

МИНМОНТАЖСПЕЦСТРОЙ СССР
ГЛАВНОЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ УПРАВЛЕНИЕ
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГИДРОМЕХАНИЗАЦИИ, САНИТАРНО – ТЕХНИЧЕСКИХ
И СПЕЦИАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ
ВНИИГС
Киевский отдел

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ
ПОДПОРНЫХ СТЕН ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Одобен Научно–техническим советом НИОС ВНИИГС
Минмонтажспецстроя СССР
Протокол № 1 от 24.02.84 г.

КИЕВ 1984

УДК 624.154

Даны рекомендации по проектированию и устройству подпорных стен из буронабивных свай. Разработаны в развитие главы СНиП по проектированию свайных фундаментов.

Предназначены для проектных и строительного-монтажных организаций.

Разработали кандидат технических наук О.В. Карасев и инженер С.Ф. Бенда.

Отзывы направлять по адресу: 252680, г. Киев-148, ул. Семьи Сосниных, 7-а, Киевский отдел ВНИИГС.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Требования Рекомендаций должны соблюдаться при проектировании и устройстве отдельно стоящих подпорных стен из вертикальных буронабивных свай для промышленного, жилищно–гражданского и сельского строительства.

Примечание. Настоящие требования не распространяются на проектирование и устройство подпорных стен в набухающих и вечномёрзлых грунтах, на подрабатываемых и карстовых территориях.

1.2. При проектировании и устройстве подпорных стен из буронабивных свай следует руководствоваться также соответствующими требованиями глав СНиП: по проектированию оснований зданий и сооружений; свайных фундаментов; сооружений промышленных предприятий; бетонных и железобетонных конструкций; правилами производства и приемки работ по устройству оснований фундаментов; бетонных, железобетонных монолитных конструкций.

1.3. Подпорные стены, предназначенные для эксплуатации в условиях агрессивной среды, следует проектировать с учетом дополнительных требований, предъявленных главой СНиП по защите отдельных конструкций от коррозии.

1.4. Местоположение подпорной стены и ее конструкция устанавливаются в проекте на основании технико-экономического сравнения вариантов.

1.5. Подпорные стены, сооружения в населенных пунктах, следует проектировать с учетом архитектурных особенностей этих пунктов.

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

2.1. Подпорные стены в зависимости от инженерно-геологических условий и величины действующих нагрузок проектируются с однорядным или многорядным расположением свай одного диаметра и длины. В плане свай располагают рядами или в шахматном порядке / рис. 1/.

Диаметр ствола свай следует принимать не менее 0,4м.

2.2. Головы свай объединяются монолитным железобетонным ленточным ростверком. Сопряжение ростверка со сваями принимается жестким. Допускается при однорядном расположении свай в подпорной стене шарнирное сопряжение.

Свес ростверка принимается не менее 100мм, а минимальная высота ростверка – 200мм.

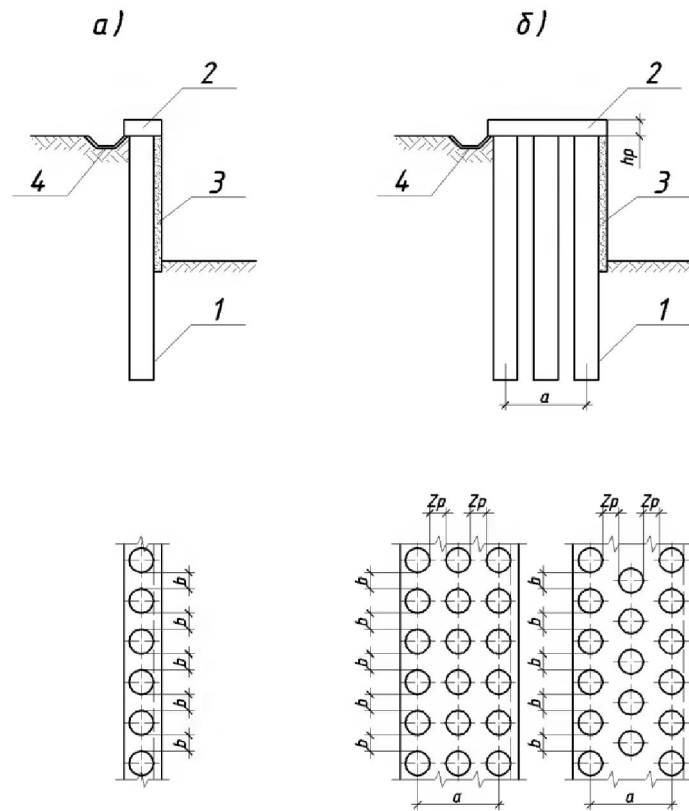


Рис. 1. Конструктивные схемы стен из буронабивных свай.

a – при однорядном расположении свай; *б* – при многорядном расположении свай.

1 – буронабивная свая; 2 – ростверк; 3 – облицовка наружной поверхности; 4 - лоток.

2.3. При многорядном расположении свай в подпорной стене высота ростверка h_p , м должна назначаться такой, чтобы обеспечивалось условие:

$$h_p \geq \frac{a}{4}, \quad (1)$$

где a – расстояние между осями крайних свай в плоскости действия нагрузки, м;

2.4. Расстояние в свету между сваями назначается в зависимости:

а) способа производства работ:

- в грунтах, позволяющих бурить скважины без крепления стенок или с применением извлекаемых обсадных труб – не менее 400мм;

- в грунтах, бурение скважин в которых производится под глинистым раствором или под водой – не менее 700мм.

б) условия продавливания грунта между сваями:

$$b \leq 5,14 \frac{c_I \cdot l_0 \cdot d}{E_a} \quad (2)$$

где b – расстояние в свету между сваями в ряду, м;

c_I – расчетное значение сцепления грунта, кН/м²;

l_0 – высота отрывки, м;

d – диаметр свай, м;

E_a – значение активного давления грунта, кН/м;

При многорядном расположении свай в подпорной стене расстояние в свету между рядами свай, Z_p , м, принимается не более $3d^*$ (* – увеличение Z_p свыше $3d$ не улучшает работу подпорной стены из буронабивных свай на горизонтальную нагрузку).

2.5. Сваи армируются на всю длину ствола пространственными каркасами, круглыми в плане. Каркас должен иметь достаточную жесткость, обеспечивающую его геометрическую неизменяемость при транспортировке и установке в скважину.

2.6. При однорядном расположении свай в подпорной стене допускается устанавливать рабочую арматуру только в растянутой зоне или в растянутой и в сжатой зонах при соответствующем контроле за расположением продольной арматуры в поперечном направлении свай в процессе производства работ.

2.7. При многорядном расположении свай в подпорной стене армирование производится каркасами с равномерным расположением продольной арматуры по периметру свай.

2.8. Расстояние между поперечной арматурой принимается:

- при диаметре ствола свай $d \leq 450$ мм – не более $d/2$ и не более 200мм;
- при диаметре ствола свай $d > 450$ мм – не более $d/3$ и не более 500мм;

2.9. Для продольной рабочей арматуры толщина защитного слоя должна составлять не менее 50мм.

Минимальное расстояние в свету между стержнями продольной арматуры – 50 мм. Количество стержней продольной арматуры в поперечном сечении принимается не менее 6 шт. Расстояние между стержнями арматуры должно быть не более 400мм.

2.10. Проектные марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости для элементов подпорных стен, постоянно подвергающихся атмосферным воздействиям, следует принимать в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

2.11. Наружная облицовка подпорной стены производится монолитным или сборным железобетоном, природным камнем, декоративными материалами и др. Зазор между конструкциями подпорной стены и облицовкой замывается цементным раствором марки 10-25.

2.12. Облицовка подпорной стены, обращенная в сторону стены, защищается гидроизоляцией. При отсутствии агрессивной среды допускается применение обмазочной гидроизоляции – горячим битумом в два слоя.

2.13. За подпорной стеной следует предусматривать водоотводные лотки или продольный дренаж из камня, щебня или гравия с продольным уклоном не менее 0,04. В основании дренажа следует устраивать подготовку из слоя жирной глины. В теле подпорной стены не реже, чем через 3м по длине, предусматриваются отверстия или трубки для выпуска воды из дренажа.

2.14. Подпорные стены у сооружений и террас, по которым возможно движение пешеходов, должны иметь ограждение высотой не менее 1м.

3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ПОДПОРНЫХ СТЕН ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

3.1. Расчет подпорных стен из буронабивных свай и их оснований производится по двум группам предельных состояний:

- а) по первой группе:
- по прочности ствола буронабивных свай и ростверков (п. 3.2);
 - по несущей способности грунта оснований буронабивных свай (п. 5);
 - по устойчивости оснований буронабивных свай, воспринимающих горизонтальные нагрузки (п.п. 3.4, 4.2 и 4.8).

б) по второй группе:

- по перемещениям свай (горизонтальным Δ_e и углам поворота свай ψ) совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов (п. 4);
- по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций подпорных стен (п. 3.3).

3.2. Расчет по прочности ствола буронабивной сваи и ростверка производится согласно требованиям главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

Продольное армирование ствола буронабивных свай при действии горизонтальных сил и моментов осуществляется в соответствии с расчетом по прочности изгибаемых элементов круглого сечения (п. 6) с учетом распределения момента по длине ствола сваи.

3.3. Расчет ствола буронабивной сваи и ростверка по образованию и раскрытию трещин выполняется в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

При многорядной подпорной стене расчет проводится с учетом и без учета перераспределения изгибающих моментов в различных сечениях конструктивной стены (п.п. 4.9 и 4.10).

Примечания:

1. При расчете по прочности ствола сваи на действие поперечной силы, по образованию трещин круглое сечение допускается заменить равновеликим прямоугольником со сторонами: $b=1,77R$; $h_o=1,77R-a$, где R – радиус поперечного сечения ствола сваи, см.

2. При заложении ниже поверхности отрывки практически несжимаемых грунтов сваи рассчитываются на срез на максимальную силу, действующую в поперечном сечении сваи.

