

Санкт-Петербургский Государственный Технический Университет

Сухоруков Виктор Владимирович

Высотные здания на глинистых грунтах

Санкт-Петербург

2001

Оглавление

Введение	3
1. Обзор литературы, постановка задачи исследования	4
1.1. Основные понятия и терминология	4
1.2. Проводимые исследования слабых грунтов	6
1.3. Проводимые исследования в области фундаментостроения	7
1.4. Строительство на слабых глинистых грунтах в г. Санкт-Петербург	10
1.5. Основные нормативные документы, необходимые при проектировании	16
1.6. Классификация конструктивных систем высотных зданий	17
1.7. Применяемые материалы в конструкциях высотных зданий	23
1.8. Классификация фундаментов высотных зданий	26
1.9. Выводы по главе, постановка задачи исследования	28
2. Разработка модели высотного здания	29
2.1. Объёмно-планировочное и конструктивное решение	29
2.2. Несущие элементы	33
2.3. Ограждения	35
2.4. Перекрытия и покрытие	36
2.5. Выводы по главе	38
3. Фундамент высотного здания	40
3.1. Оценка климатических условий	40
3.2. Оценка геологических условий	41
3.3. Определение нагрузки на фундамент	43
3.4. Вариант свайного фундамента	49
3.5. Расчёт фундаментов по деформациям	52
3.6. Выводы по главе	56
4. Рекомендуемые технологические и организационные решения	57
4.1. Земляные работы	57
4.2. Возведение фундамента	58
4.3. Опалубочные работы	61
4.4. Бетонные работы	63
4.5. Монтажные работы	65
4.6. Выводы по главе	76
5. Изложение научно обоснованных технических разработок, обеспечивающих решение важных прикладных задач	77
5.1. Верхнее строение высотного здания	77
5.2. Фундамент высотного здания	78
5.3. Внедрение разрядно-импульсной технологии	80
5.4. Выводы по главе	81
Заключение	82
Список литературы	84
Приложение А	89
Приложение Б	96
Приложение В	101

Введение

В последнее время в России и в частности в Санкт-Петербурге, происходит рост земельной стоимости. Этот и другие факторы являются предпосылками повышения стоимости зданий. За рубежом эта проблема решается строительством высотных зданий, высота которых превышает 100 м. В России строительство высотных зданий, по сравнению с западными странами, находится на достаточно невысоком уровне. В Санкт-Петербурге одной из наиболее важных инженерных проблем при проектировании высотных зданий является существование территорий слабого глинистого грунта. **Актуальность работы** определяется необходимостью строительства высотных зданий на слабом глинистом основании и разработки методики их проектирования. При этом возникает научная задача, заключающаяся в разработке методики проектирования, учитывающей повышенные вертикальные и горизонтальные нагрузки, и особенности грунтов основания. Описанные в нормах и литературе методики проектирования фундамента в слабых грунтах в большей степени относятся применительно к зданиям высотой до 100 м, а свыше 100 м к сооружениям (дымовым трубам, градирням, башням и т. п.). Отличие высотных зданий состоит в гораздо больших соответственно собственном весе и площади восприятия ветровой нагрузки. Применявшиеся при этом теоретические подходы и модели не в полной мере позволяют с достаточной точностью установить предельные вертикальные нагрузки, которые может воспринимать основание и наименьшую площадь их распределения.

1. Обзор литературы, постановка задачи исследования

1.1. Основные понятия и терминология

При разработке модели высотного здания, этажи приняты дублирующими друг друга, представляющими отдельные равные массы. Расчёты проводятся по двум предельным состояниям в соответствии с действующими нормами.

Высотное здание – здание, верх наивысшего конструктивного элемента которого находится на отметке более 100 м.

В рассматриваемом варианте здания (модели) наивысшим элементом является карнизная балка покрытия, верх которой находится на отметке 106,5 м.

Типовой этаж – один из этажей здания, имеющий объёмно-планировочное решение, соответствующее всем остальным этажам.

Рассматриваемый типовой этаж в плане представляет собой (так же как и здание) трех лучевую форму, вписанную в окружность. Каждый луч представляет секцию, выделенную из правильного шестиугольника центральной части здания.

Центральный ствол или ядро жёсткости – основная несущая конструкция здания, находящаяся в его центре и представляющее собой стены значительной толщины, образующие замкнутую фигуру в плане по всей высоте здания.

Контурная балка – горизонтальный элемент, соединяющий колонны, расположенные по контуру здания.

Лестнично-лифтовой узел – несущая конструкция, имеющая постоянное расположение в плане на всех этажах и предназначенная для опирания лестничных маршей и лифтового оборудования.

Слабый грунт – грунт, со степенью влажности $S_r > 0,8$, показателем консистенции $I_L > 0,5$, модулем деформации $E < 5$ МПа (в диапазоне давлений до 0,3 МПа) и расчетным сопротивлением $R_0 < 0,15$ МПа [5] (например морские аллювиальные отложения).

Для построения модели исследования используется геологический разрез типичный для территории г. Санкт-Петербург, где преимущественно залегают глинистые грунты.

1.2. Проводимые исследования слабых грунтов

В 1999 г. в работе [26] исследовался процесс уплотнения слабых оснований, в котором были рассмотрены результаты расчетов напряженно-деформированного состояния неоднородных грунтовых оснований с характерными для Северо-западного региона России схемами их геологического строения. При этом были учтены нелинейность компрессионной зависимости и фильтрационная консолидация грунтов. Также дана оценка степени влияния структурно-текстурных особенностей слоистых водонасыщенных оснований на развитие процесса их уплотнения во времени.

Аналогичная задача решалась в 1997 г. в работе [27]. В ней рассматриваются методы предварительного упрочнения оснований, результате чего верхние слои становятся более плотными с большим модулем деформации. В общем виде закон изменения модуля деформации с глубиной z принят в виде $E = E_0 = E_n e^{nz}$, где E_0 , E_n , n - параметры, характеризующие свойства основания после упрочнения. Установлено, что осадки фундаментов вследствие предварительного уплотнения грунта будут меньше осадок на этих же грунтах без уплотнения. Предложены формулы для вычисления величин осадок, которые позволяют методом послойного суммирования найти осадки с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства.

Вопрос усовершенствования методики расчёта осадок свайных фундаментов на слабых грунтах был рассмотрен в 1993 г. в работе [31], результаты которой обосновываются на результатах натурных наблюдений.

1.3. Проводимые исследования в области фундаментостроения

В 1998 г. в работе [28] рассматривался вопрос о прогибе фундаментных балок на неоднородном основании. Суть заключалась в следующем. Для предотвращения пучения под балкой устраивается подсыпка несвязным грунтом, что вовлекает в работу под нагрузкой грунтовое основание, которое бывает неоднородным и представляет собой толщу слабых грунтов, перекрытых песчаной подсыпкой переменной толщины. Установлено, какую роль в величине прогиба нагруженной балки играют неоднородное грунтовое основание и характер закрепления балки на торцах. Исследование проводилось методом Ритца, также в работе представлены расчёты.

В работе [29] (1996-98 г.) был предложен способ возведения сваи или стойки (СИС), который включает образование в грунте полости с уплотненными стенками в 2 этапа. На 1-ом этапе по оси возводимой СИС забуривается без выноса грунта на поверхность шнековый буровой инструмент до глубины, соответствующей проектной глубине заложения СИС. Затем осуществляют извлечение шнекового бурового инструмента посредством вращения в обратном направлении с одновременным приложением направленного вниз осевого усилия, величину которого принимают соответствующей задаваемому значению плотности грунта в стенках скважины, с образованием по оси возводимой СИС уплотненной грунтовой зоны. На 2-ом этапе после извлечения шнекового бурового инструмента по оси образованной уплотненной грунтовой зоны выполня-

ется скважина диаметром, не превышающим диаметра СИС. Способ разработан для устройства СИС в слабых и неустойчивых грунтах.

В 1998 г. в работе [30] при проектировании сооружений на сейсмических площадках, сложенных слабыми водонасыщенными, в том числе пучинистыми грунтами, предлагается предусматривать надежный водоотвод подземных, атмосферных и промышленных вод. Для снижения неравномерного увлажнения глинистых грунтов вокруг фундаментов при строительстве рекомендуется производить земляные работы с минимальным объемом нарушения грунтов естественного залегания. Рекомендуется отдавать предпочтение столбчатым и свайным фундаментам и заанкеривать их в слое грунта ниже сезонного промерзания, а также применять полную или частичную замену пучинистого грунта не пучинистым.

Фундаментные плиты из мёрзлого грунта были рассмотрены в 1993 г. в работе [32] для вечномёрзлых оснований с ослабленными зонами.

Пластинчатые фундаменты были рассмотрены в 1993 г. в работе [34], где представлен его численный расчёт и совершенствование конструкции при взаимодействии с деформируемым основанием.

Совершенствование методов устройства оснований и фундаментов на насыпных грунтах проводилось в работе [33] в 1991 г.

Вопрос об отказах оснований и фундаментов рассматривался в работе [35] в 1993 г.

Обзорная научная работа [1] (1984 г.) даёт достаточно обширное представление конструкций высотных зданий за рубежом.

В 1998 г. в работе [2] определены методы возведения фундаментов многоэтажных зданий на слабых грунтах.

Московским НИИОСП им. Н. М. Герсеванова в 1993 г была разработана разрядно-импульсная технология изготовления свай (РИТ) [3], испытания которых показали высокую эффективность их применения.

1.4. Строительство на слабых глинистых грунтах в г. Санкт-Петербург

Слабые глинистые грунты на территории г. Санкт-Петербург являются донными осадками древнего Балтийского моря, которые многометровой толщиной залегают под слоем поверхностных песков. Наличие этих слабых грунтов усложняет все строительные процессы в городе. Встречаются грунты, способные при незначительном воздействии переходить из твердого состояния в состояние с существенно пониженной консистенцией. Из данных исторической справки известно, что исторические архитектурные формы VIII-XIX вв., возводились с учётом установленного властями правила: высота зданий не должна была превышать карниза Зимнего дворца.

Современное строительство в Санкт-Петербурге давно преодолело этот барьер, что подаёт надежды и на дальнейший рост зданий. *Базовыми принципами* строительства в Санкт-Петербурге стали:

- определение возможного типа фундаментов строящегося здания, которые обладали бы необходимой надёжностью;
- выбор технологии работ нулевого цикла, не оказывающей негативного воздействия на грунты основания.

Они особенно важны при строительстве зданий повышенной ответственности, к числу которых, безусловно, относятся высотные здания.

Также эти принципы выделяют самый ответственный этап строительства – возведение фундамента, что, в свою очередь, подразумевает выделить разработку его конструкции как предмет исследования.

Как показывает опыт, данные которого представлены в [36] при строительстве на территории Санкт-Петербурга, следует брать в расчёт следующие особенности грунтового основания:

- рыхлость отложений;
- переменная мощность отдельных слоев по их распространению, и, следовательно, неоднородность состава;
- малая мощность;
- малая плотность (исключая морену).

Как уже указывалось выше, для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга характерно широкое развитие слабых водо-насыщенных грунтов, торфов, грунтов с растительными остатками, и др.

Нарушение структуры слабых грунтов происходит от изменения статической схемы работы массива грунта (дополнительного нагружения массива при строительстве новых зданий и сооружений, разгрузки массива грунта при устройстве котлованов), динамического воздействия от движущейся техники и от работы строительного оборудования, технологических воздействий при устройстве свайных фундаментов, выполняемых из железобетонных забивных или набивных свай.

Исследования показывают, что несущая способность и осадка сваи зависят от характеристик грунта, в котором расположен нижний конец сваи, состояния этого подстилающего грунта и способа погружения забивной сваи или устройства набивной сваи.

Для получения достоверных результатов расчета необходимо иметь наиболее подробные геологические данные в пределах площади застройки сооружения. Материалы должны содержать исчерпывающие характеристики физико-механических свойств грунтов каждого слоя. Количество скважин и глубина бурения их должна задаваться с учетом сложности геологического строения основания. Помимо рекомендаций СНиП, необходимо учитывать рекомендации по строительству на слабых грунтах для конкретных условий строительства, полученные в результате опыта и не регламентированные в нормах.

Необходимость выполнения последнего условия возникает из-за свойств слабых глинистых грунтов, которые не могли быть учтены при получении нормативных данных.

Проектирование и возведение фундаментов зданий в слабых глинистых грунтах на территории г. Санкт-Петербург, обладающих специфическими особенностями, требует дополнительных к действующим строительным нормам и правилам указаний.

Применение новой строительной техники, технологий и строительных материалов следует производить только после экспериментальной проверки, поскольку необходимо учитывать свойства грунтов Санкт-Петербурга.

В настоящее время на базе действующих СНиПов и государственных стандартов разработаны основные положения новой системы нормативных документов в строительстве – СНиП 10-01-94. Разработанные в соответствии с этим СНиПом нормативные документы содержат рекомендации по проектиро-

ванию.

С указанных выше позиций, по-видимому, можно рассмотреть вопросы устройства фундаментов из забивных и набивных свай, пути их выполнения и совершенствования на основании опытных данных, представленных в [37].

При проектировании и устройстве *свайного фундамента* для получения высоких технических и экономических показателей следует стремиться обеспечить примерное равенство несущей способности сваи по материалу ее ствола и грунту основания, а также выполнить требования экологического характера (снизить уровень шума, загазованности воздуха, загрязнение территории города, в том числе при транспортировке использованного глинистого раствора и разрабатываемого грунта с площади застройки).

Забивные сваи. Погружение забивных свай заводского изготовления проводятся с использованием рациональных технологических и конструктивных решений таких как:

- устройство лидерных скважин путем рыхления грунта шнеком без его выемки (этот технологический прием позволяет значительно снизить сопротивление грунта погружению, при этом несущая способность снижается лишь на 10...15%;
- изготовление составных свай проектной длины, что обеспечивает простоту их транспортировки к месту работ (сварной стык сваи, предложенный, разработанный и испытанный ВНИИГ и институтом "Фундаментпроект" обеспечивает равнопрочность сечения ствола сваи на

статические и динамические нагрузки; расход арматурной стали при этом сокращается на 30%);

- использование прибора записи вдавливания, которым оборудованы вдавливающие установки, что позволяет определять несущую способность свай по процессу вдавливания на конечной стадии ее погружения;
- погружение свай вдавливанием, что по сравнению с ударным и вибрационным способами позволяет снизить расход энергии соответственно в 1,5...3,5 раза;
- применение компактных установок УВШ-120 массой 15 тс для статического вдавливания и извлечения металлического шпунта усилием 120 тс, что обеспечивает щадящие режимы по сравнению с динамическими способами погружения и экологическую чистоту при работах в городских условиях – подвалах, цехах и проч.

Для повышения эффективности забивных свай в грунтовых условиях Санкт-Петербурга и наиболее полного использования принципа соответствия несущей способности свай по материалу и грунту основания, целесообразно использовать способы устройства уширений, как в верхней части свай, так и в нижней (так называемые булавовидные сваи).

Набивные сваи. Способ устройства таких свай непосредственно в грунтах, как известно, был предложен в России горным инженером А. Э. Страусом в 1899 г. Несмотря на вековой период существования этого способа, его продолжают развивать и совершенствовать.

В зарубежной практике набивные сваи широко распространены и конкурируют с забивными.

В отечественном строительстве в последнее время также возрастает роль набивных свай, как бесшумного способа производства работ. Роль набивных свай в стесненных условиях работ возрастает и будет возрастать, поскольку их изготовление становится все более и более индустриальным и технически оправданным.

Буроинъекционные сваи. Эти сваи устраиваются путем нагнетания (инъекции) мелкозернистой бетонной смеси или цементно-песчаного раствора в пробуренные скважины. Такие сваи выполняются из мелкозернистого бетона класса по прочности на сжатие В22,5 (марки бетона М300) плотностью более 2200 кг/м^3 . Скважины выполняются легким буровым оборудованием. Несущая способность по грунту основания таких свай составляет более 100 тс.

Применение *вибрационной техники* (ВТ) открывает большие возможности для повышения качества и экономичности набивных свай.

Несущая способность одиночных свай, изготавливаемых по вибрационной технологии, составляет от 300 до 80 кН.

1.5. Основные нормативные документы, необходимые при проектировании

Проектирование зданий должно осуществляться в соответствии с требованиями действующих норм. Необходимый состав разделов проектной рекомендации регламентирован в СНиП 11-1-95 [13].

Основным нормативным документом, которым необходимо руководствоваться при проектировании железобетонных конструкций является СНиП 2.03.01.-84 [9].

Технологические и организационные решения принимаются в соответствии с требованиями СНиП 3.01.01-86 [10].

Приведённые нормы не в полной мере соответствуют современному уровню научного осмысления в области строительства высотных зданий, поскольку применяемые материалы и разрабатываемые конструкции в настоящее время в силу своих особенностей требуют дополнительных рекомендаций по их применению.

1.6. Классификация конструктивных систем высотных зданий

В целях уменьшения собственного веса здания за счёт монтажных конструкций (закладных деталей и др. металлических элементов, используемых при монтаже), а также для повышения пространственной жёсткости конструкции (исключение условных шарниров в местах сопряжения несущих элементов конструкции), высотные здания выполняются преимущественно в монолитном железобетоне.

Наиболее важным аспектом при проектировании и расчёте высотных зданий является обеспечение их пространственной жёсткости.

Как показывает опыт [1], к основным несущим конструкциям, обеспечивающим сопротивляемость зданий горизонтальным нагрузкам, относятся:

- каркас;
- плоские связи в виде стен-диафрагм жёсткости;
- пространственные связи в виде стволов (ядер жёсткости) или наружных решётчатых оболочек (коробок);
- поперечные, продольные или радиальные несущие стены.

