# 1. Архитектурно-планировочная часть

## **1.1. Общие положения**

 *Таблица 1.1.* *Перечень чертежей архитектурно – планировочной части.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Лист | Наименование | Примечание |
| 1 | Фасад в осях 1-17 . Генплан. |  |
| 2 | План на отметке -4.200. Экспликация помещений. |  |
| 3 | План на отметке 0.000. Экспликация помещений. |  |
| 4 | Разрезы 1-1, 2-2. Узлы. |  |

Проектируемый объект – здание аквапарка. Высота здания от отметки поверхности земли составляет 17.10м. Подвальный этаж требуется запроектровать в качестве технического т.к. принята нижняя система разводки водоснабжения.

Район строительства объекта – на юго-западе города Уральск рядом Саратовской трассы В соответствии c [3]

- район по весу снегового покрова – II (нормативное значение веса снегово­го покрова на 1 м2 горизонтальной по­верхности земли – s0=0,7 кПа=150 кгс/м2=1,5 кН/м2),

- район по давлению ветра – III (нормативное значение ветрового дав­ления – w0=0,38 кПа=38 кгс/м2=0,38 кН/м2).

Климатический район строительства – IIв согласно [3].

Температура наружного воздуха, С°:

* среднегодовая-2.8
* абсолютная минимальная- -43
* абсолютная максимальная- +42
* наиболее холодных суток обеспеченностью

0.98- -36

0.92- -19

* наиболее холодной пятидневки обеспеченностью

0.98- -33

0.92- -32.

|  |  |
| --- | --- |
| ≤8 °С | ≤10 °С |
| Продолжительность,сут | Средняя температура, °С | Продолжительность,сут | Средняя температура, °С |
| 218 | -5,7 | 230 | -4,9 |

Период со средней суточной температурой воздуха. Таблица 1.2

Средняя температура наиболее холодного периода, °С:-18.

Продолжительность периода со среднесуточной температурой <0°С, сут 160.

По карте [1], постоянная величина Т для определения температуры воздуха наиболее жарких суток: 10.

Распределение объемов снегопереноса на зиму, м3 /л-400.

Среднемесячная температура воздуха в январе- 4-14.

Средняя скорость ветра за 3 месяца зимы: 5 и более м/с.

Среднемесячная температура воздуха в июле - +12- +21.

Среднемесячная относительная влажность воздуха в июле >75%.

Амплитуда температуры средн./ максим. по месяцам, °С: 6.5/20.4, 7.6/19.7, 8/19.5, 8.1/18.7, 10.7/20.7, 11.9/21.9, 11.1/19.1, 10.8/19.8, 9.2/21.3, 6.1/17.3, 5.2/22.3, 6.2/26.7.

Среднемесячная относительная влажность воздуха- 13.2%

* наиболее холодного месяца- 85%;
* наиболее жаркого месяца- 55%.

Количество осадков за год, мм- 587.

Повторяемость направлений ветра (числитель)%, средняя скорость ветра по направлениям (знаменатель) м/с, повторяемость штилей %, максимальная и минимальная скорость ветра, м/с:

Январь Июль

С 11/3.8 16/3.8

CB 4/4.2 13/3.6

B 6/4.2 11/3.9

ЮВ 20/5 10/3.3

Ю 28/5.7 10/3.3

ЮЗ 12/4.8 8/3.2

З 13/4.8 14/4

СЗ 6/3.8 18/4.2

Штиль 7% 10%

Максимальное значение из средних скоростей по румбам

за январь- 5,7; за июль-3,8.

По повторяемости направлений ветра строится роза ветров (см. лист 1).

***1.2 Описание участка и решение генерального плана***

Здание располагается на берегу реки Казанка, рядом с ул.Чистопольская г. Казани. Аквапарк размещён на просторном участке, в котором свободно поставленный объём здания приобретает организующее значение.

Здание ориентировано главным фасадом на ул. Чистопольская. Территория, отведённая для сооружения культурного центра достаточно большая, занимающая 40888 м2 ,на ней в окружении зелени размещена площадка для отдыха и игр детей – спортивная площадка, также на в непосредственной близости от здания размещается стоянка для автомобилей.

Здание культурного центра занимает около 5% площади участка. На остальной площади размещаются площадки и зелёные насаждения.

Для беспрепятственного подъезда пожарных машин здание по всему периметру окружено подъездными дорогами. По этим подъездным дорогам также осуществляется вывоз накопившихся бытовых отходов из мусорокамеры.

Дороги имеют ширину 3 и 6 м, радиусы поворотов составляют 12 м, ширина пешеходных дорожек -2м.

Благоустройство участка производится в следующих направлениях:

- организация спортивной игровой площадки площадью 1400 м2;

- организация парка отдыха по одну сторону от здания;

- организация площадки для парковки машин.

Озеленение участка проводится в двух направлениях:

- посадка рядовых кустарников и деревьев;

- посев семян многолетних трав.

Основные технико-экономические показатели по генеральному плану:

1. Площадь участка – 40888 м2;
2. Площадь застройки – 9180 м2;
3. Площадь асфальтового покрытия –48186 м2;
4. Площадь озеленения - 55080 м2
5. Коэффициент застройки – 0,176
6. Коэффициент асфальтового покрытия – 0,471
7. Коэффициент озеленения – 0,538

***1.3 Архитектурно - планировочное решение.***

 Здание состоит из трех блоков, имеет три этажа. Первый блок включает в себя аквапарк с различными водными аттракционами, спортивный бассейн, роллердром-дискотека с баром и.т.д. Во втором блоке располагаются ресторан, душевые и парные общественного назначения, русские и турецкие сауны. Эта часть здания представляет собой культурно - досуговый блок.

 Третья часть - сравнительно небольшая, в ее состав входят технические помещения, зоны охраны, а также административные помещения.

 Все три блока гармонично вписываются в общую картину здания и тесно взаимодействуют между собой. Каждый блок имеет свою «возрастную аудиторию» в плане интересов и увлечений. На территорию аквапарка можно ходить всей семьей, младшие школьники могут занять себя в различных кружках, а молодые люди могут посещать танцпол и кафе – бары.

 Все три блока имеют независимые входы и выходы на случай экстренной эвакуации; предусмотрено внутренние сообщение их между собой. Учитывая то, что на площадке преобладает ветер западного направления, фасад здания великолепно защищает внутреннее пространство прилегающей территории от ветра. Несмотря на то, что площадка свободна от застройки, будущее строение находится вблизи существующих зданий. Этот фактор благоприятно сказывается на ведении строительно -монтажных работ, так как проведение электрических и водопроводных сетей не вызовет сложностей с их устройством. С другой стороны свободная территория дает возможность выбора методов монтажа и технологии ведения строительно-монтажных работ.

***1.4 Архитектурно - конструктивное решение здания.***

Конструктивная система здания – каркасная. Несущий каркас здания выполняется из монолитного бетона в построечных условиях. Выбор монолитного каркаса обоснован тем, что отпадает необходимость использовать элементы заводской готовности, следовательно, значительно расширяются возможности объемно-планировочного решения здания. Так же использование монолитного каркаса целесообразно потому что сейчас в г. Казани накоплен большой опыт монолитного домостроения и следовательно имеется готовая база необходимой номенклатуры изделий и материалов (опалубка, добавки в бетон и т. д.), машин и механизмов (домкраты, бетононасосы и т. д.).

В качестве материала каркаса был выбран железобетон т. к. он обладает большой огнестойкостью и, следовательно, отвечает противопожарным нормам.

Наружные стены здания принимаем ненесущими, выполненными из пенобетонных блоков (размер блока 400x200x200 мм). Выбор данной ограждающей конструкции обоснован тем, что при небольшой стоимости пенобетонные блоки обладают неплохими теплотехническими свойствами, что позволяет значительным образом снизить необходимую толщину утеплителя.

Перегородки стен выполнены так же из пенобетонных блоков. Размер блока зависит от толщины перегородки:

а) при толщине перегородки 200 мм блок размером 400x200x200 мм.

б) при толщине перегородки 100 мм блок размером 400x100x100 мм.

Выбор перегородок из пенобетонных блоков обоснован исходя из требований предъявляемых перегородкам:

а) Прочность пенобетонного блока такова, что позволяет сверлить в нем отверстия необходимые для бытовых нужд и прочно удерживать вставленные нагели и пробки.

б) Звукоизоляция пенобетонных перегородок позволят создавать комфортный акустический фон, надежно отделяя источники шума в каждом помещении.

в) Небольшая масса пенобетонных перегородок позволяет значительно уменьшить нагрузки на каркас здания, следовательно, требуются меньшие затраты на возведение здания.

*Таблица 1.3.*  *Спецификация окон и дверей.*

|  |  |
| --- | --- |
| Наименование окна, двери | Типы и размеры дверных и оконных блоков |
| Ширина , мм. | Высота, мм. | Тип окна , двери |
| Д-1 | 800 | 2000 | глухая одинарная |
| Д-2 | 700 | 2000 | глухая одинарная |
| Д-3 | 1300 | 2000 | остекленная двойная |
| Д-4 | 1202 | 2000 | остекленная двойная |
| Д-5 | 1700 | 2000 | остекленная двойная |
| Д-6 | 1500 | 2000 | остекленная двойная |
| Д-7 | 900 | 2000 | глухая одинарная |
| О-1 | 3700 | 3000 | с равными створками |
| О-2 | 1153 | 1464 | одностворчатые с неравными створками |
| О-3 | 1495 | 1464 | одностворчатые с неравными створками |
| О-4 | 1749 | 1464 | с равными створками |
| О-5 | 1153 | 1464 | одностворчатые с неравными створками |

Фундаменты здания – свайные. Под колонны здания планируется устройство монолитных одиночных ростверков. *Таблица 1.4.*  *Спецификация полов*

|  |  |
| --- | --- |
| Виды покрытия пола |  Устройство покрытия ( снизу вверх) |
|   Мозаичное  | 1. подстилающее основание2. стяжка3. жилки4. мозаичное покрытие  |
|   Керамическое | 1. фризовый маячный ряд2. промежуточные вспомогательные маяки3. реперный маяк на стене 4. маячные ряды5. причальный шнур |
|  Настилка паркета на мастике  | 1. мастика2. паркетная планка |
|   Линолеум  | 1. плита перекрытия2. фанера3. линолеум |

 В здании планируется применение новых разработок, таких как, например, двойные (фальш) полы. Фальшполы применяют в тех случаях, когда надо скрыть проводку или добавить новые электрические и сетевые провода к уже существующим. При ремонте и техобслуживании они обеспечивают удобный и быстрый доступ к многокилометровым кабельным линиям, трубопроводам и электропроводке. Все напольные плиты удовлетворяют требованиям к нагрузке, звукоизоляции, электропроводности или электростатичности, их легко устанавливать и демонтировать. Фальшполы образуют прочное основание и обеспечивают максимальный комфорт. Используют в офисах, компьютерных залах, коммуникационных центрах, а также в помещениях с высокой нагрузкой.

 Покрытие представляет собой скатную кровлю образованную фермами различной длины. В состав покрытия входят следующие материалы : гипсоволокнистая плита, стекловата, парозащитный слой, утеплитель Rokwool , ветрозащитная плита ISOVER, конденсатозащитная прокладка RANKKA - все эти слои заключены между профилированными листами.

 Остекление - обычное стекло и однокамерный стеклопакет в раздельных переплетах из стекла с твердым селективным покрытием.

***1.5 Отделка здания.***

 В наружной отделке фасадов применяются современные отделочные материалы - вентилируемый фасада Rokwool Venti Batts, тонированные системы из низкоэмиссионного стекла, керамический гранит.+++++

 Система наружной отделки здания это навесной вентилируемый фасад, который придает зданию эстетичный внешний вид и одновременно улучшает тепло и звукоизоляцию здания а, также защищает его от вредных воздействий окружающей среды. Вентилируемый фасад представляет собой конструкцию, в состав которой входят современные отделочные материалы, в качестве утеплителя служит минеральная вата”ROCKWOLL”. Металлическая обрешетка служит для надежного закрепления теплоизоляционного материала к несущей стене фасада здания и качественного крепления к ней плитки Batts. Наличие воздушного промежутка в вентилируемом фасаде позволяет удалить из ограждающей конструкции в окружающую среду атмосферную и внутреннюю влагу.

Минеральная вата “ROCKWOL”, относится к группе негорючих строительных материалов: она пожароустойчивая, обладает отличными акустическими и водоотталкивающими свойствами.++++

## **1.6 Теплотехнический расчёт наружных ограждений.**

Необходимые данные по климатическому району строительства:

1) температура наиболее холодной пятидневки tн=−32 0С с обеспеченностью 0,92 (по [3]);

2) температура наиболее холодных суток −36 0С с обеспеченностью 0,92

3) продолжительность периода со среднесуточной температурой ≤ 8 0С равна 215 сут. Среднесуточная температура в отопительный период равна -5.2 0С.

а) Теплотехнический расчёт наружной стены

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций, отвечающих санитарно-гигиеническим и комфортным нормам равно:

, (1)

где αв=8,7 – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций;

 n=1 (для наружных стен);

 tв=18 0С – расчётная температура внутреннего воздуха общественных помещений (п. 3.3 [1]);

 tн=-32 0С – температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92(по [5]).

 Δtн=4,0 – нормируемый температурный перепад для наружных стен общественных зданий.

 Требуемое сопротивление теплопередаче с учётом энергосберегающих требований определяем с учётом ГСОП (градусосутки отопительного периода) и таблицы 1б\* [4]:

ГСОП = (tв – tот.пер.) zот.пер=(14 – (-5.2))\*215=4128 0С⋅сут, (2)

где zот.пер.=215 – продолжительность периода со средней температурой ниже 80С, сут.

Требуемое приведенное сопротивление теплопередаче конструкций, определённое по таблице 1б\* составляет R0тр’’=3,3 м2\*0С/Вт. Поскольку сопротивление теплопередаче по энергосберегающим требованиям R0тр’’=3,3 м2\*0С/Вт выше требований по санитарно-гигиеническим условиям R0тр’=1,494 м2\*0С/Вт, то в дальнейшем для расчёта толщины утеплителя пользуемся требуемым сопротивлением теплопередаче R0тр =R0тр’’=3,3 м2\*0С/Вт.

Конструкция стены приведена на рис 1.1++++++ *Рис. 1.1. Конструкция наружной стены.*

Первый слой – наружный слой выполненный из подвесных керамических элементов. Теплотехническими свойствами первого слоя пренебрегаем из-за неплотных стыков между керамическими элементами (большое кол-во мостиков холода). Толщина с учетом вентиляционного зазора 0,5 м

 Второй слой – утеплитель из минераловатных полужестких плит на синтетических связующих плотностью ρ=100 кг/м3. Коэффициент теплопередачи λ2=0,07 Вт/(м2⋅0С).

