##### Курсовая работа

"Промышленное здание в городе Соликамск"

**Исходные данные**

Требуется рассчитать и запроектировать основания и фундаменты одноэтажного двухпролетного промышленного здания. Габаритные параметры и характеристика условий строительства здания приведены в таблице:

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| L1,м | L2,м | H1,м | H2,м | Hпр,м | Q1,т | Q2,т | tвн,оС | Районстроительства | Мt | Sо,кПа | Wо,кПа |
| 24 | 24 | 14,4 | 18,0 | -4,8 | 5 | 16 | 5 | Соликамск | 59,6 | 2,0 | 0,30 |

Железобетонные колонны основного каркаса имеют шарнирное сопряжение со стальными фермами, шаг колонн каркаса 12 м. Шаг стальных стоек фахверка 6 м.

Инженерно-геологические условия площадки

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| № слоя | Тип грунта | Обозн | Толщина слоя, м. |
| скв. 185,4 | скв. 286,9 | скв. 384,8 | скв. 485,0 |
| 1 | Почвенно-растительныйслой | h0 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| 2 | Суглинок | h1 | 5,10 | 5,35 | 5,40 | 5,50 |
| 3 | Суглинок | h2 | 1,70 | 1,45 | 1,50 | 1,35 |
| 4 | Пески | h3 | Толщина слоя до глубины 20 м не установлена |

Исходные показатели физико-механических свойств грунтов

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № слоя | Тип грунта | ρп,т/м3 | W,% | ρs,т/м3 | ,т/м3 | Wр,% | WL,% | kf,см/с | Е,МПа | ,кПа | ,град |
| 1 | Суглинок | 1,94 | 27,8 | 2,71 |  | 22,9 | 33,9 |  | 12,0 |  |  |
| 2 | Суглинок | 1,87 | 28,7 | 2,73 |  | 22,7 | 27,7 |  | 10,0 |  |  |
| 3 | Пески | 1,97 | 21,9 | 2,67 |  | - | - |  | 30,0 |  |  |

Химический анализ воды

|  |  |
| --- | --- |
| Показатель агрессивности | Значение показателя |
| Бикарбонатная щелочность ионов HCO3, мг экв/л | - |
| Водородный показатель pH, мг экв/л | 3,3 |
| Содержание, мг/л |  |
| агрессивной углекислоты СО2 | 25 |
| аммонийных солей, ионов NH4+ | 24 |
| магнезиальных солей, ионов Mg2+ | 1100 |
| едких щелочей, ионов Na+ и K+ | - |
| сульфатов, ионов SO42- | 290 |
| хлоридов, ионов Cl- | 3000 |

**Определение нагрузок, действующих на фундаменты**

Наиболее нагруженными являются фундаменты по оси М.

Нормативные значения усилий на уровне обреза фундаментов по оси М

|  |  |
| --- | --- |
| Усилие | Нагрузки |
| Постоянная | Снеговая | Ветровая | Крановая |
| Nn, кН | 1087,7 | 288 | 0 | 263,1 |
| Мn, кН м | -177,8 | -99,8 | ±324,9 | ±27,9 |
| Qn, кН | -10,6 | -1,9 | ±50,4 | ±0,7 |

Для расчетов по деформациям:

Ncol II=Nn\*γf=(1087,7+0,9\*(288+263,1))\*1=1583,7\*1=1583,7 кН,

Mcol II=Mn\*γf=(177,8+0,9\*(99,8+324,9+27,9))\*1=585,1\*1=585,1 кНм,

Qcol II=Qn\*γf=(10,6+0,9\*(1,9+50,4+0,7))\*1=58,3\*1=58,3 кН.

Для расчетов по несущей способности:

Ncol I=Nn\*γf=1583,7 \*1,2=1900,4 кН,

Mcol I=Mn\*γf=585,1 \*1,2=702,1 кНм,

Qcol I=Qn\*γf=58,3 \*1,2=70,0 кН.

**Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства**

Схема планово-высотной привязки здания

Инженерно-геологический разрез I-I с посадкой здания и фундаментов на естественном основании

Показатели свойств и состояния грунта

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| №слоя | ρd,т/м3 | n,% | e | Sr | Ip,% | IL | ,кН/м3 | γs,кН/м3 | γsb,кН/м3 | Rусл,кПа |
| 2 | 1,52 | 44 | 0,786 | 0.74 | 11 | 0,45 |  | 26,6 | 9,3 | 220,72 |
| 3 | 1,45 | 47 | 0,89 | 0.97 | 5 | 1,2 |  | 26,8 | 8,89 | 315,56 |
| 4 | 1,62 | 39 | 0,64 | 0.83 | - | - |  | 26,2 | 9,88 | 726,8 |

Слой 2 – Суглинок

Число пластичности: IP = WL – WP = 33,9–22,9 = 11%.

Плотность сухого грунта: ρd = = = 1,52 т/м3.

Пористость и коэффициент пористости:

n = (1 – ρd/ ρs)\*100 = (1–1.52/2,71)\*100 = 44%,

e = n/(100-n) = 44/(100–44) = 0.786.

Показатель текучести: IL = = = 0,45

Расчетные значения удельного веса и удельного веса частиц:

γI = ρI\*g = 1.89\*9.81 = 18,5 кН/м3,

γII = ρII\*g = 1.91\*9.81 = 18,7 кН/м3,

γS = ρS\*g = 2.71\*9.81 = 26.6 кН/м3.

Удельный вес суглинка, расположенного ниже УПВ:

γsb = = = 9.3 кН/м3,

Для определения условного расчетного сопротивления грунта по формуле СНиП 2.02.01–83\* принимаем условные размеры фундамента d1= =dусл=2 м. и bусл =1 м. Установим в зависимости от заданных геологических условий и конструктивных особенностей здания коэффициенты. По таблице 3 СНиП 2.02.01–83\* принимаем: γc1 = 1,1 для суглинков (0,25<JL<0,5), γc 2 =1 для зданий с гибкой конструктивной схемой.

Коэффициент k=1 принимаем по указаниям п.2.41 СНиП 2.02.01–83\*.

При ϕII = 20° по табл. 4 СНиП 2.02.01–83\* имеем Mγ = 0,51; Mq = 3,06; Mc = 5,66.

Удельный вес грунта выше подошвы условного фундамента до глубины dw=0,7 м. принимаем без учета взвешивающего действия воды γII =18,70 кН./м3., а ниже УПВ, т.е. в пределах глубины d = dусл – dw =2–0,7=1,3 м. и ниже подошвы фундамента, принимаем γsb = 9.30 кН./м3.; удельное сцепление cII = 21 кПа.

Вычисляем условно расчетное сопротивление:

=

=(1,1\*1/1)\*(0,51\*1\*1\*9,3+3,06\*(0,7\*18,70+(2–0,7)\*9,3)+5,66\*21)=220,72 кПа.

Полное наименование грунта №2 – это суглинок мягкопластичный

(Rусл = 220,72 кПа., Ncol II max = 1583,7 кН., Е=12,0 МПа.>10 МПа.)

Слой 3 – Суглинок

Число пластичности: IP = WL – WP = 27,7–22,7 = 5%.

Плотность сухого грунта: ρd = = = 1,45 т/м3.

Пористость и коэффициент пористости:

n = (1 – ρd/ ρs)\*100 = (1–1.45/2,73)\*100 = 47%,

e = n/(100-n) = 47/(100–47) = 0,89.

Показатель текучести: IL = = = 1,2

Расчетные значения удельного веса и удельного веса частиц:

γI = ρI\*g = 1.82\*9.81 = 17.8 кН/м3,

γII = ρII\*g = 1.84\*9.81 = 18,0 кН/м3,

γS = ρS\*g = 2,73\*9.81 = 26.8 кН/м3.

Удельный вес суглинка, расположенного ниже УПВ:

γsb = = = 8,89 кН/м3,

По таблице 3 СНиП 2.02.01–83\* принимаем: γc1 = 1,1 для суглинка (JL > 0,5), γc 2 =1.

При ϕII = 19° по табл. 4 СНиП 2.02.01–83\* имеем: Mγ=0,47; Mq=2,89; Mc=5,48.

Удельный вес грунта γsb = 8,89 кН./м3.; удельное сцепление cII = 17 кПа.

Вычисляем условно расчетное сопротивление:

=

=(1,1\*1/1)\*(0,47\*1\*1\*8,89+2,89\*(0,7\*18,7+(5,6–0,7)\*9,3)+5,48\*17)=315,56 кПа.

Полное наименование грунта №3 – суглинок

(Rусл = 315,56 кПа., Ncol II max = 1583,7 кН., Е=10,0 МПа.>5 МПа.)

Слой 4 – Пески

Число пластичности: IP = WL – WP = –

Плотность сухого грунта: ρd = = = 1,62 т/м3.

Пористость и коэффициент пористости:

n = (1 – ρd/ ρs)\*100 = (1–1.62/2,67)\*100 = 39%,

e = n/(100-n) = 39/(100–39) = 0,64.

Показатель текучести: IL = –

Расчетные значения удельного веса и удельного веса частиц:

γI = ρI\*g = 1.92\*9.81 = 18,84 кН/м3,

γII = ρII\*g = 1.94\*9.81 = 19,03 кН/м3,

γS = ρS\*g = 2.67\*9.81 = 26.2 кН/м3.

