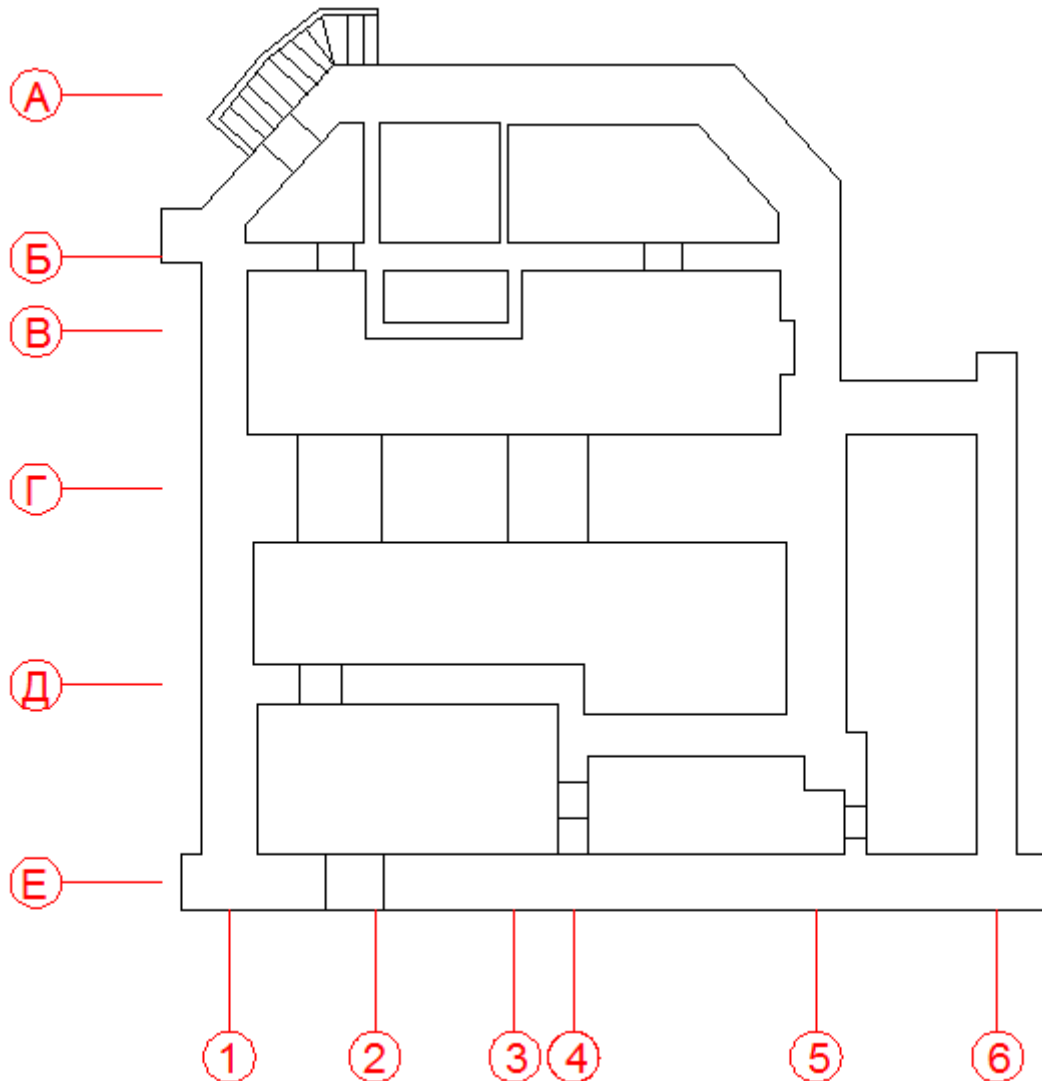


Рис.1.9. Схема разбивочных осей.

2. Обследование оснований и фундаментов здания.

При детальном обследовании существующих фундаментов и грунтов основания зданий были выполнены следующие работы:

- проходка, освидетельствование и фиксация 2-х шурфов;
- отбор и исследование проб грунтов основания;
- определение расчетного и предельного сопротивлений

основания.

Шурфы вскрывались снаружи зданий с отметки планировки, с подсечкой подошвы фундамента. Расположение выполненных шурфов представлено ниже, на ситуационном плане и плане здания, на рис. 2.1.

Результаты поверочных расчетов представлены в п. 2.3.

Была произведена геодезическая съемка абсолютных отметок поверхностей на месте выполнения шурфов.

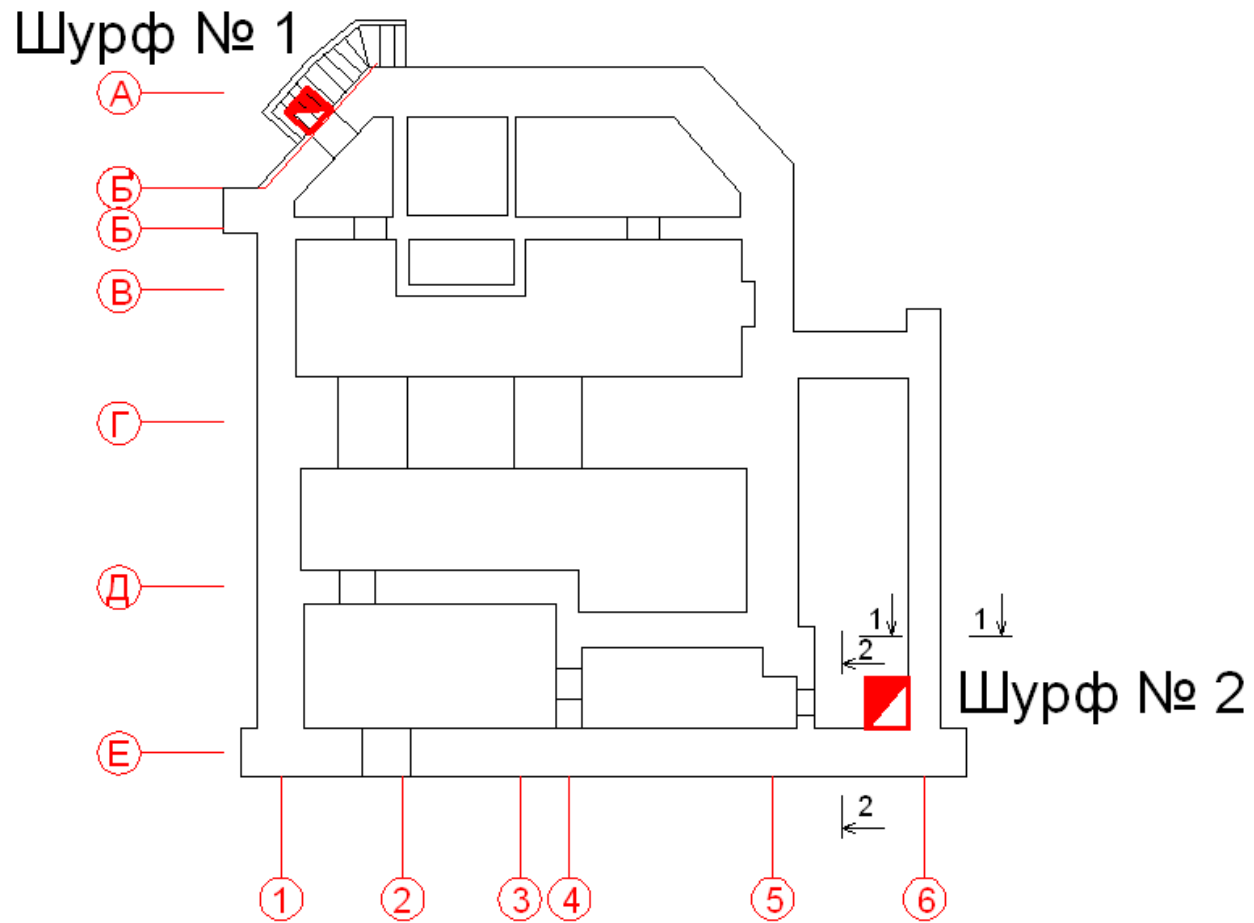


Рис. 2.1. Расположение выполненных шурфов на плане подвала здания.

2.1. Освидетельствование шурфов

Шурф №1 (рис. 2.2, Фото 2.1) размером в плане 1,5х1,2 м, глубиной 1,20 м был выполнен снаружи с отметки приямка здания под фундамент фасадной стены по оси «Б¹». Все конструкции фундаментов привязаны к отметке планировки двора здания, которая соответствует абсолютной отметке +6,62 м БС.

Стена по оси «Б¹» кирпичная, толщиной 1100 мм, оштукатурена.

Фундамент – ленточный, на естественном основании.

Фундамент стены по оси «Б¹» бутовый на известково-песчаном растворе. Ширина подошвы фундамента составляет 1530 мм. Обрез фундамента со стороны шурфа – на глубине 0,38 м от поверхности планировки, подошва фундамента – на глубине 2,43 м от дворовой дневной поверхности на абс. отметке 5,67 м БС.

При обследовании фундамента гидроизоляция не обнаружена.

В **основании** фундамента – суглинок тугопластичный.

Состояние бутового фундамента было **признано работоспособным**.

Напластование на месте шурфа было вскрыто следующее. С отметки приямка располагался слой бетонной стяжки толщиной 12 см; ниже – техногенный слой 60 см, ниже залегает суглинок тугопластичный, расположенный и под подошвой фундамента.

Уровень грунтовых вод в момент откопки шурфа вскрыт на абс. отметке +6,12 м БС.

Из-под фундамента отбирались и исследовались в лаборатории пробы грунта основания.

Шурф №2 (рис. 2.3, 2.4, Фото 2.2, 2.2) размером в плане 1,4х1,5 м, глубиной 1,20 м был выполнен внутри с отметки пола подвала здания под фундамент торцевой стены соседнего строения (разрез 1-1) по оси «б» и фасадной стены по оси «Е». Все конструкции фундаментов привязаны к отметке планировки двора здания, которая соответствует абсолютной отметке +6,62 м БС.

Стена по оси «б» кирпичная, толщиной 720 мм, оштукатурена.

Фундамент – ленточный, на естественном основании.

Фундамент стены по оси «б» бутовый на известково-песчаном растворе. Ширина подошвы фундамента составляет 1040 мм. Обрез фундамента со стороны шурфа – на глубине 0,30 м от поверхности

планировки, подошва фундамента – на глубине 2,42 м от дворовой дневной поверхности на абс. отметке 5,68 м БС.

При обследовании фундамента гидроизоляция не обнаружена.

В основании фундамента – суглинок тугопластичный.

Состояние бутового фундамента было **признано работоспособным.**

Стена по оси «Е» кирпичная, толщиной 720 мм, оштукатурена.

Фундамент – ленточный, на естественном основании.

Фундамент стены по оси «Е» бутовый на известково-песчаном растворе. Ширина подошвы фундамента составляет 1070 мм. Обрез фундамента со стороны шурфа – на глубине 0,03 м от поверхности планировки, подошва фундамента – на глубине 2,42 м от дворовой дневной поверхности на абс. отметке 5,68 м БС.

При обследовании фундамента гидроизоляция не обнаружена.

В основании фундамента – суглинок тугопластичный.

Состояние бутового фундамента было **признано работоспособным.**

Напластование на месте шурфа было вскрыто следующее. С отметки пола подвала располагался слой техногенных отложений 75 см, ниже залегает суглинок тугопластичный, расположенный и под подошвой фундамента.

Уровень грунтовых вод в момент откопки шурфа вскрыт на абс. отметке +6,12 м БС.

Из-под фундамента отбирались и исследовались в лаборатории пробы грунта основания.