Третий слой – внутренний слой из керамического кирпича, толщиной δ3=0,20 м плотностью ρ3=600 кг/м3 . Коэффициент теплопередачи λ2=0,26 Вт/(м2⋅0С).

Четвёртый слой (внутренний)- цементно-песчаная штукатурка толщиной δ4 = 0,025м , плотностью γ4 = 1800кг/м3, λ4 = 0,93 Вт/(м2⋅0С).

Значения коэффициентов теплопроводности λ приняты для условий Б (нормальная зона влажности 2, нормальный влажностный режим помещений).

Термическое сопротивление ограждающих конструкций:

R = δ/λ, (3)

где δ - толщина стены, м;

λ - расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя, Вт/(м2⋅0С), принимаемый по табл. 3\* [ 11 ].

Общее термическое сопротивление стены:

Rк = δ2/0,07 + 0,4/0,26+0,025/0,93 = δ2/0,07 + 1,56

Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции

R0 = 1/αв + Rк + 1/αн = 1/8,7 + δ2/0,07 + 1,56 + 1/23, (4)

где αн – коэффициент теплоотдачи (αн = 23 Вт/(м2⋅0С))

Приравнивая значения R0тр и R0, получаем

3,3 = 1/8,7 + δ2/0,07 + 1,56 + 1/23

Отсюда получаем δ2 = 0,123 м. Принимаем утеплитель из минераловатных полужестких плит на синтетических связующих плотностью ρ=100 кг/м3 толщиной δ2 =0,1 м.

Таким образом, толщина утепленной наружной стены по теплотехническому расчету будет равна 0,015+0,1+0,40+0,025=0,54 м.

***1.7 Противопожарные мероприятия.***

Принятые основные строительные конструкции - несгораемые. Проветривание помещений осуществляется специальными вентиляционными вытяжками. Эвакуационными выходами является выходы первого этажа непосредственно через входные двери.

Противопожарные мероприятия для здания выполнены согласно СниП 2.08.02-89 «Общественные здания и сооружения» и СниП 2.01.02-85 «Противопожарные нормы».

## **1.8. Санитарно-техническая часть.**

**Отопление-**это искусственное обогревание помещений для поддержания в них температуры на уровне, определяемом допустимыми условиями теплового комфорта для находящихся людей.

 При проектировании системы отопления здания необходимо соблюдать ряд нормативных документов, а именно: СНиП 2.04.05-91\*, ВСН 01-89, МГСН 5.01-94.

Для прокладки трубопроводов тепловых сетей, а также трубопроводов системы отопления здания применяются стальные трубы электросварные по ГОСТ 10704-91 из ст.10 или 20 ГОСТ 1050-74\*.

При прокладке трубопроводов от места врезки в тепловые сети до жилого дома необходимо провести ряд мероприятий:

1. произвести противокоррозионную изоляцию трубопровода 2-мя слоями холодной мастики

2. изолировать трубопровод матами минеральными с обкладкой стеклотканью толщиной 60 мм

3. произвести изоляцию стеклопластиком рулонным по ТУ 6-11, ТУ 6-145-80

При расчете системы отопления необходимо принимать расчетной температуру наружного воздуха t = -320С, что соответствует климатической зоне предполагаемого строительства.

Внутреннее решение системы отопления помещений: горизонтальная - конвекторы радиаторного типа. Количество секций радиаторов принимается по расчету при расчетной температуре внутреннего воздуха t = 220С.

Исходя из принятого архитектурно-планировочного решения здания принимается нижняя разводка системы отопления.

Монтаж системы отопления производить при температуре окружающего воздуха не ниже 150С. Монтаж и последующее испытание системы отопления производить в соответствии с СНиП 3.05.03-85.

***Вентиляция****.*При проектировании вентиляции учитывается, функциональное зонирование и предназначение помещений. Принимаем естественную и принудительную вентиляцию помещений. Обмен воздуха осуществляется по металлическим вентиляционным коробам.

***Водоснабжение.*** Водоснабжение здания обеспечивается от существующей сети водопровода. Принята нижняя система разводки водоснабжения. При производстве монтажа системы водоснабжения необходимо учитывать требуемый уклон трубопровода. Диаметр труб определяется исходя из расчетов с обеспечением необходимого давления и расхода воды для крайних (верхних) потребителей воды. При прокладывании трубопровода используются трубы из полиэтилена ПНД 160т по ГОСТ 18599-83.

Для обеспечения требований пожаробезопасности предусматривается два пожарных гидранта с расчетным расходом воды 2 л/с каждый.

Для создания и поддержания требуемого давления воды в пожарном водопроводе предусматривается автоматическая насосная станция мощностью 30 кВт. Водоснабжение зданий от существующей городской сети водопровода осуществляется трубопроводом диаметром не менее 200мм. Внутреннее водоснабжение предусматривает установку водяных счетчиков горячей и холодной воды.

***Внутренняя канализация и водостоки.***

**Внутренняя канализация-** система инженерных устройств, предназначена для организованного отвода сточных вод от приемников в наружные сети водоотведения.

В здании предусмотрена бытовая канализация по которой отводятся хозяйственные и фекальные сточные воды от санитарных приборов: унитазов, умывальников, душей, раковин, моек и др. ; от бассейнов.

Система внутренней водосточной канализации предназначена для организованного удаления дождевых и талых вод с кровли здания в наружную дождевую сеть.

Система внутренней канализации состоит из следующих элементов: приемников сточных вод- атмосферных(воронки), канализационной сети, состоящей из отводных линий, стояков и выпусков; для бытовых сточных вод предусмотрены санитарные приборы, изготовленные из керамики. Внутренние и видимые наружние поверхности умывальников, стоек, сифонов защищают глазурью.

 Требуемая канализация устраивается с отводом самотеком в существующую городскую сеть канализации. При прокладывании сети канализации используются полиэтиленовые трубы ПНД 160С по ГОСТ 18599-83.

***Мусороудаление.***

Сбор и удаление бытовых отходов(мусора) осуществляется организованно в сроки, предусмотренные санитарными правилами по утвержденным графикам. Бытовые отходы удаляют по единой централизованной системе специализированным транспортом.

***Электроснабжение.***

Схема электросети здания должна обеспечивать правильное функционирование как сети в целом, так и отдельных ее звеньев в нормальном и аварийном режимах.

Электроснабжение здания осуществляется согласно техническим условиям и выполняется взаиморезервируемым кабельными линиями от существующих городских электросетей.

Учет энергопотребления предусматривает установку ВРУ откуда осуществляется питание и управление наружным освещением.

***Кондиционирование.***

Кондиционирование воздуха в общественных зданиях необходимо проектировать для создания и поддержания его оптимальных параметров.

Основное оборудование для обработки и перемешивания воздуха компануют в одном агрегате-кондиционере. В качестве дополнительного оборудования используют местные подогреватели и вентиляторы. Применена центральная воздушная система кондиционирования воздуха. Воздух, поступающий снаружи, обрабатывается в центральном базовом кондиционере по прямоточной схеме, затем сетью каналов подается в кондиционируемые помещения к установленным под окнами кондиционерам-доводчикам.

***Слаботочные устройства*.** Телефонизация здания производится на основании технических условий. Кабеля телефонизации прокладываются в трубопроводах, с распределением по помещениям на этаже.

Радио распределительные сети радиофикации выполняются от понижающего трансформатора на радиостойке проводом ПВЖ 1.5 в трубах ПВХ 40 в вертикальных стояках. Абониментские сети выполняются проводами ПТТЖ 2х1.2 и скрыты под слоем штукатурки. Для приема передач на крыше установлена антенна.

**2. Расчётно – конструктивная часть.**

**2.1. Расчет монолитного перекрытия.**

Для получения усилий и перемещений в перекрытии, вводим все необходимые данные в ПК «SCAD». Для этого производим сбор нагрузок (табл 1 ).

Таблица1. Сбор нагрузок на перекрытие

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Элемент | Нормативная нагрузка кг/м² | Коэффициентнадежности | Расчетная нагрузка кг/м² |
|  Перекрытие м/у 1 и 2 этажами:Диск перекрытия t=0.18 м, ρ=2500кг/м³.Цементная стяжка t=0.05м, ρ=1800кг/м³Мозаичный пол t=0.02м, ρ=2500кг/м³.Нормативная временная нагрузка  | 450.090.050.0300.0 | 1.11.31.31.1 | 49511765330 |
| Итого: |  |  | 1007 |

Вводим все перечисленные параметр: размеры, нагрузки, характеристики в ПК «SCAD».

Все остальные вычисления проводит ЭВМ.

По полученным данным производим подбор арматуры.

**2.1.1. Подбор арматуры в надколонной части перекрытия.**

Согласно эпюре Мх, Му и изополям напряжений видно, что максимально изгибающие моменты в пролетах и над местами расположения колонн. По известным значениям производим подбор арматуры.

Подбор арматур от изгибающих моментов над колонной.

Для расчета будем использовать полосу шириной 1м. Определим деформатив ные и прочностные характеристики бетона класса В20.

Rb=11,5 МПа, Rbt=0,9 МПа, Еb=27500 МПа.

Для нахождения высот сжатой зон бетона, найдем коэффициент αm=M/Rbbh0²=10,15x105/115x100x15²=0.2 => ζ=0.887

Asтр=M/Rs ζ ho=10,15x105/3650x0.887x15=14,92 см²

Принимаем 4Ø22 A-III (As=1520 мм²=15.2 см²).

**2.1.2. Подбор арматур от изгибающих моментов в пролете.**

Для расчета будем использовать полосу шириной 1м.(рис. ). Определим деформативные и прочностные характеристики бетона класса В20.

Rb=11,5 МПа, Rbt=1.2 МПа, Еb=27500 МПа.

Для нахождения высот сжатой зон бетона , найдем коэффициент αm=M/Rbbh0²=3.65x105/115x100x15²=0.072 => ζ=0.963

Asтр=M/Rs ζ ho=3.65x105/3650x0.963x15=4.94 см²

Принимаем 4Ø14 A-III (As= 616 мм² =6.16 см²).

**2.1.3. Подбор арматуры на косые трещины. Расчет на продавливание.**

Расчет на продавливание плитных конструк­ций (без поперечной арматуры) от действия сил, равномерно распределенных на ограниченной пло­щади, должен производиться из условия

 =1●900●2,16●0,15= 408,2кН.

 227,2кН < 408,2кН.

где *F —* продавливающая сила равна 228,3 кН, берется из расчета монолитного перекрытия;

α — коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого ....................... 1,00

*um* — среднеарифметическое значений перимет­ров верхнего и нижнего оснований пирами­ды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения, равно (0,3●4+0,78●4)/2=2,16м. ho=0.15м-рабочая высота.

При определении *um* и *F* предполагается, что продавливание происходя по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45 к горизонтали

При установке в пределах пирамиды продавливания хомутов, нормальных к плоскости плиты, расчет должен производиться из условия

  =408,2+0,8●175●∑Asw

 ∑Asw=(408,2-227,2)/140x103=0.01м²

но не более 2 *Fb*. Усилие *Fb* принимается равным правой части неравенства (107), а *Fsw* определяется как сумма всех поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани расчетной пирамиды продавливания, по формуле

 

где *Rsw* не должно превышать значения, соответст­вующего арматуре класса А-I, Rsw=175МПа.

При учете поперечной арматуры значение *Fsw* должно быть не менее 0,5 *Fb*.

В конечном итоге принимаем на каждую грань пирамиды продавливания по 3Ø14 A-III.

  **2.2 Расчет оболочки двоякой кривизны.**

Конструкция покрытия представляет собой оболочку двоякой кривизны с размерами в плане 72х72 м, опёртую на 4 колонны через контурные элементы – металлические фермы. Высота оболочки составляет 12 м. Оболочка проектируется сборной из ребристых панелей 3х3 м. Панели выполнены плоскими, усиленными по контуру рёбрами.

 **2.2.1. Сбор нагрузок на покрытие.**

Сбор нагрузки, действующей на покрытие сведён в таблицу 2

Таблица 2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Элемент покрытия | Нормативная нагрузка, кг/м2 | Коэффициент надёжности по нагрузке | Расчётная нагрузка, кг/м2 |
| Кровля: |  |  |  |
| 4 слоя гидроизола на битумной мастике | 14 | 1,3 | 18,2 |
| асфальтовая стяжка (δ=20 мм, ρ=20 кН/м3) | 40 | 1,3 | 52 |
| утеплитель – минераловатные плиты (δ=50 мм, ρ=3,8 кН/м3) | 19 | 1,3 | 24,7 |
| обмазочная пароизоляция | 10 | 1,3 | 13 |
| Ребристые плиты покрытия размером 3х3 м с учётом заливки швов (δ=90 мм, ρ=21,9 кН/м3) | 150 | 1,1 | 165 |
| Постоянная |  |  | 272,9 |
| Снеговая нагрузка | 240 | 1,4 | 336 |
|  |  |  | 608,9 |

Статический расчёт конструкции покрытия произведён в ПК SCAD Office по методу конечных элементов.

В результате расчёта на ПК SCAD Office были получены следующие изополя напряжений:

В углах оболочки укладывают наклонную арматуру типа I из расчёта восприятия главных растягивающих сил; в приконтурных зонах ставят арматуру типа II, предназначенную для восприятия местных изгибающих моментов; по всей оболочке размещают конструктивную арматуру типа III (рис. 1).++++++

 **2.2.2. Расчет и подбор арматуры в плите покрытия.**

Расчёт арматуры типа I производим как для растянутого элемента по максимальным растягивающим напряжениям, которые составляют 23,93т/м. Напряжения получены из условия, что толщина оболочки составляет 9см. Определим необходимую площадь арматуры, требуемую для участка сечения шириной 100см. Усилие N в таком случае составит: N=Nx\*b\*h=23,93\*0,09=2,154т.

As=N/Rs=2,15/3,65=0,58см,

где Rs=365МПа=3,65т/см - расчётное сопротивление арматуры класса A- III на растяжение.

Принимаем арматуру 1Ø12 А-III.

Расчёт арматуры типа II производим как для изгибаемого элемента по максимальному изгибающему напряжению 0,58т\*м/м. Для расчёта берём сечение одной панели шириной 3м. +++++

Сечение приводим к тавровому с шириной 3м, высотой 400мм, толщиной полки 90мм, толщиной стенки 170 мм. Расчётный изгибающий момент в таком случае равен M=My\*b’f=420\*3=1260кг\*м.