Удельный вес суглинка, расположенного ниже УПВ:

γsb = = = 9,88 кН/м3,

По таблице 3 СНиП 2.02.01–83\* принимаем: γc1 = 1,25 для песков мелких,

γc 2 =1,0.

При ϕII = 35° по табл. 4 СНиП 2.02.01–83\* имеем: Mγ=1,68; Mq=7,71; Mc=9,58.

Удельный вес грунта γsb = 9,88 кН./м3.; удельное сцепление cII = 1,0.

Вычисляем условно расчетное сопротивление:

 =

=(1,25\*1/1)\*(1,68\*1\*1\*9,88+7,71\*(0,7\*18,7+(5,6−0,7)\*9,3+1,5\*8,89)+

+9,58\*1)=726,8 кПа.

Полное наименование грунта №4 – пески

(Rусл = 726,8 кПа., Ncol II max = 1583,7 кН., Е=30 МПа.>10 МПа.)

Заключение

В целом площадка пригодна для возведения здания. Рельеф площадки спокойный с небольшим уклоном в сторону скважины 3. Грунты имеют слоистое напластование, с выдержанным залеганием пластов (уклон кровли не превышает 2%). Все грунты имеют достаточную прочность, невысокую сжимаемость и могут быть использованы в качестве оснований в природном состоянии. Грунтовые воды расположены на небольшой глубине, что значительно ухудшает условия устройства фундаментов: при заглублении фундаментов более 0,70 м. необходимо водопонижение; возможность открытого водоотлива из котлованов, разработанных в суглинке, должна быть обоснована проверкой устойчивости дна котлована (прорыв грунтовых вод со стороны слоя суглинок); суглинок, залегающий в зоне промерзания является пучинистым грунтом, поэтому глубина заложения фундаментов наружных колонн здания должна быть принята не менее расчетной глубины промерзания суглинка. При производстве работ в зимнее время необходимо предохранение основания от промерзания.

Целесообразно рассмотреть следующие возможные варианты фундаментов и оснований:

1) фундамент мелкого заложения на естественном основании – суглинке;

2) фундамент на распределительной песчаной подушке (может быть достигнуто уменьшение размеров подошвы фундаментов и расчетных осадок основания);

3) свайный фундамент из забивных висячих свай; несущим слоем может служить слой №4, пески.

Следует предусмотреть срезку и использование почвенно-растительного слоя при благоустройстве и озеленении застраиваемого участка (п. 1.5 СНиП 2.02.01–83\*).

**Расчет и проектирование варианта фундамента на естественном основании**

Проектируется монолитный фундамент мелкого заложения на естественном основании по серии 1.412–2/77 под колонну, расположенную по осям Л-5, для исходных данных, приведенных выше.

**Определение глубины заложения фундамента**

Первый фактор – учет глубины сезонного промерзания грунта. Грунты основания пучинистые, поэтому глубина заложения фундамента d от отметки планировки DL должна быть не менее расчетной глубины промерзания. Для tвн = 10° и грунта основания, представленного суглинком, по СНиП 2.02.01–83\*:

d ≥ df = Kh⋅dfn = Kh⋅d0 = 0,8⋅0,23⋅= 1,45 м.

Коэффициент Kh = 0,8 принят как уточненный при последующем расчете в соответствии с указаниями, примечания к табл. 1 СНиП 2.02.01–83\* (расстояние от внешней грани стены до края фундамента af = 1,1 м > 0,5 м).

Второй фактор – учет конструктивных особенностей здания. Для заданных размеров сечения двухветвевой колонны 1400х600 мм. и необходимой глубины ее заделки в стакан (1200 мм.) по серии 1.412–2/77 требуется подколонник типа Д площадью сечения 2100х1200 мм. Минимальный типоразмер высоты фундамента для указанного типа подколонника Hф = 1,8 м. Таким образом, по второму фактору требуется d = Hф + 0,15 = 1,8 + 0,15=1,95 м.

Третий фактор – инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки. С поверхности на большую глубину залегает слой 2, представленный достаточно прочным малосжимаемым суглинком (Rусл = 220,72 кПа). Подстилающие слои 3 и 4 по сжимаемости и прочности не хуже среднего слоя. В этих условиях, учитывая высокий УПВ, глубину заложения подошвы фундамента целесообразно принять минимальную, однако достаточную из условий промерзания и конструктивных требований.

С учетом всех трех факторов, принимаем глубину заложения от поверхности планировки (DL) с отметкой d =1,95 м., Нф = 1,8 м. Абсолютная отметка подошвы фундамента (FL) составляет – 83,45 м., что обеспечивает выполнение требования о минимальном заглублении в несущий слой. В самой низкой точке рельефа заглубление в несущий слой 2 от отметки природного рельефа (NL) равной 84,80 м. составляет: 84,80 – 83,45 = 1,35 м.

**Определение площади подошвы фундамента**

Площадь Атр подошвы фундамента определяем по формуле:

Атр = Ncol II / (Rусл – γmt⋅d) = 1583,7 / (220,72 – 20⋅1,80) = 8,58 м2.,

где γmt = 20 кН. / м3. – (без учета подвала) средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах.

**Выбор фундамента и определение нагрузки на грунт**

Принимаем фундамент ФД 13–2 с размерами подошвы l = 4,2 м., b = 3,6 м., тогда А = l ⋅ b = 15,12 м2., Нф = 1,8 м., объём бетона Vfun = 10,9 м3.

Вычисляем расчетные значения веса фундамента и грунта на его уступах:

Gfun II = Vfun ⋅γb ⋅ γf = 10,9 ⋅ 25⋅1 = 275,5 кН.;

Vg = l⋅b⋅d – Vfun = 15,12⋅ 1,80 – 10,9 = 16,32 м3.;

Gg II = (l⋅b⋅d – Vfun) ⋅ γII⋅ γf =16,32\*0,95\*18,7\*1= 305,11 кН.

Все нагрузки, действующие на фундамент, приводим к центру тяжести подошвы:

Ntot II = 1583,7 + 275,5+ 305,11 = 2164,3 кН.;

Mtot II = 585,1 + 58,3 ⋅ 1,8 = 690,00 кН⋅м.;

Qtot II = Qcol II = 58,3 кН.

**Расчетное сопротивление грунта**

Уточняем расчетное сопротивление R для принятых размеров фундамента (b = 3,6 м., l = 4,2 м., d = 1,8 м.):

R=(1,1\*1/1)\*(0,51\*3,6\*1\*9,3+3,06\*(0,7\*18,70+(1,8−0,7)\*9,3)+5,66\*21)=

=228 кПа.

**Давление на грунт под подошвой фундамента**

Определяем среднее PII mt, максимальное PII max и минимальное PII min давления на грунт под подошвой фундамента:

= Ntot II/А ± Mtot II/W = 2164,3 /15,12 ± 690 ×6/3,6×4,22 =

=(143,2 ± 65,2) кПа.

PII max = 208,4 кПа. < 1,2⋅R = 1,2 ⋅ 228 = 273,6 кПа.;

PII min = 78,00 кПа. > 0.

Т.к. грузоподъемность мостового крана Q = 16 т. < 75 т., то отношение проверять не требуется.

PII mt = 2164,3 /15,12 =143,2 кПа. < R = 228 кПа.

Все условия ограничения давлений выполнены.

Чертеж фундамента и эпюра контактных давлений по его подошве

**Расчет осадки методом послойного суммирования**

Для расчета осадки фундамента методом послойного суммирования составляем расчетную схему, совмещенную с геологической колонкой по оси фундамента Л-5.

Напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента при планировке срезкой в соответствии с п.1 прил. 2 СНиП 2.02.01–83\*:

σzg,0 = [γII⋅dw + γsb II ⋅(d – dw)] = [18,7⋅0,7 + 9,3 ⋅ (1,8 – 0,7)] = 23,32 кПа.

Дополнительное вертикальное давление на основание от внешней нагрузки на уровне подошвы фундамента:

σzp 0 = P0 = PII mt – σzg,0 = 143,2 – 23,32 = 119,88 кПа.

Соотношение сторон подошвы фундамента: η=l/b=4,2/3,6=1,17.

Значения коэффициента α устанавливаем по табл. 1 прил. 2 СНиП 2.02.01–83\*.

Для удобства пользования указанной таблицей из условия: принимаем толщину элемента слоя грунта hi = 0,2 ⋅ b = 0,2 ⋅ 3,6 = 0,72 м.

Дальнейшие вычисления сводим в таблицу.