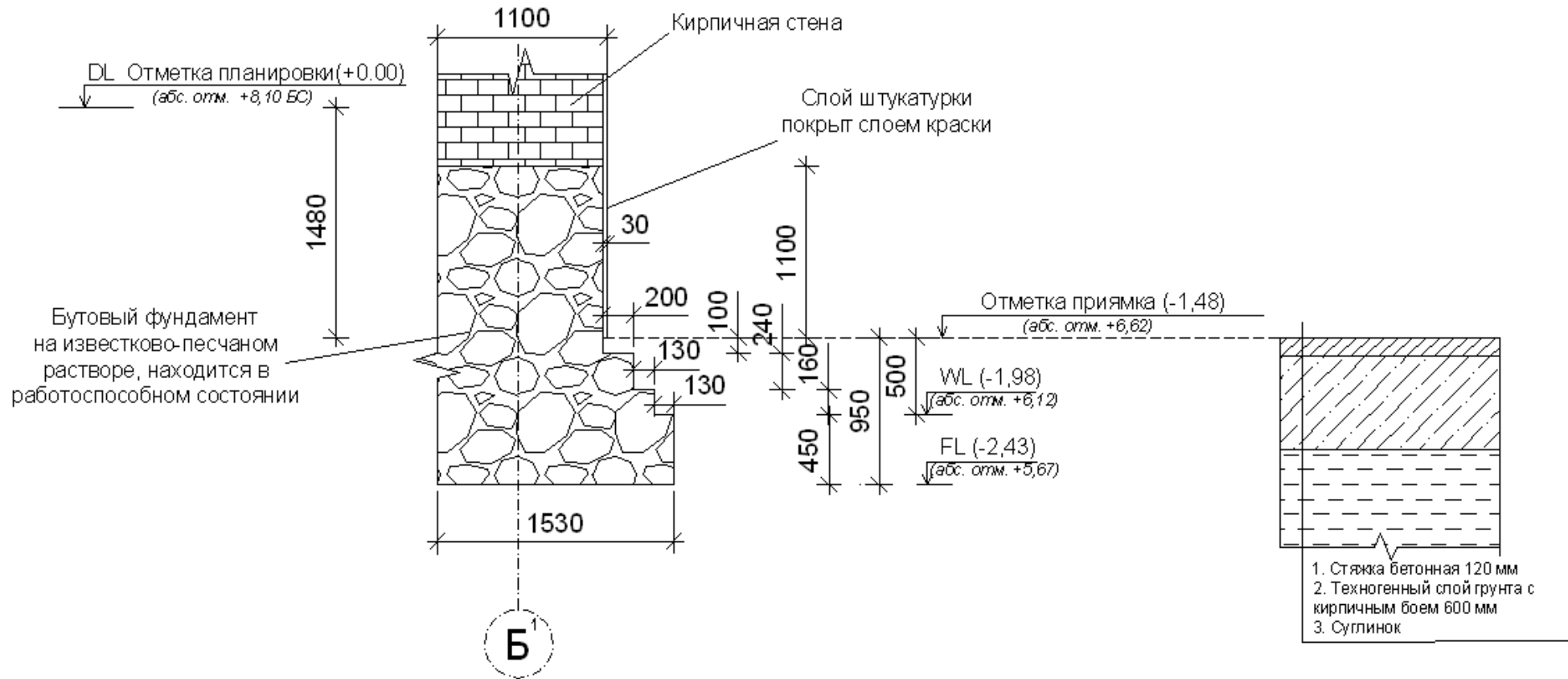


Рис. 2.2. Шурф №1.

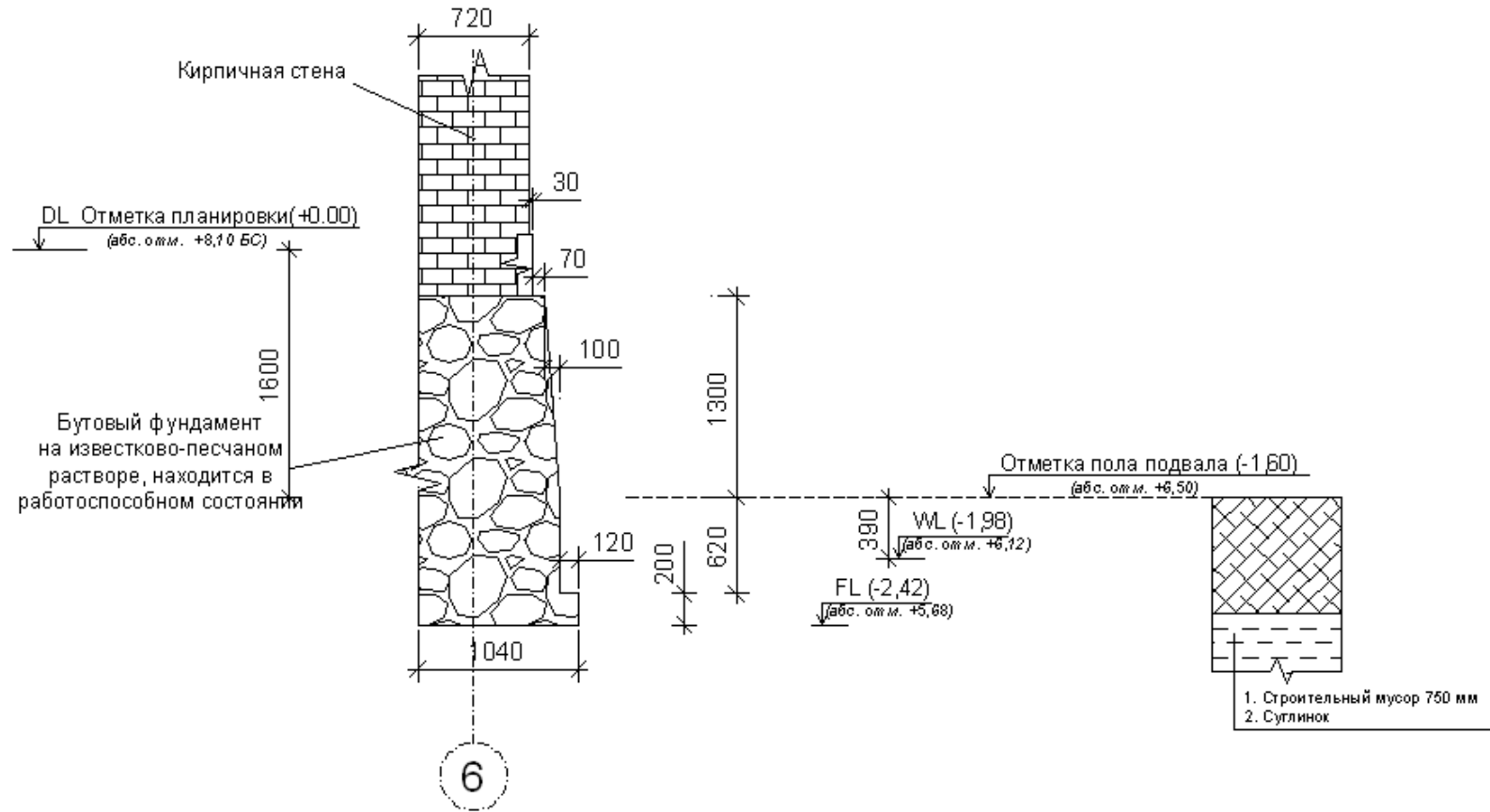


Рис. 2.3. Шурф №2. Разрез 1-1.

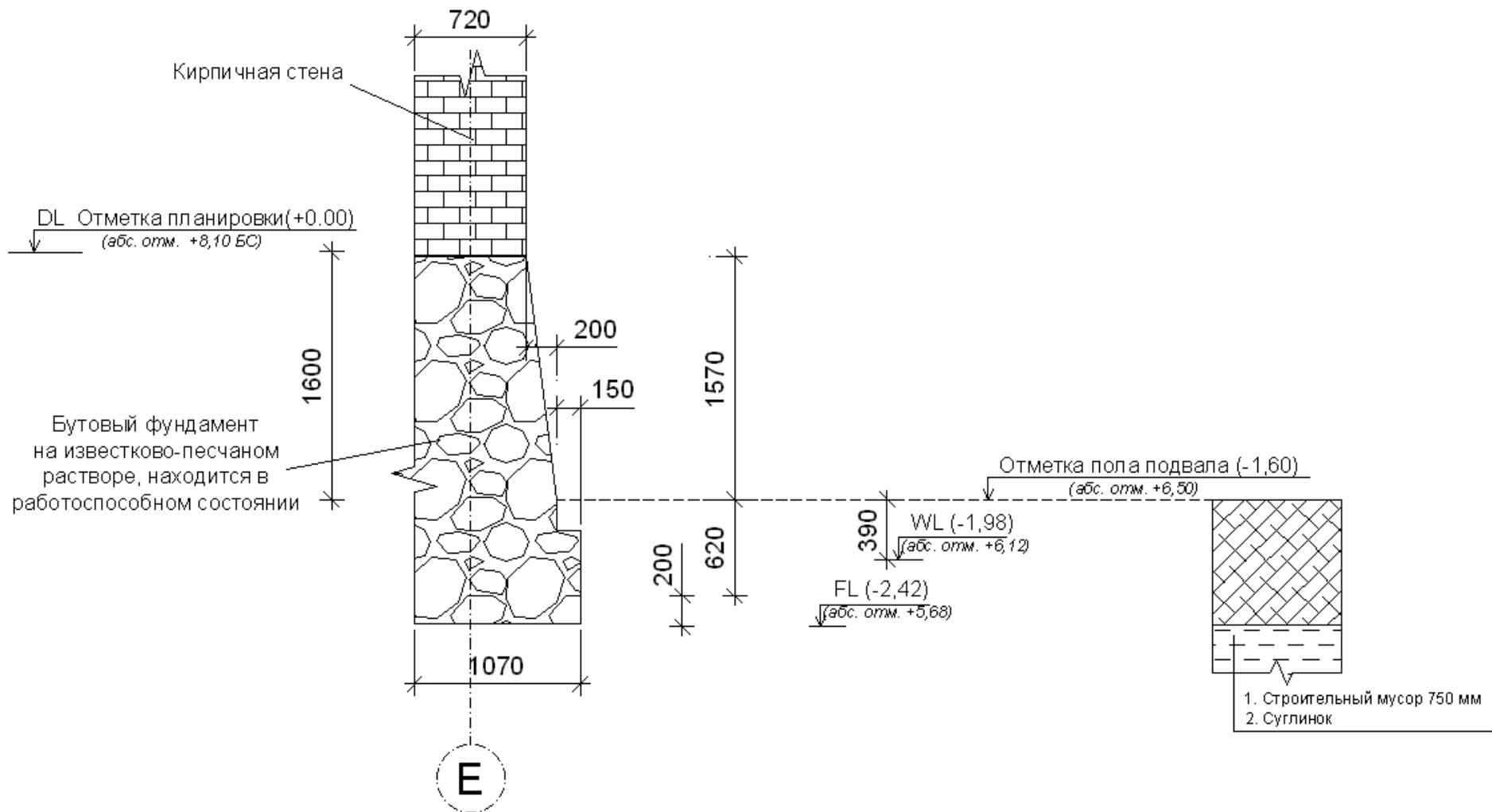


Рис. 2.4. Шурф №2. Разрез 2-2.

ООО « _____ »



Фото 2.1. Шурф №1.



Фото 2.2. Шурф №2. Разрез 1-1.



Фото 2.3. Шурф №2. Разрез 2-2.

2.2. Исследование проб грунтов основания

Для исследования состава грунтов основания обследуемых фундаментов здания, во всех шурфах из-под подошвы фундаментов отбирались пробы грунта ненарушенной структуры.