3.4. Подпорные стены с высотой подпора грунта более 8м при нагрузках на поверхности земли свыше 1 МПа, а также расположенных на косогорах или вблизи крутопадающего слоя грунта, следует проверять на устойчивость, исходя из возможности образования круглоцилиндрической или другой, более неблагоприятной, поверхности скольжения.

3.5. Подпорные стены рассчитываются на активное давление грунта, определяемое с учетом нагрузок, расположенных на поверхности грунта в пределах призмы обрушения. Трение грунта на боковой поверхности не учитывается.

3.6. Для криволинейных в плане подпорных стен боковое давление грунта следует определять на плоскую поверхность, проходящую параллельно хорде дуги криволинейного участка.

3.7. При разнородных грунтах по высоте отрывки активное давление вычисляется для отдельных участков, имеющих одинаковые физико-механические характеристики грунтов.

3.8. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах подпорных стен, должны определяться по главам СНиП: нагрузки и воздействия; основные положения проектирования отдельных конструкций и оснований; проектирование свайных фундаментов.

4. РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕН ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ И МОМЕНТНЫЕ НАГРУЗКИ

4.1. Расчет подпорных стен из буронабивных свай выполняется как плоской системы. Нагрузки, действующие на стену и поверхность грунта, приводятся к рассматриваемому ряду свай при многорядном их расположении или к одиночной свае при однорядном их расположении.

4.2. Расчет буронабивных свай при однорядном их расположении в подпорной стене на горизонтальные и моментные нагрузки производится в соответствии с требованиями глав СНиП по проектированию свайных фундаментов /рис. 2/ с учетом следующих дополнительных требований:

- значение коэффициента пропорциональности K , кН/м^4 , принимается в зависимости от вида грунта, окружающего сваю ниже поверхности отрывки, по таблице I;

- условная ширина свай B_0 , м принимается не более расстояния между осями свай;

- расчет устойчивости основания, окружающего сваю, производится при значении коэффициентов $\eta_1, \eta_2 = 0,8$;

- расчетные величины горизонтального перемещения головы сваи, Δ_2 , м, и углам поворота свай ψ , рад, следует принимать по формулам:

$$\Delta_2 = y_0 + \psi_0 \cdot l_0 + (11q_1 + 4q_2) \frac{l_0^4}{120 \cdot E_0 \cdot I} \quad (3)$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{(3q_1 + q_2) \cdot l_0^3}{24 \cdot E_\sigma \cdot I} \quad (4)$$

где y_0 и ψ_0 – расчетные величины соответственно горизонтального перемещения сваи, м, и угла ее поворота, рад, в уровне поверхности отрывки;

l_0 – величина отрывки сваи, м;

q_1 и q_2 – распределенная нагрузка от давления грунта, кН/м;

E_σ – начальный модуль упругости бетона ствола сваи при сжатии, кН/м², принимаемый по табл. 18 главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

I – момент инерции поперечного сечения ствола сваи, м⁴;

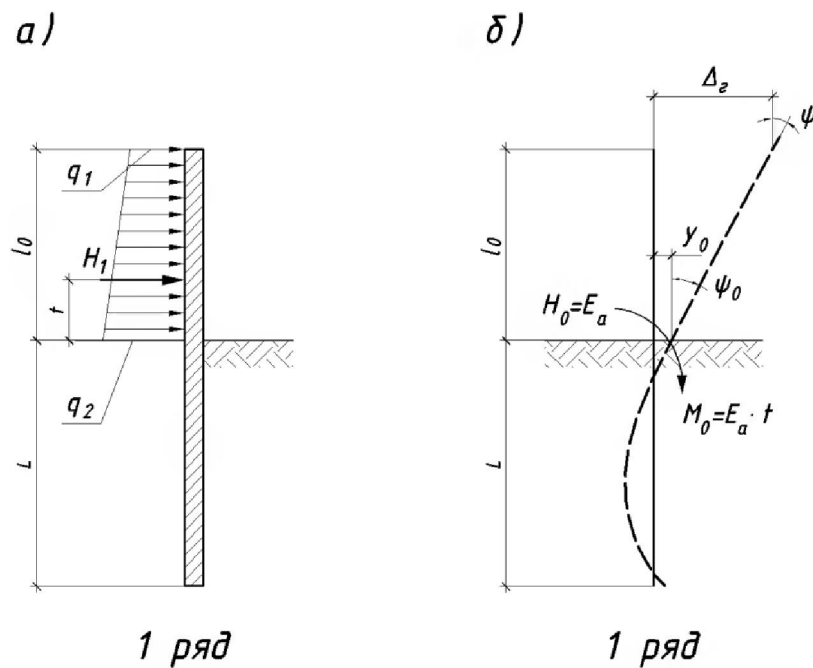


Рис. 2. Схема к расчету свай при однорядном их расположении в подпорной стене

Таблица I

Значение коэффициентов пропорциональности K , кН/м⁴

песчаных грунтов средней плотности										
крупных		средней крупности	мелких		пылеватых					
глинистых грунтов при показателе консистенции I_i , равном										
0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
9000	8000	7000	6000	5000	4000	3000	2000	1500	1000	500

Примечания:

1. Для плотных песков коэффициент K увеличивается на 30%.
2. Почвенный слой и насыпные грунты с остатками органических включений и строительного мусора в расчетах не учитываются.
3. Значение коэффициента K для рыхлых песков должно определяться на основе специальных исследований.
4. Для песка гравелистого и гравийного грунта, глинистого грунта твердой консистенции значение коэффициента пропорциональности принимается по табл. 1 приложения к главе СНиП по проектированию свайных фундаментов или по данным натурных испытаний опытных свай (п. 5).

4.3. При многорядном расположении свай в подпорной стене, головы которых объединены монолитным жестким железобетонным ростверком, нагрузки прикладываются к наружному ряду свай, расположенных со стороны массива в пределах их свободной длины, и к подошве ростверка /рис. 3/.

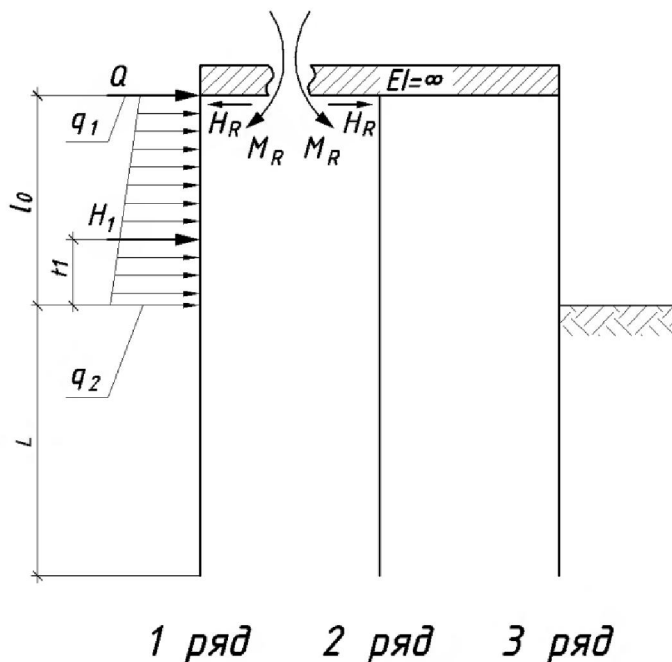


Рис. 3. Схема к расчету подпорной стены при многорядном расположении свай

Расчетная величина горизонтального перемещения свай в уровне подошвы ростверка, Δ_2 , м, определяются по формуле:

$$\Delta_2 = 1,2(\Delta_2^G - \Delta_2^R) \quad (5)$$

где Δ_2^e и Δ_2^R - перемещения свай I ряда в уровне подошвы ростверка /рис. 4/ соответственно от внешних нагрузок и реакции остальных рядов свай, м, которые определяются по формулам:

$$\Delta_2^e = y_0^e + \psi_0^e \cdot l_0 + \frac{H \cdot l_0^3}{3 \cdot E_{\sigma} \cdot I} + \frac{H_1 \cdot t_1 \cdot (3l_0 - t_1)}{6 \cdot E_{\sigma} \cdot I} + \frac{(11q_1 + 4q_2)l_0^4}{120 \cdot E_{\sigma} \cdot I} + \frac{M_3^e \cdot l_0^2}{2 \cdot E_{\sigma} \cdot I} \quad (6)$$

$$\Delta_2^R = y_0^R + \psi_0^R \cdot l_0 + \frac{H_R \cdot l_0^3}{3 \cdot E_{\sigma} \cdot I} + \frac{M_3^R \cdot l_0^2}{2 \cdot E_{\sigma} \cdot I} \quad (7)$$

где $H = \frac{Q}{n}$;

Q – расчетное значение поперечной силы, приложенной к ростверку, кН;
 n – количество рядов свай;

H_1 , q_1 и q_2 – соответственно расчетные значения поперечной силы, кН, и распределенной нагрузки от давления грунта, кН/м;

l_0 – длина участка сваи, равная расстоянию от подошвы ростверка до поверхности отрывки грунта, м;

t_1 – расстояние от уровня приложения силы H_1 до поверхности отрывки грунта, м;

H_1 – расчетное значение горизонтальной составляющей реакции рядов, кН, к которым не приложена внешняя нагрузка, на I-ый ряд свай определяется по формуле (18) и (21);

M_3^e и M_3^R – расчетные моменты заделки свай I-го ряда в ростверке от внешних сил и реакций остальных рядов свай, кН·м; определяются из уравнений (12), (17) и по формуле (20);

y_0^B , ψ_0^B , y_0^R , ψ_0^R – соответственно горизонтальные перемещения, м, и углы поворота поперечного сечения сваи I-го ряда в уровне поверхности отрывки грунта, рад, от внешней нагрузки и от реакции остальных рядов свай определяются по формулам (8), (9), (13) и (14);

$$y_0^e = H_0^e \cdot \delta_{nn} + M_0^e \cdot \delta_{nm} \quad (8)$$

$$\psi_0^e = H_0^e \cdot \delta_{mn} + M_0^e \cdot \delta_{mm} \quad (9)$$

где H_0^e и M_0^e – расчетные значения соответственно поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м, в сечении I-го ряда сваи в уровне отрывки грунта от внешних нагрузок, принимаемые равными:

$$H_0^e = H + H_1 + \frac{(q_1 + q_2) \cdot l_0}{2} \quad (10)$$

$$M_0^e = H \cdot l_0 + H_1 \cdot t_1 + (2q_1 + q_2) \frac{l_0^2}{6} + M_3^e \quad (11)$$

δ_{HH} , δ_{HM} , δ_{MH} , δ_{MM} - соответственно горизонтальное перемещение сечения, м/кН, от силы $H_0^e=1$; 1/кН, от момента $M_0^e=1$; угол поворота сечения, 1/кН от силы $H_0^e=1$; 1/кН·м от момента $M_0^e=1$; вычисляются по формулам (11), (12), (13) приложения к главе СНиП по проектированию свайных фундаментов.