Определение осадки

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| zi, м. |  | zi + d, м. | α | σzp = α⋅P0,кПа. | σzg = σzg,0 ++ γsb,i ⋅ ziт,кПа. | 0,2⋅σzg,кПа. | Е,кПа. |
| 0 | 0 | 1,80 | 1,000 | 119,88 | 23,32 | 4,66 | 12000 |
| 0,72 | 0,4 | 2,52 | 0,966 | 115,80 | 30,02 | 6,00 | 12000 |
| 1,44 | 0,8 | 3,24 | 0,824 | 98,78 | 36,71 | 7,34 | 12000 |
| 2,16 | 1,2 | 3,96 | 0,644 | 77,20 | 43,41 | 8,68 | 12000 |
| 2,88 | 1,6 | 4,68 | 0,490 | 58,74 | 50,10 | 10,02 | 12000 |
| 3,60 | 2,0 | 5,40 | 0,375 | 44,96 | 56,80 | 11,36 | 12000 |
| 4,32 | 2,4 | 6,12 | 0,291 | 34,89 | 63,50 | 12,70 | 10000 |
| 5,04 | 2,8 | 6,84 | 0,230 | 27,57 | 70,19 | 14,04 | 10000 |
| 5,76 | 3,2 | 7,56 | 0,185 | 22,18 | 76,89 | 15,38 | 30000 |
| 6,48 | 3,6 | 8,28 | 0,152 | 18,22 | 83,58 | 16,72 | 30000 |
| **7,20** | **4,0** | **9,00** | **0,126** | **15,10** | **90,28** | **18,06** | **30000** |
| 7,92 | 4,4 | 9,72 | 0,107 | 12,83 | 96,98 | 19,40 | 30000 |
| 8,64 | 4,8 | 10,44 | 0,091 | 10,91 | 103,67 | 20,73 | 30000 |

Граница верхнего и среднего слоя условно смещена до глубины zi = 3,6 м. от подошвы (фактическое положение на глубине z = 3,8 м.), а граница слоя №3 и слоя №4 смещена до глубины zi = 5,04 м. от подошвы (фактическое положение на глубине z = 5,3 м.). На глубине Hc = 7,20 м. от подошвы фундамента выполняется условие СНиП 2.02.01–83 (прил. 2, п.6) ограничения глубины сжимаемой толщи основания (ГСТ):

σzp= 15,10 кПа. ≈ 0,2⋅σzg = 18,06 кПа.,

поэтому послойное суммирование деформаций основания производим в пределах от подошвы фундамента до ГСТ.

Осадку основания определяем по формуле:

S=β×h×∑σzp,i/Ei=0,8×0,6×[1/12000×(119,88×0,5+115,8+98,78+77,20+

+58,74+44,96×0,5)++1/10000×(44,96×0,5+34,89+27,57×0,5)+ +1/30000×(27,57×0,5+22,18+18,22+15,10×0,5)] =0,022 м. = 2,2 см.

Условие S = 2,2 см. < Su = 8,0 см. выполняется (значение Su = 8,0 см. принято по таблице прил. 4 СНиП 2.02.01–83\*).

Расчетная схема распределения напряжений в основании фундамента по оси Л-5

**Расчет и проектирование варианта фундамента на искусственном основании, в виде песчаной распределительной подушки**

**Глубина заложения фундамента**

Аналогично фундаменту на естественном основании назначаем глубину заложения фундамента d = 1,80 м. Принимаем для устройства подушки песок среднезернистый, плотный, имеющий проектные характеристики:

E = 45 МПа.; е= 0,50; γ II = 20,2 кН. / м3.; γn,sb = 10,7 кН./м3.

**Определение требуемой площади подошвы фундамента**

Для определения площади Атр подошвы фундамента принимаем расчетное сопротивление R0 = 500 кПа, материала песчаной подушки, среднезернистого песка.

Тогда Атр = 1583,7/(500–20,0×1,8) = 3,41 м2.

**Выбор фундамента и определение нагрузки на грунт**

В соответствии с требуемой величиной площади подошвы Атр = 3,41м2. и высотой фундамента Нф = 1,8 м., подбираем типовой фундамент серии 1.412–2/77.

Принимаем фундамент ФД 8–2, размеры которого l = 2,7 м., b = 2,4 м., А = 6,48м2., Нф = 1,8 м.; объем бетона Vfun = 5,7 м3.

Вычисляем расчетное значение веса фундамента и грунта на его уступах:

Gfun = Vfun⋅γb⋅γf = 5,7⋅25⋅1 = 142,5 кН.;

Vg = l⋅b⋅d – Vfun = 2,7⋅2,4⋅1,80 – 5,7 = 5,96 м3.;

Gg II = Vg⋅ Kрз ⋅γII ⋅γf = 5,96⋅0,95⋅18,7⋅1 = 105,88 кН.

Все нагрузки, действующие на фундамент, приводим к центру тяжести подошвы:

Ntot II = 1583,7+142,5+105,88 = 1832,08 кН.;

Mtot II = 585,1 + 58,3 ⋅ 1,8 = 690,0 кН⋅м.;

Qtot II = Qcol II = 58,3кН.

**Расчетное сопротивление грунта**

Уточняем расчетное сопротивление R песка подушки для принятых размеров фундамента (b = 2,4 м.; l = 2,7 м.; d = 1,80 м.):

R = 500⋅(1 + 0,125 ⋅ (2,4 – 1)/1)⋅(1,8 + 2)/(2⋅2) = 558,13 кПа.

**Давление на подушку под подошвой фундамента.**

Определяем среднее PII mt, максимальное PII max и минимальное PII min давления на распределительную песчаную подушку фундамента:

PII max=Ntot II /(l×b)+Mtot II /(l2 ×b)= 1832,08 /(2,7×2,4)+ 690 ×6/(2,72×2,4)=

=519,4 кПа.,

PII min=Ntot II /(l×b) – Mtot II /(l2 ×b)= 1832,08 /(2,7×2,4) – 690 ×6/(2,72×2,4)=

=46,1 кПа.,

PII max = 519,4 кПа. < 1,2×R = 1,2×558,13 = 669,76 кПа.,

PII min = 46,1 кПа. > 0,

PII mt = 1832,08 /(2,7×2,4) = 282,73 кПа. < R = 558,13 кПа.

Все требования по ограничению давлений выполнены.

**Определение толщины распределительной подушки**

Назначаем в первом приближении толщину песчаной подушки hп = 0,9 м. Проверяем выполнение условия σzp + σzg ≤ Rz, для этого определяем при z = hп = 0,9 м.:

а) σzg = γII⋅dw + γsb II⋅(d – dw) + γsb н ⋅ z = 18,7 ⋅ 0,7 + 9,3 ⋅ (1,8 – 0,7) +

+ 10,7 ⋅ 0,9 = 32,95 кПа.;

б) σzp = α⋅(PII mt – σzg, 0) = 0,836 ⋅(282,73 – 23,32) = 216,87 кПа.,

где σzg, 0 = γII ⋅ dw + γsb II ⋅ (d – dw)=18,7 ⋅ 0,7 + 9,3 ⋅ (1,8 – 0,7) = 23,32 кПа.;

α = 0,836 для и .

Коэффициент α определен интерполяцией из табл. 1 прил. 2 к СНиП 2.02.0–83\*.

в) Az = Ntot II /σzp = 1832,08 /216,87 = 8,45 м2.;

 м.; bz = (8,45+0,152)0,5 – 0,15=2,73 м.

Rz=(1,1×1/1)×(0,51×1×2,73×9,3+3,06 (0,7×18,7+1,1×9,3+0,9×10,7)+

+5,66×21)=255,83 кПа.

σzg + σzp = 32,95 + 216,87 = 249,82 кПа. < Rz = 255,83 кПа.

Условие проверки выполняется.

**Расчет осадки методом послойного суммирования**

Для расчета осадки фундамента методом послойного суммирования составляем расчетную схему, совмещенную с геологической колонкой по оси фундамента М-5.

Напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента при планировке срезкой в соответствии с п.1 прил. 2 СНиП 2.02.01–83\*:

σzg, 0 = γII ⋅ dw + γsb II ⋅ (d – dw)=18,7 ⋅ 0,7 + 9,3 ⋅ (1,8 – 0,7) = 23,32 кПа.

Дополнительное вертикальное давление на основание от внешней нагрузки на уровне подошвы фундамента:

σzp 0 = P0 = PII mt – σzg,0 = 282,73 – 23,32 = 259,41 кПа.

Соотношение сторон подошвы фундамента: .

Значения коэффициента α устанавливаем по табл. 1 прил. 2 СНиП 2.02.01–83\*.

Для удобства пользования указанной таблицей из условия: принимаем толщину элемента слоя грунта hi = 0,2 ⋅ b = 0,2 ⋅ 2,4 = 0,48 м.

Дальнейшие вычисления сводим в таблицу.