Исследование отобранных образцов грунтов производилось в геологической лаборатории кафедры «_____» _____. Лабораторные исследования производились в соответствии с ГОСТ 25-100-95. Результаты исследований представлены ниже в виде Паспортов образцов грунта в Приложении №2.

По результатам исследований, в основании фундаментов здания залегают суглинки тугопластичные.

3. Определение технического состояния надземных конструкций

Оценка технического состояния надземных конструкций здания включала себя:

- фотофиксацию и зарисовку дефектов фасадов здания;
- наружный осмотр конструкций подвала и внутренних помещений. В настоящее время во всем здании выполнен ремонт с применением навесных потолков, панелей гипрока, препятствующих непосредственному контакту с конструкциями здания;
- фотофиксация внутри здания не приводится в связи с работой в здании банковского учреждения.

На фасадах здания имеются многочисленные дефекты - рис.3.1...3.4. При этом фасад со стороны _____ проспекта находится в лучшем техническом состоянии, чем фасад со стороны внутреннего двора.

Отмечены следующие дефекты:

- трещины осадочного характера раскрытием до 0,5мм;
- система волосяных трещин по фасаду.

Более подробно дефекты здания описаны в Приложении 2 – Дефектная ведомость.

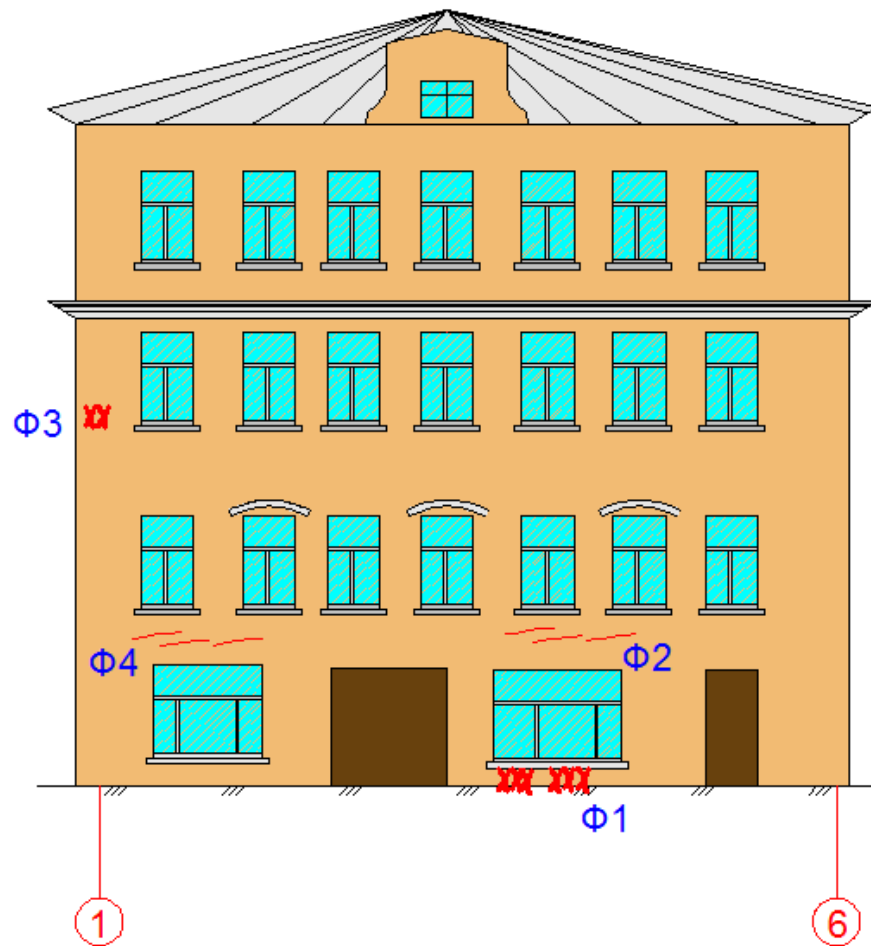


Рис.3.1. Схема дефектов фасад по оси «Е». Фасад со стороны _____ проспекта.

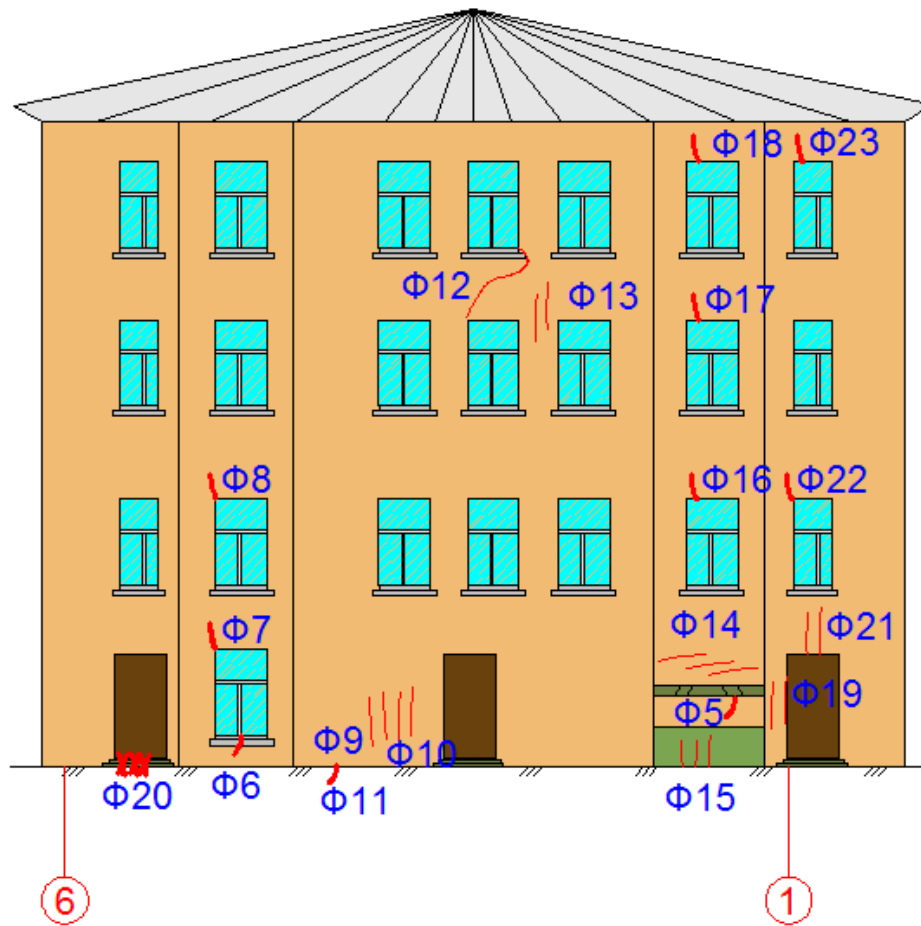


Рис.3.2. Схема дефектов фасад по оси «Ж». Фасад со стороны внутреннего дворика.



Рис.3.3. Трещины над перемычкой, фасад по оси "А".



Рис. 3.4. Система волосяных трещин в штукатурном слое, фасад по оси «Е».

4. Поверочные расчеты основания и фундаментов

4.1. Сбор нагрузок.

В табл.4.1. представлен сбор нагрузок на фундаменты здания. Сбор нагрузок выполнен на основании прямых замеров, выполненных при обследовании конструкций здания – рис.5.1. Сбор нагрузок на перекрытия выполнен по грузовым площадям, представленным на рис.4.2.

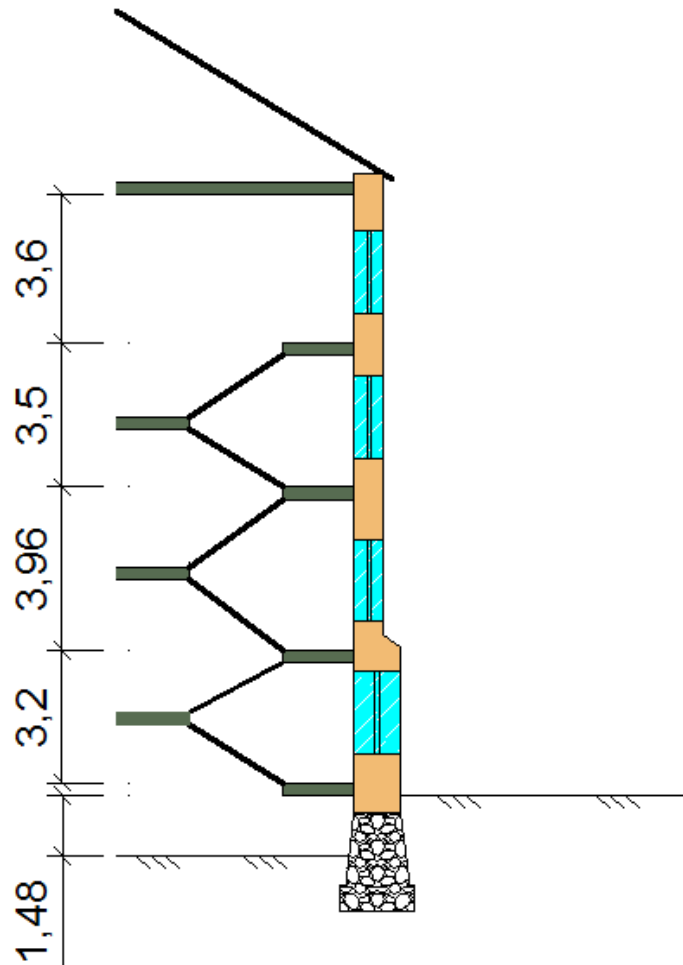


Рис.4.1. Схема-разрез здания.

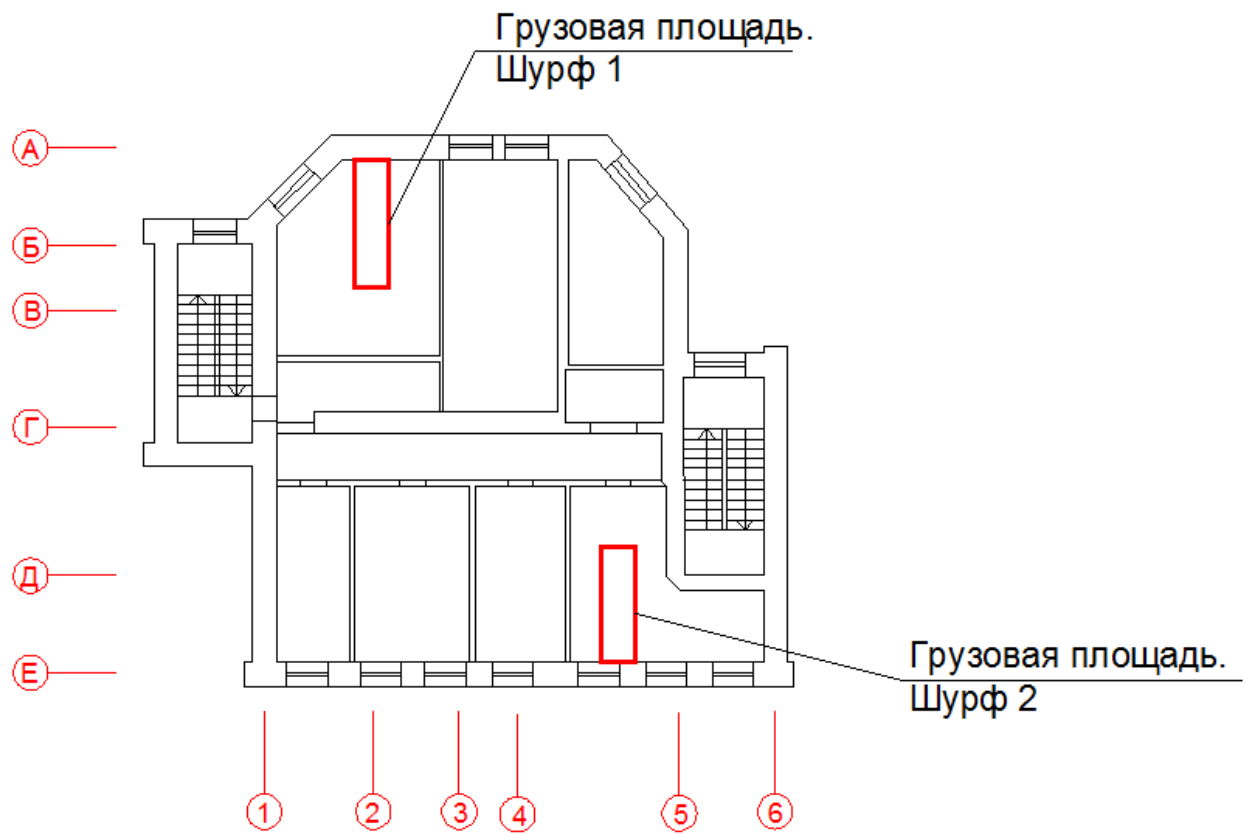


Рис.4.2. Схема грузовых площадей.