Чаще всего эти конструкции применяются в различных сочетаниях между собой.

Соответственно, конструктивные системы высотных зданий могут быть классифицированы следующим образом:

- рамно-каркасная (до 50 этажей);
- каркасная со стенами-диафрагмами жёсткости (до 50 этажей);

- каркасно-ствольная (до 54 этажей);
- оболочковая (коробчатая, до 60 этажей);
- бескаркасная с поперечными или радиальными стенами (поперечно-стенная или радиально-стенная, до 63 этажей);
- ствольная (ствольно - стенная, до 70 этажей);
- оболочково - ствольная (коробчато-ствольная, до 74 этажей);
- ... (до 52 этажей).

Согласно приведённой классификации, наибольшее количество этажей (74) достигается в оболочково - ствольной системе.

В высотных зданиях в монолитном железобетоне классическая рамно-каркасная конструктивная система, при которой все горизонтальные и вертикальные нагрузки воспринимаются многопролётным рамным каркасом с жёстким соединением колонн и балок, в практике не находит применения. Как правило, применяются различные модификации пространственно-связевых систем, классифицированных выше, характеризующиеся более высокой пространственной жёсткостью при одновременном удовлетворении нормативным требованиям планировки помещений.

В каркасной системе с плоскими стенами-диафрагмами жёсткости стены-диафрагмы располагаются либо в пределах торцевых стен и угловых зон, либо на отдельных участках лестнично-лифтовых зон.

В каркасно-ствольной системе плоские стены-диафрагмы объединены в пространственную опору – ствол (ядро), характеризующуюся высокой жёстко-

стью и способную воспринимать практически все горизонтальные нагрузки, действующие на здание.

Ствол располагается преимущественно в центральной части здания и используется для размещения лестнично-лифтовых узлов и инженерных коммуникаций. Колонны каркаса чаще всего размещаются в пределах наружных стен, при этом пространство между стенами ствола и наружными колоннами оставляется свободным от внутренних опор с целью обеспечения условий для свободных планировочных решений.

Роль горизонтальных элементов жёсткости, передающих горизонтальную нагрузку от наружных колонн на стены ствола, выполняют конструкции междуэтажных перекрытий.

В *оболочково - ствольной (или коробчато-ствольной) системе* горизонтальные нагрузки воспринимаются совместно стенами центрального ствола и жёсткой решётчатой оболочкой (коробкой) наружных стен. Оболочка наружных стен включает размещённые с малым шагом колонны и соединяющие их поэтажные обвязочные балки. При этом колонны и обвязочные балки выполняют наряду с несущими и ограждающие функции, являясь соответственно простеночными и подоконными элементами наружной стены, что позволяет в большинстве случаев исключить установку навесных стеновых панелей.

В зависимости от соотношения между жесткостями наружной оболочки и стен центрального ствола, как показывает практика, горизонтальные нагрузки распределяются между ними следующим образом: на наружную оболочку – от

10 до 70 %, на стены ствола – от 90 до 30 % общей нагрузки.

При применении на практике оболочково - ствольной системы удаётся повысить жёсткость здания на 30-50 % по сравнению с каркасно-ствольной системой и соответственно снизить горизонтальные перемещения верха здания.

Оболочковая (коробчатая) система отличается от оболочково- ствольной тем, что все горизонтальные нагрузки, действующие на здание, воспринимаются жёсткой решётчатой оболочкой наружных стен. Внутренние опоры, в частности колонны ствола, работают только на вертикальные нагрузки, что позволяет несколько облегчить их сечения, при этом сосредоточение основной массы несущих конструкций по внешнему контуру здания существенно повышает его сопротивляемость воздействию горизонтальных нагрузок и создаёт перспективы для применения этой системы в зданиях очень большой этажности.

В *оболочковой системе с раскосой решёткой наружных стен* жёсткость наружной решётчатой оболочки обеспечивается благодаря глухим монолитным панелям высотой на этаж и шириной, равной шагу колонн, размещённым по диагоналям наружных стен. Соединяясь в углах, панели образуют в плоскостях наружных стен мощные диагональные связи высотой на 12-15 этажей.

Применение диагональных связей позволяет существенно повысить сопротивляемость оболочки наружных стен горизонтальным воздействиям при относительно высокой гибкости зданий.

Применение диагональных связей на практике позволило снизить горизонтальные перемещения верха здания до 5 см при нормальных условиях и до 18

см при экстремальных условиях, а так же уменьшить стоимость конструкций здания на 20% по сравнению с традиционными системами.

В многосекционной оболочковой системе горизонтальные нагрузки воспринимаются совместной работой решётчатых оболочек наружных и межсекционных стен.

Безкаркасные системы с несущими поперечными или радиальными стенами воспринимают все горизонтальные и вертикальные нагрузки. Совместность работы несущих стен обеспечивается как правило, конструкциями перекрытий.

Ствольная система, в которой все горизонтальные и вертикальные нагрузки воспринимаются одним или несколькими монолитными железобетонными стволами, включает две основные разновидности:

- с консольными этажами, где перекрытия жёстко защемляются в стенах ствола;
- с подвешенными этажами, где перекрытия свободно опираются на ствол и, кроме того, удерживаются контурными подвесками, закреплёнными в оголовке ствола.

Нижние этажи в таких зданиях обычно оставляются открытыми для проезда автомобилей и движения пешеходов. Здания такой системы характеризуются *меньшей площадью основания и соответственно уменьшенными объемами работ по возведению фундамента, пониженной чувствительностью к неравномерным осадкам фундаментов* и другими преимуществами.

В этажерочной (супер каркасной) системе пространственная жёсткость

здания обеспечивается так называемым супер каркасом, представляющим собой два или несколько стволов (или коробчатых пилонов), соединённых между собой мощными ростверками в нескольких уровнях по высоте здания. На ростверке (как на полке этажерки) опираются многоэтажные объёмы, которые могут иметь различные планировочные и конструктивные решения. По проведённым исследованиям описанным в [1], этажерочная система является наиболее перспективной для зданий очень большой этажностью (сверхвысотных).

Эффективность той или иной конструктивной системы в значительной степени зависят от выбора оптимальной формы здания и, в частности, от формы здания в плане. В ходе проводившихся исследований, описанных в [1], выявлено существенное преимущество круглой формы в плане, а также формы квадрата с западающими углами по сравнению с другими рассмотренными формами. Во всех случаях при выборе аэродинамической формы здания в плане учитывается влияние окружающей застройки, действующей розы ветров и других факторов. Исследования описанные в [1] показали, что при действии сильных ветров, характерных для Санкт-Петербурга, наиболее благоприятной формой здания в плане является вытянутый прямоугольник. Принятая форма позволила на 25% снизить ветровые нагрузки, действующие на здание, по сравнению с практически всеми другими применявшимися формами. С целью повышения общей устойчивости зданий при воздействии ветровых нагрузок по видимому, целесообразно проектировать здания, расширяющиеся книзу, с наклонными или криволинейными по высоте наружными стенами.

1.7. Применяемые материалы в конструкциях высотных зданий

Современные технологии приготовления бетонных смесей, методы подбора состава бетона, применение высокопрочных цементов, высококачественных заполнителей, использование супер пластифицирующих добавок позволяют существенно повысить среднюю прочность бетонов, применяемых в строительстве, в том числе при возведении высотных зданий.

В конструкциях высотных зданий как правило применяется *высокопрочный бетон* прочностью порядка (50÷100) МПа.

Некоторые характеристики высокопрочных бетонов, применяемых в высотных зданиях, приведены в табл. 2.1.

Т а б л и ц а 1.1.

Прочность бетона при сжатии, Мпа	В/Ц	Осадка конуса, мм	Расход составляющих на, кг на 1 м ³ бетона			
			Цемент	Заполнитель		Добавки
				Крупный	Мелкий	
49	–	–	445	–	–	–
56	0,33	–	445	919 ^{*)}	711	90 (зола-унос), 0,7 (суперпластификатор)
56	0,34	76	500	–	–	90 (зола-унос)
56	–	203	500	–	–	90 (зола-унос), 0,7 (суперпластификатор)
60	0,33	203	500	919	688	90 (зола-унос), 0,7 (суперпластификатор)

^{*)} Крупность заполнителя до 9,5 мм.

Испытания показали, что с учётом продолжительного периода строительства высотных зданий и значительного прироста прочности бетона в возрасте, превышающем 28 сут, в качестве критерия показателя прочности следует принимать возраст бетона 56 или 90 сут. Это даёт возможность существенно повы-

силь учитываемые при расчете прочностные характеристики бетона без изменения его состава (по сравнению с расчётным возрастом 28 сут).

На практике, при изготовлении высокопрочных бетонов, применяются высокопластичные бетонные смеси с осадкой конуса до 30 см при сравнительно низком В/Ц, равном 0,33-0,35. Это удаётся благодаря использованию суперпластификаторов и активных минеральных добавок, в основном золы-унос. Используются высококачественные промытые и хорошо фракционированные заполнители.

Высокопрочный бетон, как правило, применяется обычно для наиболее ответственных и тяжело нагруженных конструкций, чаще всего для колонн нижних этажей. В соответствии с уменьшением расчётных нагрузок по высоте здания уменьшаются также прочностные характеристики применяемых для конструкций бетонов.

По результатам испытаний в возрасте 56 сут. минимальная прочность бетона для колонн нижних этажей составляла 60 МПа, а максимальная 78 МПа; это свидетельствует о достаточной целесообразности принятия контрольного возраста 56 сут для установления марочной прочности бетона, применяемого в конструкциях высотных зданий.

На практике при выборе различных марок бетона по прочности для конструкций разного назначения, принимается условие, чтобы прочность бетона конструкций в пределах одного этажа различалась не более чем на 40%.

Лёгкий бетон на пористых заполнителях, особенно высокопрочный лёгкий бетон прочностью 40-50 МПа часто применяется в междуэтажных перекрыти-

ях, и иногда в вертикальных несущих конструкциях.

Для *армирования* монолитных конструкций высотных зданий, часто применяется стержневая арматура повышенной прочности с пределом текучести 420-460 МПа, для преднапряжённых конструкций перекрытий – проволочная арматура с временным сопротивлением до 1800-2000 МПа.

1.8. Классификация фундаментов высотных зданий

В высотных зданиях, выполненных в монолитном железобетоне, как правило применяются следующие фундаменты:

- стальные забивные сваи;
- железобетонные сваи-оболочки;
- железобетонные набивные сваи;
- комбинированные фундаменты различных типов;
- монолитные железобетонные плиты, плоские или ребристые.

Как указано в [1], наибольшее распространение получили *монолитные железобетонные фундаментные плиты*, укладываемые на плотное песчаное или скальное основание.

При наличии подземных этажей здания, глубина заложения фундаментных плит может достигать 12-15 м. Толщина фундаментных плит обычно составляет от 2 до 4 м. В пределах плана здания, иногда, плита принимается переменной толщины, уменьшающейся от 3-4 м под стенами ствола до 2-2,5 м под наружными стенами.

В плане форма фундаментной плиты обычно повторяет форму здания.

Вертикальная нагрузка, воспринимаемая фундаментом от верхнего строения порядка (500÷1000) МН.

Армируются фундаментные плиты как правило в двух направлениях стержневой или высокопрочной проволочной арматурой, которая располагается в нескольких уровнях по толщине плиты. Часто применяется предварительное

напряжение фундаментных плит. Предварительное напряжение плиты осуществляется поэтапно, по мере увеличения нагрузок на фундаментную плиту от веса верхнего строения.

При сложных грунтовых условиях района строительства и необходимости восприятия высоких сосредоточенных нагрузок наряду с буровыми опорами применяются *сваи-оболочки*, обладающие высокой пространственной жёсткостью.

При выемке грунта котлованов под фундаментные плиты и конструкции подземных ярусов зданий часто применяются подпорные стены, сооружаемые методом «стена в грунте», в том числе заанкеренные в грунт с помощью наклонных анкерных стяжек. После завершения строительства эти подпорные стены обычно выполняют функции несущих контурных стен подземных ярусов высотного здания.

1.9. Выводы по главе, постановка задачи исследования

Очевидно, что при повышении стоимости территории, соответственно повысится и стоимость зданий, возводимых на этой территории.

Высотное здание характеризуется малой занимаемой площадью, по отношению к его высоте. В результате этого значительно повышается использование занимаемой зданием площади.

Основная проблема состоит в повышенной нагрузке передающейся на грунт от здания, которая включает:

- вертикальную составляющую (собственный вес);
- момент от горизонтальной нагрузки (ветровой).

При невысокой несущей способности грунта, необходимо особое внимание уделять схеме взаимодействия здания с основанием.

На основании этого можно определить следующие задачи для решения данной проблемы:

- разработка методики конструирования верхнего строения высотного здания с учётом внешних условий (построение модели);
- разработка методики проектирования фундамента.

2. Разработка модели высотного здания

2.1. Объёмно-планировочное и конструктивное решение

На основании существующих объёмно-планировочных решений высотных зданий жилищного назначения, представленных в [1], можно с учётом требований действующих норм и правил определить объёмно планировочное решение.

Планировка и конструирование высотных зданий решаются на основании функционального назначения здания и принимаемой конструктивной системы.

Планировочное решение зависит от требований противопожарной безопасности, которые устанавливают правила проектирования путей эвакуации:

- естественная освещённость;
- не задымляемость;
- огнеупорность лестничной клетки;
- ...

В целях снижения площади, воспринимающей горизонтальные ветровые нагрузки, для разрабатываемой модели высотного здания наиболее эффективно принять круглую форму в плане. Для повышения устойчивости можно выделить три секции, тем самым определить трех лучевую форму в плане (рис. 2.1). Эта форма позволит повысить эффективность ствольной системы, которая, как указывалось в п. 1.6 наиболее применима к условиям района строительства.

Планировка помещений должна обеспечивать удобство их эксплуатации и соответствовать нормативным требованиям.

Высотное здание может иметь различные функциональные назначения:

- жилые;
- гостиницы;
- общественные;
- административные;
- ...

Несколько функциональных назначений, как показывает практика, можно использовать в пределах одного высотного здания. Для построения модели можно рассмотреть пример схематичной планировки одного этажа жилого сектора здания, имеющего ствольную конструктивную систему.

Такое *конструктивное решение* верхнего строения, как уже было отмечено ранее в п. 1.6, характеризуется пониженной чувствительностью к неравномерным осадкам. Для модели предлагается выделить типовые элементы здания, представляющие конструкцию каркаса, внутренние и внешние стены. При этом отбрасываются элементы отделки, инженерного оборудования и т. п.

Предлагается расчётная модель здания, представляющая собой вертикальный стержень длиной, равной высоте здания, жёстко закреплённый к низу.

Вертикальная нагрузка при этом представляет собой массу стержня, горизонтальная распределена по боковой площади восприятия ветровой нагрузки.

Данный метод применяется при расчёте высотных сооружений (дымовых труб, градирнь, башен и т. п.), непосредственно расчёт и его результаты представлены в приложении «Б».

Планировочная схема представляет собой вариант расположения помеще-

ний при трёх лучевой, вписанной в окружность форме здания в плане. Лучи представляют собой три выделенные из окружности секции, в каждой из которых располагаются по две жилые комнаты. В центре располагается ствол, который также носит название *ядра жёсткости*. Вокруг него расположены кухонные и санитарные помещения. Такое их расположение облегчает подводку к ним инженерных коммуникаций, поскольку сами коммуникационные системы (стояки горячей и холодной воды, отопления, подача электроэнергии, вентиляционные шахты и др.) располагаются в стволе здания. Также в стволе – ядре жёсткости располагаются лифтовые шахты и лестничная клетка, которая предусматривает выход с лестницы на покрытие.

В подвальные помещения доступ производится снаружи. Расположение в плане санитарных узлов на остальных этажах не изменяется.

Также не меняется в плане расположение несущих элементов.