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| zi, м. |  | zi + d, м. | α | σzp = α⋅P0,кПа. | σzg = σzg,0 ++ γsb,i ⋅ ziт,кПа. | 0,2⋅σzg,кПа. | Е,КПа. |
| 0,00 | 0 | 1,80 | 1 | 259,41 | 23,32 | 4,66 | 45000 |
| 0,48 | 0,4 | 2,28 | 0,965 | 250,33 | 27,78 | 5,56 | 45000 |
| 0,96 | 0,8 | 2,76 | 0,815 | 211,42 | 32,25 | 6,45 | 45000 |
| 1,44 | 1,2 | 3,24 | 0,629 | 163,17 | 36,71 | 7,34 | 12000 |
| 1,92 | 1,6 | 3,72 | 0,475 | 123,22 | 41,18 | 8,24 | 12000 |
| 2,40 | 2,0 | 4,20 | 0,360 | 93,39 | 45,64 | 9,13 | 12000 |
| 2,88 | 2,4 | 4,68 | 0,278 | 72,12 | 50,10 | 10,02 | 12000 |
| 3,36 | 2,8 | 5,16 | 0,219 | 56,81 | 54,57 | 10,91 | 12000 |
| 3,84 | 3,2 | 5,64 | 0,176 | 45,66 | 59,03 | 11,81 | 12000 |
| 4,32 | 3,6 | 6,12 | 0,144 | 37,36 | 63,50 | 12,70 | 10000 |
| 4,80 | 4,0 | 6,60 | 0,120 | 31,13 | 67,96 | 13,60 | 10000 |
| 5,28 | 4,4 | 7,08 | 0,101 | 26,20 | 72,42 | 14,49 | 10000 |
| 5,76 | 4,8 | 7,56 | 0,085 | 22,05 | 76,89 | 15,38 | 30000 |
| 6,24 | 5,2 | 8,04 | 0,075 | 19,46 | 81,35 | 16,27 | 30000 |
| **6,72** | **5,6** | **8,52** | **0,065** | **16,86** | **85,82** | **17,16** | **30000** |
| 7,20 | 6,0 | 9,00 | 0,057 | 14,79 | 90,28 | 18,06 | 30000 |
| 7,68 | 6,4 | 9,48 | 0,050 | 12,97 | 94,74 | 18,95 | 30000 |

Граница распределительной подушки и верхнего слоя суглинка условна смещена до глубины zi = 0,96 м. от подошвы фундамента (фактическое положение на глубине z = 0,90 м.), граница верхнего и среднего слоев – до глубины zi = 3,84 м. (фактическое положение на глубине z = 3,8 м.), а граница суглинка и глины смещена до глубины zi = 5,23 м. от подошвы (фактическое положение на глубине z = 5,3). На глубине Hc = 6,72 м. от подошвы фундамента выполняется условие СНиП 2.02.01–83\* (прил. 2, п.6) ограничения глубины сжимаемой толщи основания (ГСТ):

σzp= 16,86 кПа. ≈ 0,2⋅σzg = 17,16 кПа.,

поэтому послойное суммирование деформаций основания производим в пределах от подошвы фундамента до ГСТ.

Осадку основания определяем по формуле:

S=β×h×∑σzp,i/Ei=0,8×0,48×[1/45000×(259,41×0,5+250,33+211,42×0,5)+

+1/12000××(211,42×0,5+163,17+123,22+93,39+72,12+56,81+45,66×0,5)+

+1/10000×(45,66×0,5+37,36+31,13+26,20×0,5)+

+1/30000×(26,20×0,5+22,05+19,46+16,86×0,5)]=0,028м.=2,8см.

Условие S =2,8 см. < Su = 8,0 см. выполняется (значение Su = 8,0 см. принято по таблице прил. 4 СНиП 2.02.01–83\*).

**Расчет и проектирование свайного фундамента**

Рассмотрим вариант свайного фундамента из забивных свай сечением 300x300 мм., погружаемых дизельным молотом.

**Глубина заложения подошвы ростверка**

Назначаем глубину заложения подошвы ростверка:

Расчетная глубина промерзания грунта от поверхности планировки DL равна df = 1,45 м.

По конструктивным требованиям, также как и для фундамента на естественном основании верх ростверка должен быть на отметке – 0,150, размеры подколонника (стакана) в плане lcf x bcf = 2100 x 1200 мм., глубина стакана dp = 1250 мм. Если принять в первом приближении толщину дна стакана (в последующем она должна быть уточнена проверкой на продавливание колонной) равной hp =500 мм., то минимальная высота ростверка должна быть:

hr ≥ dp + hp = 1750 мм. = 1,75 м.

Для дальнейших расчетов принимаем большее из двух значений (1,58 м. и 1,75 м.), т.е. hr = 1,8 м. (кратно 150 мм.), что соответствует глубине заложения – 1,95 м. (абс. отм. +83,45).

**Необходимая длина свай**

В качестве несущего слоя висячей сваи принимаем песок мелкий (слой №4), тогда необходимая длина сваи должна быть не менее:

lсв=h1+h2+h3=0,05+5,15+1 = 6,20 м.

Принимаем типовую железобетонную сваю С-7–30 (ГОСТ 19804.1–79\*) квадратного сечения 300 х 300 мм., длиной L = 7 м. Класс бетона сваи В20. Арматура из стали класса 4 ∅10АIII, объем бетона 0,64 м3., масса сваи 1,60 т., толщина защитного слоя ав = 20 мм.

**Несущая способность одиночной сваи**

Определяем несущую способность одиночной сваи из условия сопротивления грунта основания по формуле (8) СНиП 2.02.03–85\*:

Fd = γC ⋅ (γCR ⋅ R ⋅ A + u∑γcf ⋅ fi ⋅ hi).

В соответствии с расчетной схемой сваи устанавливаем из табл. 1 СНиП 2.02.03–85\* для песков при z = 10,15 м. расчетное сопротивление R=4075 кПа. Для определения fi расчленяем каждый однородный пласт грунта (инженерно-геологический элемент) на слои Li ≤ 2 м. и устанавливаем среднюю глубину расположения zi каждого слоя, считая от уровня природного рельефа (отн. отм. +1,250). Затем по табл. 2 СНиП 2.02.03. – 85\*, используя в необходимых случаях интерполяцию, устанавливаем:

для суглинка при JL = 0,45 и z1 = 4,20 м. ⇒ f1 = 23,5 кПа.;

для суглинка при JL = 0,45 и z2 = 6,025 м. ⇒ f2 = 26,50 кПа.;

для суглинка при JL = 1,2 и z3 = 7,60 м. ⇒ f3 = 6,00 кПа.;

для песков и z4 = 9,25 м. ⇒ f4 = 62,75 кПа.

Площадь опирания сваи на грунт А=0,3х0,3=0,09м2., периметр U=0,3⋅4=1,2 м. Для сваи сплошного сечения, погружаемой забивкой дизельным молотом, по табл. 3 СНиП 2.02.03–85\* γCR = γCf =1, γС = 1.

Тогда:

Fd=1⋅[1⋅4075⋅0,09 + 1,2⋅1⋅(23,5⋅2,0 + 26,50⋅1,65 + 6,000⋅1,50 +62,75⋅1,80)]= =609,50 кН.

**Требуемое число свай**

Определяем требуемое число свай в фундаменте в первом приближении при Ncol I = 1900,4 кН.:

n=1900,4 ×1,4×1,3×0,95/[609,50 – 20×1,8×(3×0,3)2×1,4]=5,79.

Принимаем n = 6.

**Размещение свай в кусте**

Размещаем сваи в кусте по типовой схеме. Окончательно размеры подошвы ростверка назначаем, придерживаясь унифицированных размеров в плане, кратных 0,3 м., и по высоте, кратных 0,15 м.

**Вес ростверка и грунта на его уступах**

Определим вес ростверка и грунта на его уступах.

Объем ростверка: Vr = 3⋅1,8⋅0,9 + 2,1⋅1,2 ⋅ 0,9 = 7,13 м3.;

Объем грунта: Vgr = 3⋅2,1⋅1,8 – Vr = 4,21 м3.

Вес ростверка и грунта:

Gr+Ggr=(Vr⋅γb + Vgr⋅Kрз⋅γII)⋅γf =(7,13⋅25 + 4,21⋅0,95⋅18,7)⋅ 1,2 = 303,65 кН.

**Определение окончательных нагрузок**

Все действующие нагрузки приводим к центру тяжести подошвы ростверка:

Ntot I = Ncol I + Gr I + Ggr I = 1900,4 + 303,65 = 2204,1 кН.;

Qtot I = Qcol I = 70,0 кН.;

Mtot I = Mcol I + Qtot I⋅Hr = 702,1 + 70 ⋅ 1,8 = 828,1 кН.⋅м.

**Проверка нагрузок на крайние сваи**

Определяем расчетные нагрузки, передаваемые на крайние сваи в плоскости подошвы ростверка по формуле (3) СНиП 2.02.03–85\*:

NI max = 2204,1 /6+828,1 ×1,25/4×1,252 = 532,97 кН.;

NI min = 2204,1 /6–828,1 ×1,25/4×1,252 =201,73 кН.

Проверяем выполнение условий:

NI max = 532,974 кН.<1,2× Fd /γk×γn= 1,2×609,50 /1,4×0,95=549,9 кН.;

NI mt = 367,35 кН.< Fd /γk×γn= 609,50 /1,4×0,95 = 458,27 кН.;

NI min = 201,73 кН. > 0

Коэффициент надежности по назначению здания γn = 0,95 принят в соответствии со СНиП 2.01.07–85\* «Нагрузки и воздейсвия».

**Предварительная проверка все сваи по прочности материала**

Выполним предварительную проверку сваи по прочности материала по графикам и указаниям учебного пособия.

Определяем коэффициент деформации αε:

.

Начальный модуль упругости бетона класса В20, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, по табл. 18 СНиП 2.03.01–84\*, Еb=24⋅103МПа. Момент инерции поперечного сечения сваи:

.

Условная ширина сечения сваи bp = 1,5⋅dсв + 0,5 = 1,5⋅0,3 + 0,5 = 0,95м. Коэффициент пропорциональности k по табл. 1 прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\* для песков (е = 0,65), принимаем k = 17МН./м4. Коэффициент условий работы γс = 1.