Табл.4.1. Сбор нормативных нагрузок на подошву фундаментов

Расположение шурфа, стена по оси:	По оси "А"	По оси "Е"
Высота стены толщиной 1,1 м	3,94	3,94
Высота стены толщиной 0,7 м	11,36	11,36
Коэффициент проемности	0,9	0,9
Нагрузка от веса стены, кН	199,6	199,6
Количество межэтажных перекрытий	4	4
Нормативная нагрузка от веса перекрытия, кПа	6,5	6,5
Полезная нагрузка на перекрытия, кПа	2	2
Нагрузка на основание от веса перекрытий и полезной нагрузки на перекрытия, кН	122,4	113,6
Нагрузка от веса чердака, кПа	5,9	5,9
Полезная нагрузка на чердак, кПа	0,7	0,7
Нагрузка на основание от веса чердака и полезной нагрузки на чердак, кН	23,8	22
Нагрузка от веса кровли, кПа	3,5	3,5
Снеговая нагрузка, кПа	1,8	1,8
Нагрузка на основание от веса кровли и снеговой нагрузки на кровлю, кН	19,1	17,1
Нагрузка на основание от веса фундамента, кН	51,1	44,3
Полная нормативная нагрузка на обрез фундамента, кН/м.п.	416	397,2
Полная расчетная нагрузка на обрез фундамента, кН/м.п.	499,2	476,6

4.2. Поверочный расчет фундамента в текущем состоянии.

4.2.1. Расчет по шурфу 1.

Нормативные:

угол внутреннего трения $\varphi_{II} := 23$

сцепление $C_{II} := 15 \cdot \text{кПа}$

Расчетные:

угол внутреннего трения $\varphi_I := \frac{\varphi_{II}}{1.1} = 20.909$

сцепление $C_I := \frac{C_{II}}{1.1} = 13.636 \cdot \text{кПа}$

Определение расчетного сопротивления грунта основания выполняется по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_1 + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_1 + M_c \cdot C_{II}], \text{ где:}$$

коэффициенты условий работы по табл.5.4

$$\gamma_{c1} := 1.25$$

Характеристики грунта приняты:

$$\gamma_{c2} := 1.0$$

- по непосредственным испытаниям $k = 1$

- по таблицам приложения Б $k = 1.1$

$$k := 1$$

M_{γ} , M_q , M_c - коэффициенты принимаемые по табл.5.5

$$M_{\gamma} := M_{\gamma_{-}}(\varphi_{II}) = 0.662$$

$$M_q := M_{q_{-}}(\varphi_{II}) = 3.648$$

$$M_c := M_{c_{-}}(\varphi_{II}) = 6.238$$

$b := 1.53 \cdot \text{м}$ - ширина подошвы фундамента;

$$a := 1 \cdot \text{м}$$

$$k_z := \begin{cases} 1 & \text{if } b < 10 \cdot \text{м} \\ \frac{8 \cdot \text{м}}{b} + 0.2 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$\gamma_{II} := 10 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ осредненное расчетное значение удельного веса грунтов,

залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды)

$$\gamma_{-II} := \frac{10 \cdot 0.45 + 18 \cdot 1.98}{2.43} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 16.519 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \text{ осредненное расчетное значение}$$

удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента

$d_b := 1.48 \cdot \text{м}$ глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м)

d_1 глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала

Приведенная величина текущего пола подвала рассчитывается по формуле:

$$h_s := 0.83 \cdot \text{м} \quad h_{cf} := 0.12 \cdot \text{м} \quad \gamma_{cf} := 24 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$d_1 := h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{-II}} = 1.004 \cdot \text{м}$$

Тогда расчетное сопротивление составит:

$$R_{\text{ср}} := \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{-II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{-II} + M_c \cdot C_{II}] = 286.2 \cdot \text{кПа}$$

Несущая способность:

$$\eta := \frac{1}{b} = 0.654$$

$$k_{\gamma} := 1 - \frac{0.25}{\eta} = 0.617 \quad k_q := 1 + \frac{1.5}{\eta} = 3.295 \quad k_c := 1 + \frac{0.3}{\eta} = 1.459$$

$$\gamma_I := 10 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \text{ осредненное расчетное значение удельного веса грунтов,}$$

залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды)

$$\gamma_{-I} := \frac{10 \cdot 0.45 + 18 \cdot 1.98}{2.4} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 16.725 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \text{ осредненное расчетное значение}$$

удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента

Сила предельного сопротивления основания:

$$Nu := b \cdot 1 \cdot \text{м} \cdot (Ng(\varphi_I) \cdot b \cdot k_{\gamma} \cdot \gamma_I + Nq(\varphi_I) \cdot d \cdot k_q \cdot \gamma_{-I} + Nc(\varphi_I) \cdot k_c \cdot C_I) = 1141.33 \cdot \text{кН}$$

$$\gamma_c := 0.85 \quad \gamma_n := 1.15$$

$$\text{Расчетная нагрузка на основание: } N_{\text{ср}} := \frac{Nu \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = 843.589 \cdot \text{кН}$$

4.2.2. Расчет по шурфу 2.

Характеристики грунта:

Нормативные:

угол внутреннего трения $\varphi_{II} := 23$

сцепление $C_{II} := 15 \cdot \text{кПа}$

Расчетные:

угол внутреннего трения $\varphi_I := \frac{\varphi_{II}}{1.1} = 20.909$

сцепление $C_I := \frac{C_{II}}{1.1} = 13.636 \cdot \text{кПа}$

Определение расчетного сопротивления грунта основания выполняется по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_1 + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_1 + M_c \cdot C_{II}], \text{ где:}$$

коэффициенты условий работы по табл.5.4

$$\gamma_{c1} := 1.25$$

Характеристики грунта приняты:

$$\gamma_{c2} := 1.0$$

- по непосредственным испытаниям $k = 1$

- по таблицам приложения Б $k = 1.1$

$$k := 1$$

M_{γ} , M_q , M_c - коэффициенты принимаемые по табл.5.5

$$M_{\gamma} := M_{\gamma_{-}}(\varphi_{II}) = 0.662$$

$$M_q := M_{q_{-}}(\varphi_{II}) = 3.648$$

$$M_c := M_{c_{-}}(\varphi_{II}) = 6.238$$

$b := 1.45 \cdot \text{м}$ - ширина подошвы фундамента;

$$a := 1 \cdot \text{м}$$

$$k_z := \begin{cases} 1 & \text{if } b < 10 \cdot \text{м} \\ \frac{8 \cdot \text{м}}{b} + 0.2 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$\gamma_{II} := 10 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ осредненное расчетное значение удельного веса грунтов,

залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды)

$$\gamma_{-II} := \frac{10 \cdot 0.32 + 18 \cdot 1.98}{2.3} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 16.887 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \text{ осредненное расчетное значение}$$

удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента

$d_b := 1.48 \cdot \text{м}$ глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м)

d_1 глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала

Приведенная величина текущего пола подвала рассчитывается по формуле:

$$h_s := 0.8 \cdot \text{м} \quad h_{cf} := 0 \cdot \text{м} \quad \gamma_{cf} := 24 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$d_1 := h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{-II}} = 0.8 \cdot \text{м}$$

Тогда расчетное сопротивление составит:

$$R_{\text{расч}} := \frac{\gamma_{cI} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{-II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{-II} + M_c \cdot C_{II}] = 273.3 \cdot \text{кПа}$$

$$\eta := \frac{1}{b} = 0.69$$

$$k_{\gamma} := 1 - \frac{0.25}{\eta} = 0.638 \quad k_q := 1 + \frac{1.5}{\eta} = 3.175 \quad k_c := 1 + \frac{0.3}{\eta} = 1.435$$

$$\gamma_I := 10 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \text{ осредненное расчетное значение удельного веса грунтов,}$$

залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды)

$$\gamma_{-I} := \frac{10 \cdot 0.32 + 18 \cdot 1.98}{2.3} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 16.887 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \text{ осредненное расчетное значение}$$

удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента

Сила предельного сопротивления основания:

$$N_u := b \cdot 1 \cdot \text{м} \cdot (N_g(\varphi_I) \cdot b \cdot k_{\gamma} \cdot \gamma_I + N_q(\varphi_I) \cdot d \cdot k_q \cdot \gamma_{-I} + N_c(\varphi_I) \cdot k_c \cdot C_I) = 943.51 \cdot \text{кН}$$

$$\gamma_c := 0.85 \quad \gamma_n := 1.15$$

$$\text{Расчетная нагрузка на основание: } N_{\text{расч}} := \frac{N_u \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = 697.376 \cdot \text{кН}$$

Табл.4.2. Сбор нормативных нагрузок на подошву фундаментов

Расположение шурфа, стена по оси:	По оси "А". Шурф 1	По оси "Е". Шурф 2
Допускаемая предельная нагрузка на основание R, кН	843	697
Расчетная нагрузка, кН	499,2	476,6
Допускаемое расчетное сопротивление R, кПа	286	273
Нормативное давление, кПа	272	372

Действующее давление под подошвой фундамента по оси «Е» превышают допускаемые СП 22.13330 Нагрузки и давления. Допускаемое расчетное сопротивление под подошвой фундамента по оси «А» имеет незначительный запас.

Выполнение углубления подвала невозможно без проведения дополнительных мероприятий по усилению фундаментов и оснований.

4.3. Предлагаемые мероприятия по усилению фундаментов.

Существующая высота подвала составляет 1,5...1,6 м (до низа балок перекрытия). Расчетом предполагается установить необходимые мероприятия при увеличении высоты подвальных помещений до 2,1...2,8 м.

Наиболее опасным будет являться этап производства работ, когда величина пригрузки основания со стороны подвала минимальна. Следует учесть, что к рассчитанному значению понижения отметки подвала необходимо добавить величину нового пола подвала, которая составит не менее 15...20 см.

Таким образом, требуемое понижение уровня составит:

- от: $2,1 - 1,5 + 0,2 = 0,8$ м (фактически до подошвы фундамента),
- до $2,8 - 1,5 + 0,2 = 1,5$ м (на 60...70 см ниже подошвы фундамента).