Проверим условие:

M=1260кг\*м< Rbbf’hf’(ho-0,5hf’)=1450000\*3\*0,09\*(0,36-0,5\*0,09)=

=123323кг\*м, следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке.

Находим αm=M/(b\*ho²Rb)=1260/(3\*0,36²\*1450000)=0,002235.

Тогда, ζ=0,995. Требуемая площадь арматуры равна:

As=M/(ζ\*h0Rs)=1260/(0,995\*0,36\* 28000000)=0,0001256м²=1,256см².

Назначаем арматуру типа II 2Ø16 A-III .

Арматуру типа III назначаем конструктивно в виде сетки из стержней Ø10 A-I с шагом 200мм.

 **2.3Расчет монолитной колонны сечением 300х300.**

 **2.3.1. Сбор нагрузок на колонну.**

Определим нагрузку на колонну с грузовой площади, соответствующей за 6,0 x 6,0 = 36 м2 и коэффици­ентом надежности по назначению здания γn = 1,00.

Постоянная нагрузка от конструкций одного этажа:

от перекрытия 6,77• 36 • 1,00 = 243,72 кН;

от собственного веса колонны сечением 0,3X0,3 м при высоте этажа 3,6 м составит 0,3 • 0,3 • 3,6 • 25 • 1,1• 1,00 = 8,91 кН

Итого: 243,72 + 8,91 = 252,63 кН.

Временная нагрузка от перекрытия одного этажа 3,3 • 36 • 1,00 =118,8 кН, в том числе длительная — 1,0 • 36 • 1,00 = 36 кН.

Постоянная нагрузка от покрытия при нагрузке от кровли и плит 8 кН/м2 составит 8•36•1,00 = 288 кН, то же с учетом нагрузки от колонны верхнего этажа

288 + 8,91= 296,91 кН.

Временная нагрузка от снега для г.Казани (4снеговой район, s =2,4кН/м2) при коэффициенте надежности по нагрузке γf = 1,4 будет равна 2,4 • 1,4 • 36 • 1,00 = 120,96 кН, в том числе длительная со­ставляющая — 0,5 • 120,96 = 60,48 кН.

Таким образом, суммарная (максимальная) величина продольной силы в колонне первого этажа (при заданном количестве этажей — 4) будет составлять N = (253,63 +118.8) • (4 - 1) + 296,91 + 120,96 = 1728 кН; в том числе длительно действующая Nℓ=(253,63 + 36) • (4 - 1) + 296,91 + 25,2 = 1191 кН.

**2.3.2. Расчет колонны и подбор арматуры.**

Характеристики бетона и арматуры для колонны 300x300.

 Бетон тяжелый класса В20, Rb= 11,5 МПа при γb2 = 1,0. Продольная рабочая арма­тура класса А-Ш, Rsc = 365 МПа.

Расчет прочности сечения колонны выполняем по формулам п. 3.64 [3] на действие продольной силы со случайным эксцентрисите­том, поскольку класс тяжелого бетона ниже В40, а ℓ0 = 3600 мм < 20h = 20 • 300 = 6000 мм.

Принимая предварительно коэффициент φ = 0,8 вычисляем тре­буемую площадь сечения продольной арматуры по формуле (119) [3]:



Принимаем 4ø28 A-III *(*As,tot = 2463 мм2).

Выполним проверку прочности сечения колонны с учетом пло­щади сечения фактически принятой арматуры.

При Nℓ/N = 1191/1728 = 0,68; ℓ0/h = 3600/300 = 12 и α΄ = 40 мм<0,15h = 45 мм по приложению IV находим φb = 0,868 и φsb = 0,89.

Так как αs = RscAs,tot/(RbA) = 365 • 2463/(11,5 • 300 • 300) =0,868, то φ = φb + 2(φsb – -φb)αs = 0,868 + 2(0,89 - 0,868)0,868 = 0,906 > φsb =0,89. Так как ϕ = 0,906 > ϕsb = 0,89, то берем ϕsb=0,89. Тогда фактическая несущая способность расчетного сечения колонны будет равна Nu = φ(RbA + RscAs,tot) =0,89•(11,5 • 300 • 300 + 365 • 2463) = 1821,2 кН > N = 1728 кН, следовательно, прочность колонны обеспечена. Так же удовлетворяются требования п. 5.16 [2] по минимальному армированию, поскольку:

>0,4 (ℓ0/i = 55)

Поперечную арматуру в колонне конструируем в соответствии с требованиями п. 5.22 [2] из арматуры класса Вр-I диаметром 10 мм, устанавливаемую с шагом s = 300 мм < 20d= 20 • 28 = 540 мм и менее 500 мм.

**2.4 Расчет монолитной колонны сечением 800х800.**

 **2.4.1. Сбор нагрузок на колонну.**

Определим нагрузку на колонну с грузовой площади, соответствующей за 6,0 x 6,0 = 36 м2 и коэффици­ентом надежности по назначению здания γn = 1,00.

Постоянная нагрузка от конструкций одного этажа:

от перекрытия 6,77• 36 • 1,00 = 243,72 кН;

от собственного веса колонны сечением 0,8X0,8 м при высоте этажа 3,6 м составит 0,8 • 0,8 • 3,6 • 25 • 1,1• 1,00 = 63,36 кН

Итого: 243,72 + 63,36 = 307,08 кН.

Временная нагрузка от перекрытия одного этажа 3,3 • 36 • 1,00 =118,8 кН, в том числе длительная — 1,0 • 36 • 1,00 = 36 кН.

Постоянная нагрузка от покрытия при нагрузке от кровли и плит 360 кН/м2 составит 360•36•1,00 = 12960 кН, то же с учетом нагрузки от колонны верхнего этажа

12960 + 63,36= 13023 кН.

Временная нагрузка от снега для г.Казани (4снеговой район, s =2,4кН/м2) при коэффициенте надежности по нагрузке γf = 1,4 будет равна 2,4 • 1,4 • 36 • 1,00 = 120,96 кН, в том числе длительная со­ставляющая — 0,5 • 120,96 = 60,48 кН.

Таким образом, суммарная (максимальная) величина продольной силы в колонне первого этажа (при заданном количестве этажей — 4) будет составлять N = (307,08 +118.8) • (4 - 1) + 13023 + 120,96 = 14400 кН; в том числе длительно действующая Nℓ=(307,08 + 36) • (4 - 1) + 13023 + 60,48 = 14112,7 кН.

**2.4.2. Расчет колонны и подбор арматуры.**

Характеристики бетона и арматуры для колонны 800x800.

 Бетон тяжелый класса В20, Rb= 11,5 МПа при γb2 = 1,0. Продольная рабочая арма­тура класса А-Ш, Rsc = 365 МПа.

Расчет прочности сечения колонны выполняем по формулам п. 3.64 [3] на действие продольной силы со случайным эксцентрисите­том, поскольку класс тяжелого бетона ниже В40, а ℓ0 = 3600 мм < 20h = 20 • 800 = 16000 мм.

Принимая предварительно коэффициент φ = 0,8 вычисляем тре­буемую площадь сечения продольной арматуры по формуле (119) [3]:



Принимаем 16ø40 A-III *(*As,tot = 20306 мм2).

По СНиП 2.03.01-84 диаметр рабочей арматуры должен быть не более 36 мм, поэтому принимаем продольную арматуру 16ø36 A-III.

Выполним проверку прочности сечения колонны с учетом пло­щади сечения фактически принятой арматуры.

При Nℓ/N = 14112,7/14400 = 0,98; ℓ0/h = 3600/800 = 4,5 и α΄ = 40 мм<0,15h = 120 мм по приложению IV находим φb = 0,868 и φsb = 0,89.

Так как αs = RscAs,tot/(RbA) = 365 • 20306/(11,5 • 800 • 800) =0,868, то φ = φb + 2(φsb – -φb)αs = 0,868 + 2(0,89 - 0,868)0,868 = 0,906 > φsb =0,89. Так как ϕ = 0,906 > ϕsb = 0,89, то берем ϕsb=0,89. Тогда фактическая несущая способность расчетного сечения колонны будет равна Nu = φ(RbA + RscAs,tot) =0,89•(11,5 • 800 • 800 + 365 • 20306) = 15068,2 кН > N = 14400 кН, следовательно, прочность колонны обеспечена. Так же удовлетворяются требования п. 5.16 [2] по минимальному армированию, поскольку:

>0,4 (ℓ0/i = 55)

Поперечную арматуру в колонне конструируем в соответствии с требованиями п. 5.22 [2] из арматуры класса Вр-I диаметром 10 мм, устанавливаемую с шагом s = 300 мм < 20d= 20 • 40 = 800 мм и менее 500 мм.

3. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ.

3.1. Привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки.

 Привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки осуществляется в два этапа:

 Первый этап -  **горизонтальная привязка** – контур здания в масштабе наносится на инженерно-топографический план строительной площадки таким образом, чтобы выработки, обозначенные на плане, находились по возможности внутри контура здания или вблизи от него.

 Второй этап – **вертикальная привязка** – определение: планировочных отметок углов строительной площадки, «чёрных» и «красных» отметок углов здания и «нулевой» отметки здания, соответствующей уровню чистого пола 1-го этажа.

 Рельеф поверхности грунта строительной площадки с размерами в плане

ОАхАВ = 225х120 м имеет уклон с северо-запада (СЗ) на юго-восток (ЮВ), абсолютные отметки от уровня Балтийского моря, соответственно горизонталями на (СЗ) от 107,5 м до 105,0 м на (ЮВ). Перепад высот по абсолютным отметкам (чёрным отметкам природного рельефа) составил 107.2-105,35=1,85 м, вызывает дополнительные конструктивные, эксплуатационные, технологические и другие сложности. Поэтому, принимается решение по изменению существующего рельефа в пределах контура здания срезкой и подсыпкой грунта.

 Существующие уклоны строительной площадки в восточном (вдоль координатной оси ОХ) и южном (вдоль координатной оси ОУ) направлениях составляют соответственно:

* AD=BC=225м ;
* АВ=DC=120м .

Из условия обеспечения беспрепятственного стока атмосферных осадков, назначаем проектный уклон в обоих направлениях, тогда ==0,01.

Проектную отметку в точке «О» назначаем равной =106,5 м, тогда проектные отметки  любой точки проектного рельефа площадки определяем по формуле

,м. (1)

Здесь х и у – координаты точек в соответствии с выбранным направлением координатных осей.

Рассчитываем проектные (красные) отметки земли в углах строительной площадки А, В, С по (1).

угол А, RA=106,5-0,01∙225,0=104,25 м;

угол В, RВ=106,5-0,01∙120,0=105,3 м;

угол С, RС=106,5-0,01∙(225+120)=103,05 м.

Теперь рассчитываем проектные (красные) отметки углов контура проектируемого здания. Для этого определяем координаты углов 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10 и 11 (рис. 1) здания и вычисляем красные отметки по оси (1):

угол 1 - х=13 м; у=1,3 м; R1=106,5-0,01(13+1,3)=106,228 м;

угол 2 - х=14 м; у=17,8 м; R2=106,5-0,01(14+17,8)=106,182 м;

угол 3-х=19,5 м;у=17,8 м; R3=106,5-0,01(19,5+17,8)=106,13 м;

угол 4-х=19,5 м;у=22,5 м; R4=106,5-0,01(19,5+22,5)=106,08 м;

угол 5-х=29,5 м;у=22,5 м; R5=106,5-0,01(29,5+22,5)=105,98 м;

угол6-х=29,5м;у=25,05м;R1=106,5-0,01(29,5+22,05)=105,98 м.

угол 7- х=44 м; у=25,05 м; R1=106,5-0,01(44+25,05)=105,81 м;

угол 8 - х=44 м; у=23,5 м; R2=106,5-0,01(44+23,5)=105,82 м;

угол 9 - х=42 м; у=23,5 м; R3=106,5-0,01(42+23,5)=105,84 м;

угол 10 - х=42 м; у=1,3 м; R4=106,5-0,01(42+1,3)=106,06 м;

Теперь необходимо назначить абсолютную отметку ±0,000, соответствующую уровню чистого пола 1-го этажа проектируемого здания. В нашем случае нулевая отметка определяется как максимальная красная отметка в точке 1 проектируемого здания, плюс высота проектного цоколя hцок=0,50 м.

±0,000=106,228+0,50=106,728 м.

Максимальное превышение нулевой отметки (±0,000=106,728м) в точке 1-106,728-106,23=0,498 м. В этом случае выполняется вертикальная планировка способом террасирования, размещения проектируемого здания частично на спланированных горизонтальных террасах.+++++++++

 Рис. 1 Схема плана строительной площадки

3.2 Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства

3.2.1 Общие положения

Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства заключается в уточнении наименований каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ), представленного на бланке грунтовых условий площадки строительства, а так же в определении производных и классификационных характеристик грунтов и начального расчётного сопротивления R0.

Расчёт производится в порядке залегания ИГЭ грунта от поверхности земли по одной их четырёх скважин (в нашем случае – скважина №2).

3.2.2 Классификация грунтов

**1. ИГЭ-0.** Мощность слоя h0=1,0 м. Проба взята с глубины h’1≈ h1/2≈0,5 м. Наименование грунта – торф. Не обладает значительной несущей способностью.

**2. ИГЭ-1.** Мощность слоя h1=6,1 м. Проба взята с глубины h’1≈ h0+h2/2≈4,05 м. Грунт связный, т.к. присутствуют влажность на границе текучести WL и влажность на границе раскатывания WP.

**2.1.** Определяем наименование грунта по числу пластичности JP:

JP=WL-WP=26%-14%=12%=0,12,

где WL – влажность грунта ИГЭ-1 на границе текучести, WL=26%; WP – влажность грунта ИГЭ-1 на границе раскатывания, WP=14%.

Так как 7% < JP=12% < 17%, то согласно прил. 1, табл. 1.2 [1], грунт – **суглинок**.

**2.2.** Определяем разновидность грунта по консистенции по показателю текучести JL:

,

где W – природная влажность грунта ИГЭ-1, W=32%.

Так как JL>1,5, то согласно прил. 1, табл 1.3 [1], **суглинок текучий.**

**2.3.** Определяем значение коэффициента пористости e:

,

где  - плотность твёрдых частиц грунта ИГЭ-1, =2,72 г/см,  - плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1,
=1,77 г/см.

**2.4.** По полученным значениям текучести JL и коэффициента пористости e по прил. 2 [1] определяем его начальное расчётное сопротивление R0≈180,00 кПа.