αε = (17×0,95/1×24×103×0,675×10-3)0,2 = 0,999 м-1.;

Глубина расположения условной заделки сваи от подошвы ростверка:

l1 = 2/αε = 2/0,999 = 2,00 м.

В заделке действуют усилия: продольная сила NI max = 532,97 кН.; изгибающий момент МI = Qtot I×l1/n = 70 ×2,00/6 = 23,33 кН.⋅м.

Точка, соответствующая значениям указанных усилий, лежит на графике ниже кривой для принятой сваи (сечение 300х300, бетон класса В20, продольное армирование 4∅10АIII), следовательно, предварительная проверка показывает, что прочность сваи по материалу обеспечена.

**Расчет ростверка на продавливание колонной**

Класс бетона ростверка принимаем В20, тогда Rbt = 0,90 МПа. (табл. 13 СНиП 2.03.01–84\*). Рабочую высоту сечения принимаем h0 = 50 см.

Расчетное условие имеет следующий вид:

;

Размеры bcol = 600 мм., hcol = 1400 мм., c1 = 400 мм. и c2 = 200 мм. показаны на рис., коэффициент надежности по назначению γn = 0,95.

Определяем коэффициент α, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть ростверка через стенки стакана, для чего предварительно определяем площадь боковой поверхности заделанной в стакан части колонны Аf (по наружному обводу обоих ветвей).

Af = 2 ⋅ (bcol + hcol) ⋅ hg = 2 ⋅(0,6 + 1,4)⋅1,25 = 5,00 м2.;

α=1–0,4×Rbt×Аf/Ncol I=1–0,4×0,9×103×5,00 /2649,6 =0,32<0,85.

Принимаем α = 0,85.

Значения реакций по верхней горизонтальной грани:

а) в первом ряду от края ростверка со стороны наиболее нагруженной его части:

F1=NcolI/n+McolI×y1/Σyi2=1900,4 /6+702,1 ×1,25/4×1,252=457,15 кН.

Величина продавливающей силы определяется по формуле:

Fper =2×ΣFi =2×(F1+2×F2)=2×(457,15 +2×0)=914,3 кН.

Предельная величина продавливающей силы, которую может воспринять ростверк с принятой толщиной дна стакана:

F= (2×h0×Rbt/α)×[h0×(bcol + c2)/c1 +h0×(hcol + c1)/c2] =

=(2×0,5×0,9×103/0,85)×[0,5×(0,6+0,2)/0,4+0,5×(1,4+0,4)/0,2]=

=5823,4 кН.> γn× Fper = 0,95× 914,3 =868,59 кН.,

т.е. прочность ростверка на продавливание колонной обеспечена.

**Расчет свайного фундамента по деформациям**

Выполним расчет свайного фундамента по деформациям на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок и момента по формуле 14 прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\*:

проверяем выполнение условия:

Горизонтальная нагрузка на голову сваи равна:

H1=QtotI ×γn /n =70/6=11,67 кН.

Коэффициент деформации αε = 0,999 м-1. Условная ширина сечения сваи bp = 0,95 м. Прочностной коэффициент пропорциональности, для суглинка мягкопластичного (JL = 0,45), по табл. 1 прил. 1 СНиП 2.02.03–85\* равен: a = 64,4 кН./м3.

Приведенное значение продольной силы для приведенной глубины погружения сваи в грунт = l ⋅ αε = 6,95⋅0,999 = 6,95 > 4 определяем по табл. 2 прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\* (шарнирное сопряжение сваи с ростверком) при l = 4 и zi = 0. Получаем = 0,409, тогда:

Hel=0,409×64,4×0,95/0,9992 =25,07 кН.

Так как сила Hel = 25,07 кН. > γn⋅HI = 11,67 кН., то расчет ведем по первой (упругой) стадии работы системы свая-грунт.

При шарнирном опирании низкого ростверка на сваи М0=0 и =0, следовательно, формулы (30) и (31) по п.12 прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\* примут вид:



Определяем перемещение в уровне подошвы ростверка от единичной горизонтальной силы НII =1:

εнн = А0/αε3×Еb×I= 2,441/0,9993×24×106×0,675×10-3 =0,000151 м./кН.,

εмн = В0/αε3×Еb×I= 1,621/0,9993×24×106×0,675×10-3 =0,000100 м./кН.,

где безразмерные коэффициенты А0 и В0 приняты по табл. 5 прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\* для приведенной глубины погружения сваи = 4 м.

U0=Up=QtotII×εнн/n =70 ×0,000151/6=0,0018 м.,

###### Ψ0=Ψp =QtotII×εмн/n =70 ×0,000100/6=0,0012 рад.

Так как Up = 0,18 см. < Uu = 1см., условие ограничения горизонтального перемещения головы сваи выполнено.

**Расчет устойчивости основания**

Выполним расчет устойчивости основания, окружающего сваю по условию (25) прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\*, ограничивающему расчетное давление σz, передаваемое на грунт боковыми поверхностями сваи:

Здесь расчетный удельный вес грунта с учетом взвешивания в воде (для слоя 2)γI = γsb = 9,3 кН./м3.; φI = 180; cI = 14 кПа.; коэффициент ξ = 0,6 (для забивных свай); коэффициент η1 = 0,7. При установлении значения коэффициента η2 по формуле (26) прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\*, используем данные табл. 5, из которой следует, что момент от внешних постоянных нагрузок в сечении на уровне нижних концов свай составит для оси Л:

Мс = 117,8 + 10,6 ⋅ 8,75= 210,55 кН.⋅м.

Момент от временных нагрузок в том же сечении составит:

Мt = 99,8 + 324,9 + 27,9 + (1,9 + 50,4 + 0,7) ⋅ 8,75 = 916,35 кН.⋅м.;

η2 = (Мс +Мt)/(ñ×Мс +Мt)= (210,55 +916,35)/(2,5×210,55 +916,35)=0,80

Расчетное давление на грунт σz, кПа., определяем по формуле (36) и указаниям п.13 прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\*:

,

для глубины , так как > 2,5;

откуда Z=0,85/0,999=0,85, а = 0,85.

Для этой приведенной глубины по табл. 4 прил. 1 СНиП 2.02.03–85\* имеем:

А1 = 0,996; В1 = 0,849; С1 = 0,363; D1 = 0,103.

σz = (17000/0,999)×0,85×(1,8×10-3×0,996–1,2×10-3×0,849/0,999+

+0+11,92×0,103/0,9993×24×106×0,675×10-3) = 12,28 кПа.

Как видно, γn×σz=0,95×12,28=11,67 кПа.<(σz)u=

=(0,7×0,80×4/cos180)×(9,3×0,85×tg180+0,6×14)=

=25,98 кПа.,

т. е. устойчивость грунта, окружающего сваю, обеспечена.

**Несущая способность сваи по прочности материала**

Определим несущую способность сваи по прочности материала. Характеристики сваи: Rb =11,5 МПа.; Rsc = Rs = 365 МПа.; b=dсв =30 см.; а=а’=3 см.; h0 = dсв – а’ = 30 – 3 = 27 см.; Аs = Аs’ = 4,52/2 = 2,26 см2.

Из формулы (37) прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\* для указанных характеристик сваи получаем следующее выражение для определения моментов Мz в сечениях сваи на разных глубинах z от подошвы ростверка:

Mz=34,92×A3-23,30×B3+14,32×D3.

Результаты дальнейших вычислений, имеющих целью определение Мz max, сводим в табл., причем при назначении Z используем соотношение = Z ⋅ αε, в котором значения Z принимаем по табл. 4. прил. 1 к СНиП 2.02.03–85\*.

Результаты вычислений изгибающих моментов

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Zi, м. |  | A3 | B3 | D3 | Mz, кН.м. |
| 0,48 | 0,48 | -0,021 | -0,005 | 0,999 | 11,48 |
| 0,96 | 0,96 | -0,167 | -0,083 | 0,975 | 13,70 |
| 1,43 | 1,43 | -0,455 | -0,319 | 0,866 | 10,08 |
| 1,91 | 1,91 | -1,118 | -1,074 | 0,385 | 5,37 |
| 2,39 | 2,39 | -2,141 | -2,663 | -0,949 | 1,94 |

Как видно из таблицы, МzmaxI=13,7 кН.⋅м. действует на глубине z =0,96 м.

Эксцентриситеты продольной силы для наиболее и наименее нагруженных свай составляют соответственно:

е01= Мz max I / N max I = 13,7/532,97 = 2,5 см.,

е02= Мz max I / N min I = 13,7/201,73= 6,8 см.

Определим значения случайных эксцентриситетов по п.1.21.СНиП 2.03–01–84\* для расчетной длины l1 = 2/αε = 2/0,999 = 2м. и поперечного размера сваи dсв = 30 см.:

еa1= l1/600=200/600= 0,33 см.,

Так как полученные значения эксцентриситетов е01 и е02 больше еai, оставляем эти значения для дальнейшего расчета свай по п.3.20 СНиП 2.03.01–84\*.

Находим расстояния от точек приложения продольных сил NmaxI и NminI до равнодействующей усилий в арматуре S:

е1= е01+(h0-а’)/2 = 2,5+(27–3)/2 = 14,5 см.,

е2= е02+(h0-а’)/2 = 6,8+(27–3)/2 = 18,8 см.