В качестве основных вариантов проведения реконструкции могут быть предложены различные варианты (в порядке увеличения стоимости работ):

- усиление вдавливаемой шпунтовой стенкой по контуру подвала, рис.4.3.;
- закрепление грунта по технологии струйной цементации, рис.4.4.;
- пересадка здания на свайное основание, в том числе с применением технологии микросвай, рис.4.5.

Наиболее целесообразным при увеличении глубины подвала на 80см будет являться применение вдавливаемой шпунтовой стенки. При таком заглублении длина стенки будет не значительной, сечение шпунта может быть назначено конструктивно из швеллера №16. Требуемая длина определяется расчетом. Также это решение автоматически обеспечит снижение водопритока в котлован.

Принципиальная схема работы такой конструкции может быть пояснена на схеме, рис.4.6.

Конструктивная шпунтовая стенка устраивается обычно по периметру углубляемого помещения подвала. Верх шпунтового ограждения, на расстоянии не менее 30 см от подошвы фундамента,

при помощи металлических анкеров, должен крепиться к конструкции фундамента.

После погружения вдавливанием и анкеровки шпунтового ограждения начинаются работы по углублению помещения подвала. Конструктивная шпунтовая стенка в данном случае будет испытывать активное боковое давление от веса грунта и дополнительное боковое давление от конструкции фундамента. Противодействовать данному давлению будет пассивный отпор грунта со стороны углубляемого подвала.

Как видно из расчетной схемы (см. рис.4.6), результирующая активного давления грунта E_a будет создавать относительно точки А (анкерного закрепления) момент M_{Ea} . Противодействовать данному воздействию будет момент M_{Pa} относительно той же точки от пассивного отпора грунта E_p .

Величина передаваемого на шпунтовую стенку усилия: $P_{def} := 476 \text{ кН}$

Ширина подошвы фундамента: $b := 1.45 \text{ м}$

Дополнительное давление со стороны фундамента: $p := \frac{P_{def}}{b \cdot m} = 328.276 \text{ кПа}$

Характеристики грунта:

Расчетные:

угол внутреннего трения $\varphi_I := 23 \cdot \frac{\pi}{180} = 0.401$

сцепление $C_I := 17 \text{ кПа}$

удельный вес: $\gamma_I := \frac{10 \cdot 0.3 + 19.6 \cdot 2}{2.3} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 18.348 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$

$d_1 := 0.8 \text{ м}$

$H := 0.8 \text{ м}$

Коэффициенты активного и пассивного давлений приняты "в запас" без учета трения грунта о шпунт:

$$\lambda_a := \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_I}{2} \right) \right)^2 = 0.438$$

$$\lambda_p := \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_I}{2} \right) \right)^2 = 2.283$$

Вычисление равнодействующей активного и пассивного давлений, в зависимости от глубины шпунтовой стенки, с учетом сцепления:

$$e_a := p \cdot \lambda_a = 143.815 \text{ кПа}$$

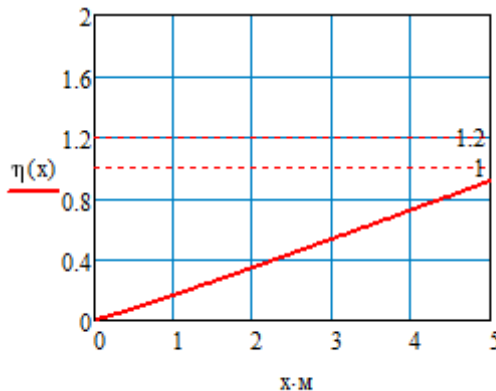
$$e_p(h) := \gamma_I (h + d_1 - H) \cdot \lambda_p$$

$$E_a(h) := e_a \cdot h \cdot m$$

$$E_p(h) := e_p(h) \cdot \frac{h + d_1 - H}{2} \cdot m$$

Удерживающие и опрокидывающие моменты:

$$M_{ea}(h) := \left(\frac{h}{2} + d_1 \right) \cdot E_a(h) \quad M_p(h) := E_p(h) \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot (h + d_1 - H) + H \right] \quad \eta(h) := \frac{M_p(h)}{M_{ea}(h)}$$



$$\underline{h} := \text{root}(\eta(h) - 1.0, h) = 5.46 \cdot \text{м}$$

Требуемая глубина погружения шпунта составляет: $\underline{h} = 5.46 \cdot \text{м}$

Конструктивно необходимо выполнить шпунтовое ограждение замкнутым контуром вдоль внутренней поверхности стен, и обеспечить анкерку верхней части шпунта в уровне существующего пола подвала. Такой шпунт технически сложно выполним при глубине более 4...5 м.

Вторым вариантом реализации углубления подвала является вариант закрепления грунтов основания. Одновременно преследуется 2 цели: увеличение несущей способности фундаментов и создание противофильтрационной завесы (ПФЗ). Закрепление грунтов по струйной технологии производится под большим давлением и в случае примыкания соседних фундаментов может быть опасно по причине возможного сверхнормативного влияния на соседние здания. Вероятные последствия – подъем примыкающей стены соседнего здания, прорыв инъецирующего раствора в подвалы соседнего здания вследствие гидроразрыва.

Наиболее надежным является пересадка здания на свайное основание, в этом случае можно получить достаточно большую несущую способность и минимизировать влияние на окружающую застройку.

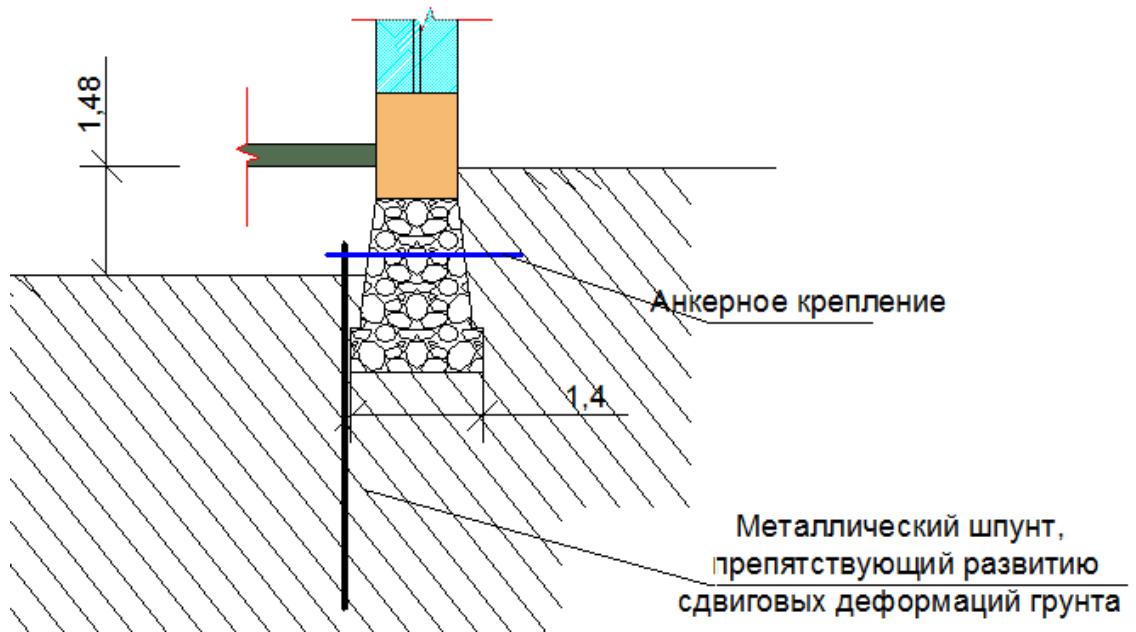


Рис.4.3. Усиление основание с помощью погружения металлического шпунта по периметру ленточного фундамента

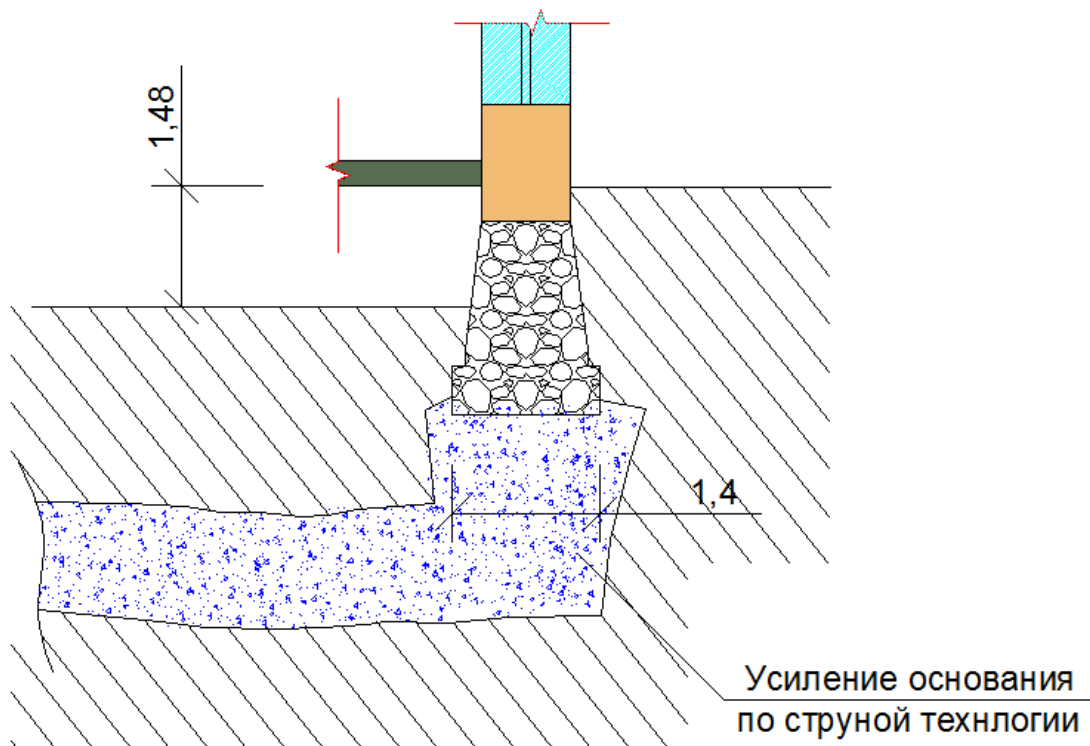


Рис.4.4. Усиление основания здания с применением технологий закрепления массива грунта