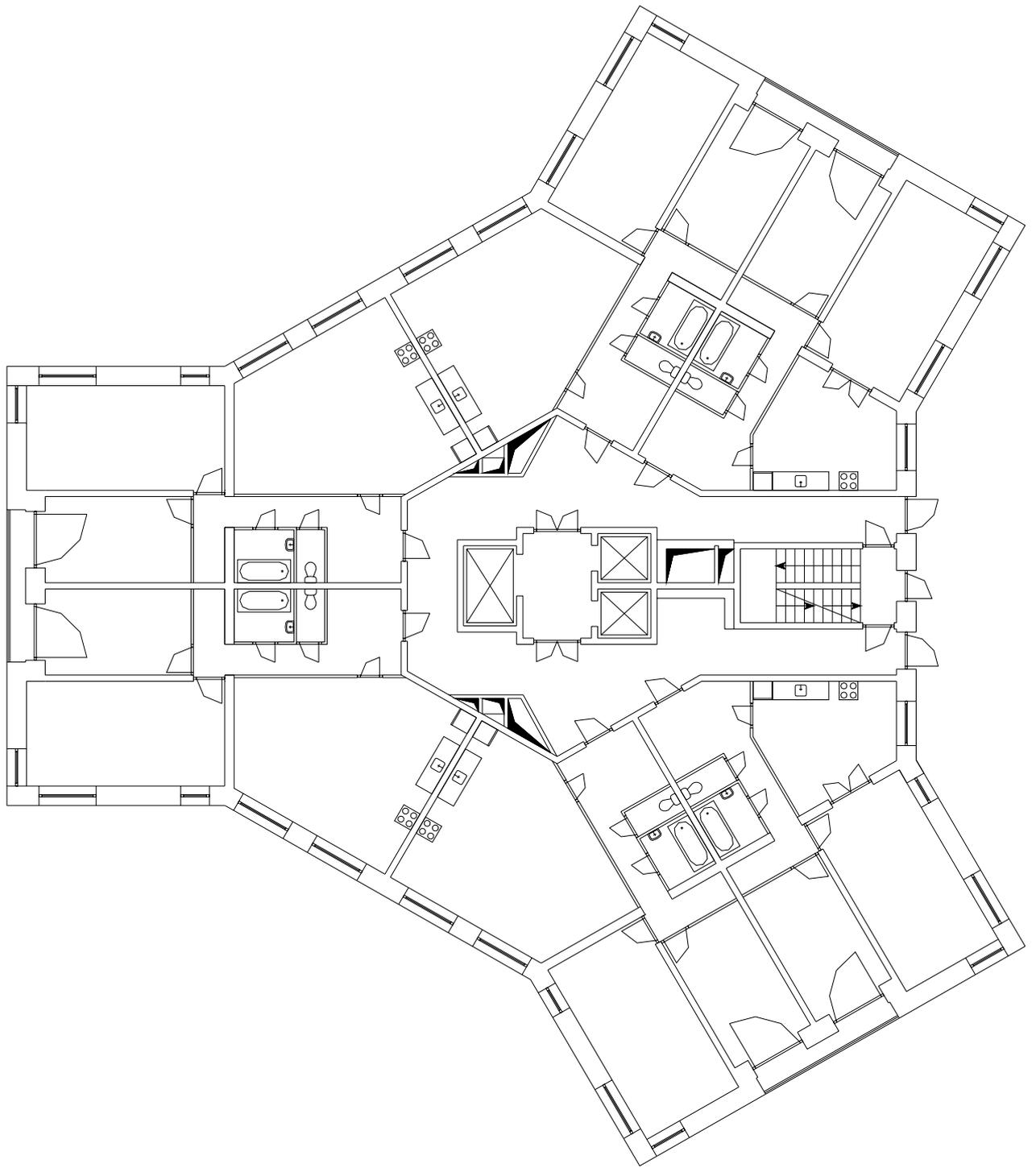


Рис. 2.1. Схема варианта планировки

В стенах ядра жёсткости имеются проёмы для выхода на лестницу и к лифтам в пределах каждого этажа.

Для восприятия нагрузки от перекрытий, помимо ядра жёсткости, используются колонны, располагаемые по периметру здания. Ширина колонн, как правило составляет 60÷100 см, а поперечное сечение, изменяется по высоте (аналогично ядру жёсткости).

Между собой колонны соединяются контурными поэтажными балками, длиной, равной шагу колонн (1,5÷4 м). Высота контурных балок составляет 40÷120 см, ширина порядка 30 см.

Совместная работа ствола и наружного ряда колонн может осуществляться посредством соединяющих их перекрытий, либо несущих стен – диафрагм жёсткости.

2.3. Ограждения

Ограждающие конструкции, выполняющие функции наружных стен высотных зданий, в зависимости от конструктивной системы здания, как показывает практика, выполняются следующих типов:

- навесные (по наружным колоннам каркаса, поперечным стенам или плитам перекрытий);
- несущие решётчатые (колонны и контурные балки одновременно выполняют ограждающие функции простенков и подоконных элементов).

В целях уменьшения собственного веса здания, в наружных стенах целесообразно применять лёгкое стеновое заполнение между несущими элементами, представляющее собой утеплитель. Как вариант, конструкция стенового заполнения представлена на рис. 2.3.

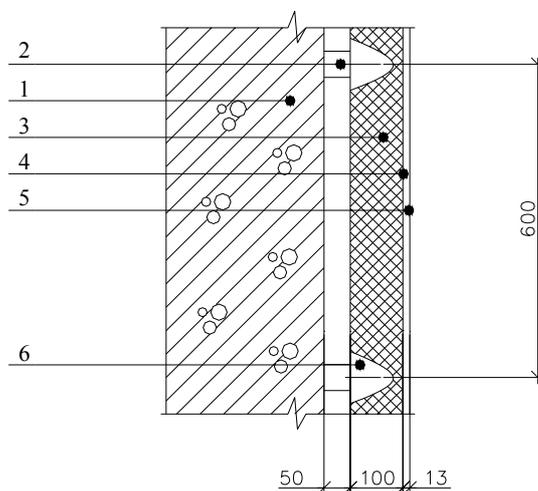


Рис. 2.3. Конструкция стенового заполнения:

- 1 – Лёгкая стеновая панель (например из стеклофибробетона);
- 2 – Брусок деревянный 50x50;
- 3 – Плиты из базальтового волокна $\gamma=100 \text{ кг/м}^3$;
- 4 – Пароизоляция;
- 5 – Облицовка – гипсокартонная плита;
- 6 – Каркас – брусья деревянные 50x100.

2.4. Перекрытия и покрытие

В рассматриваемом примере высотного здания в целях уменьшения толщины перекрытий и, как следствие, уменьшения собственного веса конструкции при сохранении воспринимаемости расчётной нагрузки на перекрытие, целесообразно применять *железобетонные балочные плиты*.

Расчётная распределённая нагрузка на перекрытие воспринимается *балочной плитой*. *Второстепенные балки* воспринимают распределённую нагрузку от опирающейся на них балочной плиты. *Главные балки* воспринимают сосредоточенные нагрузки от опирающихся на них второстепенных балок. Главные балки в свою очередь опираются на несущие элементы здания.

Плиты перекрытия в случае жёсткого защемления в стенах ствола могут выполняться в монолитном железобетоне, в случае свободного опирания на несущие элементы в сборном железобетоне.

Последняя плита перекрытия здания воспринимает расчётные нагрузки для покрытия. Сверху плиты устраивается конструкция покрытия здания, вариант которой представлен на рис. 2.4.

Сверху на плитах перекрытия устраивается стяжка под полы, снизу предусматриваются закладные для устройства подвесного потолка.

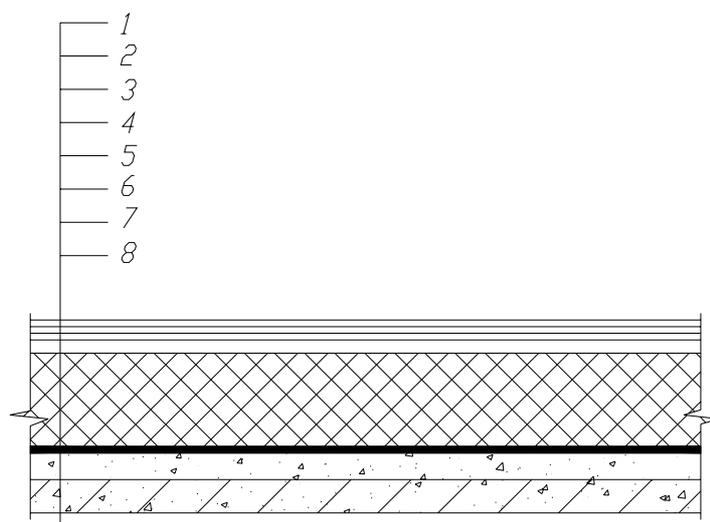


Рис. 2.4.

- 1 – Изопласт К-45 (с крупнозернистой подсыпкой);
- 2 – Изопласт П-30 - 2 слоя;
- 3 – Грунтовка из керосина и битума в соотношении 1:3;
- 4 – Цементно-песчаная стяжка $\delta=20$ мм;
- 5 – Жесткие минераловатные плиты $\gamma=300$ кг/м³, $\delta=140$ мм;
- 6 – Пароизоляция – рубероид 1 слой;
- 7 – Легкий бетон $\gamma=1000$ кг/м³ по уклону, $\delta=20\div 40$ мм;
- 8 – Сборные ж/б плиты покрытия, $\delta=50$ мм.

2.5. Выводы по главе

В результате построения модели, можно сделать следующие выводы:

- показано, что разработку объёмно-планировочного решения высотного здания можно производить в соответствии с рекомендациями для многоэтажных зданий соответствующего назначения;
- предложено конструктивное решение верхнего строения для слабых грунтов основания, представляющее ствольную систему высотного здания, применение которой согласно научному результату, полученному в [1] обеспечивает наименьшую чувствительность к неравномерным осадкам.

Для решения поставленной научной и практической задачи по разработке конструкции фундамента, передающего большую нагрузку на слабое основание, на основании обзора, представленного в п. 1.6, предложена модель высотного здания, представляющая собой каркас ствольной конструктивной системы и трех лучевая форма здания в плане из следующих соображений:

- повышение устойчивости (снижение чувствительности к нагрузкам и воздействиям);
- уменьшение собственного веса;
- снижение чувствительности к неравномерным осадкам.

Модель здания условно представляет собой конструкцию, состоящую из объёмных модулей (типовых этажей), которые можно включать и исключать из конструкции модели, тем самым, изменяя высоту модели и её собственный вес.

Объёмный модуль типового этажа представлен на рис. 2.5.

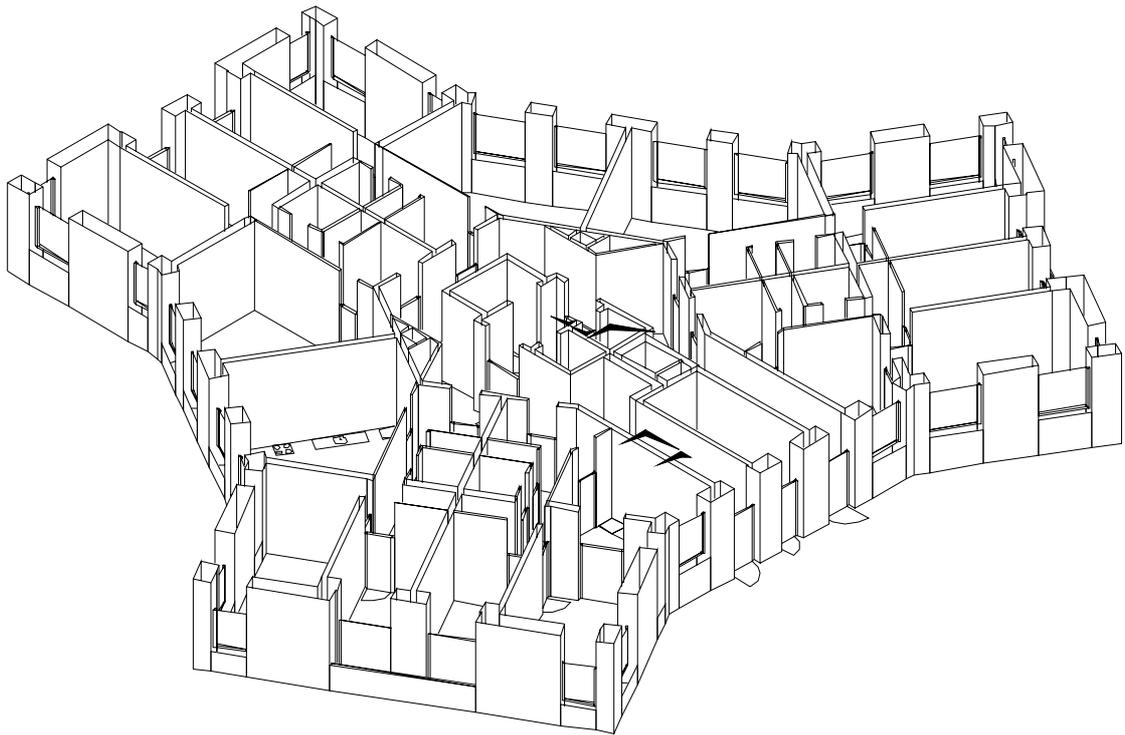


Рис. 2.5.

3. Фундамент высотного здания

3.1. Оценка климатических условий

Основные характеристики климата Санкт-Петербурга, как района строительства, можно определить согласно нормам СНиП 2.01.07-85 [4].

Санкт-Петербург относится к III *снеговому району*. Как правило снег за последние годы выпадает в конце ноября и сходит к концу марта.

Скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью земли (при двухминутном интервале осреднения), превышаемая в среднем один раз в 5 лет, для 4-го ветрового района, к которому относится Санкт-Петербург, составляет 22,5 м/с.

Средняя январская *температура* воздуха на территории Санкт-Петербурга составляет -10°C , а средние июльские 15°C . Отклонение средней температуры наиболее холодных суток от средней январской температуры воздуха на 15°C .

Непосредственная близость с водными пространствами является причиной высокой относительной влажности и порывов ветра.

3.2. Оценка геологических условий

Характеристики грунта на территории Санкт-Петербурга определяет основная характеристика, требующая тщательного рассмотрения, - *слабый глинистый грунт*.

На основании исследований, проведённых в работе [5], результаты которых опубликованы в 2000 г под названием «Слабые грунты на территории Санкт-Петербурга», можно считать что, территория Санкт-Петербурга включает три типа грунтов.

- *Неустойчивые* (эксплуатационно-неустойчивые) грунты (техногенные, рыхлые, обломочные, просадочные, набухающие, пучинистые, засоленные, аллювиальные, суффозионно-опасные, кастующиеся) с расчётным сопротивлением R_0 , имеющим значения в широком диапазоне;
- *Слабые* грунты (глинистые, мягкопластичные, текучепластичные и текучие супеси, суглинки и глины), $R_0=0,05-0,15$ МПа;
- *Прочные* грунты (скальные с временным сопротивлением сжатию $R_{сж}>5$ МПа, полускальные с $R_{сж}=1-5$ МПа, дисперсные с $R_0=0,15-1,0$ МПа [обломочные плотные и средней плотности; глинистые тугопластичные, полутвердые и твердые]).

На протяжении 20-30 тысячелетий до настоящего момента происходили сложные движения грунтовых масс, путём схода ледников Балтийского моря, Ладожского, Онежского и др. крупных озёр. Распределение слабых грунтов к

настоящему времени может проиллюстрировать инженерно-геологическая карта, представленная на рис. 3.1.

Грунтовый состав территории г. Санкт-Петербург и его окрестностей отличается крайней неоднородностью.

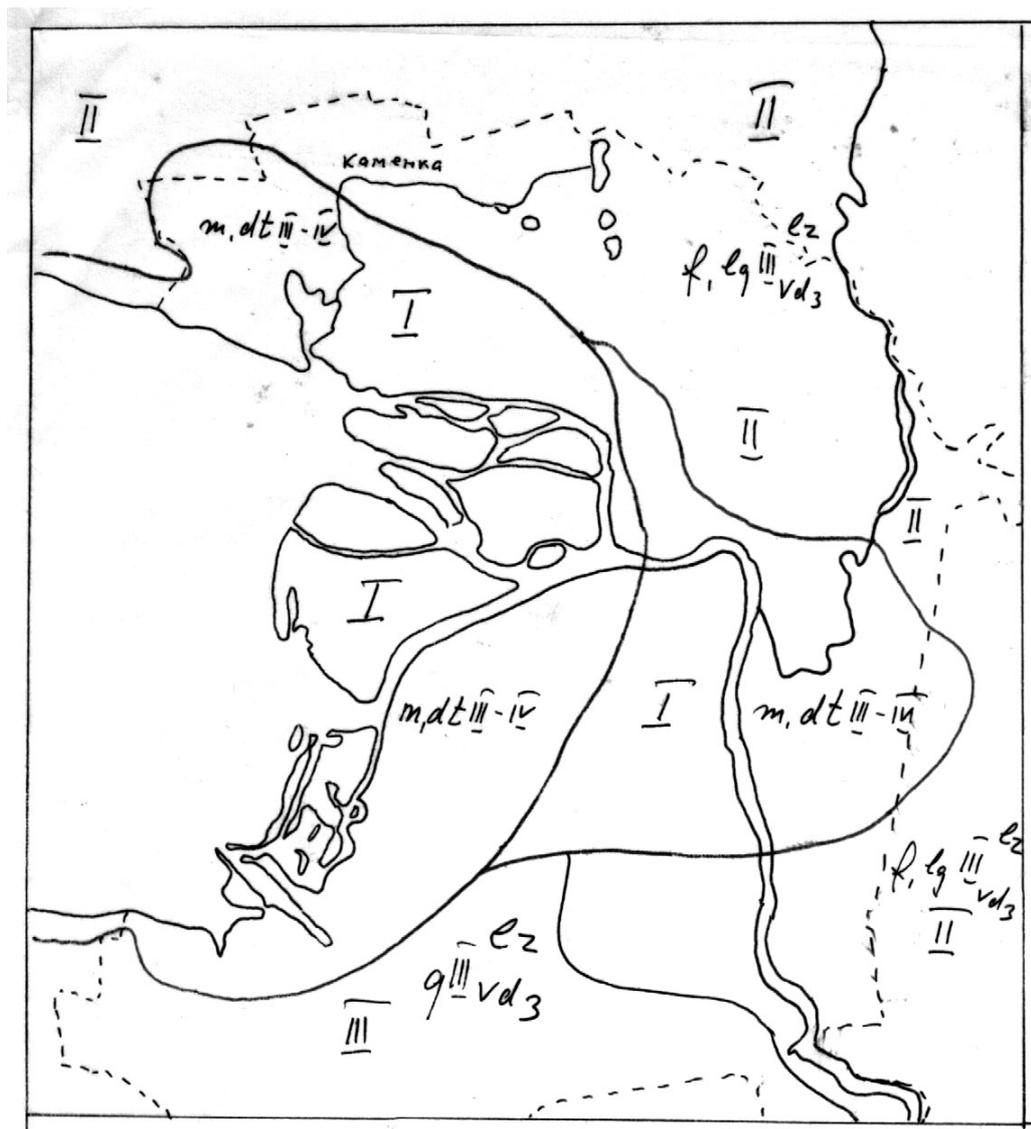


Рис. 3.1. Инженерно-геологическая карта Санкт-Петербурга:
s – сбросы и флексуры, ограничивающие Усть-Невский грабен;
 --- – границы города;
 I – область распространения слабых грунтов;
 II – область распространения флювиогляциальных отложений, зандров, камов и озозв;
 III – область распространения лужской морены.