Примечание:

В настоящих рекомендациях считаются положительным изгибающий момент, поперечная сила и горизонтальные смещения, если они направлены соответственно по часовой стрелке и вправо.

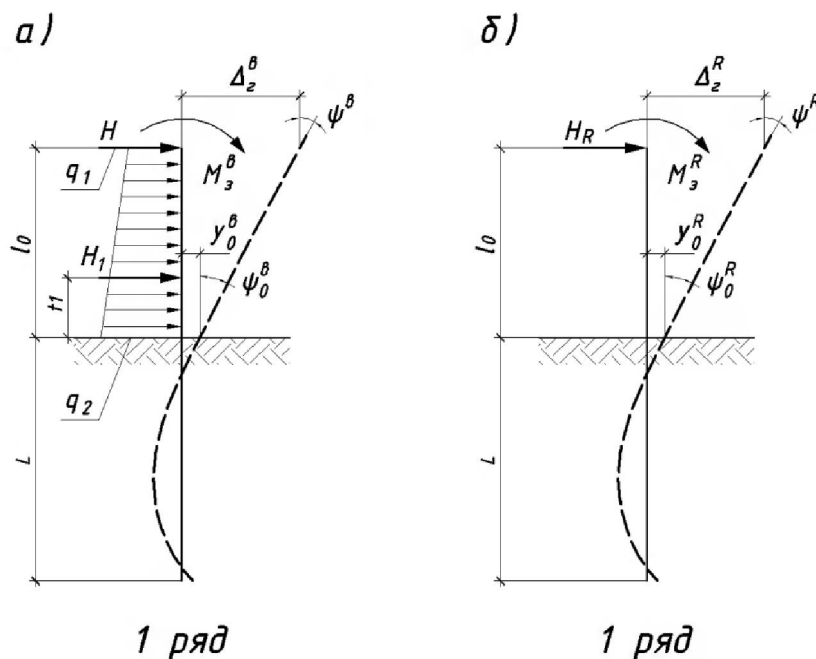


Рис. 4. Схемы нагрузок на первый ряд свай.
а – от внешних нагрузок; б – от реакций остальных рядов свай.

Расчетный момент заделки сваи в ростверк M_3^e , кН·м, от внешних сил определяется из уравнения:

$$\frac{H \cdot l_0^2}{2 \cdot E_0 \cdot I} + \frac{H_1 \cdot t_1}{2 \cdot E_0 \cdot I} + \frac{(3q_1 + q_2) \cdot l_0^3}{24 \cdot E_0 \cdot I} + \frac{M_3^e \cdot l_0}{E_0 \cdot I} + H_0^e \cdot \delta_{MH} + M_0^e \cdot \delta_{MM} = 0 \quad (12)$$

4.4. Горизонтальное перемещение y_0^R , м, и угол поворота сечения сваи I-го ряда ψ_0^R , рад, от реакции остальных рядов свай в плоскости действия нагрузки определяются по формулам:

$$y_0^R = f \cdot y_0^1 \quad (13)$$

$$\psi_0^R = f \cdot \psi_0^1 \quad (14)$$

где y_0^1 и ψ_0^1 – соответственно горизонтальное перемещение, м, и угол поворота сечения сваи, рад, в уровне поверхности отрывки грунта от силы $H_R = 1$ кН; определяется по формулам:

$$y_0^1 = 1 \cdot \delta_{nn} + (1 \cdot l_0 + M_3^1) \cdot \delta_{nm} \quad (15)$$

$$\psi_0^1 = 1 \cdot \delta_{mn} + (1 \cdot l_0 + M_3^1) \cdot \delta_{mm} \quad (16)$$

M_3^1 – момент заделки сваи I-го ряда в ростверк, кН·м, от силы $H_R = 1$ кН; определяется из уравнения:

$$\frac{1 \cdot l_0^2}{2 \cdot E_0 \cdot I} + \frac{M_3^1 \cdot l_0}{E_0 \cdot I} + 1 \cdot \delta_{mn} + 1 \cdot l_0 \cdot \delta_{mm} + M_3^1 \cdot \delta_{mm} = 0 \quad (17)$$

Значение коэффициента f определяется по формуле:

$$f = \frac{\Delta_2^0}{\left(1 + \frac{1}{n-1}\right) \Delta_2^1} \quad (18)$$

где n – количество рядов свай в подпорной стене;

Δ_2^1 – горизонтальное перемещение, м, сваи I-го ряда в уровне подошвы ростверка от силы $H_R = 1$ кН; определяется по формуле:

$$\Delta_2^1 = y_0^1 + \psi_0^1 \cdot l_0 + \frac{1 \cdot l_0^3}{3 \cdot E_0 \cdot I} + \frac{M_3^1 \cdot l_0^2}{E_0 \cdot I} \quad (19)$$

4.5. Расчетное значение момента M_3 , кН·м, заделки в ростверк сваи I-го ряда и поперечной силы H_R , кН, в уровне подошвы ростверка от реакции остальных рядов свай определяется по формулам:

$$M_3^R = M_3^1 \cdot f \quad (20)$$

$$H_R = 1 \cdot f \quad (21)$$

4.6. Расчетное значение момента заделки M_3 , кН·м, в ростверк сваи I-го ряда и поперечной силы, H , кН, от действия внешней нагрузки и реакции остальных рядов свай определяются по формулам:

$$\begin{aligned} M_3^1 &= M_3^e - M_3^R \\ H_1 &= H - H_R \end{aligned} \quad (22)$$

4.7. Расчетное значение момента заделки M_3^n , кН·м, в ростверк и поперечных сил H_R^n , кН, в уровне подошвы ростверка для остальных рядов свай подпорной стены вычисляются по формулам:

$$M_3^n = \frac{M_3^R}{n-1} \quad (23)$$

$$H_R^n = \frac{H_R}{n-1} + H \quad (24)$$

4.8. Расчетное давление σ_z , кН/м², на грунт по контакту с боковой поверхностью свай, действующее на глубине Z , ниже поверхности отрывки грунта, а также расчетный изгибающий момент M_z , кН·м, поперечную силу Q_z , кН, в поперечном сечении свай многорядной подпорной стены определяются по главе СНиП по проектированию свайных фундаментов в соответствии со схемой, приведенной на рис. 5, и с учетом дополнительных требований п. 4.2 рекомендаций.

Примечание:

Условная ширина B_0 независимо от диаметра свай определяется с учетом многорядного расположения свай. При шахматном расположении свай она определяется как для приведенного ряда, полученного проектированием свай на плоскость действия нагрузки /рис. 6/.

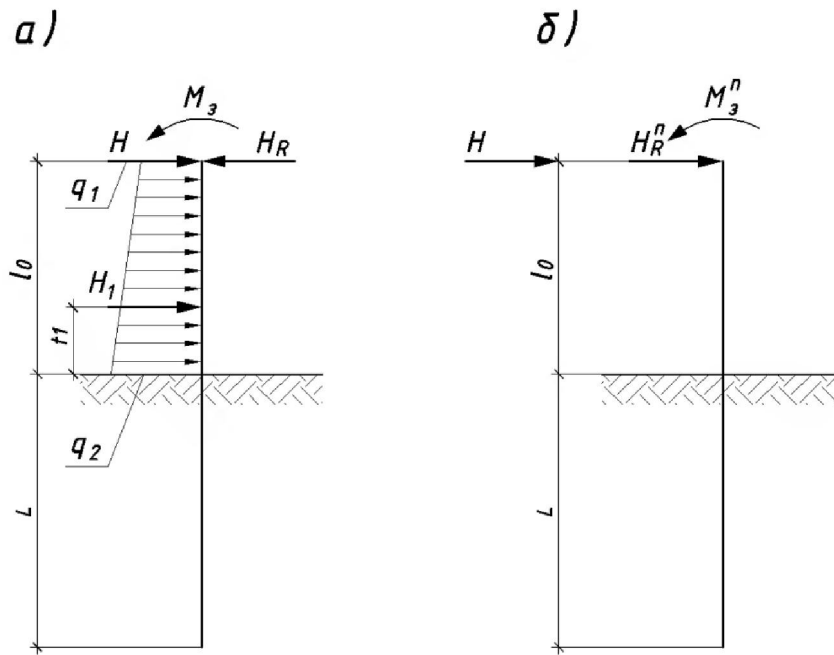


Рис. 5. Схема нагрузок для определения σ_z , M_z , Q_z .
а – свай I – го ряда; б – свай остальных рядов.

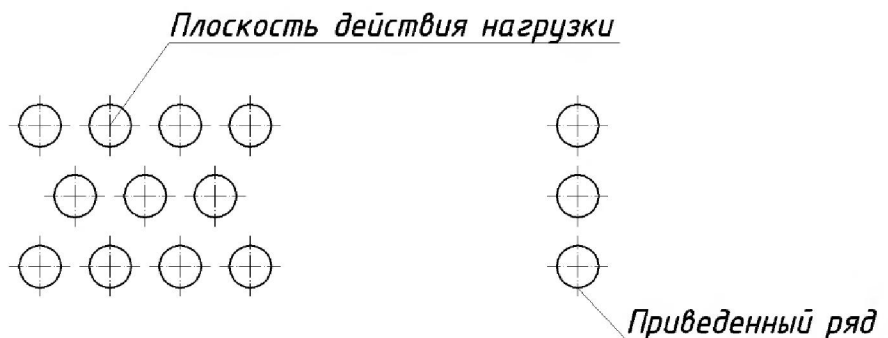


Рис. 6. Схема к определению условной ширины свай, B_0 , при шахматном их расположении.