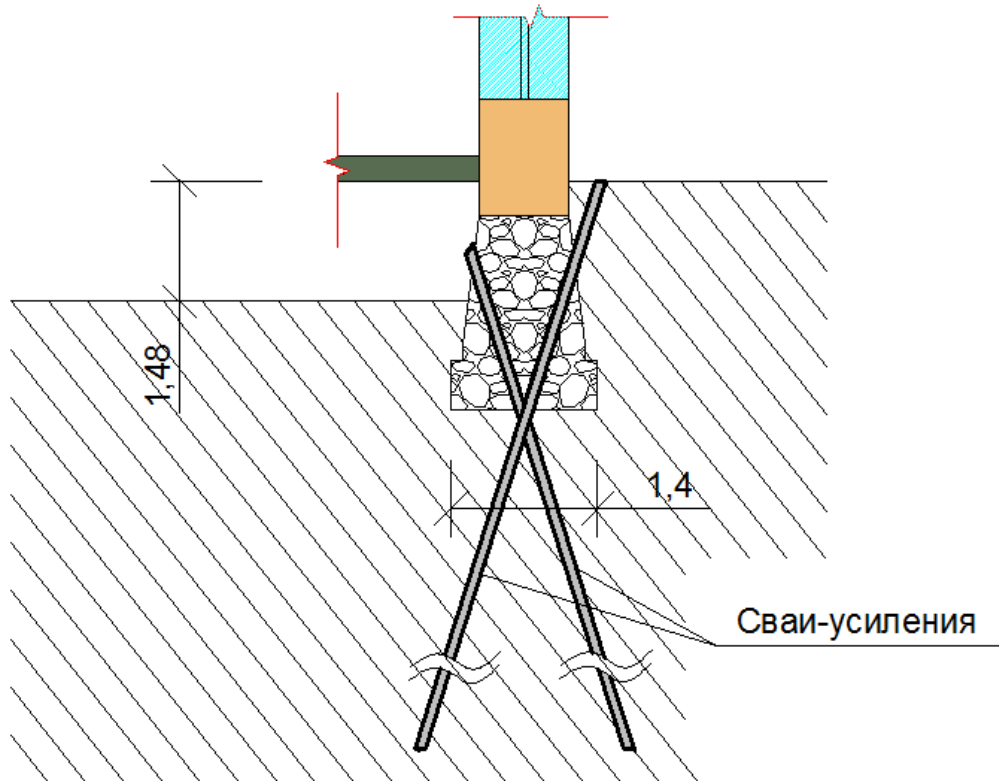


Рис.4.5. Схема пересадки фундаментов здания на сваи усиления

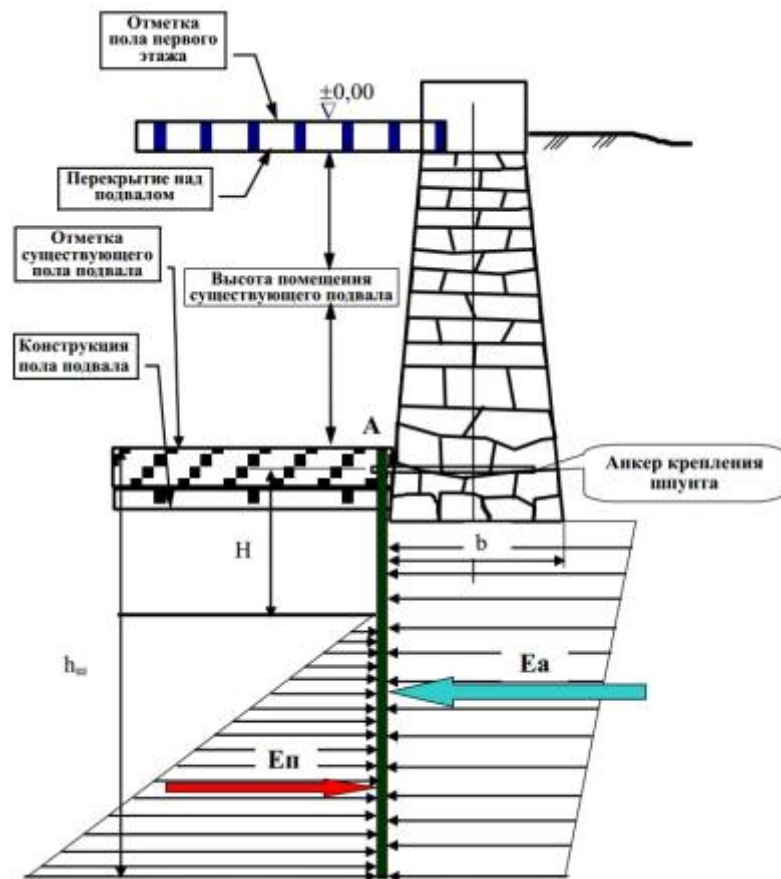


Рис. 4.6. Расчетная схема шпунтового ограждения при углублении подвала.

5. Материалы дополнительного обследования

После освобождения помещений организацией банка, в помещениях появилась возможность доступа к основным несущим конструкциям, в связи с чем, произведено дообследование здания.

5.1. Опираение главных балок на колонны первого этажа.

По оси «Г» расположена несущая стена, в уровне первого этажа представляет собой две колонны сечением 1400x820мм, колонны предположительно пустотелые начиная с первого этажа. В уровне третьего этажа в них вскрыты вентканалы, рис.5.3., толщина кирпичной кладки составляет 250мм. Над проемами перекинуты главные балки (перемычки) из парного двутавра №24, опирание на колонну устроено по граням стены, величина опорной части 350мм.

Поверхностная коррозия перемычек до 15%. Состояние перемычек **ограничено-работоспособное**.



Рис.5.1. Общий вид опор и перемычек.



Рис.5.2. Глубина опирания главных балок на колонны 350 мм.



Рис.5.3. Вентканалы в кирпичной кладке.

5.2. Состав перекрытий и несущая способность.

Выполнено вскрытие конструкций перекрытий с определением веса перекрытия и его состава. Перекрытия выполнены по металлическим двутавровым балкам №24, шаг балок от 600мм до 1200мм. Балки подвержены поверхностной коррозии, величина коррозии незначительна, менее 2%.

Состав перекрытия следующий:

- несущие двутавровые балки №24;
- потолки выполнены по подшивке из доски 25мм, дальше дранка и штукатурка.
- черновые полы пополнены деревянными, (сплошная доска 50мм), по лагам из доски 50мм, полы выровнены фанерными листами 15мм.
- чистовой пол выполнен в зависимости от помещений либо линолеум, либо плитка керамическая.

На штукатурке проявились характерные трещины в местах расположения балок перекрытий (рис.5.6.), что говорит о большой податливости балок. Расчет, приведенный ниже, подтверждает, что определяющим, для данных балок, является условие прогибов, а не несущей способности.

Предельно допускаемая по условию допустимых прогибов полезная нагрузка составит 250 кг/м², из условия прочности 370кг/м².

Табл.5.1. Сбор нагрузок на перекрытие

	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка
Балки двутавр 24 шаг 1 м	0,27	1,05	0,2835
Лаги 50 через 100	0,136	1,3	0,1768
Настил доска 50	0,4	1,3	0,52
Брусок для подшивки снизу	0,08	1,3	0,104
Подшивка снизу дюймовка	0,2	1,3	0,26
Штукатурка по дранке	0,54	1,3	0,702

30мм			
Чистый пол плитка 30мм	0,54	1,3	0,702
Выравнивающая фанера 15 мм	0,12	1,3	0,156
Итого:	2,286		2,9043



Рис.5.4. Состав перекрытия, металлические балки.



Рис.5.5. Общая толщина перекрытия ($240+100+15+20+20=395\text{мм}$).



Рис.5.6. Характерные швы в штукатурке в местах установки балок перекрытий



Рис.5.7. Металлические двутавровые балки.

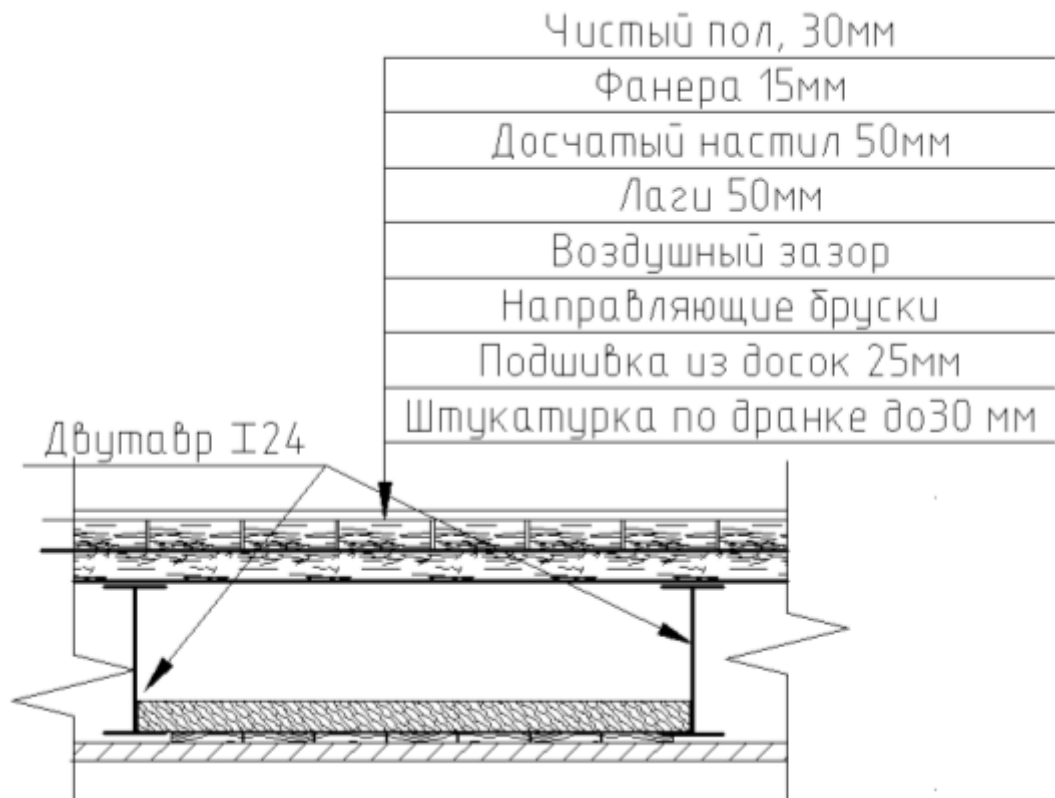


Рис.5.8. Схема пирога перекрытий.

Геометрические параметры сечения:

Момент инерции сечения:

$$J = 3460 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления $W = 289 \text{ см}^3$

Пролет балок и шаг:

$$L = 7,7 \text{ м}$$

$$a = 1,2 \text{ м}$$

Собственный расчетный вес перекрытия:

$$q_{sv} = 2,9 \text{ кПа}$$

Расчетная прочность металла балок: $R = \frac{240}{1,05} \text{ МПа}$

Коэффициент условий работы: $\gamma_c = 0,9$

$R = 228,57 \text{ МПа}$ $E = 210000000 \text{ кПа}$

Максимальный допустимый момент в балке с учетом разрезной работы:

$$M_d = R \cdot W \quad M_d = 66,06 \text{ кН м}$$

$$M = \frac{a \cdot q_{sv} \cdot L^2}{8} \quad M = 25,7911 \text{ кН м}$$

Допускаемый расчетный момент от полезной нагрузки:

$$M_p = (M_d - M) \quad M_p = 40,266 \text{ кН м}$$

Допускаемая нормативная нагрузка на перекрытие

$$q_n = \frac{8 \cdot M_p}{a \cdot \left(\frac{L}{1,2}\right)^2} \quad q_n = 3,773 \text{ кПа}$$

Определение прогиба (расчет по жесткости):

$$a = 1,0 \text{ м} \quad q_n = 2,50 \text{ кПа}$$

Предельно допускаемый прогиб:

$$f_p = \frac{L}{200} \quad f_p = 38,5 \text{ мм}$$

Расчетный прогиб перекрытия:

$$f = \frac{5}{384} \cdot (q_{sv} + q_n \cdot 1,2) \cdot L^4 \cdot a \quad f = 37,1671 \text{ мм}$$

Выводы

1. Объект обследования – фундаменты, грунты основания и основные несущие конструкции здания по адресу: г. Санкт-Петербург, __. _____, ____ ____, литер А.
2. Цель данной работы – определение категории технического состояния здания, оценка состояния основания, фундаментов и основных несущих конструкций, подготовка рекомендаций по углублению подвала.
3. По результатам визуального и инструментального обследования, согласно СП 13-102-2003 и ГОСТ Р 53778-2010, несущие стены здания в основном находятся в **работоспособном** состоянии.
4. Согласно ТСН 50-302-2004 здание относится ко второй категории технического состояния, для которого при реконструкции допустимы следующие величины дополнительных деформаций:
 - дополнительная осадка не более 3 см;
 - относительная разность осадок не более 0,0015;
 - крен не более 0,002.
5. Фундаменты, вскрытые в рамках настоящего обследования – ленточные бутовые на естественном основании. Глубина заложения фундамента 2,42 -2,43 м от поверхности планировки, ширина подошвы ж/б фундамента 1,45-1,53 м. Несущим слоем основания фундаментов являются суглинки тугопластичные. При обследовании фундаментов видимых дефектов, разрушений и повреждений не обнаружено, общее состояние тела фундаментов оценивается как **работоспособное** (см. ГОСТ Р 53778-2010).
6. По результатам поверочных расчетов фундамент по оси «Е» перегружен уже на стадии текущей эксплуатации. Поэтому, несмотря на хорошее состояние бутовой кладки, фундаменты находятся в **ограниченно-работоспособном** состоянии.
7. Конструкции перекрытий находятся в **ограниченно-работоспособном** состоянии. Имеются следы незначительной коррозии балок. Предельно допускаемая по условию допустимых прогибов нагрузка составит 250 кг/м², из условия прочности 370кг/м².