Наиболее приближённо, обобщённый типовой грунтовый состав территории Санкт-Петербурга можно сформулировать следующим образом. Мощность отложений слоёв, входящих в состав слабого грунта достигает 25 м. Верхние слои представляют собой пылеватые пески, нижние – супеси и суглинки. Повсеместно встречаются прослойки и целые слои песков более крупных, вплоть до гравелистых. Отложения содержат прослойки торфа, которых по вертикали бывает не более двух слоёв. Растительные остатки встречаются по всему их разрезу. Глинистые разновидности их можно с полным правом отнести к слабым грунтам. В нижней части геологического разреза находятся верхнепротерозойские глины, мощность слоя которых составляет более 100 м.

На основании исследования свойств слабых глинистых грунтов, которое проводилось при строительстве комплекса сооружений защиты Санкт-Петербурга от наводнений, можно установить грунтовый состав для проектирования фундамента, поскольку инженерно-геологические условия, в которых строились эти сооружения, во многом сходны со строением грунтов в центральной части Петербурга. Эти исследования проводились совместно Санкт-Петербургским государственным архитектурно-строительным и техническим университетами при содействии института Ленгидропроект. Принятые для расчётов данные представлены в табл. 3.1.

Т а б л и ц а 3.1.

№ слоя	Наименование грунтов	γ , кН/м ³	φ , град	C , кПа	e	W	I_L	E , МПа
1	Песок пылеватый	17,6	15,0	–	–	–	–	–
2	Суглинки неясно-слоистые	19,2	9,18	15,6	0,90	0,33	1,40	6
3	Суглинки ленточные	18,0	6,12	10,5	1,16	0,42	1,18	4
4	Переотложенные моренные тугопластичные суглинки	21,0	22	10	0,55	0,19	0,33	15
5	Супеси текучие	19,9	20	5	0,73	0,26	1,0	8
6	Суглинки моренные полутвердые	21,9	18	35	0,42	0,14	0,11	18

3.3. Определение нагрузки на фундамент

Модель верхнего строения, описанную в главе 2, можно представить в виде вертикально расположенных друг над другом масс, каждая из которых представляет собой типовой этаж (объёмный модуль). Очевидно, для определения нагрузки от собственного веса верхнего строения достаточно определить собственный вес одного типового этажа. Значения собственного веса элементов конструкции здания в пределах одного этажа представлены в табл. 3.2.

Количество этажей здания с предварительно принятым фундаментом с плоской подошвой, можно определить исходя из условия несущей способности основания, в соответствии с [6]:

$$F \leq \gamma_c \cdot \frac{F_u}{\gamma_n}, \quad (3.1)$$

где

F – расчётная нагрузка на основание.

F_u – сила предельного сопротивления основания;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надёжности по назначению сооружения.

Величину γ_c , целесообразно принимать для второго слоя (п. 3.2, табл. 3.1), который относится к глинистым грунтам в нестабилизированном состоянии (суглинки неясно слоистые), для которых принимается $\gamma_c=0,85$.

Т а б л и ц а 3.2.

Наименование нагрузки (элемент конструкции)	Подсчёт нормативной нагрузки, $h \times b \times l * \gamma_{ж/б} * n$	Значение нормативной нагрузки, F_v	Коэффициент надёжности по нагрузке, γ_f	Расчётная нагрузка, $F^p_v = F_v * \gamma_f$
		тс		
Вес колонн ($n=23$ шт)	$0,6*0,6*3,45*2,4*23$	68,56	1,1	75,42
Вес плиты перекрытия, $S=650 \text{ м}^2$	$h \times S * \gamma_{ж/б} =$ $=0,5*650*2,4$	780	1,1	858
Вес стен ядра жёсткости	$3,45*0,5*40,7*2,4$	168,5	1,1	185,35
Вес стен лестнично-лифтового узла	$3,45*0,2*43,39*2,4$	71,86	1,1	79,04
Вес внутренних стен	п.4.5, табл. 4.1.	41,6	1,1	45,76
Вес наружного стенового заполнения		144,5	1,1	158,95
Вес контурных балок				
$l=2,4 \text{ м}$ ($n=6$ шт)	$1,2*0,3*2,4*2,4*6$	12,42	1,1	13,69
$l=3,0 \text{ м}$ ($n=6$ шт)	$1,2*0,3*3,0*2,4*6$	15,56	1,1	17,11
$l=6,0 \text{ м}$ ($n=6$ шт)	$1,2*0,3*6,0*2,4*6$	31,11	1,1	34,22
$l=5,2 \text{ м}$ ($n=4$ шт)	$1,2*0,3*5,2*2,4*4$	17,98	1,1	19,77
$l=2,2 \text{ м}$ ($n=2$ шт)	$1,2*0,3*2,2*2,4*2$	3,81	1,1	4,19
Суммарный вес всех элементов	$F_3 = \sum F_i$	1355,9	—	1491,5

Высотные здания вероятней всего можно считать зданиями I-го класса по назначению, для которых величина $\gamma_n=1,2$.

Поскольку не установлена высота здания, то на данном этапе исследования интерес представляет только вертикальная составляющая силы предельного сопротивления N_u , которая для нескальных грунтов, в соответствии с [6], определяется по формуле

$$N_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_l), \quad (3.2)$$

где

b' и l' фактически представляют грузовую площадь, которую можно представить как площадь рассматриваемого верхнего строения и обозначить как $S=650 \text{ м}^2$;

N_γ, N_q, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения грунта $\varphi_I=9,18^\circ$ и угла наклона к вертикали $\delta=0$ равнодействующей нагрузки на основание F в уровне подошвы фундамента, $N_\gamma=0,6$; $N_q=2,47$; $N_c=8,34$;

γ_1 и γ_1' – расчётные значения удельного веса грунтов, находящихся в пределах возможно призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента, $\gamma_1=1,92 \text{ т/м}^3$; $\gamma_1'=1,76 \text{ т/м}^3$;

c_l – расчётное значение удельного сцепления грунта, $c_l=1,56 \text{ тс/м}^2$;

d – глубина заложения фундамента, в рассматриваемом варианте наиболее опасный случай – граница слоёв, $d=4 \text{ м}$;

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы фундамента, для приближения формы фундамента к окружности $\xi_\gamma=0,75$; $\xi_q=2,5$; $\xi_c=1,3$.

$$N_u = 650 * (0,6 * 0,75 * 40 * 1,92 + 2,47 * 2,5 * 1,76 * 4 + 8,34 * 1,3 * 1,56) = 61714,59$$

Подставив полученное значение N_u в условие несущей способности основания, можно определить наибольшую нагрузку от собственного веса верхнего строения:

$$F \leq 0,85 \cdot 61714,59 / 1,2 = 43714,51.$$

Сопоставив значения собственного веса типового этажа и предельного сопротивления основания, можно установить этажность здания на фундаменте с плоской подошвой на рассматриваемом основании. Для рассматриваемого варианта здания при наиболее опасных геологических условиях, условие несущей способности будет выполняться при количестве этажей высотой 3,45 м порядка 30. Высота здания при этом будет равна 106,5 м.

На основании выше сказанного, по-видимому, можно вывести формулу для определения предельной этажности здания с одинаковыми типовыми этажами:

$$N_s = \frac{\gamma_c \cdot (F_u - p)}{\gamma_n \cdot F_s}, \quad (3.3)$$

где

F_s – собственный вес одного типового этажа, может определяться по аналогии с табл. 4.1;

p – полезная нагрузка, включающая временные, долговременные и другие нормативные нагрузки, действующие на здание. Вариант определения нагрузок представлен в приложении А.

Предложенная методика расчёта предварительно назначенного варианта фундамента с плоской подошвой для определённой модели здания представлена в приложении Б.

3.4. Вариант свайного фундамента

Для геологических условий г. Санкт-Петербург применение свайного фундамента можно обосновать повышенной устойчивостью и пониженной чувствительностью к неравномерным осадкам, что актуально при значительных горизонтальных нагрузках.

В качестве монолитного железобетонного ростверка принимается плита фундамента с плоской подошвой, соединяющая оголовки свай, для рассматриваемого варианта здания рассчитанная в приложении «Б». Ростверк имеет круглую форму в плане диаметром 42 м, высота ростверка 2,1 м.

Конструкция рассматриваемого варианта здания предусматривает устройство технического этажа в подвальном помещении. В соответствии с этим, глубину заложения ростверка целесообразно установить, исходя из заглубления подошвы ростверка ниже границы слоёв 1 и 2 (табл. 3.1) в более плотный залегающий грунт, т. е. глубина заложения фундамента $d=5$ м.

Свайное поле можно рассмотреть из буроинъекционных свай, с диаметром скважины для них 0,3 м. Глубину погружения сваи целесообразно установить, исходя из условия опирания нижнего конца сваи в более плотную залегающую толщу грунта (слой № 6, табл. 3.1). Исходя из этого, длина сваи $h=20$ м, расчётная длина сваи с учётом условной заделки в ростверк на 0,5 м – 19,5 м.

Согласно [7] одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.4)$$

где N – расчётная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчётных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании);

F_d – расчётная несущая способность грунта основания одиночной сваи;

Коэффициент надёжности γ_k , в данном случае можно принять равным 1,25.

В соответствии с [7] несущая способность F_d буроинъекционных свай с уширением и без уширения, работающих на сжимающую нагрузку, определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (3.5)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи; для случая опирания ее на глини-

стые грунты со степенью влажности $S_r < 0,9$, $\gamma_c = 0,8$;

γ_{cR} – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи; в данном случае можно принять $\gamma_{cR} = 1$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, при $I_L = 0,11$

$$R = 210 \text{ тс/м}^2;$$

A – площадь опирания сваи, $A = \pi * 0,15^2 = 0,071 \text{ м}^2$;

u – периметр поперечного сечения ствола сваи, $u = \pi * 0,3 = 0,942 \text{ м}$;

γ_{cf} – коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, для

буроинъекционных свай работающих в суглинках $\gamma_{cf} = 0,8$;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности

ствола сваи, $f_1=f_2=0,6$ тс/м², $f_3=5,85$ тс/м²;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью

сваи, $h_1=5$ м, $h_2=10$ м, $h_3=4,5$ м;

$F_d=0,8*(1*210*0,071+0,942*(0,8*0,6*5+0,8*0,6*15+0,8*5,85*4,5))=35,03$ тс.

Предварительное количество свай n можно определить по формуле

$$n = \frac{P + G_{p,\min}}{\frac{F_d}{\gamma_k}}; \quad (3.6)$$

где $G_{p,\min}$ – минимальный собственный вес свайного ростверка,

$$G_{p,\min} = AN_{\phi} \gamma_{ж/б} = 1385 * 2,1 * 2,4 = 6980,4 \text{ т.}$$

$$n = \frac{48649,9 + 6980,4}{\frac{35,03}{1,25}} = 1986.$$

Расстановка свай в плане производится с учётом следующих рекомендаций:

- Сваи располагаются преимущественно под несущими элементами здания (колоннами, центральным стволом, лестнично-лифтовым узлом);
- Расстояние между осями свай не должно быть меньше трёх размеров поперечного сечения свай в плане, 0,9 м;
- Расстояние от края ростверка до ближайшего края сваи не должно быть меньше 0,1 м.

Подбор арматуры для армирования монолитного железобетонного ростверка представлен в приложении «В».

3.5. Расчёт фундаментов по деформациям

Поскольку при проектировании фундаменты рассчитываются по второй группе предельных состояний, определим значение деформации основания.

Согласно [7] расчёт свай и свайных фундаментов по деформациям следует производить исходя из условия

$$s \leq s_u, \quad (3.7)$$

где s – совместная деформация свай, свайного фундамента и сооружения (осадка свайного фундамента);

s_u – предельное значение совместной деформации основания свай, свайного фундамента и сооружения.

Расчёт фундамента из висячих свай и его основания по деформациям производится как для условного фундамента на естественном основании в соответствии с [6]. Границы условного фундамента определяются плоскостью, проходящей через нижние концы свай; вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{II,mt}}{4}$; поверхностью планировки грунта.

Осреднённое расчётное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi_{II,mt}$ определяется по формуле

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_0^h \varphi_{II,i} h_i}{\sum h_i}, \quad (3.8)$$

где $\varphi_{II,i}$ – расчётные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоёв грунта толщиной h_i .

$$\varphi_{II,mt} = \frac{9,18 \cdot 5 + 6,12 \cdot 10 + 22 \cdot 4,5}{5 + 10 + 4,5} = 10,57^{\circ}.$$

$$h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = 19,5 \cdot \operatorname{tg} \frac{10,57}{4} = 0,9 \text{ м.}$$

Согласно [6] осадка основания s с использованием расчётной схемы в виде линейно–деформируемого полупространства определяется методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (3.9)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -ом слое грунта;

h_i и E_i – соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;

n – число слоёв, на которое разбита сжимаемая толщина основания.

Дополнительное вертикальное напряжение на глубине z от подошвы фундамента σ_{zp} по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \quad (3.10)$$

где α – коэффициент, зависящий от формы подошвы фундамента и относительной глубины;

$p_0 = p$ – дополнительное вертикальное давление на основании, $p_0 = 40,17 \text{ т/м}^2$;

p – среднее давление под подошвой фундамента, определяемое по формуле

$$p = \frac{P + G_{\phi}}{A_{\phi}} = \frac{55630,3}{1385} = 40,17 \text{ т/м}^2;$$

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $z=H_c=13,12$ м, где выполняется условие

$$\sigma_{zp}=0,2\sigma_{zg}, \quad (3.11)$$

где σ_{zg} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, определяемое

по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma' \cdot d + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (3.12)$$

где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента;

γ_i и h_i – соответственно удельный вес и толщина i -го слоя грунта.

Слои определяются по условию однородности грунта в пределах слоя.

Толщина слоёв не должна превышать $h_i \leq 0,4b = 0,4 \cdot 43,8 = 17,52$ м. Величина $\sigma_{zp,i}$

определяется в середине каждого i -го участка на глубине z .

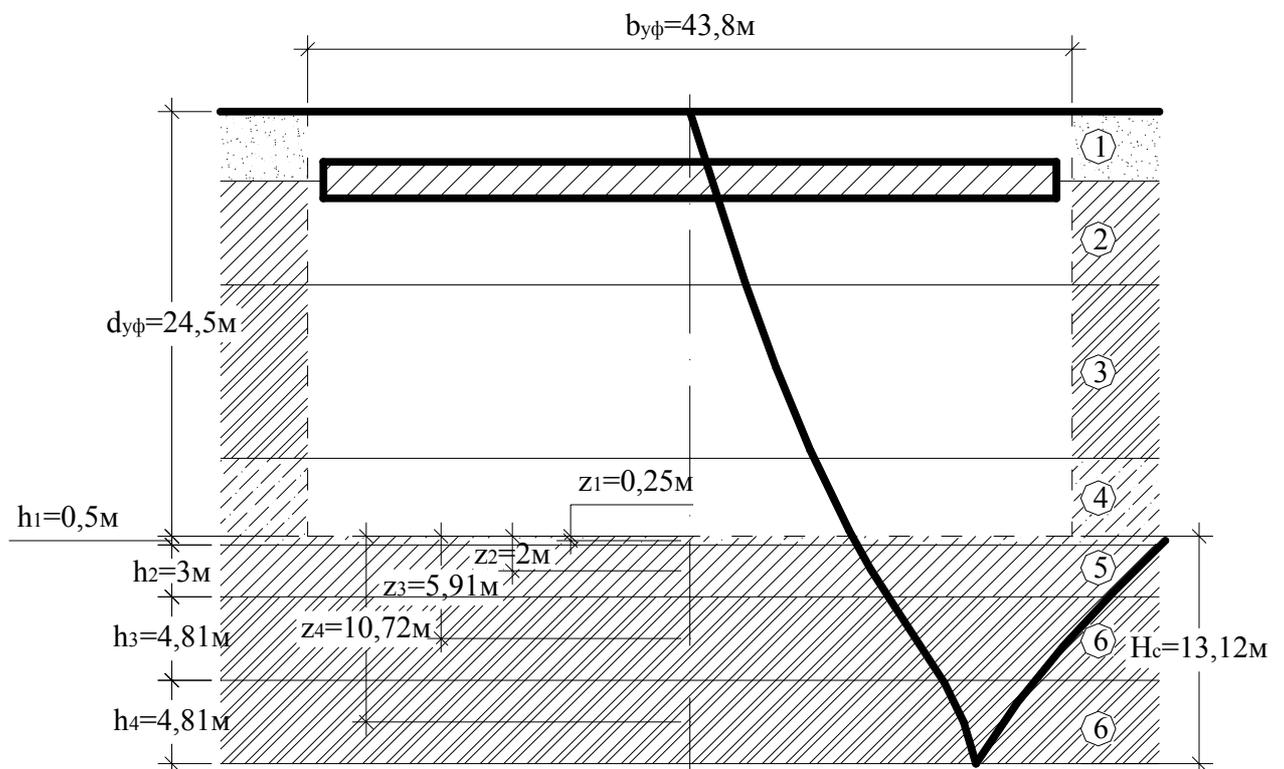


Рис. 3.2.

Расчётные значения представлены в табл. 4.2.

Т а б л и ц а 3.3.