**ВЫВОД:** ИГЭ-1 – грунт – суглинок текучий с начальным расчётным сопротивлением R0≈180,00 кПа.

**3. ИГЭ-2.** Мощность слоя h2=1,5 м. Проба взята с глубины 7,85 м. Грунт связный, т.к. присутствуют влажность на границе текучести WL и влажность на границе раскатывания WP.

**3.1.** Определяем наименование грунта по числу пластичности JP:

JP=WL-WP=28%-22%=6%=0,06,

где WL=28%, WP=22%.

Так как 0% < JP=6% < 7%, то согласно прил. 1, табл. 1.2 [1], грунт – **супесь**.

**3.2.** Определяем разновидность грунта по консистенции по показателю текучести JL:

,

где W=27%.

Так как JL=0,83,то согласно прил. 1, табл 1.3 [1], **супесь пластичная.**

**3.3.** Определяем значение коэффициента пористости e:

,

где =2,71 г/см, =1,84 г/см.

**3.4.** По полученным значениям текучести JL и коэффициента пористости e по прил. 2 [1] определяем его начальное расчётное сопротивление R0≈320,7 кПа.

**ВЫВОД:** ИГЭ-2 – грунт – супесь пластичная, насыщенная водой с начальным расчётным сопротивлением R0≈210,0 кПа.

**4. ИГЭ-3.** Мощность слоя h3=4,9 м. Проба взята с глубины
 11,05 м. Грунт несвязный, т.к. влажности WL и WP отсутствуют.

**4.1.** По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности. Для этого % содержания частиц исследуемого грунта последовательно суммируем до тех пор, пока не будет выполнено первое условие, удовлетворяющее показателю наименования:

|  |  |
| --- | --- |
| > 2 мм | 2% < 25% |
| 2 ÷ 0,5 мм | 2+15=17% < 50% |
| 0,5 ÷ 0,25 мм0,25 ÷ 0,1 мм | 17+23=40% < 50%40+40=80%>75% |

Так как 80% > 75%, то, согласно табл. 1.1 [1], грунт – песок мелкий.

**4.2.** Определяем значение коэффициента пористости e:

,

где =2,65 г/см, =2 г/см, W=0,24.

Так как 0,55 < e = 0,643 < 0,70, то, согласно прил. 1, табл. 1.5 [1], **песок средней плотности.**

**4.3.** Определяем разновидность грунта по степени влажности Sr:

.

Так как 0,8 < Sr=0,989 < 1, то, согласно прил. 1, табл. 1.4 [1], **песок - насыщенный водой**.

По прил. 2, табл. 2.2 [1], по виду грунта, плотности и степени влажности определяем начальное расчётное сопротивление R0≈200 кПа.

**ВЫВОД:** ИГЭ-3 – грунт – песок мелкий, средней плотности, насыщенный водой, с начальным расчётным сопротивлением R0≈200 кПа.

**5. ИГЭ-4.** Мощность слоя h4=3,2 м. Проба взята с глубины
 15,1 м. Грунт несвязный, т.к. влажности WL и WP отсутствуют.

**5.1.** По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности. Для этого % содержания частиц исследуемого грунта последовательно суммируем до тех пор, пока не будет выполнено первое условие, удовлетворяющее показателю наименования:

|  |  |
| --- | --- |
| > 2 мм | 21% < 25% |
| 2 ÷ 0,5 мм | 21+32=53% > 50% |
|  |  |

Так как 53% > 50%, то, согласно табл. 1.1 [1], грунт – песок крупный.

**5.2.** Определяем значение коэффициента пористости e:

,

где =2,67 г/см, =2 г/см, W=0,2.

Так как 0,55 < e = 0,602 < 0,70, то, согласно прил. 1, табл. 1.5 [1], **песок средней плотности.**

**5.3.** Определяем разновидность грунта по степени влажности Sr:

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №ИГЭ | Условное обозначение | Литологическое описание | Мощность слоёв грунта для скважин | Начальное расчётное сопротивление R0 |
| Скв.1 | Скв.1 | Скв.1 | Скв.1 |
| Численное значение, кПа | Эпюра |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| ИГЭ-0 | sign5 | Торф | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,2 | 0 |  |
| ИГЭ-1 | sign2 | Суглинок текучий | 6,6 | 6,1 | 6,7 | 6,7 | 180 |  |  |
| ИГЭ-2 | sign4 | Супесь пластичная | 1,2 | 1,5 | 1,1 | 1,5 | 210 |  |  |
| ИГЭ-3 | sign5 | Песок мелкий, насыщенный водой | 4,7 | 4,9 | 4,7 | 4,5 | 200 |  |  |
| ИГЭ-4 | sign5 | Песок крупный, насыщенный водой | 3,2 | 3,2 | 3,0 | 3,0 | 500 |  |  |
| ИГЭ-5 | sign4 | Супесь текучая | 5,3 | 5,3 | 5,5 | 5,0 | 200 |  |  |

 .

 Так как 0,8 < Sr=0,887 < 1, то, согласно прил. 1, табл. 1.4 [1], **песок - насыщенный водой**.

По прил. 2, табл. 2.2 [1], по виду грунта, средней плотности и степени влажности определяем начальное расчётное сопротивление R0≈500 кПа.

**ВЫВОД:** ИГЭ-4 – грунт – песок крупный, средней плотности, насыщенный водой, с начальным расчётным сопротивлением R0≈500 кПа.

**6. ИГЭ-5.** Мощность слоя h5=5,3 м. Проба взята с глубины 19,35 м. Грунт связный, т.к. присутствуют влажность на границе текучести WL и влажность на границе раскатывания WP.

**3.1.** Определяем наименование грунта по числу пластичности JP:

JP=WL-WP=21%-15%=6%=0,06,

где WL=21%, WP=15%.

Так как 0% < JP=6% < 7%, то согласно прил. 1, табл. 1.2 [1], грунт – **супесь**.

**3.2.** Определяем разновидность грунта по консистенции по показателю текучести JL:

,

где W=24%.

Так как JL=1,5,то согласно прил. 1, табл 1.3 [1], **супесь текучая.**

**3.3.** Определяем значение коэффициента пористости e:

,

где =2,69 г/см, =1,95 г/см.

**3.4.** По полученным значениям текучести JL и коэффициента пористости e по прил. 2 [1] определяем его начальное расчётное сопротивление R0≈200,0 кПа.

**ВЫВОД:** ИГЭ-5 – грунт – супесь текучая, насыщенная водой с начальным расчётным сопротивлением R0≈200,0 кПа.

Таблица 2.1

Геологические колонки и начальные сопротивления слоёв грунта

 3.3. Построение инженерно-геологических разрезов.

Рис. 3.1 Инженерно-геологический разрез М: верт.:1:200, гор. 1:500++++

Рис. 3.1 Инженерно-геологический разрез М: верт.:1:200, гор. 1:500++++++

3.4. Расчёт и проектирование свайного фундамента в сечении II-II.

3.4.1 Общие положения

**1.** Глубину заложения фундамента назначают, исходя из 3-х основных факторов:

1. В зависимости от климатических условий строительной площадки (от района строительства). Расчётная глубина промерзания df=kh∙dfn=0,5∙1,7=0,85 м,

где kh – коэффициент теплового режима здания, принимается по прил. 3 табл. 3.1 [1] в зависимости от особенностей сооружения и среднесуточной температуре примыкающих к наружным фундаментам, kh=0,5;

dfn – глубина промерзания грунта указанного района принимается по прил. 3 рис. 1 [1], dfn=1,7.

2. В зависимости от гидрогеологических условий строительной площадки.

3. В зависимости от конструктивных особенностей здания (наличие подземной части.

3.4.2. Определение высоты фундамента

Толщина a принимается равной 30 см для обеспечения условия продавливания. Глубина заделки колонны в фундамент принимается равной полуторному размеру большей стороны сечения колонны hc=1,5bc=1,5∙0,3=0,45 м, но не более 90 см. Также hc должна быть не меньше 20d рабочей арматуры, для обеспечения жёсткой заделки. Толщина цементной подготовки под колонну c принимается равной 5 см. Итого, высота фундамента равна
hр.+a+hc=0,6+0,3+0,45=1,35 м.

3.4.3. Определение глубины заложения фундамента.

 **1.** Глубина заложения будет определятся исходя из конструктивных требований. Высота фундамента равна 1,35 м, (см п. 4.4.2). С учётом вышеперечисленных вертикальных размеров, минимальная глубина заложения подошвы фундамента равна 1,5 м. Так как данная глубина заложения фундамента удовлетворяет климатическим и гидрогеологическим условиям строительной площадки, то окончательно принимаем глубину заложения, равную 1,5 м.

 **2.** Принимаем, что ростверк свайного фундамента выполняется из монолитного железобетона класса В20. Толщину защитного слоя бетона свайного фундамента принимаем as=40мм. Принимаем кустовой отдельно стоящий тип фундамента.

**3.** Вследствие того, что слой грунта (ИГЭ-1), в котором располагается ростверк непросадочный, принимаем сопряжение свай с ростверком шарнирным, т.е. свая не менее чем на 0,1м заделывается в ростверк. Тогда высота плитной части ростверка свайного фундамента

hp=hmin+0,25=0,1+0.25=0,35,

hmin – минимальная глубина заделки сваи в ростверк. Высоту ростверка принимаем кратно 0,15м, т.е. hp=0,6м.

**4.** За опорный слой принимаем ИГЭ-3 – песок крупный, непросадочный, R0=200,0 кПа и E0=30000. В этот слой минимальная глубина погружения сваи должна быть не менее 0,5м. Тогда, предварительная длина сваи должна составлять (рис. 4.2):

h3+h1/2+ h2+h3+ hmin=0,1+5,2+1,1+0,5=6,9м,

где h3 – глубина (высота) заделки сваи в ростверк свайного фундамента;

h – расстояние от подошвы ростверка до подошвы 1-го слоя грунта;

hmin – минимальная глубина погружения сваи в несущих слой грунта (ИГЭ-3). Принимаем сваю марки С 7-30.

**5.** По прил. 10 [1] определяем тип сваи, а так же её размеры – длину и поперечное сечение. Для заданных грунтовых условий строительной площадки назначаем готовую забивную железобетонную сваю марки С 7-30 длиной призматической части Lсв=7 м, с размером стороны квадратного поперечного сечения b=0,3 и длиной острия l=0,25. Расчётная глубина заложения одиночной висячей сваи принимаем равной

d+ h1/2+ h2+h3 +l0=1,5+5,2+1,1+0,7=8,5м,

где h3/1 – глубина погружения сваи в несущий слой грунта.

Принимаем, что свая погружается с помощью забивки дизель-молотом.

3.4.4. Определение несущей способности одиночной висячей сваи

Определение несущей способности одиночной висячей сваи производится в следующей последовательности.

**1.** Для выбранного типа и размера сваи определяем несущую способность одиночной висячей сваи Fd:



где =1,0 – коэффициент условий работы сваи в грунте;

=1, =1 – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижней и боковой поверхностью сваи, зависят от способа погружения сваи, принимаются по прил. 6, табл. 6.1 [1];

R – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимается по прил. 6, табл. 6.2 [1], для глины тугопластичной R=2500 кПа;

Асв=0,09м - площадь поперечного сечения сваи;

u=1,2м – наружный периметр поперечного сечения сваи;

hi – мощность i-го однородного слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи (принимается не более 2м);

n=3шт;

fi – расчётное сопротивление на сдвиг боковой поверхности сваи по i-му слою грунта, принимается согласно прил.6 табл. 6.3 настоящих методических указаний:

для 1-го слоя грунта z1=4,2м – f1=38 кПа;

для 2-го слоя грунта z2=7,25м – f2=43,2 кПа;

для 3-го слоя грунта z3=8,1м – f3=44 кПа.

Fd=1∙(1∙0,09∙2500+1,2∙1∙(38∙5,2+43,2∙1,1+44∙0,6))=550,82кПа.

**2.** Определяем расчётную нагрузку, допускаемую на сваю ND:



где =1,4 – коэффициент надёжности по нагрузке.

**3.** Исходя из предположения, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на сваи, расположенные в кусте, определяем требуемое количество свай в фундаменте по формуле



k1=1÷1,2 – коэффициент, для трапецеидальных эпюр, принимаем k1=1,0.

Окончательно принимаем n=5шт.

3.4.5. Конструирование ростверка

Размещение свай в плане и конструирование ростверка выполняем конструктивно, руководствуясь следующими требованиями (рис. 6.2):

* равнодействующая о постоянных нагрузок должна проходить как можно ближе к центру тяжести подошвы свайного фундамента;
* минимальное расстояние в плане между осями свай должно быть не менее (3÷6)d, где d – диаметр круглой или размер стороны поперечного сечения сваи, принимаем 5d=5∙0,3=1,5м;
* расстояние от края ростверка до оси крайнего ряда свай принимаем равным размеру поперечного сечения свай, т.е. 0,15м;
* с целью использования унифицированной опалубки габаритные размеры ростверка в плане должны быть кратны 0,3м, а по высоте – 0,15м.

 Конструирование свайного фундамента см. рис. 3.3.

3.4.6. Определение размеров условного фундамента

Определение размеров условного фундамента производится в следующей последовательности.

**1.** Определяем размеры условного фундамента. Границы условного фундамента определяются следующим образом (рис. 3.3): *снизу* – плоскостью АБ, приходящие через нижние концы свай; *сверху* – поверхностью планировки земли, *с боков* - вертикальными плоскостями АВ и ВБ, отстоящих от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии , где  - угол распределения напряжений, определяется по формуле

,

где  - усреднённый угол внутреннего трения в пределах грунта, пробиваемого сваей (рис. 3.3), определяется по формуле



**2.** Определяется высота условного фундамента  по формуле



**3.** Определяем ширину подошвы условного фундамента :

,

где d=0,3 – диаметр круглой сваи или размер стороны квадратного сечения сваи;

lсв – длина сваи без учёта заделки в ростверк, определяется по формуле lсв=Lсв-hз=7,0-0,1=6,9м.

**4.** Определяем длину подошвы условного фундамента lу.ф.:

.

**5.** Определяем площадь подошвы условного фундамента :



**6.** Определяем собственный вес свай :

;

 - объём свай, определяется по формуле



здесь =25кН/м - удельный вес бетона сваи.

**7.** Определяем собственный вес ростверка Gp:



где Vp – объём бетона ростверка, определяется по формуле



здесь  - длина, ширина, высота соответственно плиты и подколонника.

**8.** Определяем собственный вес грунта Gгр, расположенного на устье ростверка, определяется по формуле



где Vу.ф. – объём условного фундамента грунта (прямоугольник ABCD, рис. 6.3), определяется по формуле



здесь =2,79 – ширина подошвы условного фундамента;

l0=0,25м длина острия.