4.9. При многорядном расположении свай в подпорной стене после определения расчетного давления на грунт по контакту с боковой поверхностью, расчетных величин изгибающих моментов, действующих в различных сечениях свай, осуществляется перераспределение изгибающих моментов, возникающих вследствие неупругих деформаций железобетона свай, образования трещин и других факторов, вызывающих в статически неопределимых конструкциях подпорной стены необратимые изменения. Перераспределение усилий в элементах стены осуществляется в соответствии с рекомендациями Руководства по

расчету статически неопределимых железобетонных конструкций, М., Стройиздат, 1975.

4.10. Перераспределение расчетных изгибающих моментов, действующих в различных сечениях рамной конструкции подпорных стен из буронабивных свай, осуществляется с помощью суммирования эпюры изгибающих моментов, полученной при расчете п.п. 4.3-4.8 и эпюр от лишних неизвестных x_i статически определимой основной системы, умноженных на произвольные положительные или отрицательные множители α_i /рис. 7/. Величина коэффициентов определяется методом последовательного приближения с таким расчетом, чтобы при суммировании получить уменьшенные изгибаемые моменты в наиболее напряженных сечениях за счет увеличения их в менее напряженных.

Для этого используется эпюра изгибаемых моментов с условной заделкой рамы в грунте на уровне максимального изгибающего момента /рис. 8/.

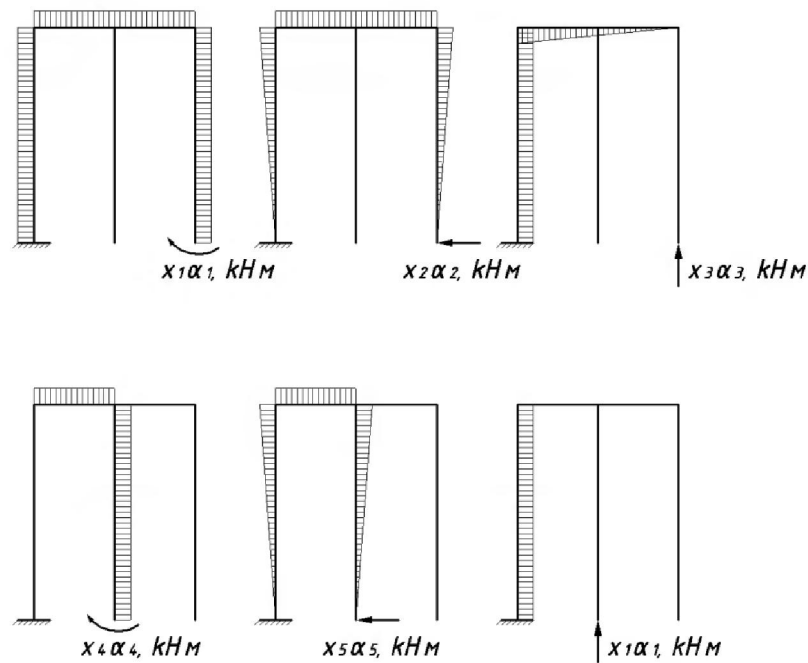


Рис. 7. Эпюры для перераспределения усилий в рамных конструкциях подпорных стен из буронабивных свай.

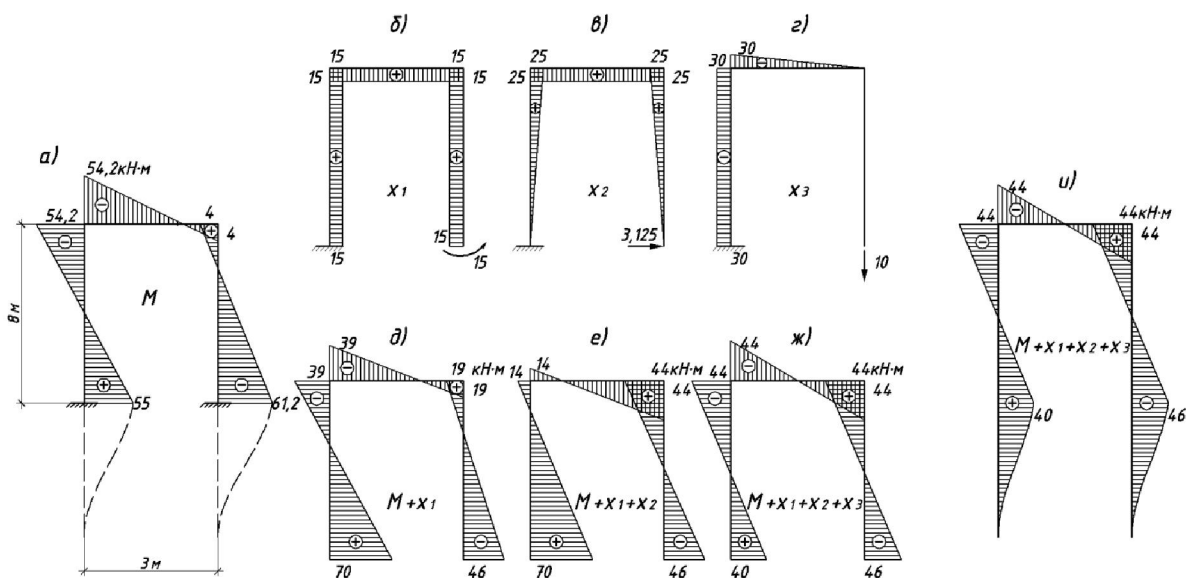


Рис. 8. Перераспределение усилий в двухрядной подпорной стенке рамной конструкции.

а – эпюра $M_{изг}$ после расчета по п.п. 4.3-4.8 Рекомендаций;

б, в, г – эпюры от лишних неизвестных;

д, е, ж – результирующие эпюры $M_{изг}$;

и – окончательная эпюра $M_{изг}$;

4.11. Величины изгибающих моментов, полученных в различных сечениях конструкции подпорной стены после перераспределения усилий должны составлять не менее 70% от соответствующих первоначальных изгибающих моментов, а площадь сечения продольной арматуры не должна уменьшаться более, чем на 30%.

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОПОРЦИОНАЛЬНОСТИ ГРУНТА ПО РЕЗУЛЬТАТАМ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ СВАЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНУЮ НАГРУКУ

5.1. Статические испытания опытных буронабивных свай на горизонтальную нагрузку производятся в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию свайных фундаментов и ГОСТ 5686-78. Испытываются сваи до нагрузки, без увеличения которой перемещения сваи непрерывно возрастают.

5.2. Испытания свай проводятся на отметке, соответствующей поверхности отрывки подпорной стены. Параметры опытных буронабивных свай должны

соответствовать параметрам части сваи, заглубленной в грунт ниже поверхности отрывки подпорной стены.

При технико-экономическом обосновании испытывают фрагменты подпорных стен. Горизонтальная нагрузка в этом случае прикладывается в месте равнодействующей активного давления грунта.

5.3. Коэффициент пропорциональности K , кН/м^4 , определяется при расчетной горизонтальной нагрузке, допускаемой на буронабивную сваю. Расчетная нагрузка на сваю определяется по главе СНиП по свайным фундаментам при коэффициенте надежности $K_n=1,4$.

5.4. Коэффициент пропорциональности K , кН/м^4 , и величина допускаемого давления σ_z , кН/м^2 , оказываемого на грунт боковой поверхностью сваи, по данным статических испытаний опытных буронабивных свай определяется методом последовательных приближений. Расчет производится по главе СНиП по проектированию свайных фундаментов, задаваясь значением горизонтального перемещения сваи при расчетной нагрузке.

5.5. В случае, если число свай, испытанных в одинаковых грунтовых условиях, составляет не менее 6 шт., значение коэффициента пропорциональности грунта K следует принимать равным наименьшему значению, полученному из результатов испытаний.

В случае, если число свай, испытанных в одинаковых условиях, составляет 6 шт. и более, величину K следует определять на основании результатов статической обработки данных натуральных испытаний свай, руководствуясь требованиями ГОСТ 20522-75, применительно к методике, приведенной в нем для определения временного сопротивления.

6. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ, НОРМАЛЬНОГО К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ

6.1. Расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию ствола буронабивной сваи R_{np}^c определяется по формуле:

$$R_{np}^c = R_{np} \cdot m_{\delta 1} \cdot m_{\delta 2} \quad (25)$$

где R_{np} – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, кН/м^2 , принимаемое по табл. 13 главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

$m_{\delta 1}$ – коэффициент условий работы, учитывающий бетонирование в вертикальном положении, принимаемый равным 0,85;

$m_{\delta 2}$ – коэффициент условий работы, учитывающий влияние способа производства свайных работ, принимаемый по п. 5.3 главы СНиП по проектированию свайных фундаментов.

6.2. Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, производится в зависимости от величины относительной высоты сжатой зоны бетона. Положение нейтральной оси для круглых сечений должно удовлетворять условию:

$$2\varphi \leq 180^\circ \quad (26)$$

где 2φ – центральный угол кругового сегмента сжатой зоны бетона.

6.3. Для изгибаемых в плоскости оси симметрии элементов круглого сечения с арматурой в растянутой зоне расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента /рис. 9/, производится из условия:

$$M_{np}^c \leq R_{np}^c \left[\frac{2}{3} R^3 \sin\varphi + \frac{R^2 \cdot \alpha \cdot \sum_{i=1}^{i=n} Z_{ai}}{2n} \right] \quad (27)$$

где R – радиус поперечного сечения ствола, м;

n – количество арматурных стержней в растянутой зоне;

Z_{ai} – расстояние от центра тяжести отдельных стержней растянутой арматуры до оси симметрии сечения, м;

φ – половина центрального угла кругового сегмента сжатой зоны бетона, определяемая по табл. 2 в зависимости от:

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot \pi}{90} - \sin 2\varphi = \frac{2R_a \cdot F_a'}{R_{np}^c \cdot R^2} \quad (28)$$

где R_a – расчетное сопротивление арматуры растяжению, кН/м², принимаемое по табл. 22 главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций с учетом приложения к постановлению №67 Госстроя СССР от 10.05.1981 г.