№ I слоя	№ грунта по табл. 2.1.	γ , т/м ³	h_i , м	E_i , тс/м ²	$\sigma_{zp,i}$, тс/м ²	s_i , м
1	4	2,1	0,5	1500	40,15	0,011
2	5	1,99	3	800	39,97	0,02
3	6	2,19	4,8	1800	39,24	0,084
4	6	2,19	4,8	1800	36,89	0,079

Высотное здание можно отнести к жёсткому сооружению, высотой порядка 100 м, средняя предельная осадка для которых $s_u=0,2$ м. Рассматриваемый вариант здания имеет осадку $s=0,194$ м, что в принципе удовлетворяет условию предельных деформаций, но исключает дальнейшее увеличение этажности здания с сохранением размеров в плане.

Очевидно, можно попытаться определить зависимость между вертикальной нагрузкой и площадью подошвы фундамента, при сохранении величины осадки. На основании формулы (3.9) определения осадки s можно вывести формулу для определения минимальной площади фундамента A :

$$A_\phi = \beta \cdot \frac{P + G_\phi}{s_u} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_i \cdot h_i}{E_i}. \quad (3.13)$$

Разумеется, для реализации этой формулы необходимо определить глубину сжимаемой зоны H_c , определив зависимости σ_{zp} и σ_{zg} (рис. 3.2, график справа и слева соответственно). Величину $G_\phi = A_\phi H_\phi \gamma_{ж/б}$ можно определить для предварительно заданных размеров фундамента, при этом из конструктивных соображений и опытных данных их целесообразно завышать, а величину s_u соответственно занижать.

3.6. Выводы по главе

По итогам главы можно сделать следующие выводы:

- Показано, что проектирование фундамента заключается в его конструировании и расчёте по методу предельных состояний.

Для рассмотренной модели высотного здания в определённых геологических условиях была определена этажность и предложен вариант свайного фундамента.

- Предложена методика проектирования фундамента, которая состоит из следующих этапов:
 - Определить собственный вес одного объёмного модуля (типового этажа) модели;
 - Определить несущую способность грунта по первому предельному состоянию;
 - Определить этажность здания (количество модулей модели) по предложенной формуле (3.3);
 - Запроектировать фундаментную плиту с плоской подошвой, площадь которой можно определить предложенной формулой (3.13);
 - Законструировать свайный фундамент, приняв в качестве монолитного железобетонного ростверка запроектированную фундаментную плиту с плоской подошвой.
- Произвести расчёт фундамента на основании теоретических и опытных данных.

4. Рекомендуемые технологические и организационные решения

4.1. Земляные работы

Разработка грунта котлована состоит из следующих этапов:

- Срезка растительного слоя бульдозерами или скреперами;
- Мероприятия по грунтовому водопонижению;
- Выемка грунта котлована экскаваторами;
- Планировка дна котлована;
- Бурение скважин.

Поскольку грунты на территории г. Санкт-Петербург обладают повышенной водонасыщенностью, мероприятия по грунтовому водопонижению должны включать как понижение уровня грунтовых вод до выемки грунта котлована, так и возможную откачку воды во время выемки.

Вынимаемый грунтовый объём для круглого в плане фундамента имеет форму перевёрнутого усеченного конуса, стенки которого имеют наклон $\approx 45^\circ$ к горизонтали. Высота конуса представляет собой глубину котлована $H_k=5$ м. Нижняя плоскость конуса является дном котлована, радиус которого представляет сумму радиуса фундамента и запаса для размещения техники (≈ 5 м), $r=26$ м. Верх конуса имеет радиус котлована поверху, $R=31$ м. Следовательно, для вычисления объёма земляных работ V_k можно воспользоваться формулой для вычисления объёма усечённого конуса:

$$V_k = \frac{\pi}{3} \cdot H_k \cdot (R^2 + r^2 + R \cdot r) \quad (4.1)$$

4.2. Возведение фундамента

При возведении фундамента высотного здания в геологических условиях г. Санкт-Петербург, рекомендуется применять *разрядно импульсную технологию* (РИТ), разработанную НИИОСП им. Герсевича в 1993 году, поскольку опыт её внедрения показывает высокую эффективность применения, как при новом строительстве, так и при реконструкции (приложение «Е»).

Эта технология предусматривает применение буринъекционных свай с устройством лидерной скважины, диаметром 130...300 мм. Скважина заполняется мелкозернистым бетоном или цементным раствором, который уплотняется вибратором и обрабатывается серией высоковольтных электрических разрядов. При этом возникает электрогидравлический эффект, в результате которого формируется тело сваи, цементируется и уплотняется окружающий грунт. После этого диаметр скважины увеличивается более чем в два раза. В зоне действия ударного импульса снижается пористость грунтов. Уширение сваи в результате электрического разряда целесообразно устраивать в нескольких уровнях.

Работы по устройству свай РИТ ведутся в соответствии с [8]. Конструктивные решения устройства свай РИТ особенностей не имеют (п. 3.4).

Бетонная смесь может нагнетаться в скважины автобетононасосом (АБН). После обработки свай электричеством, оголовки их объединяются монолитным ростверком, с предварительной установкой арматуры в проектное положение и устройства несъёмной опалубки из тонких железобетонных плит.

Схема устройства сваи РИТ представлена на рис. 4.1.

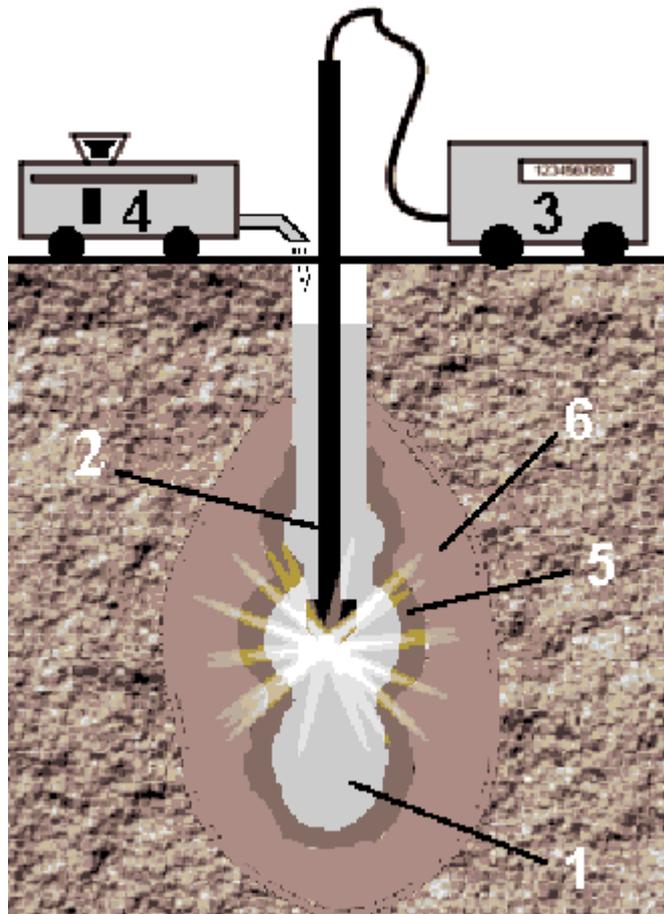


Рис. 4.1.

- 1- ствол сваи после обработки;
- 2- разрядное устройство;
- 3- трансформаторная станция;
- 4- бетононасос;
- 5- зона цементированного грунта;
- 6- зона уплотнения грунта;

Объём бетонных работ будет составлять:

$$V_{\text{б}} = \pi r_{\text{св}}^2 h n + A_{\text{ф}} H_{\text{ф}} = 3,4 * 0,3^2 * 19,5 * 1986 + 1385 * 2,1 = 45043,5 \text{ м}^3.$$

Срок бетонных работ берётся за основу постольку, поскольку электрическая обработка предыдущей сваи может производиться одновременно с бетонированием последующей. Соответственно бетонирование ростверка начинается с той захватки, где уже произведены разряды.

Для приготовления мелкозернистых бетонов применяется цемент марки не ниже 400 со сроком схватывания не менее трёх часов. В качестве инертного заполнителя мелкозернистый и среднезернистый песок с модулем крупности не более 2,0. Армирование свай производится пространственными армокаркасами, толщина защитного слоя при этом должна быть не менее 2,5 см.

Несущая способность свай РИТ за счёт расширения ствола свай, уплотнения грунта вокруг ствола и под пятой свай и частичной цементации грунта вокруг ствола в 2-3 раза выше, чем у традиционных аналогов. Сопротивление грунта под пятой свай увеличивается в 1,3...2,0 раза, а на боковой поверхности в 1,2...1,5 раза.

Приведённый в п. 3.5 расчёт может применяться как предварительный, окончательным этапом проектирования является обязательное испытание свай статической нагрузкой непосредственно на строительной площадке, которое проводится в соответствии с ГОСТ 5686-94.

4.3. Опалубочные работы

Выбор типа индустриальной опалубки зависит от области её применения. *Скользкая опалубка* рекомендуется при возведении однородных, мало изменяющихся по высоте, вертикальных конструкций типа стен стволов (ядер жёсткости) при числе этажей 20-25 и выше; перемещение опалубки осуществляется со скоростью 20-30 см в час. Иногда скользкая опалубка применяется и для бетонирования оболочек наружных стен зданий. Ствол обычно возводится с опережением на несколько этажей по отношению к наружной оболочке с целью размещения на нём кранового оборудования для подачи бетонной смеси и монтажных элементов.

Для бетонирования элементов наружного каркаса, а также внутренних поперечных и радиальных стен рекомендуется *переставная металлической опалубка*, в том числе крупнощитовая, разработанная в различных модификациях, что объясняется изменением сечений и размеров элементов по высоте, нередким изменением шага наружных колонн, наличием на фасаде зданий выступов, западающих участков и других изменений формы.

Особенно эффективна опалубка вертикальных несущих конструкций при возможности крепления её к стальным сердечникам (жёсткой арматуре) комплексных сталежелезобетонных конструкций. Такой способ крепления позволяет существенно облегчить опалубку и упростить её установку.

Для бетонирования перекрытий рекомендуется металлическая или пластмассовая крупнощитовая опалубка типа «стол», поддерживаемая стальными те-

лескопическими стойками (леса́ми), опирающимися на нижележащие перекрытия. Вариант крупнощитовой опалубки с опиранием её на конструкции колонн существенно облегчает процесс производства работ. Установка опалубки осуществляется с помощью крана.

4.4. Бетонные работы

Современные технологии и оборудования для приготовления, транспортировки и укладки бетонной смеси, а также монтажное оборудование, позволяют выполнять различные виды работ. Эффективность возведения высотных зданий объясняет ряд технологических факторов:

- применение суперпластифицирующих добавок в бетонную смесь, позволяющих без применения дополнительного количества воды и при сохранении высоких прочностных характеристик бетона существенно повысить пластичность и удобоукладываемость бетонной смеси (осадка конуса до 15-30 см) и тем самым обеспечить возможность её транспортирования на значительные расстояния по горизонтали и вертикали, в частности с помощью бетононасосов;
- использование автобетоносмесителей для транспортирования бетонной смеси к строительной площадке, обеспечивающих сохранение требуемых свойств смеси в процессе транспортирования;
- применение бетононасосов и высокопроизводительного *кранового оборудования*, в том числе самоподъёмных кранов, для подачи бетонной смеси и монтажных элементов на необходимую высоту;

Для бетонирования элементов первых нескольких этажей рекомендуется использовать автобетононасосы. Для дальнейшего бетонирования можно использовать стационарные бетононасосы, поднимаемые на необходимую высоту крановым оборудованием.

Для изготовления бетонной смеси, на строительной площадке можно устроить временный бетонный завод.

В противном случае доставку бетонной смеси к месту укладки можно производить автобетоносмесителями.

При применении бетононасосов удаётся значительно повысить производительность укладки бетонной смеси (до 80-100 м³/ч) при одновременном облегчении процесса бетонирования конструкций и сокращении затрат ручного труда.

Бетононасосы различных систем, применяемые при возведении высотных зданий, характеризуются высокой дальностью транспортирования бетонной смеси, которая составляет порядка 400 м по горизонтали и 150 м по вертикали.

4.5. Монтажные работы

При эксплуатации грузоподъемных кранов необходимо руководствоваться соответствующими установленными нормативными документами. Основным нормативным документом, в соответствии с которым разрабатывается проект производства работ (ППР) и выполняются все необходимые расчёты, является СНиП 3.01.01-86 [10].

Для подъёма конструктивных элементов, используемых для возведения смоделированного высотного здания (металлоконструкции, инженерное оборудование и т. п.), на высоту от планировочной отметки до максимальной высоты подъёма груза краном, рекомендуется использовать самоходные стреловые краны (ССК).

Выбираемый грузоподъемный кран должен удовлетворять требованиям по вылету и грузоподъемности. Геометрические параметры могут быть определены исходя из условия подобия треугольников:

$$\frac{b_2 + b + b_1}{L_{mp} - b_3} = \frac{h_n + h_c}{H_{mp} - h_{ui}}. \quad (4.2)$$

Исходя из этого условия, требуемый вылет ССК $L_{тр}$ определяется по формуле

$$L_{mp} = \frac{(b_2 + b + b_1) \cdot (H_{mp} - h_{ui})}{h_n + h_c} + b_3, \quad (4.3)$$

где

b – минимальный зазор между стрелой и выступающей частью поднимаемого элемента, $b=0,5 \dots 1$ м;

b_1 – расстояние от центра тяжести до края поднимаемого элемента, по табл.

$$5.2 \quad b_1 = 6 \text{ м};$$

b_2 – расстояние, равное половине толщины стрелы на уровне верха подни-

маемого элемента, $b_2 = 0,5 \text{ м};$

H_{mp} – требуемая высота подъёма стрелы, для возведения двух этажей

$$H_{mp} = 8,4 \text{ м};$$

h_{uu} – расстояние от отметки стояния крана до оси поворота стрелы, для гу-

сеничных кранов $h_{uu} = 1,1 \text{ м};$

h_n – высота грузового полиспаста в стянутом состоянии $h_n = 0,5 \text{ м};$

h_c – высота грузозахватного устройства, по табл. 5.3 $h_c = 4 \text{ м};$

b_3 – расстояние от оси вращения крана до оси вращения стрелы, для гусе-

ничных кранов $b_3 = 1,15 \text{ м}.$

$$L_{mp} = \frac{(0,5 + 0,5 + 6) \cdot (8,4 - 1,1)}{0,5 + 4} + 1,15 = 12,5 \text{ м}.$$

Требуемая длина стрелы ССК $L_{тр}$ определяется по формуле

$$L_{стр} = \sqrt{(L_{mp} - b_3)^2 + (H_{mp} - h_{uu})^2} = \sqrt{(12,5 - 2,3)^2 + (8,4 - 1,1)^2} = 12,6 \text{ м}.$$

Требуемая грузоподъёмность $Q_{тр}$ крана любой марки определяется по формуле

$$Q_{тр} = Q_{max} + Q_{г.п.} + Q_{т.о.}, \quad (4.4)$$

где

Q_{max} – максимальная масса поднимаемого элемента, принимаемая по спецификации табл. 4.1;

$Q_{г.п.}$ – масса рекомендуемого грузозахватного приспособления, представляющего собой *стропы*, наиболее подходящие для подъема всех применяемых для возведения здания элементов. Технические характеристики стропа представлены в табл. 4.2.

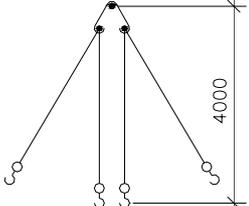
$Q_{т.о}$ – масса подвешиваемых к конструкции приспособлений или технологического оборудования, при отсутствующих данных $Q_{т.о}=0$.

$$Q_{тр}=10,8+0,1=10,9 \text{ т.}$$

Т а б л и ц а 4.1.

Поднимаемый элемент	Размер, h, l, м	Количество			Масса, т		Объём, м ³	
		На типовой этаж	На кровлю	Всего на здание	Одного элемента	Всех элементов	Одного элемента	Всех элементов
Бадьи для подъема бетонной смеси, $\rho_{об}=2,4 \text{ т/м}^3$	1,6; 3,2	4	3	120	3,84	115,2	1,6	779,86
Арматурные сетки	–	78	39	2340	0,1	234,0	0,46	1076,4
Внутренние стеновые панели из пенобетона, $\rho_m=0,5 \text{ т/м}^3$, $\delta=200 \text{ мм}$	2,6; 6,0	9	–	270	1,6	432,0	3,12	842,4
	2,6; 13,2	3	–	90	3,5	315,0	6,87	617,76
	2,6; 5,6	9	–	270	1,5	405,0	2,93	786,24
	2,6; 6,1	2	–	60	1,6	96,0	3,18	190,32
Внешние стеновые заполнители $\rho_m=0,9 \text{ т/м}^3$, $\delta=300 \text{ мм}$	3,45; 13,2	3	–	90	12,3	1107,0	13,67	1229,6
	3,45; 6,0	6	–	180	5,6	1008,0	6,21	1117,8
	3,45; 11,6	3	–	90	10,8	972,0	12,1	1080,6

Т а б л и ц а 4.2.

Конструктивная схема	Грузоподъёмность, т	Масса, $Q_{г.у}$, т	Рабочая высота $h_{г.у}$, м
	5	0,1	4,0

Выбор крана можно осуществлять в соответствии с [11] по определённым показателям:

- Вылет $L > L_{тр} = 12,5$ м;
- Длина стрелы $L > L_{стр} = 12,6$ м;
- Грузоподъёмность: $Q > Q_{тр} = 10,9$ т;
- Высота подъёма $H > H_{тр} = 8,4$ м.

Приведённым условиям удовлетворяет гусеничный кран ДЭК-251, технические характеристики которого представлены в табл. 4.3.

Таблица 4.3.