Определим высоту сжатой зоны бетона по формуле (37) СНиП 2.03.01–84\*:

X1=N max I/Rb×dсв=532,97 /11,5×103×0,3=0,1645 м.=16,45 см.,

X2=N min I/Rb×dсв=201,73 /11,5×103×0,3=0,058 м.=5,8 см.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны по табл. 2.2 п.2.3.12 учебного пособия, составляет для стали А-III и бетона В20 ξR=0,591.

При ξ1=X1/h0=16,45/27=0,609 см.> ξR = 0,591, уточняем значение X1:

ñ=N max I/Rb×dсв×h0=532,97 /11,5×103×0,3×0,27=0,572,

α=Rs×Аs/Rb×dсв×h0=365×103×2,26×10-4/11,5×103×0,3×0,27=0,088,

ξ'1=(ñ×(1-ξR)+2×α×ξR)/(1-ξR+2×α)=

=(0,572×(1–0,591)+2×0,088×0,591)/(1–0,591+2×0,088)=0,578,

откуда X1=ξ'1×h0= 0,578×27=15,6 см.

Проверяем прочность сечения сваи по формуле (36) СНиП 2.03.01–84\*:

γn×N max I=0,95×532,97 =506,32 кН.<

=[11,5×103×0,3×0,156×(0,27–0,5×0,156)+365×103×2,26×10-4×(0,27–0,03)]/0,145 = 849,16 кН.

γn×N min I=0,95×201,73 =191,64 кН.<[11,5×103×0,3×0,058× (0,2–0,5×0,058)+

+3,65×103×2,26×10-4×(0,27–0,03)]/0,188=194,72 кН.

Несущая способность свай по прочности материала в наиболее нагруженных сечениях обеспечена.

**Расчет осадки основания свайного фундамента**

Определяем размеры и вес условного фундамента (по указаниям п. 7.1. СНиП 2.02.03–85\*).

=(20×3,25+19×1,20+35×1,40)/(3,25+1,20+1,40)=230.

Размеры свайного поля по наружному обводу:

l=2×1,25+0,3=2,8 м.,

b=2×0,625+0,3=1,6 м.

Размеры площади подошвы условного массива:

lусл =l+2×lсв×tg(φIImt/4)=2,8+2×6,95×tg (23/4)=4,20 м.,

bусл =b+2×lсв×tg(φIImt/4)=1,6+2×6,95×tg (23/4)=3,00 м.

Площадь подошвы условного массива Аусл = 12,60 м2.

Объём условного массива Vусл = Aусл ⋅ hусл – Vr = 12,6⋅8,75–7,13 = 103,12 м3.

Вычислим средневзвешенное значение удельного веса грунта выше подошвы условного фундамента:

γIImt=ΣγIIi×hi/Σhi =

=(18,7×0,7+9,3×4,75+8,89×1,50+9,88×1,80)/(0,7+4,75+1,50+1,80)=10,20 кН./м3.

Вес грунта в объёме условного фундамента: Ggr = Vусл ⋅γII mt = 1052,1 кН.

Вес ростверка GrII = Vr ⋅ γb ⋅ γf = 7,13 ⋅ 24⋅1 = 171,1 кН.

Вес свай Gсв II = 1,60 ⋅ 9,81⋅8⋅1 = 125,57 кН.

Расчетная нагрузка по подошве условного фундамента от веса грунта, ростверка и свай:

GII = 1052,1 + 171,1 + 125,57 = 1348,8 кН.

Проверяем напряжения в плоскости подошвы условного фундамента.

Ntot II = Ncol II + GII = 1583,7 + 1348,8 = 2932,5 кН.

Mtot II = Mcol II + Qcol II ⋅ Hr = 585,1 + 58,3 ⋅1,8 = 690,0 кН.⋅м.

Расчетное сопротивление грунта основания условного фундамента в уровне его подошвы определим по формуле (7) СНиП 2.02.01–83\*:

Принимаем: γc1 = 1,4 для песков, γc 2 = 1,2; k = 1; ϕII 4 = 35°; cII 4 =1,0 кПа., Mγ = 1,68, Mq =7,71, Mc = 9,58, γII mt = 10,20 кН./м3.

R=(1,4\*1,2/1)\*(1,68\*1\*3\*9,88+7,71\*8,75\*10,20+9,58\*1)=1255,8 кПа.

Среднее давление PII mt по подошве условного фундамента:

PIImt = Ntot II/Aусл= 2932,5 / 12,60 = 232,73 кПа.< R=1255,8 кПа.

Максимальное краевое давление P II max:

PIImax = Ntot II/Aусл + Mtot II/Wусл ≤R,

Wусл = l2усл ×bусл /6= 4,22×3,0/6=8,82 м3.

PIImax =232,73 +690 /8,82=310,96 кПа.< R=1255,8 кПа

Для расчета осадки методом послойного суммирования вычислим напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы условного фундамента:

σzg,0=18,7×0,7+9,3×4,75+8,89×1,50+9,88×1,80=78,05 кПа.

Дополнительное вертикальное давление на основание от внешней нагрузки на уровне подошвы условного фундамента:

σzp 0 = P0 = PII mt – σzg,0 = 232,73 – 78,05 = 154,68 кПа.

Соотношение сторон подошвы фундамента:

η=2,8/1,6=1,75

Значения коэффициента α устанавливаем по табл. 1 прил. 2 СНиП 2.02.01–83\*.

Для удобства пользования указанной таблицей из условия: принимаем толщину элемента слоя грунта hi = 0,2 ⋅ b = 0,2 ⋅ 1,6 = 0,32 м.

Определение осадки

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| zi, м. |  | zi + d, м. | α | σzp = α⋅P0,кПа. | σzg = σzg,0 ++ γsb,i ⋅ zi,кПа. | 0,2⋅σzg,кПа. | Е,КПа. |
| 0 | 0 | 8,75 | 1 | 154,68 | 78,05 | 15,61 | 30000 |
| 0,32 | 0,4 | 9,07 | 0,975 | 150,81 | 81,21 | 16,24 | 30000 |
| 0,64 | 0,8 | 9,39 | 0,864 | 133,64 | 84,37 | 16,87 | 30000 |
| 0,96 | 1,2 | 9,71 | 0,713 | 110,29 | 87,53 | 17,51 | 30000 |
| 1,28 | 1,6 | 10,03 | 0,572 | 88,48 | 90,70 | 18,14 | 30000 |
| 1,60 | 2,0 | 10,35 | 0,457 | 70,69 | 93,86 | 18,77 | 30000 |
| 1,92 | 2,4 | 10,67 | 0,368 | 56,92 | 97,02 | 19,40 | 30000 |
| 2,24 | 2,8 | 10,99 | 0,299 | 46,25 | 100,18 | 20,04 | 30000 |
| 2,56 | 3,2 | 11,31 | 0,246 | 38,05 | 103,34 | 20,67 | 30000 |
| 2,88 | 3,6 | 11,63 | 0,205 | 31,71 | 106,50 | 21,30 | 30000 |
| 3,20 | 4,0 | 11,95 | 0,172 | 26,60 | 109,67 | 21,93 | 30000 |
| 3,52 | 4,4 | 12,27 | 0,147 | 22,74 | 112,83 | 22,57 | 30000 |
| **3,84** | **4,8** | **12,59** | **0,127** | **19,64** | **115,99** | **23,20** | **30000** |
| 4,16 | 5,2 | 12,91 | 0,110 | 17,01 | 119,15 | 23,83 | 30000 |

На глубине Hc = 3,84 м. от подошвы условного фундамента выполняется условие СНиП 2.02.01–83\* (прил. 2, п.6) ограничения глубины сжимаемой толщи основания (ГСТ):

σzp= 19,64 кПа. ≈ 0,2⋅σzg = 23,20 кПа.,

поэтому послойное суммирование деформаций основания производим в пределах от подошвы фундамента до ГСТ.

Осадку основания определяем по формуле:

S=β×h×∑σzp,i/Ei=0,8×0,32×[1/30000×(154,68×0,5+150,81+133,64+110,29+

+88,48+70,69+56,92+46,25+38,05+31,71+26,6+22,74+19,64×0,5)]=

=0,0074 м. = 0,74 см.

Условие S = 0,74 см. < Su = 8,0 см. выполняется (значение Su = 8,0 см. принято по таблице прил. 4 СНиП 2.02.01–83\*).

**Определение технико-экономических показателей, сравнение и выбор основного варианта системы: «основание – фундамент»**

**Подсчет объемов работ**

1) Объем грунта, разрабатываемого под фундамент на естественном основании.

Размеры фундамента ФД13–2: l = 4,2 м.; b = 3,6 м.

Размеры котлована понизу: l = 4,2 + 0,6 = 4,8 м.; b = 3,6 + 0,6 = 4,2 м.

Грунт – суглинок, предельная крутизна откосов котлована 1:0,5.

Размеры котлована поверху: lv = 4,8 + 0,9 = 5,7 м.; bv = 4,2 + 0,9 = 5,1 м.

Глубина котлована h = 1,8 м.