6.4. Расчетная арматура в сжатой зоне бетона устанавливается, когда полученная из расчета по формуле /28/ величина $\alpha > 3,14$.

6.5. Расчет круглых сечений, нормальных к продольной оси, изгибаемых железобетонных элементов /рис. 10/ с арматурой в растянутой и сжатой зонах, производится из условия:

$$M \leq R_{np}^c \left[\frac{2}{3} R^3 \sin^3 \varphi + \frac{R^2 \cdot \alpha \cdot \sum_{i=1}^{i=n} Z_{ai}}{2n} \right] + R_a \left(f'_a \cdot \sum_{i=1}^{i=n'} Z'_{ai} + \frac{F'_a \cdot \sum_{i=1}^{i=n} Z_{ai}}{n} \right) \quad (29)$$

где Z_{ai} и Z'_{ai} – расстояние от центра тяжести отдельных стержней арматуры соответственно в растянутой и сжатой зонах до центральной оси бетонного сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, м;

f'_a – площадь сечения одного стержня в сжатой зоне, м²;

$^x F'_a$ – площадь сечения арматуры в сжатой зоне, м²;

n' – количество арматурных стержней в сжатой зоне.

Половина центрального угла круглого сегмента φ сжатой зоны бетона определяется по табл. 2 в зависимости от:

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot \pi}{90} - \sin 2\varphi = \frac{2(R_a \cdot F_a - R_{oc} \cdot F'_a)}{R_{np}^c \cdot R^2} \quad (30)$$

6.6. При равномерном распределении продольной арматуры по периметру сваи необходимая площадь сечения арматуры определяется по табл. 3 в зависимости от величины расчетного изгибающего момента и способа производства работ.^{xx}

^x Учитывается арматура, расположенная только в пределах кругового сегмента сжатой зоны бетона сваи.

^{xx} Расчет произведен по формуле (65) СНиП II-21-75 по программе «ФАКОС-ЕС».

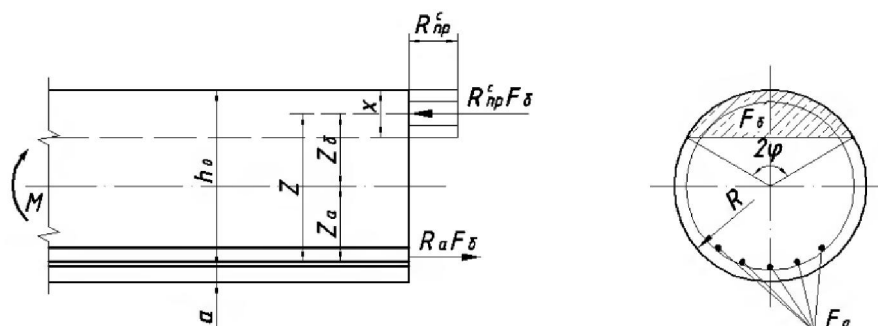


Рис. 9. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении изгибаемого элемента с одиночной арматурой

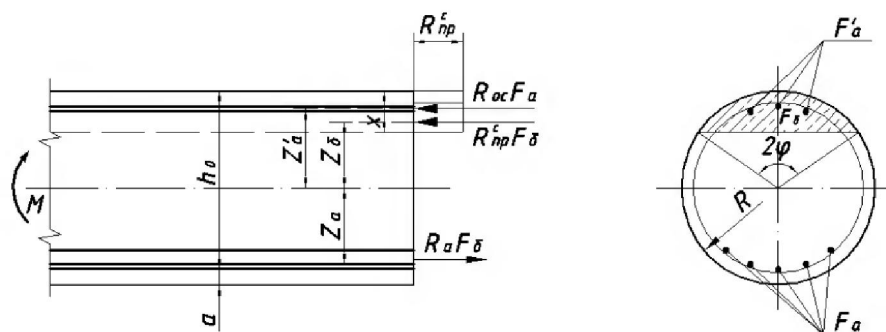


Рис. 10. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении изгибаемого элемента с двойной арматурой

Таблица II

Значение угла φ кругового сегмента
сжатой зоны бетона от $\alpha = \frac{\varphi \cdot \pi}{90} - \sin 2\varphi$

φ	α	φ	α	φ	α	φ	α
1	2	1	2	1	2	1	2
25°	0,107	41°30′	0,456	58°	1,126	74°30′	2,086
25°30′	0,113	42°	0,472	58°30′	1,151	75°	2,118
26°	0,120	42°30′	0,487	59°	1,177	75°30′	2,151
26°30′	0,126	43°	0,500	59°30′	1,203	76°	2,183
27°	0,134	43°30′	0,520	60°	1,228	76°30′	2,216
27°30′	0,141	44°	0,537	60°30′	1,255	77°	2,249
28°	0,148	44°30′	0,554	61°	1,281	77°30′	2,283
28°30′	0,156	45°	0,571	61°30′	1,308	78°	2,316
29°	0,164	45°30′	0,588	62°	1,335	78°30′	2,350
29°30′	0,173	46°	0,606	62°30′	1,362	79°	2,383
30°	0,181	46°30′	0,625	63°	1,390	79°30′	2,417
30°30′	0,190	47°	0,643	63°30′	1,418	80°	2,451
31°	0,199	47°30′	0,662	64°	1,446	80°30′	2,484
31°30′	0,209	48°	0,681	64°30′	1,474	81°	2,518
32°	0,218	48°30′	0,700	65°	1,503	81°30′	2,553
32°30′	0,228	49°	0,720	65°30′	1,532	82°	2,587
33°	0,238	49°30′	0,740	66°	1,561	82°30′	2,621
33°30′	0,249	50°	0,760	66°30′	1,590	83°	2,655
34°	0,260	50°30′	0,781	67°	1,619	83°30′	2,690
34°30′	0,271	51°	0,802	67°30′	1,649	84°	2,724
35°	0,282	51°30′	0,824	68°	1,679	84°30′	2,759
35°30′	0,294	52°	0,845	68°30′	1,709	85°	2,794
36°	0,306	52°30′	0,867	69°	1,739	85°30′	2,828
36°30′	0,318	53°	0,889	69°30′	1,770	86°	2,863
37°	0,330	53°30′	0,911	70°	1,801	86°30′	2,898
37°30′	0,343	54°	0,934	70°30′	1,832	87°	2,932
38°	0,356	54°30′	0,957	71°	1,863	87°30′	2,967
38°30′	0,370	55°	0,980	71°30′	1,894	88°	3,002
39°	0,338	55°30′	1,004	72°	1,935	88°30′	3,037
39°30′	0,397	56°	1,028	72°30′	1,957	89°	3,072
40°	0,412	56°30′	1,052	73°	1,980	89°30′	3,107
40°30′	0,426	57°	1,076	73°30′	2,020	90°	3,142
41°	0,441	57°30′	1,101	74°	2,052		

Примечание. Промежуточные значения определяются интерполяцией.

Таблица III

Величина изгибающего момента,
воспринимаемого поперечным сечением буронабивной
свай, кН·м

Процент армирования, μ	Диаметр ствола свай, мм					
	400			500		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	15	15	15	27	26	25
	15	15	15	30	29	28
0,4	26	26	25	54	52	50
	27	27	27	60	58	56
0,6	37	36	35	76	75	74
	40	39	38	82	80	78
0,8	48	47	46	97,5	96	95
	54	52	50	103	101	99
1,0	61	56	54	119	117	115
	64	63	62	125	123	120
1,2	70	65	62	140	138	136
	76	73	71	148	145	142
1,4	74	72	70	162	158	154
	83	80	77	172	168	164
1,6	82	81	80	179	173	168
	90	87	84	194	187	182
1,8	92	91	90	197	190	185
	100	97	94	214	207	202
2,0	105	100	98	216	207	202
	109	106	105	234	226	220
2,2	109	107	106	234	226	220
	117	114	112	252	244	237
2,4	122	120	114	250	240	233
	129	125	123	270	261	255
2,6	128	122	120	270	260	250
	137	133	130	289	279	275
2,8	134	130	126	285	275	265
	145	140	136	306	295	290
3,0	145	140	135	301	290	280
	155	150	147	321	312	306

Продолжение таблицы 3

Процент армирования, μ	Диаметр ствола свай, мм					
	600			700		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	64	63	62	93	91	89
	67	65	65	99	97	95
0,4	83	81	80	166	161	158
	89	87	85	175	172	169
0,6	121	118	116	235	230	226
	128	125	123	249	244	239
0,8	159	157	154	305	300	296
	166	163	161	320	315	310
1,0	196	193	190	340	335	330
	205	202	199	355	350	345
1,2	232	228	224	460	455	445
	241	238	235	480	470	465
1,4	263	258	253	505	502	490
	276	270	266	530	520	511
1,6	292	286	280	562	555	545
	305	300	295	590	575	566
1,8	322	317	312	617	607	598
	338	332	327	650	633	625
2,0	350	345	341	685	666	655
	366	360	354	717	700	690
2,2	380	373	370	745	725	717
	400	392	386	779	762	750
2,4	411	405	398	801	780	775
	432	424	416	840	820	807
2,6	436	431	427	860	840	835
	461	451	444	900	880	866
2,8	466	461	456	924	904	889
	491	480	471	960	942	931
3,0	501	493	485	977	957	940
	526	514	505	1013	997	985