**9.** Определяем среднее давление под подошвой условного фундамента:



**10.** Определяем расчётное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента:

, где

 и  - коэффициенты условий работы, =1,3 и =1,1, принимаются по прил. 2, табл 1.1 [1];

k – коэффициент, т.к. прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями, то k=1,0;

, , - коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ несущего слоя грунта, для φ=30 - =1,15, =5,59, =7,95, принимаются по прил. 4 табл. 4.2 [1];

bу.ф. – ширина фундамента, b у.ф.=2,79 м;

kz – коэффициент, kz=1,0, т.к. ширина подошвы фундамента bf=2,79 м < 10 м;

сII – расчётное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, сII=15 кПа (см. табл. на стр. 3);

 – осреднённое расчётное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, определяется по формуле: 

 – то же, ниже подошвы фундамента:

,

Тогда



**11.** Проверяем условие, по которому среднее давление под подошвой условного фундамента не должно превышать расчётного сопротивления несущего слоя грунта Rу.ф. под подошвой условного фундамента, т.е. должно выполняться условие 



Условие выполняется, следовательно, фундамент запроектирован верно.

3.4.7. Вычисление вероятной осадки фундамента

Вычисление вероятной осадки свайного фундамента производится методом послойного суммирования в следующей последовательности.

**1.** Вычисляем ординаты эпюр природного давления  (вертикальные напряжения от действия собственного веса грунта) и вспомогательной 0,2 по формуле

, где hi – толщина i-го слоя грунта (при наличии подземный вод определяется с учётом взвешивающего действия воды).

Точка О – на поверхности земли (рис. 4.3)

; ;

точка 1 – на уровне подошвы условного фундамента

; ;

точка 2 – на границе 1-го и 2-го слоёв

; ;

точка 3 – на границе 2-го и 3-го слоев

; ;

точка 4 – на границе 3-го и 4-го слоёв

; ;

точка 5 – на границе 4-го и 5-го слоёв

; ;

точка 6 – на границе 5-го и 6-го слоёв

; ;

 **2.** По полученным значениям ординат на геологическом разрезе масштабом строим эпюру природного давления  (слева от оси OZ) и вспомогательную эпюру  (справа от оси OZ) (рис 4.3).

**3.** Определяем дополнительное вертикальное давление на основание здания или сооружения по подошве фундамента:

,

здесь p – среднее давление под подошвой фундамента, p=269,95 кПа.

**4.** Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные подслои толщиной Δi=(0,2-0,4)∙bf, оде bf – ширина подошвы фундамента. Принимаем Δi=0,2bf=0,2∙2,4=0,48м.

**5.** Определяем дополнительные вертикальные нормальные σzp напряжения на глубине zi от подошвы фундамента:

,

где  - коэффициент рассеивания напряжений для соответствующего слоя грунта, зависит от формы подошвы фундамента и соотношений  и , где zi – глубина i-го элементарного слоя от подошвы фундамента , определяется по прил. 5 [1]. Принимаем  и .++++++++

Рис. 4.3. К расчёту осадки СФ-1 в сечении I-I (Б-2): DL - отметка планировки; NL – отметка природного рельефа; FL - отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; BC – нижняя граница сжимаемой толщи; Hc – толщина сжимаемой толщи; d1 – глубина заложения фундамента от уровня планировки; bf – ширина фундамента; эп. σzq и эп. 0.2σzq - соответственно основная и вспомогательная эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта; эп. σzp – эпюра дополнительного вертикального напряжения то подошвы фундамента.

**6.** По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σzp от подошвы фундамента (справа от оси OZ) (рис. 4.3).

**7.** Определяем высоту сжимаемой толщи основания Hc, нижняя граница которой BC принимается на глубине z=Hc, где выполняется условие равенства  (рис. 4.2).

**8.** Определяем величину общей осадки по формуле

,

β=0,8 – безразмерный коэффициент;

 - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения от подошв фундамента в i-ом слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней zi-1 и нижней zi границах слоя по вертикали, проходящей через центр фундамента;

 - толщина i-го слоя грунта;

Ei – модуль деформации i-го слоя грунта;

n – количество слоёв, на которые разбита сжимаемая толща основания.

**9.** Для удобства расчёта осадки все вычисления ведём в табличной форме следующего вида (табл. 4.2).

Таблица 4.2 Расчёт вероятной осадки ФГЗ-1 в сечении I-I

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № ИГЭ | Наименование грунта и его состояние | Мощ-ность слоя, h,м | ,м | zi, м | ξi | αi | , кПа |  ,кПа | Ei, кПа |
| ИГЭ-3 | Суглинок текучий, непросадочный | 4,7 | 0 | 0 | 0 | 1 | 242,3 |  | 9000 |
| 0,48 | 0,48 | 0,4 | 0,960 | 232,6 | 237,45 | 9000 |
| 0,48 | 0,96 | 0,8 | 0,844 | 204,5 | 218,55 | 9000 |
| 0,48 | 1,44 | 1,19 | 0,606 | 146,8 | 175,65 | 9000 |
| 0,48 | 1,92 | 1,59 | 0,449 | 108,79 | 127,79 | 9000 |
| 0,48 | 2,4 | 1,99 | 0,336 | 81,41 | 95,1 | 9000 |
| 0,48 | 2,88 | 2,39 | 0,257 | 62,27 | 71,84 | 9000 |
| 0,48 | 3,36 | 2,7 | 0,215 | 52,09 | 57,18 | 9000 |
| 0,48 | 3,84 | 3,18 | 0,160 | 38,76 | 45,42 | 9000 |
| 0,26 | 4,1 | 3,4 | 0,145 | 35,13 | 36,94 | 9000 |
| ИГЭ-4 | Супесь пластичная, непросадочная |  3,0 | 0,22 | 4,32 | 3,58 | 0,131 | 31,74 | 33,43 | 30000 |
| 0,48 | 4,8 | 3,98 | 0,108 | 26,16 | 28,95 | 30000 |





Sобщ=S3+S4=0,058+0,00056=0,05856м=5,8cм.

**10.** Сравниваем полученное расчётное значение вероятной осадки S со значением предельных деформаций основания Su, принимаемое в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения по прил. 7 [1].

S=5,8см<Su=8см, условие выполняется.

3.5. Расчёт тела ростверка свайного фундамента

3.5.1. Расчёт прочности ростверка на продавливание колонной

Расчёт прочности плитной части внецентренно нагруженного ростверка на продавливание колонной заключается в проверке следующего условия



где  - расчётная величина продавливающей силы, равная сумме расчётных усилий, передаваемых на сваи, расположенные с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка, N=2∙(2∙345)=1380кН;

Npi – расчётное усилие в сваях от нагрузок на уровне верха ростверка, определяется по формуле



li=0,9 расстояние от центра тяжести свайного поля до оси сваи;

с1=0,5м и с2=0,5м расстояние от плоскости грани колонны до плоскости ближайшей грани сваи (рис. 4.4);

 - коэффициенты, принимаемые по табл. 9,8 [1].

Тогда 

Условие выполняется, следовательно, продавливания плитной части не произойдёт.

3.5.2. Расчёт прочности ростверка на продавливание угловой сваей

Расчёт прочности плитной части ростверка на продавливание угловой сваей (рис. 4.3) заключается в проверке следующего условия



Np – расчётное усилие в угловой свае (максимально нагруженной), с учётом действия моментов в двух направлениях, определяется по формуле



b01=0,45 и b02=0,45 – расстояния от внутренних граней угловой сваи до наружных граней ростверка;

С01=0,15 и С02=0,15 – расстояния от плоскости внутренних граней сваи до ближайшей грани подколонника или граней ростверка. Тогда



Условие не выполняется, следовательно, высота плитной части ростверка недостаточна. Принимаем решение увеличить высоту плитной части ростверка, принимая равной hp=0,9м. Тогда рабочая высота плитной части ростверка h01=hp-as=0,9-0,3=0,6м;



Условие выполняется, следовательно, высота плитной части ростверка достаточна.

3.5.3 Расчёт прочности ростверка на смятие

Расчёт прочности ростверка на смятие (местное сжатие) под торцом колонны сводится к проверке следующего условия:



где Nc=1814 расчётная продольная сжимающая сила в уровне торца колонны (см. п. 4.6.3);

=1 – коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия;

Aloc1=0,9м фактическая площадь смятия (поперечного сечения колонны);

Rb,loc – расчётное сопротивление бетона смятию, определяется по формуле



=1 – коэффициент;

  - коэффициент, учитывающий повышение несущей способности бетона при местном сжатии для бетона выше класса В7,5 не более 2,5, определяется по формуле



здесь  - расчётная площадь смятия (рис. 4.4), определяется по формуле Aloc2=1,5∙1,5=2,25м. Тогда

1814кН<0,9∙1∙23920∙0,25=5382кН.

Условие выполняется, следовательно, смятия бетона под колонной не произойдёт.

3.5.4. Расчет прочности ростверка по поперечной силе

Расчёт прочности плитной части ростверка по поперечной силе в наклонном сечении выполняется в месте изменения высоты ростверка и заключается в проверке следующего условия:



где  - сумма расчётных усилий всех свай, находящихся за пределами наклонного сечения,

m=2,45 – коэффициент, принимаемый по табл. 9.10 [3]. Тогда

.

Условие выполняется, следовательно, прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

3.5.5. Расчёт прочности ростверка на изгиб

Расчёт прочности на изгиб производят в сечениях по граням колонны, а так же по наружным граням подколонника и ступеней ростверка.

Расчёт выполняется в следующей последовательности:

**1.** В сечениях I-I и II-II (рис. 4.4) определяем изгибающие моменты.

Расчётные изгибающие моменты для каждого сечения определяют как сумму моментов от расчётных усилий в сваях и от местных нагрузок, приложенных к консольному свесу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения.

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны:

для сечения I-I:



для сечения II-II:



**2.** В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры  плитной части ростверка (рис. 4.4).

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны:

для сечения I-I:



для сечения II-II:



**3.** Из двух значений  и  выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количества стержней. Для этого задаёмся шагом стержней – S=150мм. Принимаем количество стержней n=17шт.  Тогда

****.

Принимаем диаметр одного стержня Ø=8мм. Но так как минимально допустимый диаметр арматуры должен быть не менее 10мм, окончательно принимаем диаметр одного стержня 10мм (As=0,785см).

Схема армирования плитной части ростверка арматурной сеткой C1 представление на рис. 4.6.+++++++ +++++++++

3.6. Расчёт и проектирование свайного фундамента в сечении II-II.

3.6.1 Общие положения

**1.** Глубину заложения фундамента назначают, исходя из 3-х основных факторов:

1. В зависимости от климатических условий строительной площадки (от района строительства). Расчётная глубина промерзания df=kh∙dfn=0,5∙1,7=0,85 м,

где kh – коэффициент теплового режима здания, принимается по прил. 3 табл. 3.1 [1] в зависимости от особенностей сооружения и среднесуточной температуре примыкающих к наружным фундаментам, kh=0,5;

dfn – глубина промерзания грунта указанного района принимается по прил. 3 рис. 1 [1], dfn=1,7.

2. В зависимости от гидрогеологических условий строительной площадки.

3. В зависимости от конструктивных особенностей здания (наличие подземной части.

3.6.2. Определение высоты фундамента

Толщина a принимается равной 30 см для обеспечения условия продавливания. Глубина заделки колонны в фундамент принимается равной полуторному размеру большей стороны сечения колонны hc=1,5bc=1,5∙0,3=0,45 м, но не более 90 см. Также hc должна быть не меньше 20d рабочей арматуры, для обеспечения жёсткой заделки. Толщина цементной подготовки под колонну c принимается равной 5 см. Итого, высота фундамента равна
hр.+a+hc=0,6+0,3+0,45=1,35 м.

3.6.3. Определение глубины заложения фундамента.

 **1.** Глубина заложения будет определятся исходя из конструктивных требований. Высота фундамента равна 1,35 м, (см п. 4.5.2). С учётом вышеперечисленных вертикальных размеров, минимальная глубина заложения подошвы фундамента равна 1,5 м. Так как данная глубина заложения фундамента удовлетворяет климатическим и гидрогеологическим условиям строительной площадки, то окончательно принимаем глубину заложения, равную 1,5 м.

 **2.** Принимаем, что ростверк свайного фундамента выполняется из монолитного железобетона класса В20. Толщину защитного слоя бетона свайного фундамента принимаем as=40мм. Принимаем кустовой отдельно стоящий тип фундамента.

**3.** Вследствие того, что слой грунта (ИГЭ-1), в котором располагается ростверк непросадочный, принимаем сопряжение свай с ростверком шарнирным, т.е. свая не менее чем на 0,1м заделывается в ростверк. Тогда высота плитной части ростверка свайного фундамента

hp=hmin+0,25=0,1+0.25=0,35,

hmin – минимальная глубина заделки сваи в ростверк. Высоту ростверка принимаем кратно 0,15м, т.е. hp=0,6м.

**4.** За опорный слой принимаем ИГЭ-3 – песок крупный, непросадочный, R0=200,0 кПа и E0=30000. В этот слой минимальная глубина погружения сваи должна быть не менее 0,5м. Тогда, предварительная длина сваи должна составлять (рис. 4.2):+++++++++++

h3+h1/2+ h2+h3+ hmin=0,1+5,2+1,1+0,5=6,9м,

где h3 – глубина (высота) заделки сваи в ростверк свайного фундамента;

h – расстояние от подошвы ростверка до подошвы 1-го слоя грунта;

hmin – минимальная глубина погружения сваи в несущих слой грунта (ИГЭ-3). Принимаем сваю марки СПд 7-80.

**5.** По прил. 10 [1] определяем тип сваи, а так же её размеры – длину и поперечное сечение. Для заданных грунтовых условий строительной площадки назначаем готовую забивную железобетонную сваю марки СПд 7-80 длиной пирамидальной части Lсв=7 м, с размером головы 80 см и длиной острия l=0,1. Расчётная глубина заложения одиночной висячей сваи принимаем равной

d+ h1/2+ h2+h3 +l0=1,5+5,2+1,1+0,7=8,5м,

где h3/1 – глубина погружения сваи в несущий слой грунта.

Принимаем, что свая погружается с помощью забивки дизель-молотом.

3.6.4. Определение несущей способности одиночной висячей сваи

Определение несущей способности одиночной висячей сваи производится в следующей последовательности.