Показатель	ССК ДЭК-251
Длина основной стрелы, м	14,0
Грузоподъёмность главного крюка, т:	
При наименьшем вылете	25,0
При наибольшем вылете	4,0
Грузоподъёмность вспомогательного крюка, т	5,0-1,8
Грузоподъёмность при движении, т	25,0
Вылет главного крюка, м:	
Наименьший	4,75
Наибольший	13,6
Вылет вспомогательного крюка, м:	
Наименьший	8,0
Наибольший	18,0
Высота подъёма главного крюка, м:	
При наименьшем вылете	13,7
При наибольшем вылете	7,1
Высота подъёма вспомогательного крюка, м:	
При наименьшем вылете	17,2
При наибольшем вылете	9,7
Скорость подъёма (опускания), м/мин:	
Главного крюка	5; 10; 20
Вспомогательного крюка	20
Скорость плавной посадки главного крюка, м/мин	0,4; 1,6
Частота вращения, мин ⁻¹	0,3-1
Скорость передвижения крана, м/мин	16,7
Нормативный срок службы, лет.	12
Нормативный срок службы в году, ч	1920
Стоимость (в ценах 1984 г), тыс. руб.	33,8
Стоимость машино-смены (в ценах 1984 г), руб./м-см.	21,76

Схема возведения здания самоходным стреловым краном представлена на рис. 4.2.

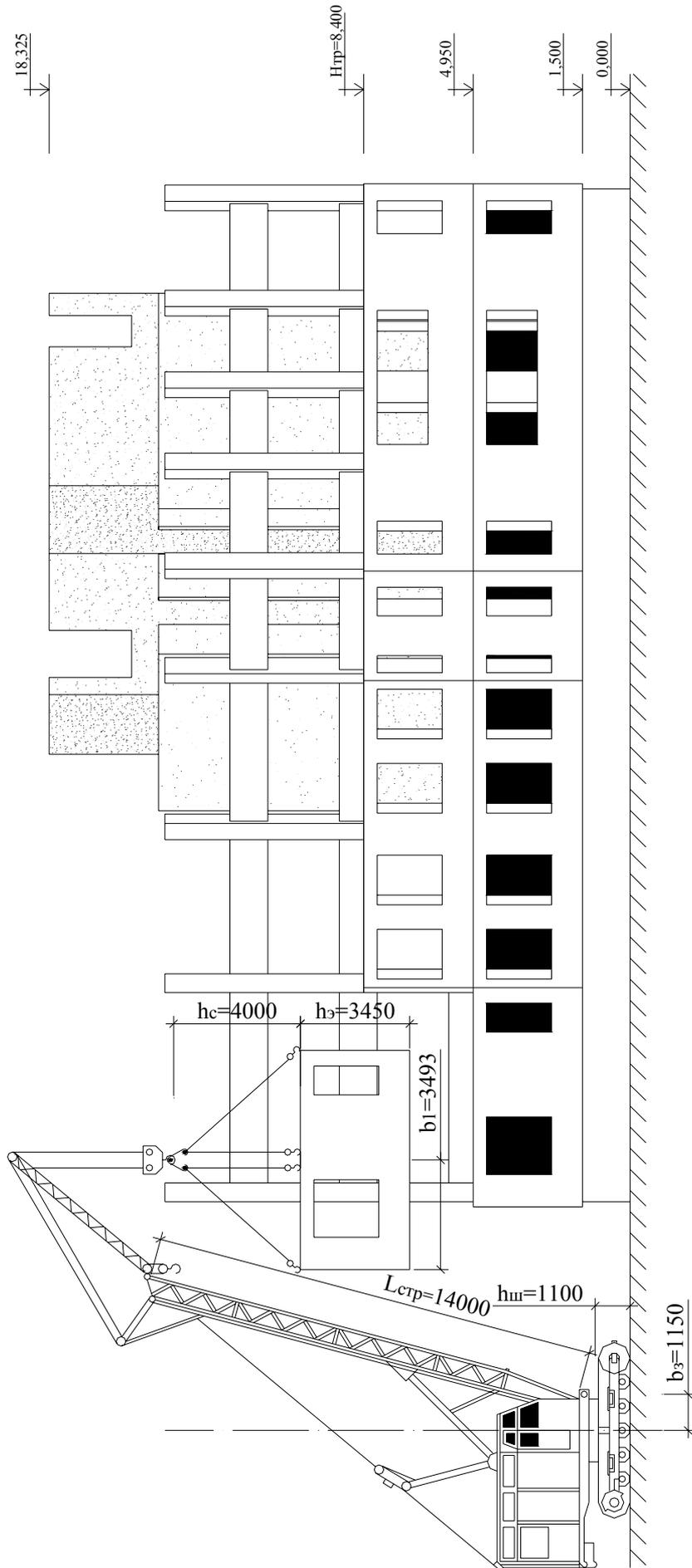


Рис. 4.2.

Схему складирования поднимаемых элементов рекомендуется разрабатывать так, чтобы исключить перемещения ССК с грузом на крюке. Это можно достичь путём складирования отдельных элементов в непосредственной близости с отметками стояния ССК при соблюдении всех необходимых требований к технике безопасности. В результате при монтаже кран будет совершать только поворот для приёмки и строповки груза.

Вариант схемы складирования представлен на рис. 4.3.

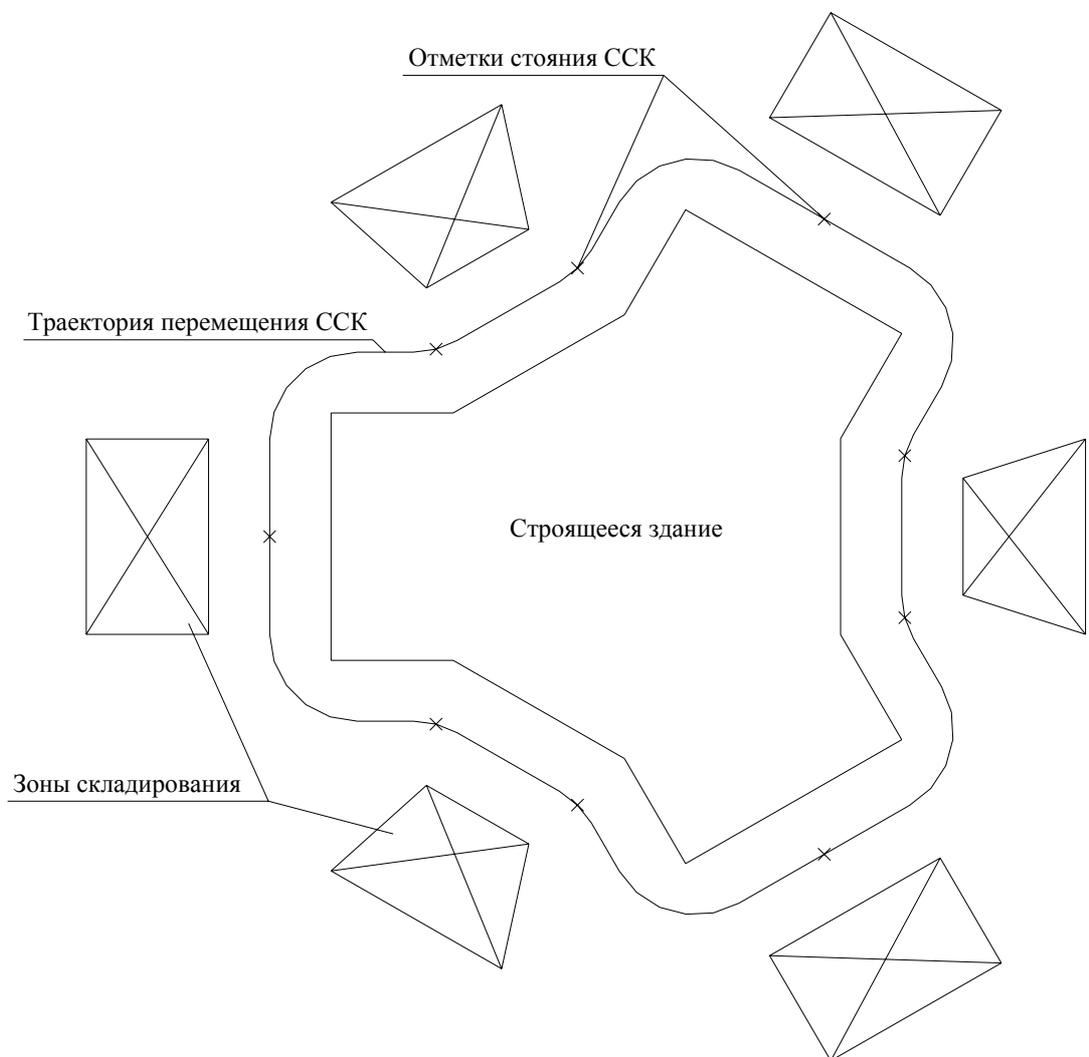


Рис. 4.3.

Для дальнейшего возведения сооружения необходима разработка строительного генерального плана, включающего расположение постоянных складов на весь период строительства.

Разумеется, высота подъёма груза H крана в какой-то момент будет недостаточна. В этом случае необходимо перейти к схеме привязки грузоподъёмного приспособления к ядру жёсткости строящегося здания.

Здесь рекомендуются два варианта схем установки грузоподъёмных кранов:

1. *Башенный приставной кран* (КБ-573, [11]), опирающийся на рамы, закрепляемые на монолитном фундаменте. Между секциями башни в местах присоединения связей крепления к зданию предусмотрены специальные рамы.
2. *Кран ползучий* типа ПКР [11], опирающийся на ригели, которые оснащены хомутами, служащими для крепления крана к возводимому зданию. Мачта крана располагается в трубчатой обойме, к которой крепится грузовой полиспаст.

Башенный приставной кран можно установить в центральном стволе здания (рис. 4.4). При реализации этой схемы, лестнично-лифтовой узел бетонируется после возведения всего здания и демонтажа крана.

В процессе роста здания по высоте, приставной кран подрачивается секциями.

Схема установки башенного приставного крана представлена на рис. 4.4.

Технические характеристики крана представлены в табл. 4.4.

Т а б л и ц а 4.4.

Показатель	КБ-573
Максимальный грузовой момент, тм	160
Грузоподъёмность, т:	
При наибольшем вылете	4,0
При наименьшем вылете	10,0
Вылет, м:	
Наибольший	40,0
Наименьший	2,5
При наибольшей грузоподъёмности	16,0; 20,0
Высота подъёма	150,0
Скорость: м/мин	
Подъёма/опускания	22,5/45,0
Посадки	2,5; 5
Перемещения грузовой тележки	25,0
Частота вращения поворотной части, мин ⁻¹	0,67
Стоимость (в ценах 1984 г), тыс. руб.	62
Стоимость машино-смены (в ценах 1984 г), руб./м-см.	36,56

При возведении здания краном привязанном к центральному стволу, в целях снижения длительности рабочего цикла, целесообразно осуществлять приёмку и строповки грузов непосредственно со складских площадок. Это можно достичь, устраивая открытые склады в непосредственной близости со зданием, при соблюдении всех необходимых требований к технике безопасности.

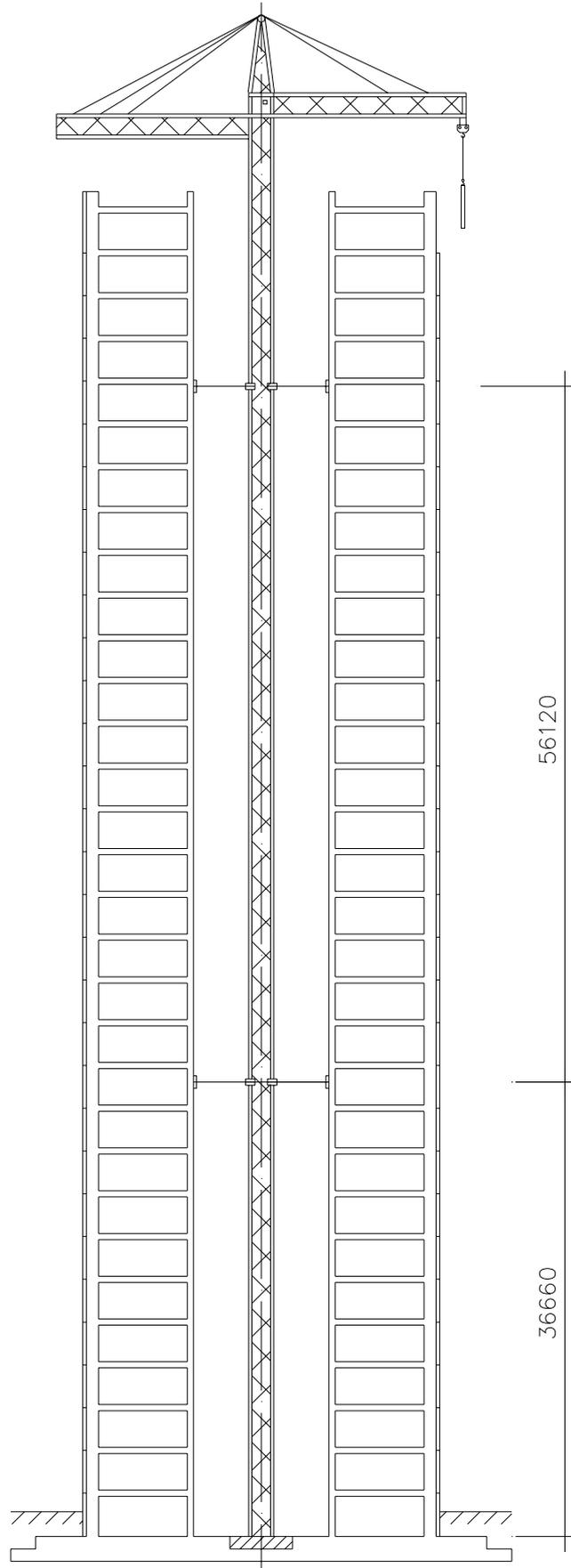


Рис. 4.4.

Ползучий кран можно закрепить на лестнично-лифтовом узле. При реализации этой схемы, лестнично-лифтовой узел бетонируется с опережением (рис. 4.2) на определённую высоту по отношению к другим элементам здания с целью размещения на нём крана. Для крепления крана, в стенах лестнично-лифтового узла необходимо устраивать металлические столики.

Для подъёма крана по высоте применяется обойма, которая с помощью грузового полиспаста поднимается на необходимый уровень и закрепляется хомутами к столикам. После этого отдельным канатом поднимается мачта крана в требуемое положение и фиксируется хомутами к возводимому зданию.

4.6. Выводы по главе

Для возведения смоделированного высотного здания предложено оборудование и технология. Показано что работ могут производиться одновременно, но на разных отметках по высоте. Для возведения одного этажа (объёмного модуля) предложена следующая последовательность ведения работ:

1. Возведение несущих элементов – центрального ствола и наружного ряда колонн до отметки низа перекрытия (может осуществляться подачей бетонной смеси бетононасосом в скользящую опалубку);
2. Монтаж внутренних стеновых панелей (на первых двух этажах ССК, на последующих по принятой схеме п. 4.5);
3. Возведение перекрытия (может осуществляться подачей бетонной смеси бетононасосом в крупнощитовую опалубку типа «стол»);
4. Монтаж внешнего стенового заполнения, при этом уже начинается возведение несущих элементов следующего этажа (п. 1 и т. д.).

В ходе возведения здания можно совмещать возведение несущих конструкций и монтаж инженерного оборудования, что исключит необходимость устройства технологических проёмов и т. п.

После перехода к схеме привязки крана к зданию (т. е. возведены первые два этажа), на первом этаже можно производить отделочные работы, производительность которых рассчитывается таким образом, чтобы было отставание от возводимого этажа на 1-2 возведённых.

5. Изложение научно обоснованных технических разработок, обеспечивающих решение важных прикладных задач

5.1. Верхнее строение высотного здания

Для решения верхнего строения высотного здания в условиях г. Санкт-Петербург была предложена ствольная конструктивная система, поскольку как было установлено в [1], здания такой системы характеризуются *пониженной чувствительностью к неравномерным осадкам фундаментов* и другими преимуществами.

В плане здание рекомендовано приближать к круглой форме в целях наилучшего восприятия горизонтальных ветровых нагрузок.

В целях увеличения пространственной жёсткости предложено несущие конструкции выполнять в монолитном железобетоне.

В качестве ограждающих конструкций рекомендовано применять утепляющие материалы в целях уменьшения собственного веса здания.

Предложена методика разработки конструктивного решения высотного здания на примере построенной модели. Здание смоделировано из эквивалентных объёмных модулей, представляющих типовые этажи.

5.2. Фундамент высотного здания

Для разработанной конструкции верхнего строения высотного здания предложен вариант свайного фундамента из буроналивных свай.

На основании условия первого предельного состояния [6] предложена методика определения наибольшего количества этажей, представленных в виде объёмных модулей по формуле (3.3):

$$N_3 = \frac{\gamma_c \cdot (F_u - p)}{\gamma_n \cdot F_3},$$

где

γ_c – коэффициент условий работы;

F_u – сила предельного сопротивления основания;

p – полезная нагрузка, включающая временные, долговременные и другие нормативные нагрузки, действующие на здание;

γ_n – коэффициент надёжности по назначению сооружения;

F_3 – собственный вес одного типового этажа.

В результате расчёта по второму предельному состоянию [6] предложена методика определения наименьшей площади подошвы ростверка по формуле (3.13):

$$A_\phi = \beta \cdot \frac{P + G_\phi}{s_u} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_i \cdot h_i}{E_i}.$$

где

β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

P – собственный вес верхнего строения;

G_ϕ – собственный вес ростверка;

s_u – предельное значение совместной деформации основания сваи, свайного фундамента и сооружения;

α – коэффициент, зависящий от формы подошвы фундамента и относительной глубины;

h_i и E_i – соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;

5.3. Внедрение разрядно-импульсной технологии

Для изготовления буроинъекционных свай предложено применение разрядно-импульсной технологии.