Формула для определения объёмов грунта:, где

S = 20,16 м2. – площадь котлована понизу;

Sv 29,07 м2. – площадь котлована поверху.

Объём грунта, разрабатываемого экскаватором: 44,06 м3.

Объем работ по водоотливу: 13,22 м3.

2) Объем грунта, разрабатываемого под фундамент на искусственном основании, в виде песчаной распределительной подушки.

Фундамент ФД 8–2, размеры которого l = 2,7 м., b = 2,4 м.

Размеры котлована понизу: l = 5,1 м.; b = 4,8 м.

Размеры котлована поверху: lv = 14,25 м.; bv = 13,11 м.

Глубина котлована h = 2,7 м.

S = 22,48 м2. – площадь котлована понизу; Sv = 186,82 м2. – площадь котлована поверху.

Объём грунта, разрабатываемого экскаватором: 246,69 м3.

Объем песчаной подушки: 32,75 м3.

Объем работ по водоотливу: 127,20 м3.

3) Объем грунта, разрабатываемого под фундамент на сваях.

Размеры фундамента: 3,0 х 1,8 м.

Размеры котлована понизу: l = 3,0 + 0,6 = 3,6 м.; b = 1,8 + 0,6 = 2,4 м.

Грунт – суглинок, предельная крутизна откосов котлована 1:0, 5.

Размеры котлована поверху: lv =4,5 м.; bv = 3,3 м.

Глубина котлована h = 1,8м.

S = 8,64 м2. – площадь котлована понизу; Sv = 14,85 м2. – площадь котлована поверху.

Объём грунта, разрабатываемого экскаватором: 20,89 м3.

Объем работ по водоотливу: 10,45 м3.

Объемы работ

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №п./п. | Наименование работ. | Единица измерения. | Объемработ. | Кол-во. |
| I. Фундамент на естественном основании |
| по расчету принят фундамент ФД13–2. |
| 1 | Разработка грунта экскаватором – обратная с ковшом вместимостью 0,5 м3. в отвал. | 1000 м3. | 44,06 | 0,044 |
| 2 | Водопонижение с помощью иглофильтров (ориентировочно). | 100 м3. | 13,22 | 0,132 |
| 3 | Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 10 м. бульдозером. | 1000 м3. | 26,02 | 0,026 |
| 4 | Бетонная подготовка толщиной 100 мм. из бетона В3,5 под монолитным фундаментом. | м3. | 2,27 | 2,27 |
| 5 | Установка фундамента с подколонником. | м3. | 10,9 | 10,9 |
| II. Фундамент на искусственном основании |
| по расчету принят фундамент ФД8–2. |
| 1 | Разработка грунта экскаватором – обратная с ковшом вместимостью 0,5 м3. в отвал. | 1000 м3. | 246,69 | 0,246 |
| 2 | Водопонижение с помощью иглофильтров (ориентировочно). | 100 м3. | 127,20 | 1,272 |
| 3 | Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 10 м. бульдозером. | 1000 м3. | 208,24 | 0,208 |
| 4 | Установка подушки под фундамент. | м3. | 32,75 | 32,75 |
| 5 | Бетонная подготовка толщиной 100 мм. из бетона В 3,5 под монолитным фундаментом. | м3. | 0,60 | 0,60 |
| 6 | Установка фундамента с подколонником. | м3. | 5,5 | 5,5 |
| III. Свайный фундамент |
| по расчету принят ростверк 3,0 x 1,8 м.; свая С-7–30. |
| 1 | Разработка грунта экскаватором – обратная с ковшом вместимостью 0,5 м3. в отвал. | 1000 м3. | 20,89 | 0,021 |
| 2 | Водопонижение с помощью иглофильтров (ориентировочно). | 100 м3. | 10,45 | 0,105 |
| 3 | Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 10 м. бульдозером. | 1000 м3. | 13,76 | 0,014 |
| 4 | Бетонная подготовка толщиной 100 мм. из бетона В 3,5 под монолитным фундаментом. | м3. | 0,75 | 0,75 |
| 5 | Установка ростверка. | м3. | 7,13 | 7,13 |
| 6 | Погружение дизель – молотом на тракторе железобетонных свай длиной 7 м. в грунт. | м3. | 4,95 | 4,95 |

**Сметная себестоимость, трудозатраты и капитальные вложения сравниваемых вариантов фундаментов.**

I. Фундамент на естественном основании

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | № пунктаЕниР. | Наим.работ. | Единицыизмер. | Кол-во. | Стоимость, руб. | Затраты, чел.-ч. | Кап. вложения, руб. |
| Един. | Общая. | На един. | Всего. | Уд. дин. | Всего. |
| 1 | 1–57 | 1I | 1000м3 | 0,044 | 202,686 | 8,92 | 126,280 | 5,56 | 218,350 | 9,61 |
| 2 | синтез | 2I | 100м3 | 0,132 | 84,000 | 11,09 | 8,000 | 1,06 | 9,000 | 1,19 |
| 3 | 1–261 | 3I | 1000м3 | 0,026 | 22,350 | 0,58 | 10,660 | 0,28 | 25,000 | 0,65 |
| 4 | 6–1 | 4I | м3 | 2,27 | 23,400 | 53,12 | 3,310 | 7,51 | 14,850 | 33,71 |
| 5 | 6–10 | 5I | м3 | 10,9 | 42,360 | 461,72 | 7,780 | 84,80 | 28,810 | 314,03 |
| Всего: |  | 535,43 |  | 99,21 |  | 359,19 |

Накладные расходы (15%) равны: 80,31 руб.

Сметная стоимость Сс=615,74 руб.

II. Фундамент на искусственном основании

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | № пунктаЕНиР. | Наим.работ. | Единицыизмер. | Кол-во. | Стоимость, руб. | Затраты, чел. – ч. | Кап. вложения, руб. |
| Един. | Общая. | На един. | Всего. | Уд. един. | Всего. |
| 1 | 1–57 | 1II | 1000м3 | 0,246 | 202,686 | 49,86 | 126,280 | 31,06 | 218,350 | 53,71 |
| 2 | синтез | 2II | 100м3 | 1,272 | 84,000 | 106,85 | 8,000 | 10,18 | 9,000 | 11,45 |
| 3 | 1–261 | 3II | 1000м3 | 0,208 | 22,350 | 4,65 | 10,660 | 2,22 | 25,000 | 5,20 |
| 4 | 30–2 | 4II | м3 | 32,75 | 10,550 | 345,51 | 2,150 | 70,41 | 10,460 | 342,57 |
| 5 | 6–7 | 5II | м3 | 0,60 | 23,400 | 14,04 | 3,310 | 1,99 | 14,850 | 8,91 |
| 6 | 6–1 | 6II | м3 | 5,5 | 43,320 | 238,26 | 6,070 | 33,39 | 33,000 | 181,50 |
| Всего: |  | 759,17 |  | 149,25 |  | 603,34 |

Накладные расходы (15%) равны: 113,88 руб.

Сметная стоимость Сс = 873,05 руб.

III. Свайный фундамент

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | № пунктаЕНиР. | Наим.работ. | Единицыизмер. | Кол-во. | Стоимость, руб. | Затраты, чел. – ч. | Кап. вложения, руб. |
| Един. | Общая. | На един. | Всего. | Уд. един. | Всего. |
| 1 | 1–57 | 1III | 1000м3 | 0,021 | 202,686 | 4,26 | 126,280 | 2,65 | 218,350 | 4,59 |
| 2 | синтез | 2III | 100м3 | 0,105 | 84,000 | 8,82 | 8,000 | 0,84 | 9,000 | 0,95 |
| 3 | 1–261 | 3III | 1000м3 | 0,014 | 22,350 | 0,31 | 10,660 | 0,15 | 25,000 | 0,35 |
| 4 | 6–1 | 4III | м3 | 0,75 | 23,400 | 17,55 | 3,310 | 2,48 | 14,850 | 11,14 |
| 5 | 6–7 | 5III | м3 | 7,13 | 43,320 | 308,87 | 6,070 | 43,28 | 33,000 | 235,29 |
| 6 | 5–3 | 6III | м3 | 4,95 | 101,640 | 503,12 | 22,640 | 112,07 | 100,120 | 495,60 |
| Всего: |  | 842,93 |  | 161,47 |  | 747,92 |

Накладные расходы (15%) равны: 126,44 руб.

Сметная стоимость Сс = 969,37 руб.

Технико-экономические показатели сравниваемых вариантов фундаментов (на один фундамент)

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вариантсистемы. | Себестоимость | Привед. затраты | Затраты труда. |
| руб. | %. | руб. | % | Чел. – ч. | %. |
| I | 615,74 | 100 | 658,84 | 100 | 99,21 | 100 |
| II | 873,05 | 142 | 945,45 | 144 | 149,25 | 150 |
| III | 969,37 | 158 | 1059,12 | 161 | 161,47 | 163 |

ВЫВОД: по технико-экономическим показателям наиболее выгодным является фундамент на естественном основании (Вариант I).

**Учет влияния примыкающих и заглубленных подземных конструкций**

При наличии вблизи фундамента приямка следует устроить подбетонку с тем, чтобы выполнялось условие: Δh ≤ *a* ⋅ tgψ

tgψ = tgφI + = tg 18 + = 0,39

PI = 1,2 ⋅ PIImt = 1,2 ⋅ 143,2 = 171,84 кПа

*a* = 1,15м

*a* ⋅ tgψ = 1,15 ⋅ 0,39 = 0,47 м

Принимаем Δh = 0,47 м

Толщину подбетонки принимаем 3,28 м.