**1.** Для выбранного типа и размера сваи определяем несущую способность одиночной висячей сваи Fd:



где =1,0 – коэффициент условий работы сваи в грунте;

=1– коэффициенты условий работы cваи в грунте

R – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимается по прил. 6, табл. 6.2 [1], для глины тугопластичной R=2500 кПа;

Асв=0,01м - площадь поперечного сечения сваи;

fi – расчётное сопротивление на сдвиг боковой поверхности сваи по i-му слою грунта, принимается согласно прил.6 табл. 6.3 настоящих методических указаний:

Fd=1∙((2500∙0,01+5,2∙(3,2∙38+3,2∙0,025∙3000∙0,5∙0,8)+ 1,1∙(2,28∙43,2+2,28∙0,025∙9000∙0,5∙0,8)+ 0,6∙(1,45∙44+1,45∙0,025∙30000∙0,5∙0,8))= 1789,86кПа.

**2.** Определяем расчётную нагрузку, допускаемую на сваю ND:



где =1,4 – коэффициент надёжности по нагрузке.

**3.** Исходя из предположения, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на сваи, расположенные в кусте, определяем требуемое количество свай в фундаменте по формуле



k1=1÷1,2 – коэффициент, для трапецеидальных эпюр, принимаем k1=1,2.

 Окончательно принимаем n=3шт.

3.6.5. Конструирование ростверка

Размещение свай в плане и конструирование ростверка выполняем конструктивно, руководствуясь следующими требованиями (рис. 6.2):

* равнодействующая о постоянных нагрузок должна проходить как можно ближе к центру тяжести подошвы свайного фундамента;++++++
* минимальное расстояние в плане между осями свай должно быть не менее (3÷6)d, где d – диаметр круглой или размер стороны поперечного сечения сваи, принимаем 5d=5∙0,8=2,4м;
* расстояние от края ростверка до оси крайнего ряда свай принимаем равным размеру поперечного сечения свай, т.е. 0,85м;
* с целью использования унифицированной опалубки габаритные размеры ростверка в плане должны быть кратны 0,3м, а по высоте – 0,15м.

Конструирование свайного фундамента см. рис. 3.3.

3.6.6. Определение размеров условного фундамента

Определение размеров условного фундамента производится в следующей последовательности.

**1.** Определяем размеры условного фундамента. Границы условного фундамента определяются следующим образом (рис. 3.3): *снизу* – плоскостью АБ, приходящие через нижние концы свай; *сверху* – поверхностью планировки земли, *с боков* - вертикальными плоскостями АВ и ВБ, отстоящих от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии , где  - угол распределения напряжений, определяется по формуле

,

где  - усреднённый угол внутреннего трения в пределах грунта, пробиваемого сваей (рис. 3.3), определяется по формуле



**2.** Определяется высота условного фундамента  по формуле



**3.** Размеры опорной площадки условного массива:











**4.** Объем условного массива:





**5.** Средневзвешанное значение объемного веса:



**6.** Определяем собственный вес свай :

;

здесь =25кН/м - удельный вес бетона сваи.

**7.** Вес условного массива грунта:



**8**. Вертикальная составляющая нормальных сил на уровне нижнего конца свай:



**8**. Давление на грунт свайного фундамента:

 

**9.** Определяем расчётное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента:

, где

 и  - коэффициенты условий работы, =1,3 и =1,1, принимаются по прил. 2, табл 1.1 [1];

k – коэффициент, т.к. прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями, то k=1,0;

, , - коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ несущего слоя грунта, для φ=30 - =1,15, =5,59, =7,95, принимаются по прил. 4 табл. 4.2 [1];

kz – коэффициент, kz=1,0, т.к. ширина подошвы фундамента bf=4,5 м < 10 м;

сII – расчётное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, сII=15 кПа (см. табл. на стр. 3);

 – осреднённое расчётное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, определяется по формуле: 

 – то же, ниже подошвы фундамента:

,

Тогда



**11.** Проверяем условие, по которому среднее давление под подошвой условного фундамента не должно превышать расчётного сопротивления несущего слоя грунта Rу.ф. под подошвой условного фундамента, т.е. должно выполняться условие 



Условие выполняется, следовательно, фундамент запроектирован верно.

3.6.7. Вычисление вероятной осадки фундамента

Вычисление вероятной осадки свайного фундамента производится методом послойного суммирования в следующей последовательности.

**1.** Вычисляем ординаты эпюр природного давления  (вертикальные напряжения от действия собственного веса грунта) и вспомогательной 0,2 по формуле

, где hi – толщина i-го слоя грунта (при наличии подземный вод определяется с учётом взвешивающего действия воды).

Точка О – на поверхности земли (рис. 4.3)

; ;

точка 1 – на уровне подошвы условного фундамента

; ;

точка 2 – на границе 1-го и 2-го слоёв

; ;

точка 3 – на границе 2-го и 3-го слоев

; ;

точка 4 – на границе 3-го и 4-го слоёв

; ;

точка 5 – на границе 4-го и 5-го слоёв

; ;

точка 6 – на границе 5-го и 6-го слоёв

; ;

**2.** По полученным значениям ординат на геологическом разрезе масштабом строим эпюру природного давления  (слева от оси OZ) и вспомогательную эпюру  (справа от оси OZ) (рис 4.3).

**3.** Определяем дополнительное вертикальное давление на основание здания или сооружения по подошве фундамента:

,

здесь p – среднее давление под подошвой фундамента, p=98,67 кПа.

**4.** Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные подслои толщиной Δi=(0,2-0,4)∙bf, оде bf – ширина подошвы фундамента. Принимаем Δi=0,2bf=0,2∙4,5=0,9м.

**5.** Определяем дополнительные вертикальные нормальные σzp напряжения на глубине zi от подошвы фундамента:

,

где  - коэффициент рассеивания напряжений для соответствующего слоя грунта, зависит от формы подошвы фундамента и соотношений  и , где zi – глубина i-го элементарного слоя от подошвы фундамента , определяется по прил. 5 [1]. Принимаем  и .++++++

Рис. 4.3. К расчёту осадки СФ(СПу 80-30): DL - отметка планировки; NL – отметка природного рельефа; FL - отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; BC – нижняя граница сжимаемой толщи; Hc – толщина сжимаемой толщи; d1 – глубина заложения фундамента от уровня планировки; bf – ширина фундамента; эп. σzq и эп. 0.2σzq - соответственно основная и вспомогательная эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта; эп. σzp – эпюра дополнительного вертикального напряжения то подошвы фундамента.

**6.** По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σzp от подошвы фундамента.

**7.** Определяем высоту сжимаемой толщи основания Hc, нижняя граница которой BC принимается на глубине z=Hc, где выполняется условие равенства  (рис. 4.2).

**8.** Определяем величину общей осадки по формуле

,

β=0,8 – безразмерный коэффициент;

**9.** Для удобства расчёта осадки все вычисления ведём в табличной форме следующего вида (табл. 4.2).

Таблица 4.2 Расчёт вероятной осадки ФГЗ-1 в сечении I-I

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № ИГЭ | Наименование грунта и его состояние | Мощ-ность слоя, h,м | ,м | zi, м | ξi | αi | , кПа |  ,кПа | Ei, кПа |
| ИГЭ-3 | Суглинок текучий, непросадочный | 4,7 | 0 | 0 | 0 | 1 | 71,07 |  | 30000 |
| 0,9 | 0,9 | 0,4 | 0,960 | 68,22 | 69,64 | 30000 |
| 0,9 | 1,8 | 0,8 | 0,800 | 56,8 | 62,51 | 30000 |
| 0,9 | 2,7 | 1,19 | 0,606 | 43,06 | 49,93 | 30000 |
| 0,9 | 3,6 | 1,59 | 0,449 | 31,91 | 37,48 | 30000 |
| 0,5 | 4,1 | 1,8 | 0,392 | 27,85 | 29,88 | 30000 |

Sобщ=S3=0,00748=0,74cм.

**10.** Сравниваем полученное расчётное значение вероятной осадки S со значением предельных деформаций основания Su, принимаемое в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения по прил. 7 [1].

S=0,74см<Su=8см, условие выполняется.

 Сравнивая два типа фундамента видно, что оптимальным вариан-

том является фундамент с призматическими сваями. По согласованию с преподавателем в дальнейшем будем рассматривать фундаменты с призматическими сваями.

4.Технология производства работ и организация строительства.

**4.1.Ведомость трудозатрат машин и механизмов.**Таб.1

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование работ | Объем работV | Источник нормирования | Нормы времени | Трудоёмкость | Состав звена рабочих |
| ед. изм. | кол-во | Чел.-час. | Маш.-час. | Чел.-час. | Маш.-час. | Профессия | Разряд | Кол-во |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 1. Срезка растительного слоя | 1000 м2 | 180 | Е2-1-5 | 0,66 | 0,66 | 118,8 | 118,8 | Машинист | 6 | 1 |
| 2.Планирование строительной площадки | 1000 м­2 |  180 | Е2-1-35 | 0,14 | 0,14 | 25,2 | 25,2 | Машинист | 6 | 1 |
| 3.Разработка котлована экскаватором | 100 м3 | 179,1 | Е2-1-8 | 2,6 | 2,6 | 465,6 | 465,6 | Машинист | 6 | 1 |
| 4.Планировка дна котлована | 1000 м2 | 11,84 |  Е2-1-36 | 0,24 | 0,24  | 2,84 | 2,84 | Машинист | 5 | 1 |
| 5. Забивка свай капровой установкой |  шт. | 520 | Е12-28 | 1,23 | 0,41 | 639,6 | 213,2 | Копровщик Машинист  | 536 | 111 |
| 6. Срезка оголовков свай |  шт. | 520 | Е12-39 | 0,62 | 0,82 | 322,4 | 208 | Бетонщик  | 3 | 2 |
| 7. Установка опалубки ростверка | 1м2 | 599 | Е4-1-34 | 0,09 | - | 53,9 | - | плотник | 32 | 11 |
| 8.Установка и вязка арматурыростверка | 1 сетка | 104 | Е4-1-44 | 1,4 |  | 100,8 |  | арматурщики | 42 | 13 |
| 9. Укладка бетона с использованием бетоноводов | 1м3 | 359,4 | Е4-1-49 | 0,57 | - | 204,8 | - | бетонщики | 42 | 11 |
| 10.Демонтаж опалубки ростверка | 1м2 | 599 | Е4-1-34 | 0,09 | - | 53,9 | - | плотник | 32 | 11 |
| 11. Устройство вертикальной окрасочной гидроизоляции | 100 м2 | 11,36 | Е11-37 | 6 | - | 68,16 | - | гидроизолировщики | 42 | 11 |
| 12. Устройство гориз. окрасочной гидроизоляции | 100 м2 | 11,36 | Е11-37 | 6 | - | 68,16 | - | гидроизолировщики | 42 | 11 |
| 13. Устройство бетонных полов на отм. -4.200 | 100 м2 | 91,80 | Е19-31 | 9,6 | 3,3 | 881,2 | 302,9 | бетонщики | 42 | 11 |
| 14. Обратная засыпка грунта | 100 м3 | 11,92 | Е2-1-8 | 2,6 | 2,6 | 30,92 | 30,92 | машинист | 6 | 1 |
| 15. Уплотнение грунта | 1000 м2 | 1,6 | Е2-1-29 | 1 | 1 | 1,6 | 1,6 | машинист | 6 | 1 |
| 16. Устройство отмостки | 1 м3 | 106,56 | Е3-3-2 | 3 |  | 319,6 |  | бетонщики | 42 | 11 |
| 17. Установка опалубки колонн  | 1м2 | 1797.2 | Е4-1-34 | 0,09 | - | 161,7 | - | плотник | 32 | 11 |
| 18. Установка и вязка арматуры колонн | 1 сетка | 1664 | Е4-1-44 | 1,4 |  | 1612,8 |  | арматурщики | 42 | 13 |
| 19. Укладка бетона с использованием бетоноводов | 1м3 | 134,7 | Е4-1-49 | 0,57 | - | 76,8 | - | бетонщики | 42 | 11 |
| 20. Демонтаж опалубки колонн | 1м2 | 1797,2 | Е4-1-34 | 0,09 | - | 161,7 | - | плотник | 32 | 11 |
| 21. Установка опалубки перекрытий  | 1м2 | 9656 | Е4-1-34 | 0,09 | - | 869 | - | плотник | 32 | 11 |
| 22. Установка и вязка арматуры перекрытий | 1 сетка |  560 | Е4-1-44 | 1,4 |  | 784 |  | арматурщики | 42 | 13 |
| 23. Укладка бетона с использованием бетоноводов | 1м3 | 453,6 | Е4-1-49 | 0,57 | - | 258,5 | - | бетонщики | 42 | 11 |
| 24. Демонтаж опалубки перекрытий | 1м2 | 9656 | Е4-1-34 | 0,09 | - | 869 | - | плотник | 32 | 11 |
| 25. Подача блоков в пачках до 250 штук | 1000 шт | 51,20 | Е1-7 | 5 | 2,5 | 256 | 128 | МашинистТакелажник | 52 | 12 |
| 26. Кладка стен из пенобетонных блоков | 1м3 | 1504 | Е3-3 | 7,4 | - | 11129,6 | - | Каменщик | 53 | 11 |
| 27. Подача раствора в ящиках до 0.5 м3 | 1м3 | 1640 | Е1-7 | 0,3 | 0,15 | 492 | 246 | МашинистТакелажник | 52 | 12 |
| 28.Установка блочных подмостей | 10м2 | 652,8 | Е3-20 | 1,44 | 0,48 | 940 | 313,3 | ПлотникМашинист | 44 | 21 |
| 29.Установка лестничных маршей | шт | 47 | Е4-1-10 | 1,7 | 0,42 | 79,9 | 19,74 | Монтажник констр. | 4323 | 2111 |
| 30. Устройство кровли: -стяжка-пароизоляция-теплоизоляция-покрытие рубер. |  100м2 | 112,96112,96112,96112,96 |  Е7-15Е7-13Е7-14Е7-2 |  56,734,8 |  ---- |  564,8756,8338,8542,2 | ---- |  Изоли ровщикиКровельщики | 43243 | 11111 |
| 31.Установка оконных блоков |   100 м2 | 34,56 |  E6-13  |  8 | 16 | 276,48 | 552,9 | ПлотникМашишист | 435 | 111 |
| 32. Установка подоконных досок | 1 м | 188,7 |  E6-13 | 0,21 | - | 39,62 | - | Плотник | 43 | 11 |
| 33.Устройство дверных блоков. | 100м2 | 15,36 | Е9-13 | 10 | - | 150,36 | - | плотники | 43 | 11 |
| 34. Навеска дверей | 1м2 | 1536 | Е6-13 | 0,45 | - | 691,2 | - | плотники | 43 | 11 |
| 35. Оштукатур.-е поверхностей:стены и перегор.потолки | 100м2100м2 | 459,2329,76 | Е8-1-2 | 29,637 | -- | 13592,312201,1 | -- | штукатуры | 432 | 221 |
| 36. Окраска стен по штукатурке:Внутренних--известк. состав.-масляным. сост.Наружних- | 100м2100м2100м2 | 152,96160,96459,2 | Е8-1-15Е8-1-15Е8-1-18 | 1,23,23,6 | --- | 183,55515,071653,12 | --- | маляр | 5 | 1 |
| 37. Окраска потолков известковым составом. | 100м2 | 329,76 | Е8-1-15 | 1,5 | - | 494,64 | - | маляр | 5 | 1 |
| 38. Оклейка стен обоями | 100м2 | 80,48 | Е8-1-29 | 13,5 | - | 1086,5 | - | маляр | 43 | 12 |
| 39. Облицовка стен ерамической плиткой | 100 м2 | 64,64 | Е8-1-35 | 1,6 | - | 103,42 | - | облицовщик | 43 | 11 |
| 40. Устройство цем. стяжки | 100м2 | 185,44 | Е19-44 | 12,5 | - | 2381 | - | бетонщики | 32 | 31 |
| 41.Устр-во полов:-линолеум-керам. плитка-паркет | 1 м2 | 13648803211296 | Е19-11Е19-19Е19-7 | 0,230,680,64 | --- | 3139,045461,767229,44 | --- | Облицов-кОбл-к-пл-кПаркетчик | 4;34;34;3 | 1;11;11;1 |
| 42.Водоснабжен-е | % | 10 |  |  |  | 724,46 |  |  |  |  |
| 43. Канализация | % | 12 |  |  |  | 869,35 |  |  |  |  |
| 44. Отопление | % | 15 |  |  |  | 1086,6 |  |  |  |  |
| 45. Вентиляция | % | 18 |  |  |  | 1304 |  |  |  |  |
| 46.Электр. работы | % | 15 |  |  |  | 1086,6 |  |  |  |  |
| 47. Монтаж слаботочных устр-в | % | 5 |  |  |  | 362,2 |  |  |  |  |
| 48. Монтаж тех. оборудования | % | 10 |  |  |  | 724,46 |  |  |  |  |
| 49.Благоустройство территории | % | 5 |  |  |  | 362,2 |  |  |  |  |
| 50.Неучтёные работы | % | 5,5 |  |  |  | 398,4 |  |  |  |  |