Рекомендации по углублению подвала.

1. Для разработки проекта реконструкции здания, связанной с углублением подвала в первую очередь необходимо получение необходимых исходных данных:
 - обследование зданий окружающей застройки для выявления заложений подошвы фундаментов, примыкающих к реконструируемым, и определением категорий технического состояния данных зданий, для оценки допустимого (безопасного) влияния на данные здания.
 - актуализация инженерно-геологических изысканий в объеме, достаточном для проектирования усиления фундаментов (3 исследовательские скважины глубиной до 30 м). Глубина в 30 м необходима для расчета свай усиления, средняя длина которых, в инженерно-геологических условиях СПб, обычно составляет от 15 до 25 м.
2. Поскольку имеющейся несущей способности фундаментов не достаточно, в первую очередь для углубления подвала необходимо выполнить проект усиления фундаментов. Фундамент может быть усилен вдавливаемой шпунтовой стенкой, закреплением грунтов или пересадкой здания на сваи.
3. В условиях данной площадки усиление фундаментов шпунтовой стенкой неэффективно, поскольку даже при незначительном углублении подвала требуется длина шпунтовой стенки порядка 6 м, что достаточно тяжело технологически.
4. Закрепление грунтов по струйной технологии производится под большим давлением и в случае примыкания соседних фундаментов может быть опасно по причине возможного сверхнормативного влияния на соседние здания. Вероятные последствия – подъем примыкающей стены соседнего здания, прорыв инъецирующего раствора в подвалы соседнего здания вследствие гидроразрыва.
5. Рекомендуется выполнение усиления основания пересадкой на сваи. Может быть порекомендовано изготовление свай с использованием труб 114мм или более, по расчету. Также может

быть рекомендована технология РИТ, позволяющая уменьшить количество и длину применяемых свай за счет большей несущей способности. Рекомендуется выбирать наиболее подходящую технологию с учетом инженерно-геологических изысканий, необходимой несущей способности и минимизации влияния на окружающую застройку.

6. Следует отметить наличие грунтовых вод вблизи уровня пола существующего подвала с сезонным поднятием данного уровня. При углублении подвала необходимо применение водоотлива поступающей воды, что в данных грунтах может вызвать суффозию (вынос частиц грунта из-под подошвы фундамента). Данное явление также опасно и для фундаментов соседних примыкающих зданий.
7. Для предотвращения суффозии необходимо выполнить противофильтрационную завесу (ПФЗ), это может быть герметичное шпунтовое ограждение (полный замкнутый контур, шпунт с замками), что затруднительно выполнить в стесненных условиях подвала. Также возможно применение смолоинъекции или применение струйного закрепления грунтов (jet-grouting). Данные технологии позволят улучшить качество основания под фундаментами и уменьшить или прекратить фильтрацию в котлован на время выполнения работ.
8. При разработке проекта реконструкции необходимо выполнить оценку влияния на соседнюю застройку.
9. При ведении работ необходимо вести геотехнический мониторинг за состоянием реконструируемого здания и за состоянием окружающей застройки. Установить трещиномеры и сеть геодезических марок по цоколю зданий. Также необходимо вести мониторинг за состоянием вибрационного фона в процессе выполнения работ (изготовление свай, выполнение ПФЗ).

**Приложение П1.
Техническое задание.**

**Приложение П2.
Паспорта грунтов.**

Наименование объекта: __. _____, ____ __

Таблица №1

Дата проведения испытания: **10.03.14 – 17.03.14**

№ шурфа	Глубина м.	Гранулометрический состав (фракции в мм, содержание в %)											Суммарный зерновой состав			
		>10	10-5	5-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,002	<0,002	>2	2-0,05	0,05-0,002	<0,002
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	0,95	-	-	-	сл	0,2	1,3	1,2	1,5	9,9	48,0	37,9	-	4,2	57,9	37,9
2	0,90	-	-	-	-	0,2	1,2	0,9	2,0	9,3	49,1	37,3	-	4,3	58,4	37,3

Природная влажность в дол. ед. W	Граница текучести W_L	Граница раскатывания W_p	Число пластичности J_p	Показатель текучести J_L	Плотность г/см ³			Коэффициент пористости e	Степень влажности S_r	Наименование грунта по ГОСТу 25100-95
					грунта ρ	сухого грунта ρ_d	частиц грунта ρ_s			
18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
0,33	0,41	0,25	0,16	0,50	1,90	1,43	2,73	0,909	0,99	Суглинок тяжёлый пылеватый, тугопластичный
0,31	0,39	0,24	0,15	0,47	1,93	1,47	2,73	0,857	0,99	— . — . —

Таблица 2

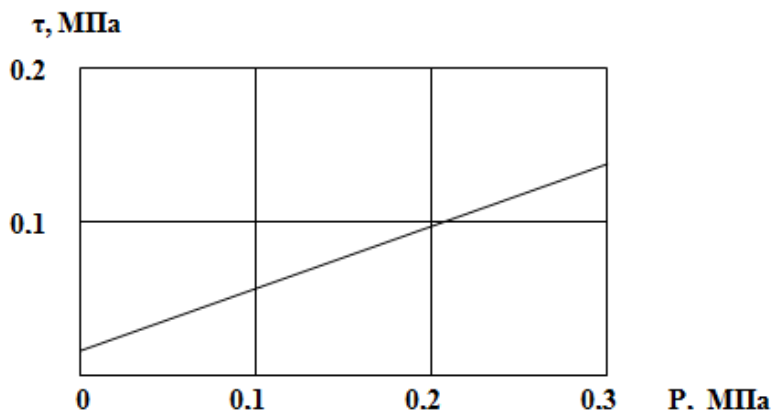
Наименование объекта: __. _____, ____

Дата проведения испытания: **10.03.14 – 17.03.14**Название грунта: **Суглинок тяжёлый пылеватый, тугопластичный. Диаметр образца 5,05см.**Высота образца: **2,0см. Площадь: 20,0см². Соотношение плеч рычагов n=5**

№ опытов	Масса гирь, создающая нормальное усилие m_p , кг	Нормальное давление $P=0,1 \frac{m_p n}{A}$ МПа	Масса гирь, создающее усилие m_r , кг	Сопротивление сдвигу $\tau = 0,1 \frac{m_r n}{A}$ МПа
1	4,0	0,1	2,3	0,0575
2	8,0	0,2	3,9	0,0975
3	12,0	0,3	5,7	0,1425

Линия среза перпендикулярна напластованию

Условие испытания: сдвиг консолидированный, под водой.



Характеристики прочности грунта

Коэффициент внутреннего трения $\operatorname{tg} \varphi \approx 0.425$ Угол внутреннего трения $\varphi = 23^{\circ}$ Сцепление $C \approx 0,015$ МПа

**Приложение ПЗ.
Дефектная ведомость.**

Дефектная ведомость:

Дефект	Расположение	Фото
Деструкция штукатурки	Фасад по оси «Е»	Фото 1
Система волосяных трещин в штукатурном слое	Фасад по оси «Е»	Фото 2, 4
Отслаивание штукатурного слоя	Фасад по оси «Е»	Фото 3
Система трещин над входом в подвал	Фасад по оси «А-Б»	Фото 5
Система трещин ниже оконного проема	Фасад по оси «А-Б»	Фото 6
Система трещин над перемычкой	Фасад по оси «А-Б»	Фото 7, 16
Волосяная трещина над перемычкой	Фасад по оси «А-Б»	Фото 8
Система волосяных трещин	Фасад по оси «А-Б»	Фото 9
Система трещин в фасаде	Фасад по оси «А-Б»	Фото 10
Разрушение отмостки	Фасад по оси «А-Б»	Фото 11
Трещина над перемычкой	Фасад по оси «А-Б»	Фото 12, 18, 23
Система волосяных трещин в штукатурном слое	Фасад по оси «А-Б»	Фото 13, 14, 19, 21, 22
Отслоение штукатурки, трещина в бетонной конструкции входа в подвал	Фасад по оси «А-Б»	Фото 15
Трещины над перемычкой	Фасад по оси «А-Б»	Фото 17
Деструкция ступеней из бутового камня,	Фасад по оси «А-Б»	Фото 20
Замачивание внешней фасадной системы	Фасад по оси «А-Б»	Фото 20

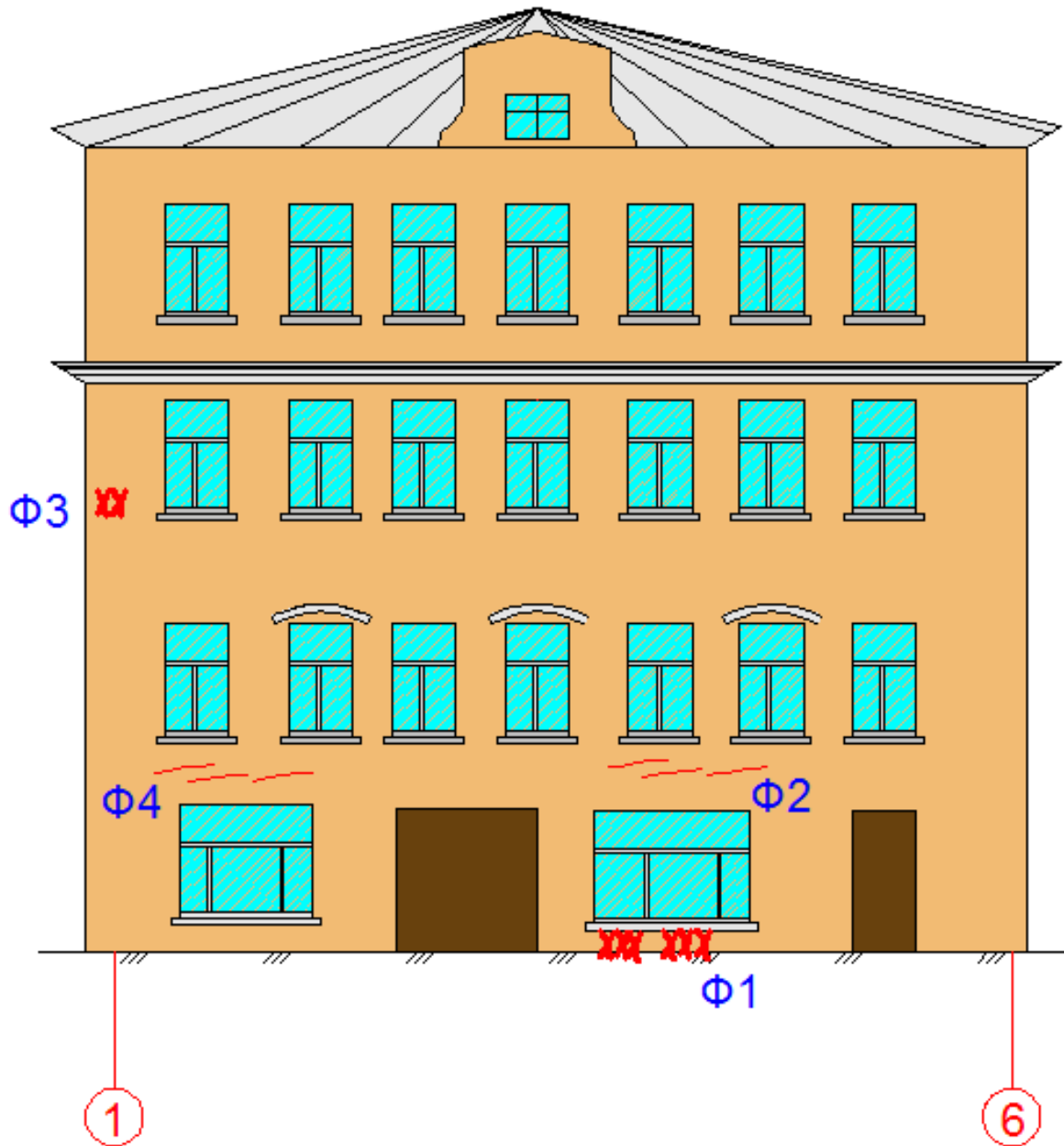


Рис.1. Схема дефектов фасад по оси «Е». Фасад со стороны _____ проспекта.