Целесообразность и эффективность применения РИТ основывается на её практическом внедрении, опыт которого установил следующие преимущества технологии:

- Повышенная несущая способность свай по сравнению с буроинъекционными сваями, не обработанными РИТ;
- Повышенное сопротивление грунта под подошвой условного фундамента.

На основании этих показателей можно предполагать перспективы повышения этажности здания, т. е. увеличение нагрузки на фундамент, которые могут основываться на дальнейших исследованиях в этой области.

5.4. Выводы по главе

Предложенные разработки являются основными принципами, проектирования высотных зданий на глинистых грунтах в условиях г. Санкт-Петербург, результаты которых рекомендуется применять для детальных проработок.

Предложенные методики могут быть усовершенствованы с учётом особенностей их применения.

Могут быть рассмотрены другие типы слабых грунтов.

Заключение

Актуальность темы диссертационной работы определялось перспективностью возведения высотных зданий в г. Санкт-Петербург.

Научная проблема заключалась в необходимости разработки модели высотного здания с учётом требований нормативных документов и особенностей конструкций высотного здания, предполагаемого возводиться на слабом глинистом грунте в условиях г. Санкт Петербург. В работе решались три следующие задачи.

Первая задача заключалась в построении модели верхнего строения, задача которой была определить нагрузку на фундамент. Модель была построена с учётом возможности изменять свой собственный вес путём изменения количества этажей (объёмных модулей).

Второй задачей было установить методику определения высоты здания из условия несущей способности грунта. Решением было получение формулы для определения наибольшего количества разработанных объёмных модулей (количества этажей).

Третьей задачей являлось разработка методики конструирования фундамента, в результате чего была получена формула для определения наименьшей площади подошвы фундамента. Выполнен расчет предложенного фундамента, тип которого наиболее подходит для рассмотренного основания. Основные научные и практические результаты, полученные в работе, заключаются в следующем:

1. Обзор литературы, приведенный в работе, показал актуальность и необходимость исследований в области слабых грунтов применительно к высотным зданиям.

2. Для расчета и обоснования технических решений по проектированию фундамента высотных зданий на слабых грунтах разработана модель высотного здания, представляющая каркас ствольной системы, применение которой характеризуется её пониженной чувствительностью к неравномерным осадкам. Расчётная схема представляет вертикальный стержень, жёстко закреплённый к низу.

3. Определённая по первому предельному состоянию высота смоделированного здания обеспечивает несущую способность грунтового основания.

4. Показано, что практика применения РИТ может улучшить эффективность восприятия нагрузки фундаментом, и предположить перспективу увеличения этажности.

5. Решена задача о связи вертикальной нагрузки от здания и распределяющей её на основание площади.

6. Предложены технологические решения по возведению здания, заключающиеся в предложенных двух вариантах возведения верхнего строения и применение РИТ для возведения фундамента. Задачами дальнейших исследований являются разработка методик возведения высотных зданий на других видах слабых грунтов, а также распространение полученных результатов на детальную проработку конструкций верхнего строения и фундамента.

Список литературы

1. Попкова О. М. Конструкции высотных зданий за рубежом (обзор). – М.: ЦИНИС, 1984.
2. Лейбман М. Е. Возведение фундаментов многоэтажных и одноэтажных зданий на слабых грунтах в сейсмических районах. Сейсмостойк. стр-во – 1998, N 3. – с. 12-13. – Рус.
3. Рекомендации по применению буроинъекционных свай. – М.: НИИОСП, 1997.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР, – М.: Стройиздат, 1985. – 29с.
5. Заварзин Л. Г. Слабые грунты на территории Санкт-Петербурга. – СПб.: Геореконструкция, 2000.
6. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений/Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1985. – 40с.
7. СНиП 2.02.03.-85. Свайные фундаменты/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
8. Инструкция по использованию разрядно импульсной технологии при изготовлении свай. – М.: НИИОСП, 1993.
9. СНиП 2.03.01.-84. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
10. СНиП 3.01.01-86. Организация строительного производства.

11. Поляков В. И., Полосин М. Д. Машины грузоподъёмные для строитель-но-монтажных работ. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1993. – 244 с.: ил. – (Справ. пособие по строит. машинам).
12. СНиП III-4-80*. Техника безопасности строительства.
13. СНиП 11-1-95. Инструкция о порядке разработки, согласования, утверждения и составе проектной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений. – 14 с.
14. Бюллетень недвижимости., СПб.: Информационно-издательская группа «Бюллетень недвижимости», 2001. – 400 с.
15. Унификация и стандартизация проектной документации в строительстве. – Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1985. – 224 с., ил.
16. Мандриков А. П. Примеры расчёта железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – 419 с., ил.
17. Примеры расчёта железобетонных конструкций. П76/М. С. Торяник, П. Ф. Вахенко, К. Х. Доля, С. И. Роговой; Под ред. М. С. Торяника. – М.: Стройиздат, 1979. – 240 с., ил.
18. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1977.
19. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1978.

20. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1978.
21. Строительные конструкции./Под. ред. А. М. Овечкина и Р. Л. Маиляна. – М.: Стройиздат, 1975.
22. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 3.02.01-83). – НИИОСП им. Н. Н. Герсеванова, М.: Стройиздат, 1986.
23. Руководство по проектированию свайных фундаментов. – НИИОСП им. Н. Н. Герсеванова, М.: Стройиздат, 1980.
24. Костерин Э. В. Основания и фундаменты. – М.: Высшая школа, 1978.
25. Далматов Б. И., Морарескул Н. Н., Науменко В. Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. М.: Высшая школа, 1986.
26. Ледаев С. В. Особенности процесса уплотнения слабых грунтовых оснований Северо-Западного региона. С.-Петербург. гос. техн. ун-т. - СПб - 1999. - 9 с.: ил.. - Библиогр.: 2 назв.. - Рус.
27. Дураев А. Е. Повышение надежности фундаментов путем предварительного упрочнения материала их оснований. Актуал. пробл. строит. материаловед.: Тез. докл. 3 Акад. чтений, Саранск, 15-17 окт., 1997. - Саранск: Изд-во Морд. ун-та - 1997. - С. 15-16. - Рус.
28. Козловский В. Е. О прогибе фундаментальных балок на неоднородном основании. Надеж. оснований трансп. сооруж. / Петербург. гос. ун-т путей сообщ. - СПб: Изд-во ПГУПС - 1998. - С. 64-67. - Рус.

29. Индюков А. Т., Шевцов К. П., Лязгин А. Л., Ольшанский В. Г., Остробородов С. В., Занятин С. И., Чисник С. А., Кислов Б. И. Способ возведения сваи или стойки в слабых и неустойчивых грунтах. Пат. 2117106 Россия, МПК 6 E 02 D 27/35, 27/36. - N 96120759/03; Заявл. 17.10.96; Опубл. 10.8.98, Бюл. N 22.
30. Лейбман М. Е. К вопросу об учете свойств слабых водонасыщенных грунтов при проектировании зданий и сооружений для сейсмических районов. Сейсмостойк. стр-во - 1998, N 3. - С. 14-15. - Рус.
31. Иванов В. М. Совершенствование методики расчета осадок свайных фундаментов на слабых грунтах на основе результатов натуральных наблюдений: Автореферат диссертации на соискание ученой степени канд.техн. наук: 05.23.02. -СПб., 1993. -24 с.: ил. - В надзаг.: С.-Петербург. гос. архит.-строит. ун-т. Библиогр.: с.23-24.
32. Анишин А. А. Фундаментные плиты из мерзлого грунта на вечномёрзлых основаниях с ослабленными зонами: Автореферат диссертации на соискание ученой степени канд. техн. наук:05.23.02. -М., 1993. -25 с.: ил. - В надзаг.: Н.-и.,проект.-изыскат. и конструкт.-технол. ин-т оснований и подзем. сооружений им. Н.М.Герсеванова. Библиогр.: с.25.
33. Танатаров Н. Т. Совершенствование методов устройства оснований и фундаментов на насыпных грунтах: Автореферат диссертации на соискание ученой степени канд.техн.наук:05.23.02. -М., 1991. -21 с.: ил. - В надзаг.: Моск.инж.-строит.ин-т им.В.В.Куйбышева. Библиогр.: с. 21.

34. Поляков М. В. Численный расчет и совершенствование конструкции пластинчатого фундамента, взаимодействующего с деформируемым основанием: Автореферат диссертации на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.17:05.23.02. - Ростов н/Д, 1993. - 22 с.: ил. - В надзаг.: Ростов. н/Д. гос. акад. стр.-ва. Библиогр.: с. 21-22.
35. Мулюков Э.И. Отказы оснований и фундаментов зданий и их устранение химическим и конструктивным методами (исследование, разработка, практический опыт): Автореферат диссертации на соискание ученой степени д-ра техн. наук: 05.23.02. - М., 1993. - 50 с.: ил. - В надзаг.: Н.-и., проект.-изыскат. и конструкт.-технол. ин-т оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова. Библиогр.: с.50.
36. Далматов Б. И. Некоторый опыт строительства на слабых грунтах. – СПб.: Геореконструкция, 2000.
37. Перлей Е. М. Рациональные и рекомендованные фундаменты для строительства жилых зданий и сооружений в грунтовых условиях региона Санкт-Петербурга и контроль качества их устройства. – СПб.: Геореконструкция, 2000.

Нагрузки и воздействия

Согласно теории строительной механики, каждый конструктивный элемент любой строительной конструкции находится в силовом взаимодействии с другими элементами этой конструкции. На каждый отдельный элемент действует система внешних сил, которая может включать:

- внешнюю нагрузку;
- реакции со стороны примыкающих конструкций.

Цель расчёта здания – определение всех нагрузок и реакций, т. е. силовых воздействий на каждый элемент здания, которые передаются на него от других, соседних с ним элементов. Расчёт можно выполнять только с учётом совместной работы всех частей здания.

Определение нагрузок и воздействий производится в соответствии с [4].

Для рассматриваемого варианте высотного здания обычно определяются максимальные усилия при основном сочетании нагрузок: собственный вес и ветровая нагрузка, действующие на уровне обреза фундамента. На основании этого расчёта выполняется конструирование фундамента. **Расчётная схема** высотного здания, как правило, принимается жёстко защемлённым стержнем с эквивалентно меняющейся по высоте жёсткостью, что позволяет определить нагрузки на фундамент с достаточной точностью.

Расчётная схема рассматриваемого варианта 30-этажного высотного здания представлена на рис. 1.а.

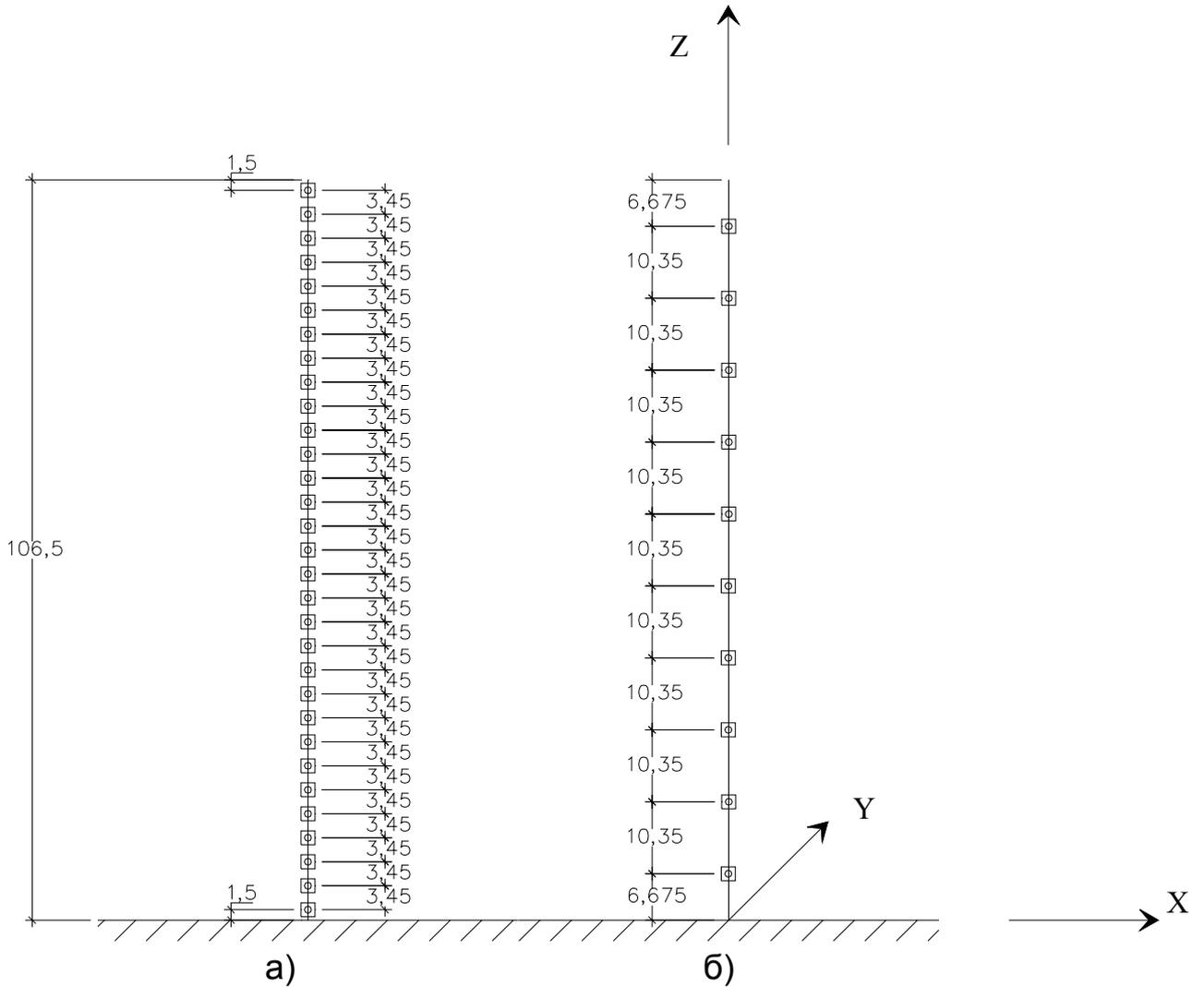


Рис. 1.

На рис. 1.б представлена упрощённая расчётная схема, полученная путём соединения в каждом узле по 3 этажа, сохраняя высоту здания.

Разбивка стержня расчётной схемы на узлы и элементы даёт возможность расчёта здания методом конечных элементов, для чего могут использоваться программные комплексы типа «Ли́ра», «Мираж», «Structure CAD» и т. п.

Нагрузка от собственного веса здания представляет собой сумму нагрузок от каждого этажа. Собственный вес одного этажа определён в § 4.1, по табл. 4.1.

$$G = F_9 * N_9 = 1355,9 * 30 / 650 = 62,58 \text{ тс/м}^2.$$

Нормативная равномерно распределённая нагрузка на перекрытия и лестницы согласно нормам [4] для жилых зданий принимается $P_n = 150 \text{ кгс/м}^2$.

Снеговая нагрузка относится к кратковременным нагрузкам, определяемым в соответствии с [4]. Нормативная снеговая нагрузка на 1 м^2 площади горизонтальной проекции покрытия должна определяться по формуле

$$P_n = p_0 c, \quad (5.1)$$

где p_0 – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый для III района, к которому относится г. Санкт-Петербург, $p_0 = 100 \text{ кгс/м}^2$;

c – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый для горизонтальной поверхности, $c = 1$.

$$P_n = 0,1 * 1 = 0,1 \text{ тс/м}^2.$$

Согласно [4] вес снегового покрова III района, уменьшенный на 70 кгс/м^2 относится к длительным нагрузкам

$$p_{сн, дл} = 0,1 - 0,07 * 650 = 0,03 \text{ тс/м}^2.$$

Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f для снеговой нагрузки на покрытие должен приниматься в зависимости от отношения нормативного собственного веса покрытия q (включая и вес стационарного оборудования) к нормативному весу снегового покрова:

$$\gamma_f = 780/650 = 1,2.$$

Подсчёт нормативных и расчётных нагрузок, действующих на 1 м² обреза фундамента представлен в табл. 1.

Т а б л и ц а 1.

Наименование нагрузки	Значение нормативной нагрузки	Коэффициент надёжности по нагрузке, γ_f	Расчётная нагрузка
	тс/м ²	–	тс/м ²
<u>Постоянная</u> Собственный вес здания	62,58	1,1	68,84
<u>Полезная</u> Равномерно распределенная	4,5	1,3	5,85
Снеговая кратковременная	0,1	1,2	0,12
Снеговая длительная	0,03	1,2	0,036
<u>Общая нагрузка</u>	67,21	–	74,85

Суммарная нагрузка от собственного веса здания и полезной нагрузки на этажах будет составлять $P=48649,9$ тс.

Сосредоточенные массы в узлах расчётной схемы m будут составлять:

- На последнем этаже $m_6 = 1491,5 \cdot 3 + 0,12 \cdot 650 + 0,036 \cdot 650 = 4575,9$ т;
- На остальных этажах $m = 1491,5 \cdot 3 + 0,195 \cdot 3 = 4475,1$ т.

Масса здания M , передающаяся на фундамент, определяется по формуле:

$$M = \sum m_i = 4575,9 + (4475,1 \cdot 29) = 134353,8 \text{ т.}$$

Схема загрузки представлена на рис. 2.