**Расчет приямка**

Определение активного бокового давления в пределах глубины Нпр

Hпр = 4,8 м; *l*n = 24 м; bn = 4 м

Характеристика грунта нарушенной структуры:

γ`I = 0,95 ⋅ γI = 0,95 ⋅ 18,5 = 17,67 кН/м3

φ`I = 0,9 ⋅ φI = 0,9 ⋅ 18 = 14,4

γ`sb = γsb = 9,3 кН/м3

Горизонтальные составляющие активного давления

От веса грунта:

Eah = 1⋅ γfa⋅ = = 106,75 кН

= = 10,86

γfa = 1,1 – коэффициент надежности по нагрузке для бокового давления грунта

От полезной нагрузки:

Eqh = 1⋅ γtg⋅ qn ⋅ Hпр ⋅ = = 89,35 кН

γfg = 1,2 – коэффициент надежности по нагрузке от qn

qn = 20 кПа – полезная нагрузка

От давления воды:

Ew = 1⋅ γfw⋅= = 90,2 кН

γfw = 1,1 – коэффициент надежности по нагрузке для давления воды

Изгибающий момент и поперечная сила всех горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сечния 1–1

M1-1 = Eah⋅+ Eqh⋅+ Ew⋅= = 507 кН⋅м

Q1-1 = Eah + Eqh + Ew = 106,75 + 89,35 + 90,2 = 286,3 кН

dn = Hпр + 0,4 = 4,8 + 0,8 = 5,6 м

0,8 – толщина днища приямка

E`ah = 1⋅ γfa⋅ = = 146,30 кН

E`qh = 1⋅ γtg⋅ qn ⋅ dn ⋅ = = 104,25 кН

E`w = 1⋅ γfw⋅= = 129,37 кН

N2-2 = E`ah + E`qh + E`w = 146,30 + 104,25 + 129,37 = 379,92 кН

М = = 742,19 кН⋅м

M2-2 = M += 742,19 + = 762,45 кН⋅м

GI = ((*l*n + 2⋅bст)⋅(bn + 2⋅bcт)⋅(dn + 0,5) – *l*n ⋅ bn ⋅ Hпр) ⋅ 2,5 ⋅ 9,81 ⋅ γfb = ((24+ 2⋅0,8)⋅(4+ 2⋅0,8)⋅(5,6+ 0,5) – 24 ⋅ 4 ⋅ 4,8) ⋅ 2,5 ⋅ 9,81 ⋅ 0,9 = 9131,4 кН – собственный вес приямка

bcт = 0,4 м – толщина стен приямка

*l*n = 24 м – длинна приямка

γfb = 0,9 – коэффициент надежности по нагрузке

Fw = Aw ⋅ γw ⋅ (dn – dw) ⋅ γfw = 143,36 ⋅ 10 ⋅ (5,6 – 0,70) ⋅ 1,1 = 7608,2 кН – сила всплытия

Aw = (bn + 2 ⋅ bст) (*l*ст + 2 ⋅ bст) = (4 + 2 ⋅ 0,8) (24 + 2 ⋅ 0,8) = 143,36 м2 – площадь основания приямка

Так как вес приямка GI больше силы всплытия Fw, то равномерно распределенная нагрузка q считается по формуле:

q = = = 15,2 кН/м2

pw = γw⋅(dn – dw) = 10 ⋅ (5,6 – 0,70) = 49,0 кН/м2 – гидростатическое давление подземных вод

**Расчет приямка на всплытие**

 – условие невсплытия

γem = 1,2 – коэффициент надежности от всплытия

GI = 9131,4 кН

Fw =7608,2 кН

Условие выполняется, приямок не всплывет

**Определение степени агрессивного воздействия подземных вод и разработка рекомендаций по антикоррозионной защите подземных конструкций**

Для железобетонных фундаментов на естественном основании серии 1.412–2/77, принятых на основе технико-экономического сравнения вариантов, и технологического приямка установим наличие и степень агрессивного воздействия подземных вод по данным химического анализа, для соответственных грунтовых условий.

Для фундаментов и приямка предусматриваем бетон с маркой по водопроницаемости W4 на портландцементе по ГОСТ 10178–76\*, арматуру класса А-II и А-III. Фундаменты каркаса и приямок расположены ниже УПВ лишь частично, однако за счет возможных изменений УПВ и капиллярного подъема до 1,2 м. над УПВ все поверхности фундамента и технологического приямка могут эксплуатироваться под водой, либо в зоне периодического смачивания. Степень агрессивного воздействия воды на подземные конструкции оцениваем в соответствии с табл. 5, 6, 7 СНиП 2.03.11–85\*.

Коэффициент фильтрации суглинка, в которой расположены подземные конструкции, равен:

Kf =4,3⋅10-7см./с.⋅86,4⋅103с./сут.=3,71 ⋅10-2см./сут.=3,71⋅10–4м./сут.<0,1м./сут.,

поэтому к показателям агрессивности, приведенным в табл. 5, 6, 7 СНиП 2.02.11–85\*, необходимо вводить поправки в соответствии с примечаниями к указанным таблицам.

Определяем суммарное содержание хлоридов в пересчете на ионы Cl–, мг./л., в соответствии с прим. 2 к табл. 7 СНиП 2.03.11–85\*:

3000+290⋅0,25=3072,5 мг./л.

Анализ агрессивности воды для бетона на портландцементе

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Показатель агрессивности. | Номер таблицы СНиП 2.03.11–85\*. | Степень агрессивности среды по отношению к бетону марки W4. |
| Бикарбонатная щелочность | 5 | Не агрессивна, так как kf < 01 м/сут |
| Водородный показатель | 5 | 3,3 <4 ⋅ 1,3 – среднеагрессивная |
| Содержание агр-ой углекислоты | 5 | 10⋅1,3<25<40⋅1,3 – слабоагрессивная |
| Содержание аммонийных солей | 5 | 24 < 100⋅1,3 – неагрессивная. |
| Содержание магнезиальных солей | 5 | 1100<1000⋅1,3 неагрессивная. |
| Содержание едких щелочей | 5 | 0<50000 ⋅ 1,3 – неагрессивная. |
| Содержание сульфатов | 6 | 290<250⋅1,3 – неагрессивная. |
| Содержание хлоридов | 7 | 500⋅1,3<3000<5000⋅1,3 – среднеагрессивная (в зоне капиллярного подсоса и переменного УПВ). |

Заключение. При бетоне нормальной (Н) проницаемости (марка по водонепроницаемости W4 по табл. 1 СНиП 2.03.11–85\*). В конструкциях фундаментов и приямка вода среднеагрессивна по водородному показателю и содержанию хлоридов, слабоагрессивна по агрессивной углекислоты, неагрессивна по бикарбонатной щелочности, аммонойных и магнезиальных солей, едких щелочей, содержанию сульфидов.

Рассмотрим возможность обеспечения стойкости конструкций фундаментов и приямка в агрессивной среде за счет назначения проектных требований к материалам (первичная защита). Как следует из табл. 11 СНиП 2.03.11–85\*, при среднеагрессивной среде и примененной арматуре классов А-II и А-III (группа 1 по табл. 9 СНиП 2.03.11–85\*) требуется применение бетона пониженной проницаемости (марки W 6) либо оцинкованной арматуры (см. п.2.21 СНиП 2.03.11–85\*). Однако оцинкованная арматура дорога и дефицитна, а получение бетона пониженной проницаемости в условиях строительной площадки затруднено, поэтому необходимо выполнить специальную защиту фундаментов и приямка.

Для защиты подошвы фундамента и дна приямка при среднеагрессивной среде предусматриваем в соответствии с п.2.33 СНиП 2.03.11–85\* устройство битумобетонной подготовки толщиной не менее 100 мм из втрамбованного в грунт щебня с поливкой битумом до полного насыщения.

Для защиты днища (по бетонной подготовке) и боковых поверхностей и гидроизоляции приямка в целом (в соответствии с указаниями п.2.34 и табл. 13, а также рекомендациями прил. 5 к СНиП 2.03.11–85\*) необходимо выполнить покрытие III группы – оклеечную гидроизоляцию из 3 слоев гидроизола на горячей битумной мастике с последующим устройством защитной стенки в 1/4 кирпича, пропитанного битумом.

Для защиты боковых поверхностей фундаментов выполнить полимерное покрытие на основе лака ХII-734 (хлорсульфированный полиэтилен).

Фундаменты и приямок выполнить из бетона нормальной (Н) проницаемости (марка по водонепроницаемости W4; водопоглощение не более 5,7% по массе; водоцементное отношение В/Ц не более 0,6).

**Список литературы**

1. Аверьянова Л.Н. Методические указания по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты».
2. СНиП 2.02.01–83\*. Основания зданий и сооружений.
3. СНиП 2.02.03–85\*. Свайные фундаменты.
4. СНиП 2.03.01–84\*. Бетонные и железобетонные конструкции.
5. СНиП 2.03.11. – 85. Защита строительных конструкций от коррозии.