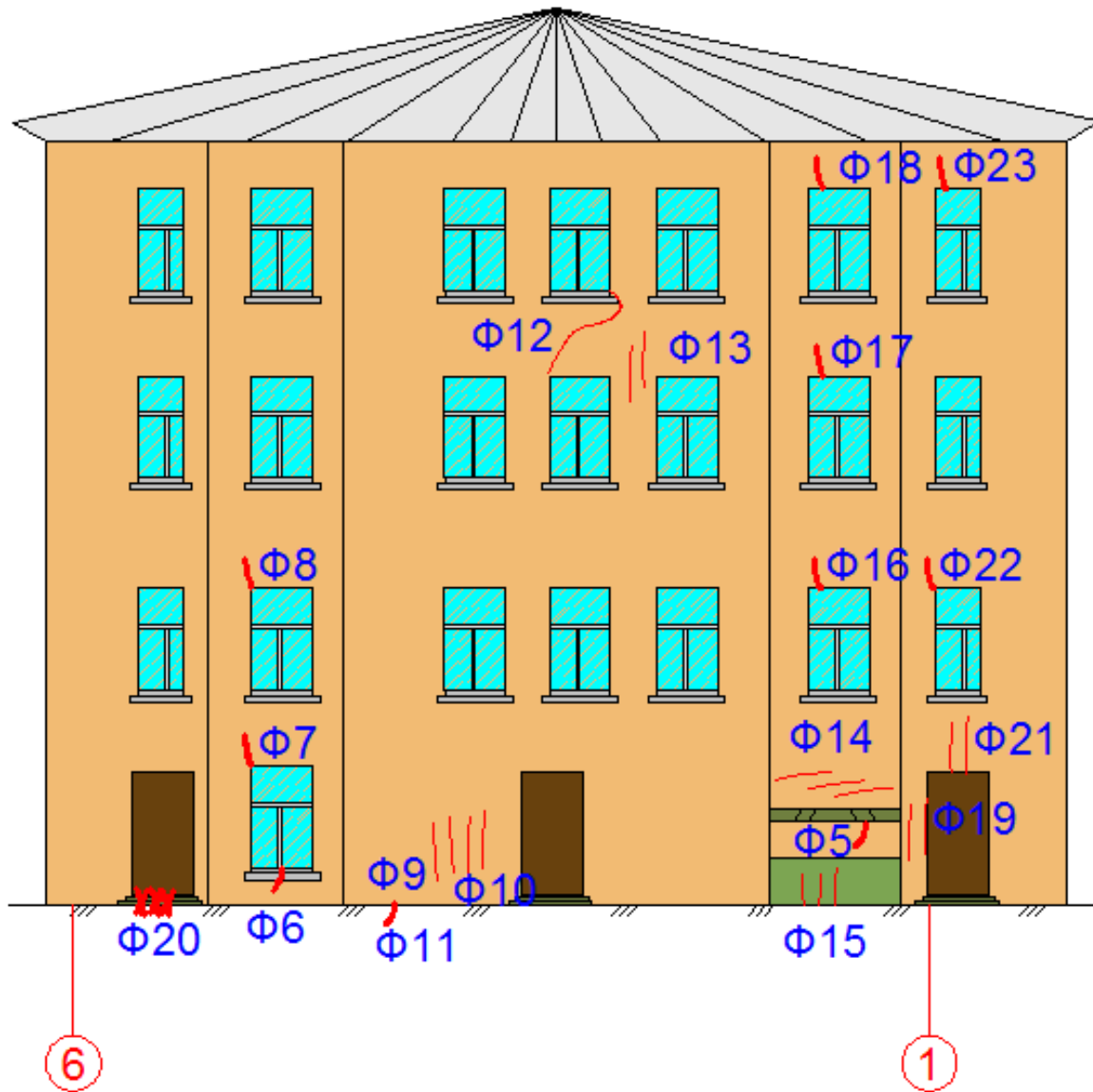


Рис.2. Схема дефектов фасад по оси «Ж». Фасад со стороны внутреннего двора.



Фото 1. Деструкция штукатурки, фасад по оси «Е».



Фото 2. Система волосяных трещин в штукатурном слое, фасад по оси «Е».



Фото 3. Отслаивание штукатурного слоя, фасад по оси «Е».



Фото 4. Система волосяных трещин в штукатурном слое, фасад по оси «Е».



Фото 5. Система трещин над входом в подвал, фасад по оси "А".



Фото 6. Система трещин ниже оконного проема, фасад по оси "А".



Фото 7. Система трещин над перемычкой, фасад по оси "А".



Фото 8. Волосьяные трещины над перемычкой, фасад по оси "А".



Фото 9. Система волосяных трещин, фасад по оси "А".

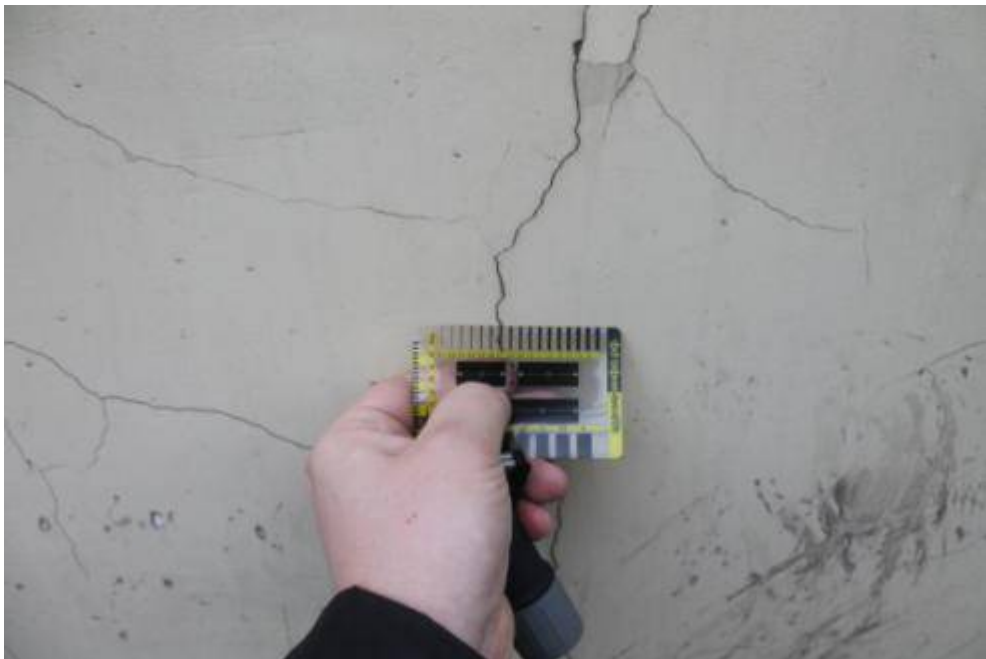


Фото 10. Система трещин во внешней фасадной системы. Измеряемая трещина имеет ширину 0.5 мм, фасад по оси "А".



Фото 11. Разрушение отмостки, фасад по оси "А".



Фото 12. Трещины над перемычкой, фасад по оси "А".



Фото 13. Система волосяных трещин в штукатурном слое , фасад по оси "А" .



Фото 14. Система волосяных трещин в штукатурном слое, фасад по оси "А".



Фото 15. Отслоение штукатурки, трещина в бетонной конструкции входа в подвал, фасад по оси "А" .



Фото 16. Система трещин над перемычкой фасад по оси «Б».



Фото 17. Трещины над перемычкой, фасад по оси «Б».



Фото 18. Трещина над перемычкой, фасад по оси «Б».



Фото 19. Система волосяных трещин в штукатурном слое, фасад по оси «Б».



Фото 20. Деструкция ступеней из бутового камня, замачивание внешней фасадной системы по оси "А".

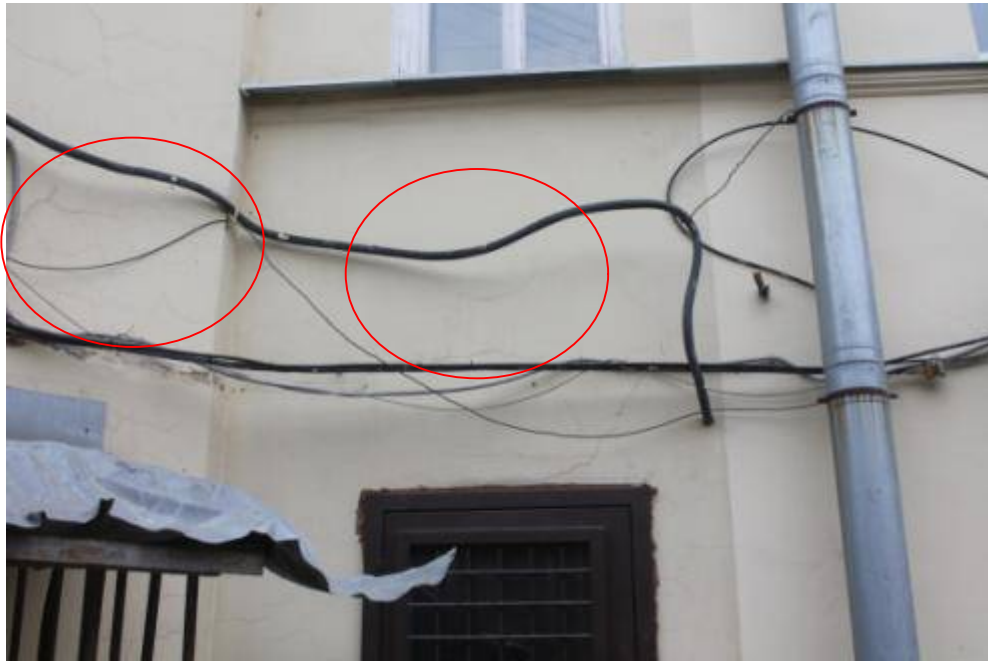


Фото 21. Система волосяных трещин в штукатурном слое, фасад по оси «Б».



Фото 22. Система волосяных трещин в штукатурном слое, фасад по оси «Б».



Фото 23. Система трещин над перемычкой,
фасад по оси "А".

**Приложение П4.
Архивная топографическая съемка.**

**Приложение П5.
Свидетельство СРО.**