Продолжение таблицы 3

Процент армирования, μ	Диаметр ствола свай, мм					
	800			1000		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	119	118	117	243	240	235
	123	121	120	253	249	244
0,4	228	224	220	465	447	440
	243	238	232	492	485	476
0,6	327	320	318	652	640	630
	347	340	333	690	675	667
0,8	428	425	413	843	830	810
	450	440	435	883	870	860
1,0	535	527	513	1030	1017	990
	560	554	540	1078	1060	1050
1,2	621	607	595	1215	1197	1182
	652	635	627	1290	1252	1230
1,4	702	685	675	1398	1375	1358
	732	715	707	1486	1439	1410
1,6	790	774	755	1580	1547	1530
	827	807	795	1670	1625	1593
1,8	877	852	838	1762	1720	1703
	918	905	887	1850	1810	1775
2,0	980	953	938	1930	1895	1865
	1020	1010	990	2030	1984	1954
2,2	1056	1030	1015	2102	2074	2036
	1100	1076	1065	2214	2164	2138
2,4	1136	1115	1100	2280	2237	2207
	1190	1159	1146	2390	2342	2310
2,6	1220	1190	1175	2460	2402	2369
	1278	1240	1228	2560	2513	2478
2,8	1305	1267	1253	2615	2567	2533
	1366	1320	1310	2730	2682	2640
3,0	1385	1363	1338	2777	2733	2702
	1455	1405	1393	2910	2850	2805

Продолжение таблицы 3

Процент армирования, μ	Диаметр ствола свай, мм					
	1 2 0 0			1 5 0 0		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	436	430	418	817	801	785
	450	445	440	899	856	834
0,4	810	798	793	1619	1553	1543
	838	830	820	1675	1635	1623
0,6	1160	1138	1108	2348	2323	2257
	1225	1184	1175	2442	2386	2351
0,8	1510	1478	1435	2981	2928	2883
	1597	1542	1527	3155	3057	2992
1,0	1834	1790	1758	3667	3549	3505
	1923	1875	1850	3884	3752	3679
1,2	2155	2104	2075	4312	4215	4180
	2263	2205	2170	4517	4380	4353
1,4	2472	2414	2383	4970	4852	4794
	2585	2540	2507	5166	5086	5010
1,6	2812	2742	2695	5594	5500	5368
	2923	2890	2840	5808	5692	5630
1,8	3120	3057	3012	6204	6097	5995
	3260	3196	3145	6460	6328	6246
2,0	3427	3370	3327	6864	6695	6571
	3600	3502	3452	7116	6954	6892
2,2	3727	3655	3615	7465	7323	7207
	3910	3797	3755	7762	7583	7503
2,4	4025	3942	3898	8073	7902	7777
	4215	4037	4056	8361	8217	8116
2,6	4335	4232	4193	8640	8487	8346
	4519	4398	4360	8995	8833	8697
2,8	4647	4520	4494	9194	9077	8949
	4827	4713	4567	9646	9440	9295
3,0	4935	4820	4798	9788	9652	9529
	5135	5030	4960	10207	10069	9928

Примечания:

1. В числителях приведены величины изгибающего момента, воспринимаемого поперечным сечением буронабивных свай, при проектной марке бетона по прочности на сжатие равной 200, в знаменателях – при проектной марке бетона по прочности на сжатие равной 300.

2. Величины изгибающих моментов для арматуры стали класса А–III ($R_a=360000$ кН/м²) при защитном слое бетона 50 мм и симметричном расположении рабочих стержней по периметру сечения. При другом классе арматурной

стали величина μ принимается с перерасчетом процента армирования по соотношению расчетных сопротивлений арматурной стали.

3. $\mu = \frac{F_a}{\pi \cdot R^2}$, где F_a – площадь поперечного сечения продольной арматуры, см²; R – радиус поперечного сечения ствола свай, см.

4. Расчетное сопротивление бетона принято с учетом коэффициента условий работы $m_{\delta 1}=0,85$, учитывающего бетонирование в вертикальном положении, а также дополнительное понижающего коэффициента $m_{\delta 2}$, учитывающего влияние способа производства работ:

а) в глинистых грунтах, консистенция которых позволяет бурить скважины и бетонировать их без крепления стенок при положении грунтовых вод в период производства работ ниже пяты свай, $m_{\delta 2}=1,0$;

б) в грунтах, бурение скважин в которых производится с применением извлекаемых обсадных труб и бетонирование под водой, $m_{\delta 2}=0,7$;

в) в грунтах, бурение скважин в которых производится с применением глинистого раствора и бетонирование под этим же раствором, $m_{\delta 2}=0,7$;

Приложение I

Пример расчета подпорных стен при однорядном расположении свай

Принят вариант подпорной стены из буронабивных свай диаметром 0,8м, длиной – 7,0м. Бетон марки 300, арматура класса А III. Схема нагрузок на 1 п/м приведена на рис. 11а. Ниже поверхности отрывки грунта залегают мягкопластичные суглинки ($I_f=0,51$, $\gamma_f=17,2$ кН/м³, $\varphi_f=15^\circ$, $c_f=55$ кН/м²). Бурение скважин и бетонирование их производят без крепления стенок.

Из условия непродавливания грунта между сваями (п. 2.4 Рекомендаций), расстояние между сваями в свету назначаем равным 1,2м, что превышает необходимое расстояние, требуемое по технологии производства работ. Тогда расстояние между осями свай будет составлять $1,2+0,8=2,0$ м.

Нагрузки приводим к одиночной свае: $q_1=0,1\cdot 2=0,2$ кН/м; $q_2=79,3\cdot 2=159,8$ кН/м и $E_a=120\cdot 2=240$ кН. Расчет сваи на горизонтальную нагрузку $H_0=E_a$ и моментную нагрузку $M_0=E_a\cdot 1$ м производим в соответствии со схемой, показанной на рис. 11в.

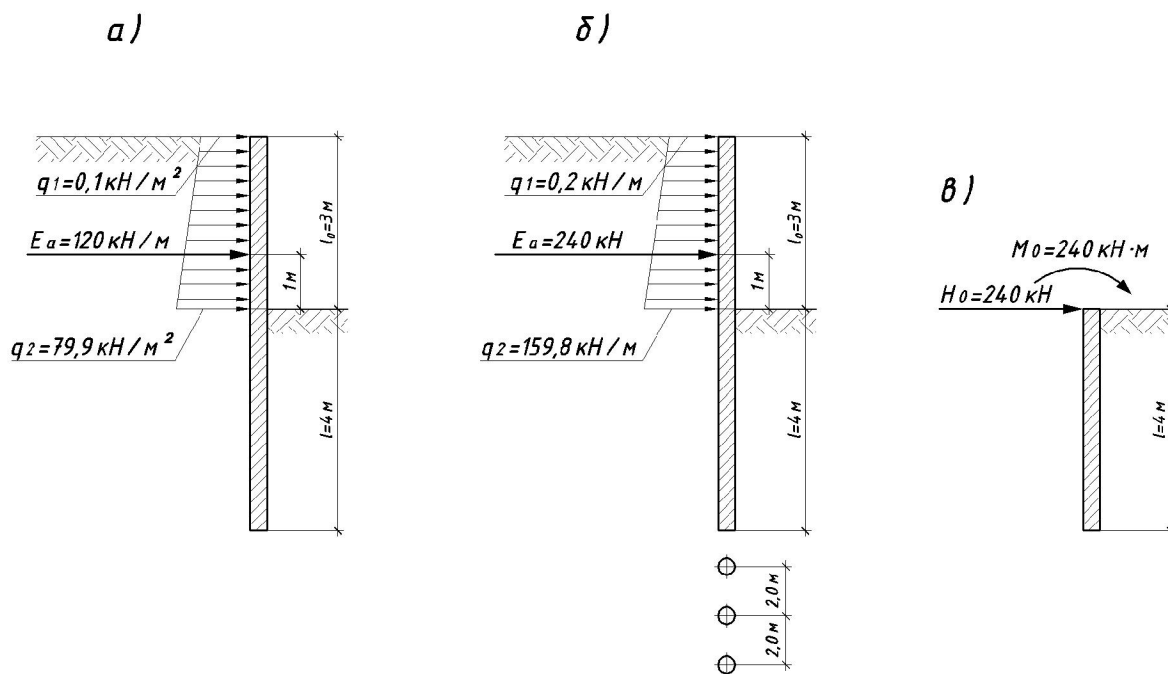


Рис. 11. К примеру расчета однорядной подпорной стены.

а – схема нагрузок на 1 п/м стены; б – схема нагрузок на сваю; в – расчетная схема.

Момент инерции поперечного сечения сваи равен:

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 0,8^4}{64} = 2,01 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$$

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию ствола сваи определяем по формуле (25) Рекомендаций:

$$R_{np}^c = 13500 \cdot 0,85 \cdot 1 = 11475 \text{ кН/м}^2$$

По табл. 13 главы СНиП II-21-75 этому значению R_{np}^c соответствует марка бетона равная 250. Начальный модуль упругости при сжатии бетона М250 по табл. 18 СНиП II-21-75 равен $2,65 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$. Тогда жесткость поперечного сечения сваи при изгибе равна:

$$E_{\sigma} I = 2,65 \cdot 10^7 \cdot 2,01 \cdot 10^{-2} = 5,33 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

По табл. I Рекомендаций коэффициент пропорциональности грунта при $I_{\Gamma}=0,51$ равен 4000 кН/м^4 .

Дальнейший расчет сваи производим по приложению к главе СНиП II-21-75 и Руководству по проектированию свайных фундаментов. Определим условную ширину сваи:

$$b_p = b_c = 0,9(d + 1) = 0,9 + 1,8 = 1,62 \text{ м}$$

Так как условная ширина сваи меньше расстояния между осями свай, принимаем $b_c=1,62 \text{ м}$.

Значению $\frac{10^5 \cdot k \cdot b_c}{E_{\sigma} I} = \frac{10^5 \cdot 4000 \cdot 1,62}{5,33 \cdot 10^5} = 1215,7 \text{ м}^{-5}$ по табл. 2 приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов соответствует величина коэффициента деформации:

$$\alpha_{\delta} = 0,414 \text{ 1/м}$$

Тогда приведенная глубина погружения сваи в грунт равна:

$$\bar{l} = 0,414 \cdot 4 = 1,65$$

Перемещения δ_{nn} , $\delta_{nm} = \delta_{mn}$, δ_{mm} определяем по формулам:

$$\delta_{nn} = \frac{A_0}{\alpha_\partial^3 \cdot E_\partial \cdot I} = \frac{6,765}{0,414^3 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 17,887 \cdot 10^{-5} \text{ м/кН}$$

$$\delta_{mn} = \delta_{nm} = \frac{B_0}{\alpha_\partial^2 \cdot E_\partial \cdot I} = \frac{5,659}{0,414^2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 6,195 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН}$$

$$\delta_{mm} = \frac{C_0}{\alpha_\partial^3 \cdot E_\partial \cdot I} = \frac{5,701}{0,414 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 2,581 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН} \cdot \text{м}$$

A_0, B_0, C_0 – безразмерные коэффициенты, принятые по табл. 4(2) Руководства по проектированию свайных фундаментов в зависимости от приведенной глубины заложения сваи в грунте \bar{l} .