**4.2. Ведомость состава и объёмов работ**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование работ | Ед. изм. | Кол-во работ | Формула подсчёта | Примечания |
| 1 |  |  |  |  |
| 1. Срезка растительного слоя |  |  |  |  |
| 2. Планирование строительной площадки |  |  |  |  |
| 3. Разработка котлована экскаватором |  |  |  |  |
| 4. Планировка дна котлована |  |  |  |  |
| 5. Забивка свай капровой установкой |  |  |  |  |
| 6. Срезка оголовков свай |  |  |  |  |
| 7. Установка опалубки ростверка |  |  |  |  |
| 8.Установка и вязка арматурыростверка |  |  |  |  |
| 9. Укладка бетона с использованием бетоноводов |  |  |  |  |
| 10. Снятие опалубки |  |  |  |  |
| 11.Устройство вертикальной окрасочной гидроизоляции |  |  |  |  |
| 12.Устройство горизонталь ной окрасочной гидроизоляции |  |  |  |  |
| 13. Устройство бетонных полов на отм. -4.200 |  |  |  |  |
| 14. Обратная засыпка грунта |  |  |  |  |
| 15. Уплотнение грунта  |  |  |  |  |
| 16. Устройство отмостки |  |  |  |  |
| 17. Установка опалубки колонн  |  |  |  |  |
| 18. Установка и вязка арматуры колонн |  |  |  |  |
| 19. Укладка бетона с использованием бетоноводов |  |  |  |  |
| 20. Демонтаж опалубки колонн |  |  |  |  |
| 21.Установка опалубки перекрытий  |  |  |  |  |
| 22. Установка и вязка арматуры перекрытий |  |  |  |  |
| 23. Укладка бетона с использованием бетоноводов |  |  |  |  |
| 24. Демонтаж опалубки перекрытий |  |  |  |  |
| 25. Подача блоков в пачках до 250 штук |  |  |  |  |
| 26. Кладка стен из пенобетонных блоков |  |  |  |  |
| 27. Подача раствора в ящиках до 0.5 м3 |  |  |  |  |
| 28.Установка блочных подмостей |  |  |  |  |

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 29.Установка лестничных маршей  |  |  |  |  |
| 30. Устройство кровли: -стяжка-пароизоляция-теплоизоляция-покрытие рубер. |  |  |  |  |
| 31.Установка оконных блоков |  |  |  |  |
| 32.Подокон. досок |  |  |  |  |
| 33.Устройство дверных блоков. |  |  |  |  |
| 34. Навеска дверей |  |  |  |  |
| 35. Оштукатуривание поверхностей:Стены и перегор.потолки |  |  |  |  |
| 36. Окраска стен по штукатурке:Внутренних--известк. состав.-масляным. сост.Наружних- |  |  |  |  |
| 37.Окраска потолков известковым составом. |  |  |  |  |
| 38. Оклейка стен обоями |  |  |  |  |
| 39. Облицовка стен керамической плиткой |  |  |  |  |
| 40. Устройство цементной стяжки |  |  |  |  |
| 41.Устройство полов:-линолеум-керам. плитка-паркет |  |  |  |  |
| 42. Водоснабжение |  |  |  |  |
| 43. Канализация |  |  |  |  |
| 44. Отопление |  |  |  |  |
| 45. Вентиляция |  |  |  |  |
| 46. Электромонтажные работы |  |  |  |  |
| 47. Монтаж слаботочных устройств |  |  |  |  |
| 48. Монтаж тех. оборудования |  |  |  |  |
| 49. Благоустройство территории |  |  |  |  |
| 50.Неучтеные работы |  |  |  |  |

**4.3. Описание технологии производства работ.**

1.Описание технологии производства кладки из пеноблока.

Здание возводится из пеноблока с многорядной перевязкой швов, что обеспечивает большую жесткость стены в продольном направлении, повышенную производительность труда каменщиков и меньшую трудоемкость.

Процесс кладки слагается из следующих операций: установки порядовок и натягивании причалки; подготовки постели, подачи и разравнивания раствора; укладки блоков на постель с образованием швов; проверки правильности кладки; расшивки швов (при кладке под расшивку).

Организация рабочего места должна исключать непроизводительные движения рабочих и обеспечивать наивысшую производительность труда. Поэтому рабочее место должно находиться в радиусе действия крана, иметь ширину около 2,5м и делится на три зоны:

рабочую зону шириной 0,6…….0,7 м между стеной и материалами, в которой перемещаются каменщики; зону материалов шириной около 1 м для размещения поддонов с камнем и ящиков с раствором; зону транспортирования 0,8……0,9 м для перемещения материалов и прохода рабочих, не связанных непосредственно с кладкой.

Блоки подают на рабочие места до начала рабочей смены. Запас их на рабочем месте должен быть не менее чем на 2…..4 ч работы каменщиков.

2.Организация и технология работ по возведению перекрытий.

Возведение конструкций рассмотрим на примере одного типового этажа.

Условно процесс возведения можно разделить на 4 стадии:

1. *Установка опалубки перекрытий.* Установка опалубки осуществляется по принципу балочных перекрытий. Устанавливается система штативов, по ним устанавливаются продольные балки, далее – поперечные балки, а по ним укладываются щиты опалубки.
2. *Укладка арматурных сеток.* Производится укладка и закрепление арматурных сеток в пролётной и опорной зонах. Подача сеток также осуществляется краном (масса около 200 кг).
3. *Бетонирование перекрытий.* Производится также по методу подачи бетона бетононасосом, смесь уплотняется вибраторами.
4. *Распалубка перекрытий.* После набора бетоном распалубочной прочности производится демонтаж опалубки.

 Обоснование способов производства основных строительно-монтажных работ

При возведении используем башенный кран, бетонирование перекрытий и колонн осуществляем по способу подачи бетона бетононасосом. Для обеспечения подачи бетона на строительной площадке устраивается растворно - бетонный узел.

Для возведения стен и перекрытий используется мелкощитовая опалубка, как наиболее доступная и распространённая. Конструктивно опалубка выполняется из специальных фанерных щитов толщиной 15 мм. Щиты имеют площадь не более 3 м2 и их масса не превышает 50 кг; это позволяет устанавливать и разбирать опалубку вручную.

В конструкциях перекрытий используются арматурные сетки , не требующие соединения между собой, при возведении наружных и несущих внутренних стен используются арматурные каркасы. Их соединение осуществляется посредством вязки проволокой диаметром 2 мм.

Все элементы, кроме перегородок и лестничной клетки исполняются в монолитном варианте, что позволяет количество стыков свести к минимуму. Это также способствует повышению жёсткости здания.

3. Монтажные работы лестничных маршей и площадок.

 Процесс монтажа включает следующие стадии: захват (строповка), подъём (перемещение), наводка, ориентирование и установка, выверка, закрепление. Далее производится антикоррозионная защита, бетонирование стыков, постановка анкерных связей и т.п.

Монтаж сборных ж/б конструкций ведётся с открытых складов, расположенных в зоне действия крана.

 **4.4. Выбор монтажных механизмов на устройство здания.**

 1) для возведения подземной части здания

Глубина заложения котлована равна Hк=1,5 м. Для ведения работ принимаем один стреловой кран на гусеничном шасси.

При монтаже подземной части здания основными рабочими параметрами монтажных кранов будут являться только вылет стрелы (L) и грузоподъёмность (Q), которые тесно связаны между собой.++++++++++++++++

Вылет стрелы для стреловых кранов определяют из условия возможности монтажа подземной части здания с перемещением по периметру котлована. Однако, для узких зданий и, соответственно, для узких котлованов есть возможность подобрать кран с таким вылетом крюка, чтобы он мог обеспечить монтаж всех элементов при перемещении только с одной стороны здания. Проверим для данного проектируемого здания, нет ли возможности подобрать кран с таким вылетом крюка, чтобы он мог перемещаться только с одной стороны.

Тогда требуемый вылет определяется по формуле:

L=lм+d/2+b

#### Где lм – наименьшее допустимое расстояние по горизонтали от основания выемки до ближайшей опоры машины, м;

b – ширина от ближайшей грани основания дна котлована до середины котлована, м;

d – ширина ходового устройства крана (d=5 м);

L – требуемый вылет стрелы, м.

Итак, вылет стрелы равен

L=3+5/2+12,5=18 м

Максимально требуемая грузоподъёмность определяется по формуле

Q=Qmax+0.25 т

Где Qmax – наибольшая масса монтажного элемента

Поэтому, грузоподъёмность равна

Q=2.52+0.25=2.77 т

По этим параметрам выбираем кран ДЭК-251, с длиной стрелы 19 м, грузоподъёмностью Q=2.8 т при максимальном вылете 18м.

 2)для возведения надземной части здания.

Высота здания составляет 17,1 м, поэтому наиболее рационально применять башенный кран. Для подбора башенного крана необходимо определить следующие параметры: высоту подъёма крюка, грузоподъёмность, вылет крюка.

а) Высота подъёма крюка:

Нкр=hзд+hз+hк+hc=17,1 +1+2,2=20,3 м ,

где hзд=17,1 м – высота от уровня стоянки крана до наивысш. монтажной отметки;

 hз=(0,5…1) м=1 м – величина запаса проноса конструкции над опорой;

 hк=2,2 м (в данном случае высота бадьи);

 hc=0 м – высота строповки (бадья крепится непосредственно к крюку);

б) Грузоподъёмность Q

Q=1,2\*qmax=1,2\*2=2,4 т,

где qmax=2 т (вес тары с пеноблоком V=1 м3 ).

в) Вылет крюка

Lкр=В+Ш=6,8+90=96,8 м

где В=6,8 м – расстояние от оси вращ. крана до ближайшей выступ. части здания;

 Ш=90,0 м – ширина здания

Принимаем башенный передвижной кран КБ-473-02 .

Данный кран имеет следующие характеристики:

грузоподъёмность:2,1–8т;вылет: 50м;высота подъёма:46,4м.База 6,0м,колея-6 м.

В соответствии с условиями строительной площадки принимаем два крана, которые устанавливаем по обе стороны здания.

Данные о грузах, расстояниях и высотах сводим в таблицу 2.

Схемы, подтверждающие подбор и выбор крана с горизонтальными и габаритными привязками см. в графической части (лист №11).

Монтажная зона составляет при высоте здания 17,1 м > 20 м:

- она равна контуру здания плюс 5 м при высоте здания до 20 м

Опасная зона (по min расстоянию отлёта перемещаемого (падающего) груза):

перемещ.-ый краном груз в случ. его падения: 5 м (при высоте подвеса 15,5 м);

Rоп=Rmax+0.5lmax+lбез

 Rmax - максимальный рабочий вылет стрелы крана,м =50м

 lmax  - длина наибольшего перемещаемого груза = 2,2 м –бадья

 lбез  - дополнительное расстояние для безопасной работы, принимаемое по СниП,

 lбез = 5м

Rоп= 50 +0,5\*2,2+5 = 56,1 м

 **4.5. Проектирование календарного графика возведения здания.**

К календарным планам (далее КП) в строительстве относятся все документы по планированию, в которых на основе объёмов СМР и принятых организационных и технологических решений определены последовательность и сроки осуществления строительства, КП являются основными документами в составе ПОС и ППР.

Структура, состав и степень детализации основных данных КП зависят от назначения проектной документации, в состав которой входит КП, и, следовательно, определяются периодом работ, которому он посвящён, уровнем руководства, для которого предназначен, и временем, когда он разрабатывается. Основным параметром, определяющим весь остальной состав КП, является период времени, на который он рассчитан.

КП строительства объекта может быть представлен в виде линейного или сетевого графика и предназначен для определения последовательности и сроков выполнения общестроительных, специальных и монтажных работ, осуществляемых при возведении объекта. Эти сроки устанавливают в результате рациональной увязки сроков выполнения отдельных видов работ, учёта состава и количества основных ресурсов, в первую очередь рабочих бригад и ведущих механизмов, а также специфических условий района строительства, отдельной площадки и ряда других существенных факторов.