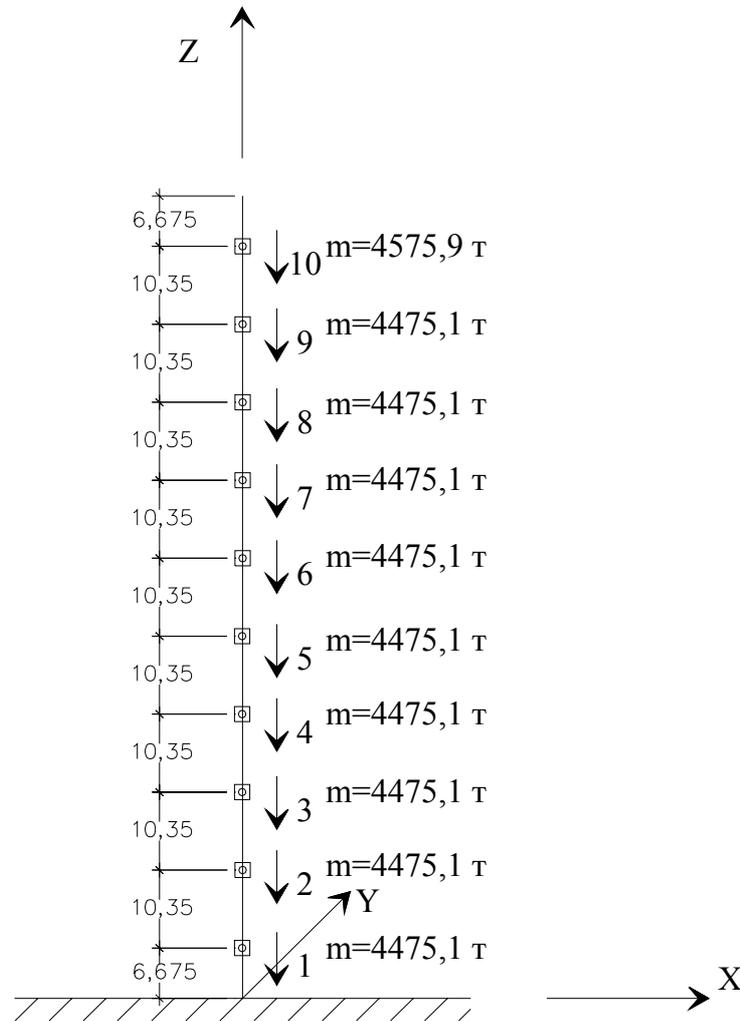


Рис. 2.

Ветровая нагрузка на здание определяется в соответствии с [4] как сумма статической и динамической составляющей, поскольку здание имеет высоту более 40 м.

Нормативное значение статической составляющей ветровой нагрузки ω_m определяется по формуле

$$\omega_m = q_0 k c,$$

где q_0 – скоростной напор, для II района, к которому относится Санкт-Петербург, $q_0 = 30 \text{ кгс/м}^2$;

k – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте;
 c – аэродинамический коэффициент, для рассматриваемого типа здания,
 $c=0,855$.

Нормативное значение динамической составляющей ветровой нагрузки определяется по формуле

$$\omega_p = m \omega_m \xi \zeta v,$$

где ξ – коэффициент динамичности, для железобетонного высотного здания при расчётной скорости ветра $v=24,98$ м/с, $\xi=3,5$;

ζ – коэффициент пульсации скоростного напора, для города при высоте здания порядка 100 м, $\zeta=0,54$;

ν – коэффициент, учитывающий пространственную корреляцию пульсации скорости ветра по высоте и фронту здания давления ветра, для здания высотой порядка 100 м, $\nu=0,55$.

Фактически ветровую нагрузку можно представить в виде равномерно распределённой ступенчатой, представленной в табл. 2.

Расчётная ветровая нагрузка на каждом участке определяется по формуле

$$q_i = c \cdot q_0 \cdot b \cdot \gamma_f \cdot \frac{k_{i-1} + k_i}{2},$$

где γ_f – коэффициент надёжности по ветровой нагрузке, $\gamma_f=1,4$;

b – ветровой фронт, $b=40$ м.

Подсчёт расчётной ветровой нагрузки на каждом участке представлен в

табл. 2:

Т а б л и ц а 2.

Высота над поверхностью земли, h	Значение q , тс/м	Эпюра Q
106,5	2,586	
100	2,334	
60	1,903	
40	1,508	
20	1,113	
10	0,934	

$$\omega_p = 0,45 * 2,586 * 3,5 * 0,54 * 0,55 = 1,21 \text{ тс/м.}$$

$$q = (\omega_p + \omega_m) \gamma_f = (2,586 + 1,21) * 1,4 = 5,31 \text{ тс/м}^2.$$

Расчётная часть

Согласно теории сопротивления материалов, **сумму моментов относительно точки заземления** от ветровых нагрузок W_i на разных высотах h_i , можно определить по формуле

$$M_A = \sum W_i h_i = 0,934 * 10 * 5 + 1,113 * 10 * 15 + 1,508 * 20 * 30 + 1,903 * 20 * 50 + 2,334 * 40 * 80 + 2,586 * 6,5 * 103,25 = 12226 \text{ тсм.}$$

Момент относительно точки А также можно определить по формуле

$$M_{(.)A} = \frac{q_g^m \cdot H_{30}^2}{2} = 12226 \text{ тсм.}$$

Из этой формулы можно определить равномерно распределенную горизонтальную нагрузку.

$$q_g^m = \frac{2 \cdot M_{(.)A}}{H_{30}^2} = \frac{2 \cdot 12226}{106,5^2} = 2,16 \text{ тс/м.}$$

Полная расчётная горизонтальная равномерно распределённая нагрузка будет составлять $q=4,438$ тс/м.

Вертикальные усилия, действующие на обрез фундамента, определены в приложении «А».

Эпюра моментов от горизонтальной равномерно распределенной нагрузки представлена на рис. 3.

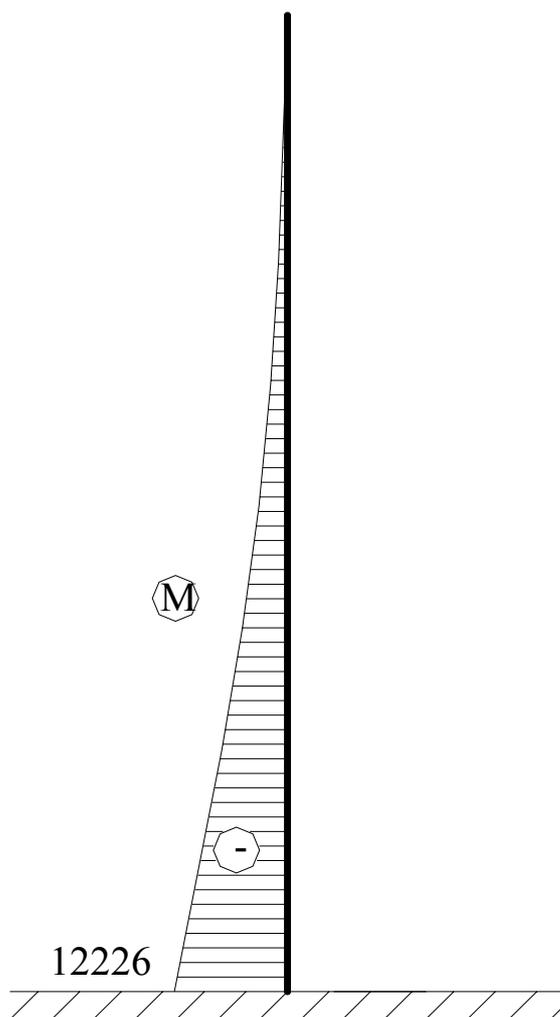


Рис. 3.

Жёсткими характеристиками здания являются модуль упругости E и момент инерции I .

Здание в плане имеет приближённую круглую форму радиусом $r=20$ м. Момент инерции I_X определяется по формуле для окружности:

$$I_X = I_Y = \frac{\pi \cdot r^4}{4} = \frac{3,14 \cdot 20^4}{4} = 125663,7 \text{ м}^4.$$

Площадь поперечного сечения железобетонного стержня эквивалентной жёсткости можно определить, руководствуясь данными § 4.1, табл. 4.1:

$$A_{\text{экв}} = A_{\text{колонн}} + A_{\text{ядра}} + A_{\text{л/л узла}} = 0,6 * 0,6 * 23 + 0,5 * 40,7 + 0,2 * 43,39 = 37,31 \text{ м}^2.$$

Для бетона класса В30 модуль упругости составляет $E_b = 325000 \text{ тс/м}^2$. Жёсткость эквивалентного стержня будет составлять $EI = 4,084 * 10^{10} \text{ тм}^2$; $EA = 12125750 \text{ тс}$.

Наибольшие усилия основного сочетания, действующие на уровне обреза фундамента представлены в табл. 3.

Т а б л и ц а 3.

№ п/п	Тип нагрузки	М, тсм	Q, тс	N, тс
1	Вертикальная	–	–	48649,9
2	Горизонтальная	12226	230,04	–

Расчёт фундамента на основное сочетание нагрузок обычно ведётся по II группе предельных состояний.

Наибольшие нормативные усилия, передаваемые на уровне обреза фундамента, определяются по формулам:

$$N^n = \frac{N}{\gamma_f} = \frac{48649,9}{1,15} = 42304,26 \text{ тс};$$

$$M^n = \frac{M}{\gamma_f} = \frac{12226}{1,15} = 10631,3 \text{ тсм};$$

$$Q^n = \frac{Q}{\gamma_f} = \frac{230,04}{1,15} = 200,03 \text{ тс}.$$

Согласно действующим нормам [6], среднее напряжение $\sigma_{\text{ср}}$ не должно превышать расчётного сопротивления грунта на сжатие $R_{\text{ср}}$:

$$\sigma_{\text{ср}} \leq R_{\text{ср}}.$$

Фундамент рассматриваемого варианта здания, из геологических условий площадки, залегает на суглинках не янснослоистые, для которых $R_{rp}=300 \text{ кг/см}^2$, то $R_{rp}=R_c=5000 \text{ тс/м}^2$.

Среднее напряжение σ_{cp} определяется по формуле:

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_{\phi}} \leq R_{rp}.$$

Исходя из этого, можно определить предварительное наименьшее значение площади подошвы фундамента A_{ϕ} :

$$A_{\phi} \geq \frac{N_{\max}}{R_{rp}} = \frac{42304,26}{3000} = 14,1 \text{ м}^2.$$

Площадь рассматриваемого варианта здания составляет $A_{здания}=650 \text{ м}^2$. Для формы здания в плане, по-видимому, целесообразно принять фундамент круглой формы диаметром, из конструктивных соображений 42 м. Площадь подошвы принятого фундамента определяется по формуле:

$$A_{\phi} = \pi r^2 = 1385 \text{ м}^2.$$

Предварительное значение высоты фундамента можно определить из условия прочности против его продавливания зданием по периметру $p=118,68 \text{ м}$:

$$H_{\phi} = \frac{N_{\max}}{R_b \cdot p} = \frac{42304,26}{175 \cdot 118,68} \approx 2,1 \text{ м}.$$

Усилия по подошве фундамента (в центре тяжести) определяются по формулам:

$$N_{\phi}^H = N^H = 42304,26 \text{ тс};$$

$$M_{\phi}^H = M^H + Q^H H_{\phi} = 10631,3 + 200,03 = 11051,36 \text{ тсм}.$$

Напряжения по подошве фундамента определяются по формуле:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N_{\phi}^H}{A_{\phi}} \pm \frac{M_{\phi}^H}{I_{\phi}} \cdot r;$$

$$I_{\phi} = \frac{\pi \cdot r^4}{4} = \frac{3,14 \cdot 21^4}{4} = 152745,02 \text{ м}^4.$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{42304,26}{1385} \pm \frac{11051,36}{152745,02} \cdot 21 \Rightarrow \begin{cases} \sigma'_{\max} = 32,07 \text{ тс/м}^2 \\ \sigma''_{\min} = 29,02 \text{ тс/м}^2 \end{cases}$$

Эпюра напряжений представлена на рис. 4.

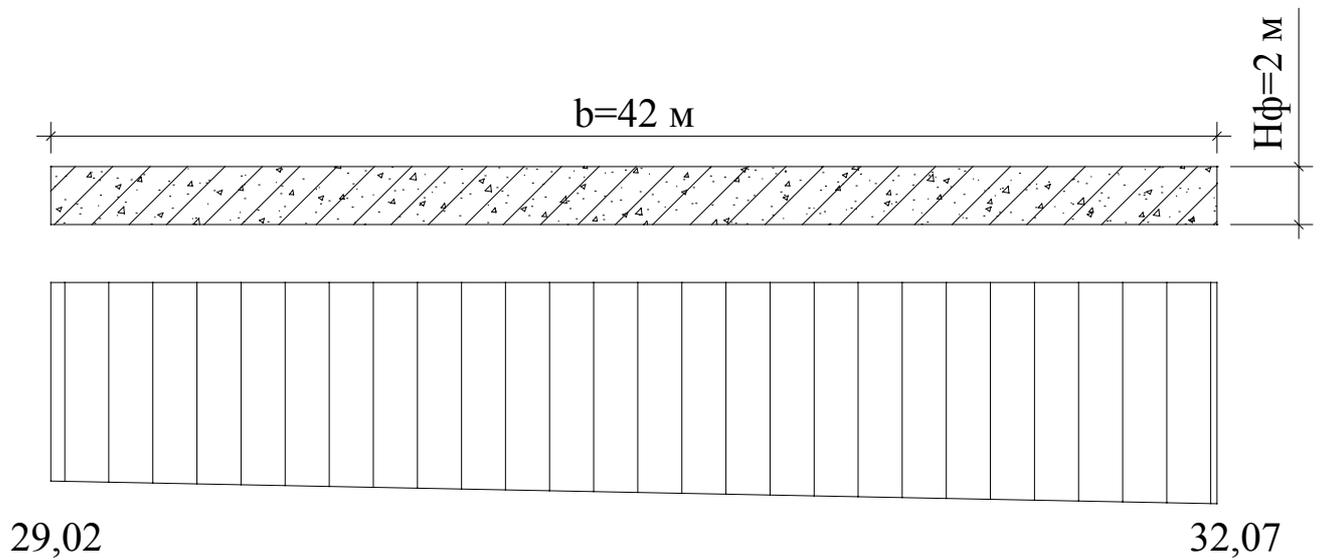


Рис. 4.

Подбор арматуры

Для определения необходимых площадей поперечного сечения арматуры в центральном сечении фундамента необходимо уточнить полезную высоту $h_{0\phi}=2,0$ м. Параметр A_0 определяется по формуле:

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot h_{0\phi}^2 \cdot R_b},$$

где

M – наибольший момент, действующий на уровне обреза фундамента,

$$M=12226 \text{ тсм};$$

b – в рассматриваемом варианте диаметр фундамента, $b=42$ м;

R_b – прочность бетона на сжатие, $R_b=175 \text{ тс/м}^2$.

$$A_0 = \frac{12226}{40 \cdot 2,0^2 \cdot 175} = 0,045.$$

Определённому параметру A_0 соответствует значение коэффициента $\eta=0,975$.

Площадь арматуры в центральном поперечном сечении фундамента определяется по формуле

$$A_{S1-1} = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{12226}{0,975 \cdot 2,0 \cdot 2850} = 2,2 \text{ м}^2.$$

Площадь арматуры на погонный метр определяется по формуле

$$A_{S1-1}^{ног} = \frac{22 \cdot 10^4}{40} = 550 \text{ см}^2 / \text{м.пог.}$$

В соответствии с полученным значением можно заармировать фундамент плоскими сетками рабочей арматуры из стержней $\varnothing 32$.

Сетки, как правило, располагаются в нижней, средней (с выдержкой защитного слоя 10 см) и в верхней части фундамента. Ячейки сеток имеют размеры 25 x 25 см. Пространственная жёсткость сеток обеспечивается вертикальными стержнями, с шагом 1 м по периметру фундамента и 2 м во внутренней его части.

Для конструктивного армирования можно применять пространственные каркасы $\varnothing 16$, располагаемые между сеток и привариваемые к ним и между собой.

Высота фундамента должна удовлетворять условию прочности при восприятии в расчётном сечении поперечной силы только бетоном. **Проверка прочности на действие поперечных сил** производится из условия:

$$Q \leq 0,6 b_{\phi} h_{0\phi} R_{bt},$$

где

Q – поперечная сила в расчётном сечении, $Q=N=230,04$ тс;

$h_{0\phi}$ – полезная высота фундамента;

b_{ϕ} – ширина фундамента.

$$230,04 \text{ тс/м} \leq 0,6 * 42 * 2,0 * 12 = 604,8 \text{ тс/м}.$$

Проверка прочности по нормальным сечениям производится из условия

допустимого раскрытия трещин a_{crc} :

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_c \cdot \eta \cdot \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}.$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{N_s}{A_s} = \frac{7191,76}{2,2} = 3268,98 \text{ тс} / \text{м}^2.$$

$$N_s = \frac{M}{0,85 \cdot h_0} = \frac{12226 \text{ тс} \cdot \text{м}}{0,85 \cdot 2,0} = 7191,76 \text{ тс}.$$

$E_s = 21 \cdot 10^6$ тс/м² – для арматуры класса А-II, тогда:

$$a_{crc} = 1,0 \cdot \left(1,6 - 1,5 \cdot \frac{2,2}{40 \cdot 2,1} \right) \cdot 0,975 \cdot \frac{22113,59}{21 \cdot 10^6} \cdot 20 \cdot \left(3,5 - 100 \cdot \frac{2,2}{40 \cdot 2,1} \right) \cdot \sqrt[3]{32} \approx 0,49 \text{ мм}.$$