Определим горизонтальные перемещения и угол поворота сечения в уровне поверхности отрывки грунта:

$$y_0 = H_0 \cdot \delta_{nn} + M_0 \cdot \delta_{nm} = 240 \cdot 17,887 \cdot 10^{-5} + 240 \cdot 6,195 \cdot 10^{-5} = 5,78 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 5,78 \text{ см}$$

$$\psi_0 = H_0 \cdot \delta_{mn} + M_0 \cdot \delta_{mm} = 240 \cdot 6,195 \cdot 10^{-5} + 240 \cdot 2,584 \cdot 10^{-5} = 2,1 \cdot 10^{-2} \text{ рад}$$

Для проверки принятых параметров подпорной стены, проведем расчет устойчивости основания, окружающего сваю. При $\bar{l} \leq 2,5$ расчетное давление на грунт определим на двух глубинах: $Z = \frac{l}{3} = 1,34 \text{ м}$ и $Z = l = 4 \text{ м}$ по формуле:

$$\sigma_Z = \frac{\kappa \cdot \bar{Z}}{\alpha_\partial} \left(y_0 \cdot A_1 - \frac{\psi_0 \cdot B_1}{\alpha_\partial} + \frac{M_0 \cdot C_1}{\alpha_\partial^2 \cdot E_\partial \cdot I} + \frac{H_0 \cdot D_1}{\alpha_\partial^3 \cdot E_\partial \cdot I} \right) = \frac{4000 \cdot 1,34 \cdot 0,414}{0,414} \left(5,78 \cdot 10^{-2} \cdot 1 - \frac{2,1 \cdot 10^{-2} \cdot 0,55}{0,414} + \frac{240 \cdot 0,152}{0,414^2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} + \frac{240 \cdot 0,028}{0,414^3 \cdot 5,33 \cdot 10^5} \right) = 163,35 \text{ кН/м}^2$$

где σ_Z – определяется по формуле 27(16) Руководства по проектированию свайных фундаментов.

\bar{Z} – приведенная глубина расположения сечения сваи в грунте $\bar{Z} = Z \cdot \alpha_\partial$, м;

A_1, B_1, C_1, D_1 – коэффициенты, значения которых принимаются по табл. 5(3) Руководства по проектированию свайных фундаментов.

Допустимое значение расчетного давления, оказываемого на грунт боковой поверхностью свай на глубине $Z = 1,34$ м, определяем по формуле:

$$\sigma_Z = 0,8 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 \cdot Z \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi \cdot c_1) = \frac{0,8 \cdot 4}{0,9659} (17,2 \cdot 1,34 \cdot 0,2679 + 0,3 \cdot 55) = 75,03 \text{ кН/м}^2$$

где σ_Z – определяется по формуле 25(14) Руководства по проектированию свайных фундаментов.

ξ – коэффициент, принимаемый при забивных сваях и сваях-оболочках $\xi = 0,6$, а при всех остальных видах свай $\xi = 0,3$;

Действующее давление на глубине 1,34 м не превышает допускаемую величину. Поэтому проверку на глубине 4 м не производим.

Превышение действующего давления над допускаемым свидетельствует о необходимости изменения параметров подпорной стены. Увеличим глубину погружения свай в грунт до 6 м, тогда:

$$\bar{l} = 0,414 \cdot 6 = 2,48$$

Этому значению \bar{l} соответствует максимальное σ_Z равное 98,17 кН/м², действующее на глубине 1,93 м, что также превышает допустимое значение.

Увеличиваем глубину погружения свай в грунт до 9,5 м, тогда:

$$\bar{l} = 0,414 \cdot 9,5 = 3,93 \approx 4$$

Этому значению приведенной глубины погружения свай в грунт соответствуют горизонтальные перемещения и угол поворота сечения свай на уровне поверхности отрывки грунта равные:

$$y_0 = 1,96 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 1,96 \text{ см}$$

$$\psi_0 = 0,61 \cdot 10^{-2} \text{ рад}$$

Расчетное давление σ_Z на грунт по контакту с боковой поверхностью свай, возникающее по длине свай, а также расчетный изгибаемый момент M_Z , поперечная сила Q_Z приведены на рис. 12: $M^{\max} = 630,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $Q^{\max} = 240 \text{ кН}$, $\sigma_Z^{\max} = 70,73 \text{ кН/м}^2 < \sigma_Z^{\text{дон}} = 75,03 \text{ кН/м}^2$. Следовательно, устойчивость основания, окружающего сваю, обеспечена.

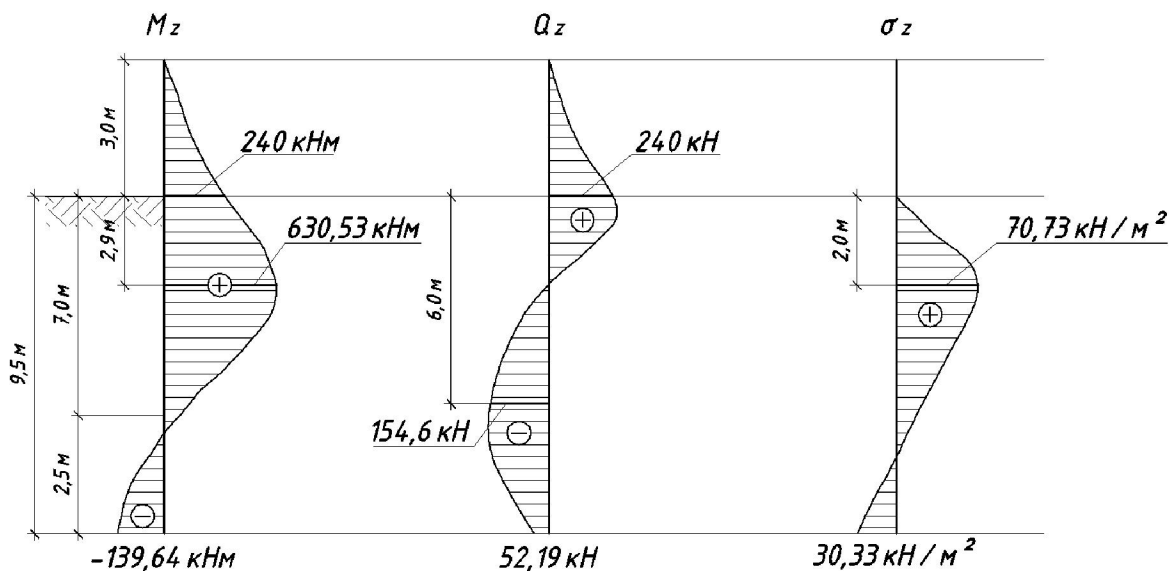


Рис. 12. Расчетные значения M_z , Q_z , σ_z по длине ствола сваи.

Расчетные величины горизонтального перемещения головы сваи и угол ее поворота определяем по формулам (3) и (4) Рекомендаций:

$$\Delta_z = y_0 + \psi_0 \cdot l_0 + \frac{(11q_1 + 4q_2) \cdot l_0^4}{120 \cdot E_\sigma \cdot I} = 1,96 \cdot 10^{-2} + 0,61 \cdot 10^{-2} \cdot 3 + \frac{(11 \cdot 0,2 + 4 \cdot 159,8) \cdot 3^4}{120 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 3,817 \cdot 10^{-2} \text{ м}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{(3q_1 + q_2) \cdot l_0^3}{24 \cdot E_\sigma \cdot I} = 0,61 \cdot 10^{-2} + \frac{(3 \cdot 0,2 + 159,8) \cdot 3^3}{24 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 0,64 \cdot 10^{-2} \text{ рад}$$

В расчете трещиностойкости ствола сваи следует принять $M=630,63$ кН·м, а в расчете прочности ствола – $M=1,2 \cdot 630,63=756,75$ кН·м и $Q=1,2 \cdot 240=288$ кН.

По табл. 3 Рекомендаций при $M=756,75$ кН·м процент армирования продольной арматуры $\mu=1,25$. Принимаем 8 Ø32 А III ($F_a=64,3$ см²) равномерно распределенную по периметру сечения. Защитный слой – 50 мм.

При расчете по прочности ствола сваи на поперечную силу круглое сечение заменяем равновеликим прямоугольником (примечание к п. 3.3 Рекомендаций) со сторонами: $b=1,77 \cdot 40=70,8$ см; $h_0=1,77 \cdot 40-50=65,8$ см.

В соответствии с п. 3.30 главы СНиП II-21-75 при расчете элементов на действие поперечной силы должно соблюдаться условие:

$$Q \leq 0,35 \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0$$

$$0,35 \cdot 11475 \cdot 0,708 \cdot 0,658 = 1871 \text{ кН} > 288 \text{ кН}$$

Следовательно, условие выполнено.

По формуле (71) главы СНиП II-21-75:

$$Q \leq R_1 \cdot R_p \cdot b \cdot h_0$$

$$0,6 \cdot 0,85 \cdot 1500 \cdot 0,708 \cdot 0,658 = 356,4 \text{ кН} > 288 \text{ кН}$$

Следовательно, расчет на действие поперечной силы не производится. Поперечная арматура принимается конструктивной – Ø10 А I шаг 250 мм (п.п. 2.5 и 2.8 Рекомендаций).