Порядок разработки КП:

1. составление перечня (номенклатуры) работ
2. в соответствии с ним по каждому виду работ определяются их объёмы
3. производится выбор методов производства основных работ и ведущих машин
4. рассчитывается нормативная машино- и трудоёмкость
5. определяется состав бригад и звеньев
6. выявляется технологическая последовательность выполнения работ
7. устанавливается сменность работ
8. определяется продолжительность отдельных работ и их совмещение между собой; одновременно по этим данным корректируют число исполнителей и сменность
9. сопоставляется расчётная продолжительность с нормативной и вводятся необходимые поправки
10. на основе выполненного плана разрабатываются графики потребности в ресурсах и их обеспечения

При наличии технологических карт уточняется их привязка к местным условиям (соответствие сроков, ведущих механизмов, наличие требуемых ресурсов и т.п.) и выходные данные карт принимаются в качестве расчётных по отдельным комплексам работ КП объекта.

Исходными данными дл разработки КП в составе ППР служат:

* КП в составе ПОС
* нормативы продолжительности строительства или директивное задание
* тех. карты на строительные, монтажные и специальные работы
* рабочая документация и сметы
* данные об организациях – участниках строительства, составе бригад и достигнутой ими производительности, имеющихся механизмах и возможностях получения необходимых материальных ресурсов.

Рассмотрим подробнее принципы разработки расчётной части КП.

Перечень работ заполняется в технологической последовательности выполнения с группировкой по видам и периодам работ.

При группировке необходимо придерживаться определённых правил:

* объединять, укрупнять работы с тем, чтобы график был лаконичным и удобным для чтения
* укрупнение работ имеет предел в виде двух ограничений: нельзя объединять работы, выполняемые разными исполнителями (СУ, участками, бригадами или звеньями), а в комплексе работ, выполняемых одним исполнителем, необходимо выделять и показывать отдельно ту часть работ, которая открывает фронт работ для следующей бригады.

Объёмы работ определяются по рабочей документации и сметам. Трудоёмкость работ и затраты машинного времени подсчитываются по различным нормам (ЕНиР (МНиР, ВНиР); калькуляции на основе ЕНиР; сметные нормативы; укрупнённые комплексные нормативы).

К моменту составления КП определены методы производства работ и выбраны машины и механизмы. В процессе составления графика обеспечиваются условия интенсивной эксплуатации основных машин путём их использования в 2…3 смены без перерывов в работе и излишних перебазировок. Продолжительность механизированных работ устанавливается только исходя из производительности машин.

Минимизация работ, выполняемых вручную имеет предел в виде трёх ограничений: величины фронта работ, наличия рабочих, технологии работ. Минимальная продолжительность отдельных работ определяется технологией их выполнения: бетонные, штукатурные, малярные и др. работы с «мокрыми» процессами.

При использовании основных машин число смен работы принимается не менее 23. Работы без применения машин ведутся в две смены.

Численность рабочих в смену и состав бригады определяется в соответствии с трудоёмкостью и продолжительностью работ. При расчёте состава бригады следует исходить из того, что переход с одной захватки на другую не должен вызывать изменений в численном и квалификационном составе бригады.

Календарные сроки выполнения отдельных работ устанавливаются из условия соблюдения строгой технологической последовательности с учётом необходимости в минимально возможный срок предоставить фронт для осуществления последующих работ. Период готовности фронта работ в ряде случаев увеличивается из-за необходимости соблюдения технологических перерывов между двумя последовательно выполняемыми работами. Технологическая последовательность работ зависит от проектных решений.

Период года и район строительства также влияют на технологическую последовательность выполнения ряда работ. На летний период планируем основные объёмы земляных, бетонных, железобетонных работ, так как выполнение их зимой вызовет повышение трудоёмкости и стоимости. Если отделочные работы приходятся на осенне-зимний период, то окончание работ по остеклению и устройству отопления в здании предусматривается в сроки, обеспечивающее своевременное начало отделочных работ и т.д.

Основным методом сокращения сроков строительства объектов является поточное выполнение работ. Работы, не связанные между собой, должны выполняться независимо друг от друга, а связанные между собой – непрерывно.

 **4.6. Проектирование строительного генерального плана.**

Стройгенпланом называется генеральный план площадки, на котором показана расстановка основных монтажных и грузоподъёмных механизмов, временных зданий, сооружений и установок, возводимых и используемых в период строительства.

Стройгенплан (далее СГП) является частью комплексной документации на строительство, и его решения должны быть увязаны с остальными разделами проекта, в том числе с принятой технологией работ и сроками строительства, установленными графиками; решения СГП должны отвечать требованиям строительных нормативов (СНиП 3.01.01-85\*, СНиП 12-03-2001, СНиП 12-04-2002). Временные здания, сооружения и установки (кроме мобильных) располагают на территориях, не предназначенных под застройку до конца строительства; решения СГП должны обеспечивать рациональное прохождение грузопотоков на площадке путём сокращения числа перегрузок и уменьшения расстояний перевозок.

СГП должен обеспечивать наиболее полное удовлетворение бытовых нужд работающих на строительстве.

Принятые в СГП решения должны отвечать требованиям техники безопасности, пожарной безопасности и условиям охраны окружающей среды.

Затраты на временное строительство принимаем минимальными.

Поскольку проект учебный исходными данными для разработки объектного стройгенплана служат общеплощадочный стройгенплан, выполненный на предыдущей стадии проектирования, календарный план и технологические карты, ППР данного объекта, уточненные расчеты потребности в ресурсах, а так же рабочие чертежи здания.

Объектный стройгенплан составляется генподрядчиком или по его поручению проектно-технологической организацией.

При проектировании объектного стройгенплана не только определяются габариты складских помещений в зоне действия грузоподъемного механизма, но и производится раскладку сборных конструкций по типам и маркам, точно показывается место под те или иные материалы, тару, оснастку и инвентарь. После размещения складов переходят к привязке временных строений. Следующим этапом проектирования является привязка временных коммуникаций, включая место подключения к постоянным коммуникациям.

**4.7.** Расчёт потребности во временных зданиях и сооружениях, складах, временном водоснабжении, электроснабжении

Временные инвентарные здания

Соотношение категорий работающих:

рабочие 85% от  - чел.

ИТР 8% от  - чел.

МОП 3% от  - чел.

итого  чел.

**Потребность в инвентарных зданиях**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование | Численность персонала | Норма на одного человека | Расчетнаяплощадь, м2 |
| Ед. изм. | Велич. Показ. |

Потребность в инвентарных зданиях

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование | Кол-возданий | Размеры в плане, м | Принятая площадь, м2 | Констр.хар-ка | Шифр здания |

**4.8.Организация приобъектных складов**

Расчет площадей складов производится в следующей последовательности:

- по календарному плану определяется максимальная суточная потребность с учетом неравномерности поступления и потребления материалов и конструкций

- определяется запас хранимых материалов

- выбирается тип хранения материалов

рассчитывается потребная площадь (с учетом норм размещения)

- выбирается место для склада на строительной площадке

- производится привязка складов

- осуществляется поэлементное размещение конструкций и изделий на открытых складах

Расчет общей площади склада для каждого отдельного вида конструкций производим по формуле:



где P = количество потребных материалов и изделий;

T – продолжительность расходования данного материала (в днях);

n – норма запаса материала, конструкций или изделий;

k1=1.1 – коэф. неравномерности поступления материалов на склад;

k2=1.3 – коэф. неравномерности потребления материалов;

q – норма складирования.

Потребная площадь складов:

пеноблоки



оконные и дверные блоки

;

лестничные площадки и марши



арматура



перемычки



Спецификация зданий

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование | Тип склада | ТребуемаяПлощадь склада (м2) | Размеры вплане (м) | Способхранения |

 **4.9. Проектирование электроснабжения**

Расчет потребного количества электроэнергии производится в следующей последовательности:

- определяются энергией

- выбираются источники снабжения электроэнергией



где - коэффициент учитывающий потери в сети;

 - коэффициенты спроса, зависящие от числа потребителей;

Pc – мощность силовых потребителей;

Pт - мощность для технологических нужд;

Pc – мощность силовых потребителей;

Pов – мощность внутреннего освещения;

Pон – мощность наружного освещения

Расчет ведем в табличной форме

Расход энергии на потребителей

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование | Ед. изм. | Кол-во | Уд.мощностьна ед.изм, кВт | Коэф.спроса | Коэф.мощности φ | Уст-аямощность |

**4.10. Расчёт и проектирование освещения строительной площадки**

Охранное освещение:

ламп по 200 Вт каждая

P=0,4 Вт/(м2лк) – удельная мощность

Е=2 лк – освещение в люксах

S=20980 м2 – площадь подлежащая освещению

Рабочее освещение

 лампа по 500 Вт каждая

где S=9180 м2 рабочая площадь (площадь здания)

Учитывая потребности в электроэнергии принимаем трансформаторную подстанции СКТП-750 Мосстроя мощностью P=750 кВт

 **4.11.Временное водоснабжение**

Суммарный расход воды равен

,

где Qпр, Qхоз, Qпож – соответственно расходы воды на производственные, хозяйственно-бытовые и противопожарные цели, л/с.

Расход воды на производственные нужды:



где qср – средний производственный расход воды в смену;

k1 – коэффициент неравномерности потребления воды в смену.

 Расход воды на потребителей

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Потребителиводы | Ед. Изм. | Кол-во всмену | Удельныйрасход, л. | Коэф. неравном. | РасходВоды, л/с |

Расход на хозяйственно бытовые нужды:



где Nmax=57 чел. – максимальное кол-во людей на стройплощадке;

q1=15 л – норма потребления воды на одного человека в смену;

q2=30 л – норма потребления воды на прием одного душа;

k2=2,7; k3=0,3.

Минимальный расход воды для противопожарных целей определяем из расчёта одновременного действия двух струй из гидрантов по 5 л/с на каждую струю, т.е. Qпож=5\*2=10 л/с (принимаем расход 5 л/с на каждую струю , т.к. площадь застройки менее 10 га).

Поскольку во время пожара производство работ прекращается принимаем

Qобщ=Qпож=10 л/с

Диаметр временного трубопровода определяем по формуле



**4.12. Производство геодезических работ.**

4.1 Геодезические работы следует выполнять в объеме и с точностью, обеспечивающими при возведении здания соответствие геометрических параметров проектной доку­ментации, требованиям строительных норм, правил и государственных стандартов.

 В состав геодезических работ, выполняемых на строительной пло­щадке, входят:

а) создание геодезической разбивочной основы для строительства, вклю­чающей построение разбивочной сети строительной площадки и вынос в натуру основных и главных разбивочных осей здания .

б) разбивка внутриплощадочных, линейных сооружений, временных зданий ;

в) создание внутренней разбивочной сети здания на исходном и монтажном горизонтах и разбивочной сети

г) геодезический контроль точности геометрических параметров здания и исполнительные съемки с составлением исполнитель­ной геодезической документации;

д) геодезические измерения деформаций оснований, констр.-й зда­ния и их частей;

Методы и требования к точности геодезических измерений деформаций оснований здания следует принимать по ГОСТ 24846-84.

4.2 Создание геодезической разбивочной основы для строительства и геоде­зические измерений деформаций оснований, конструкций здания в процессе строительства являются обязанностью заказ­чика.

4.3 Производство геодезических работ в процессе строительства, геодезический контроль точности геометрических параметров здания и исполнительные съемки входят в обязанности подрядчика.

4.4 Геодезические работы являются неотъемлемой частью технологи­ческого процесса строительного производства, и их следует осуществлять по единому для данной строительной площадки графику, увязанному со сроками выполнения общестроительных, монтажных и специальных работ.

До начала выполнения геодезических работ на строительной площад­ке рабочие чертежи, используемые при разбивочных работах, должны быть проверены в части взаимной увязки размеров, координат и отметок (высот) и разрешены к производству техническим надзором заказчика.

4.5 Геодезические работы следует выполнять средствами измерений необходимой точности.

Геодезические работы при строительстве линейных сооружений, монтаже подкрановых путей, вертикальной планировке следует выполнять пре­имущественно лазерными приборами.

Геодезические приборы должны быть поверены и отъюстированы. Организацию проведения поверок следует осуществлять в соответствии с ГОСТ 8.002-71.

4.6 Геодезические работы следует выполнять после предусмотренной проектной документацией расчистки территории, освобождения ее от строений, подлежащих сносу, и, как правило, вертикальной планировки. Для перенесения координат геодезических пунктов на монтажные гори­зонты методом вертикального проектирования следует использовать лифтовые шахты и технологические или специальные отверстия в перекрытиях размером не менее 15 х 15 см, предусматриваемые рабочими чертежа­ми.

**4.13.Геодезический контроль точности геометрических параметров здания и исполнительные геодезические съемки**

1. В процессе возведения здания строительно-монтажной организацией (генподрядчиком, суб­подрядчиком) следует проводить геодезический контроль точности геомет­рических параметров здания, который является обязатель­ной составной частью производственного контроля качества.

2. Геодезический контроль точности геометрических параметров зда­ния заключается в:

а) геодезической (инструментальной) проверке соответствия положения элементов, конструкций и частей здания и инженерных се­тей проектным требованиям в процессе их монтажа и временного закреп­ления (при операционном контроле);

б) исполнительной геодезической съемке планового и высотного поло­жения элементов, конструкций и частей здания, постоянно закрепленных по окончании монтажа (установки, укладки), а также фак­тического положения подземных инженерных сетей.

Исполнительную геодезическую съемку подземных инженерных сетей следует выполнять до засыпки траншей.

3. Геодезический контроль точности геометрических параметров здания, в том числе исполнительные геодезические съемки на всех этапах строительства, следует осуществлять организациям, вы­полняющим эти работы.

4. Плановое и высотное положение элементов, конструкций и частей здания, их вертикальность, положение анкерных болтов и закладных деталей следует определять от знаков внутренней разбивочной сети здания или ориентиров, которые использовались при выполнении работ, а элементов инженерных сетей — от знаков разбивочной сети строительной площадки, внешней разбивочной сети здания или от твердых точек капитальных зданий . Перед началом работ необходимо проверить неизменность положения пунктов сети и ориентиров.

5.Погрешность измерений в процессе геодезического контроля точности геометрических параметров здания, в том числе при исполнительных съемках инженерных сетей, должна быть не более 0,2 ве­личины отклонений, допускаемых строительными нормами и правилами, государственными стандартами или проектной документацией.

6. Результаты геодезической (инструментальной) проверки при опе­рационном контроле должны быть зафиксированы в общем журнале работ.

 **4.14.Решения по природно-охранным мероприятиям при строительстве здания.**

При строительстве здания предусмотрены следующие мероприятия:

1.Срезка растительного слоя

2.Пересадка деревьев и кустарников

3.Отведение грунтовых вод в специально предусмотренный котлован

4.Вывох бытовых отходов и строительного мусора

5.Мероприятия по защите от шума, пыли и вибрации

6.После окончания строительства предусмотрено благоустройство территории.