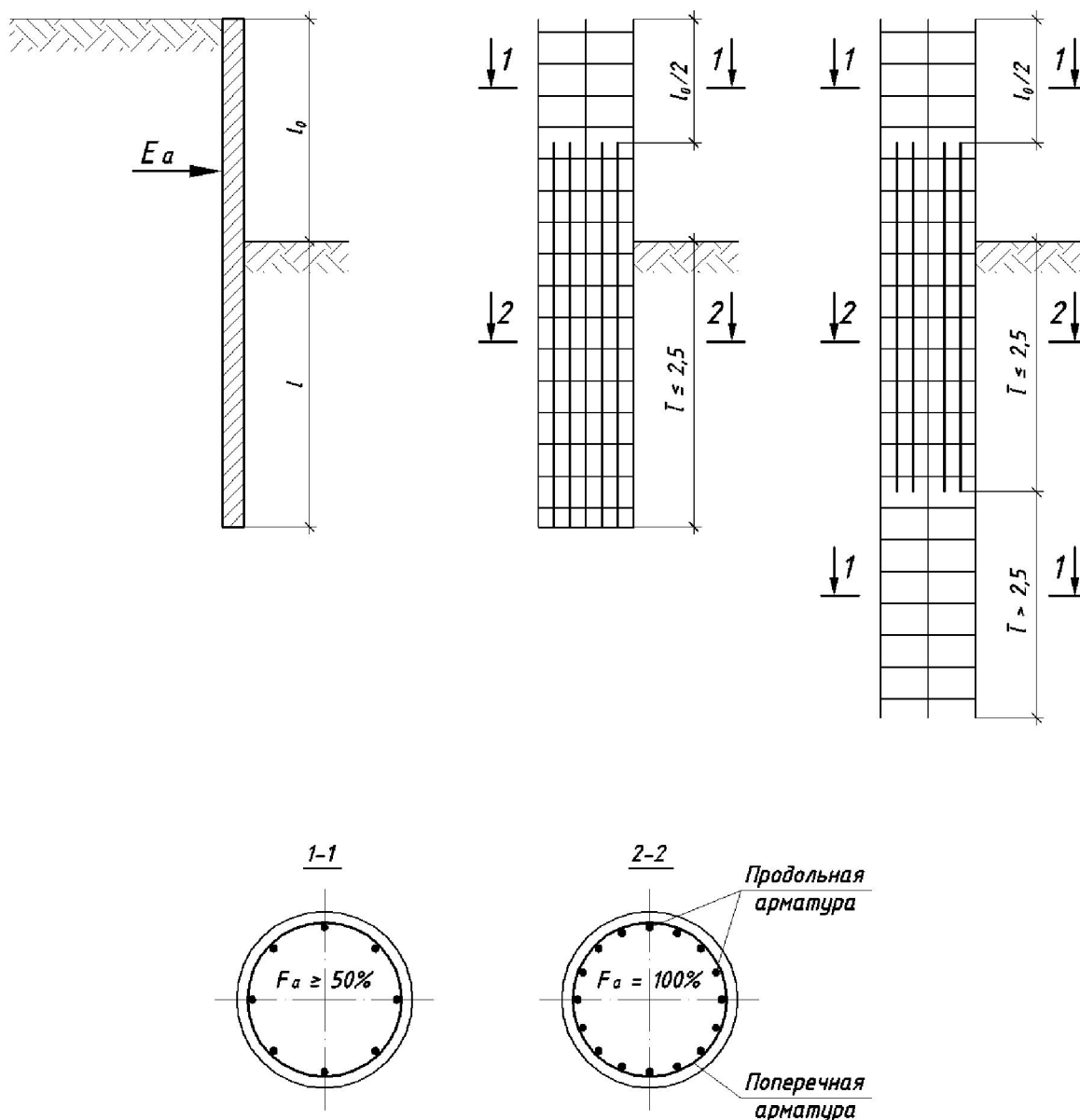
Принципиальная схема армирования свай подпорной стены при однорядном их расположении дана в приложении 2.

Примеры расчета на прочность изгибаемых элементов круглого сечения с одиночной и двойной продольной арматурой даны в приложении 3.

Для подбора параметров продольной стены в приложении 4 и 5 приведены графики изменения расчетных величин M^{max} , σ^{max} и y_0 (в относительных значениях) в зависимости от приведенной длины свай \bar{l} и диаметра ствола.

Приложение 2

Схема армирования свай подпорной стены при однорядном их расположении



Примечания:

1. \bar{l} – приведенная глубина погружения сваи в грунт, принимаемая по СНИП II-17-77.

2. При направленном армировании (элемент с одиночной или двойной арматурой в поперечном сечении) расстановка арматуры по длине сваи приводится аналогично.

Приложение 3

Примеры расчета на прочность изгибаемых элементов круглого сечения с неравномерным расположением продольной арматуры в поперечном сечении

Пример 1. Диаметр поперечного сечения сваи 600 мм, бетон марки М300, в растянутой зоне установлена арматура 7 Ø25 А II. Бурение скважин и бетонирование их производится без крепления стенок. Определить величину изгибающего момента, воспринимаемым сечением.

По формуле (25) рекомендаций определим расчетное сопротивление сжатию бетона ствола сваи:

$$R_{np}^c = 13500 \cdot 0,85 \cdot 1 = 11475 \text{ кН/м}^2$$

Расстановка арматуры в сечении показана на рис. 13а.

Определим расстояние от центра тяжести отдельных продольных стержней арматуры до оси симметрии сечения сваи.

$$Za_1 = R - a = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м}$$

$$\beta_1 = \frac{0,08 \cdot 360^\circ}{2 \cdot 3,14 \cdot 0,25} = 18,3^\circ = 18^\circ 20'$$

$$Za_2 = 0,25 \cdot \cos 18^\circ 20' = 0,25 \cdot 0,95 = 0,237 \text{ м}$$

$$Za_3 = 0,25 \cdot \cos 36^\circ 40' = 0,25 \cdot 0,8 = 0,2 \text{ м}$$

$$Za_4 = 0,25 \cdot \cos 55^\circ = 0,25 \cdot 0,51 = 0,142 \text{ м}$$

Тогда $\sum_{i=1}^{i=7} Za_i = 0,25 + 2(0,237 + 0,2 + 0,142) = 1,408 \text{ м}$.

По формуле (28) Рекомендаций определим значение:

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot \pi}{90} - \sin 2\varphi = \frac{2R_a \cdot F_a'}{R_{np}^c \cdot R^2} = \frac{2 \cdot 285500 \cdot 34,36 \cdot 10^{-4}}{11475 \cdot 0,3^2} = 1,896$$

По таблице 2 Рекомендаций этому значению соответствует $\varphi = 71^\circ 30'$.

Значение центрального угла кругового сегмента сжатой зоны бетона $2\varphi = 143^\circ < 180^\circ$, т.е. требование п. 6.2 выполнено.

Величину изгибаемого момента, воспринимаемого сечением, определяем по формуле (27) Рекомендаций:

$$M = 11475 \left[\frac{2}{3} \cdot 0,3^2 \cdot \sin 71^\circ 30' + \frac{0,3 \cdot 1,896 \cdot 1,408}{2 \cdot 7} \right] = 391,7 \text{ кН}$$

В соответствии с требованиями п. 2.9 Рекомендаций о максимальном расстоянии между стержнями продольной арматуры дополнительно по периметру сечения устанавливаем конструктивную арматуру 3 Ø14 А II (см. рис. 13а).

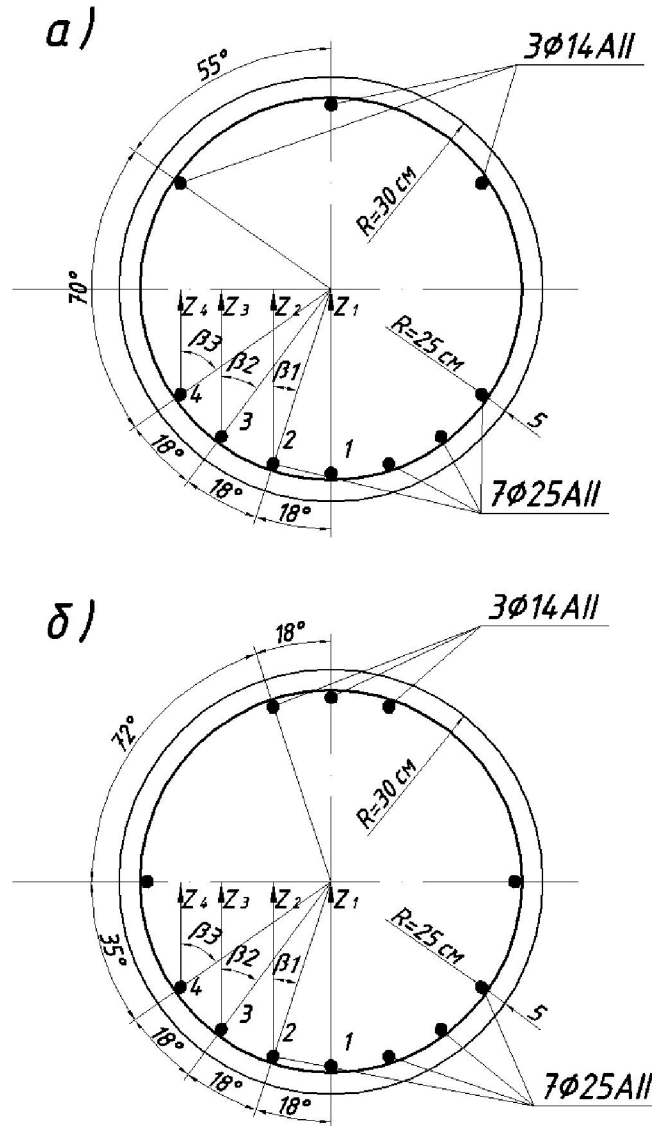


Рис. 13. Армирование круглых сечений
а – с одиночной арматурой; б – с двойной арматурой.

Пример 2. По данным примера I определим M в случае установки в растянутой зоне 7 Ø25 А II, в сжатой – 3 Ø14 А II (рис. 13б).

$$\sum_{i=1}^{i=7} Z a_i = 1,408 \text{ м}$$

$$\sum_{i=1}^{i=3} Z' a_i = 0,25 + 0,2 + 0,237 = 0,724 \text{ м}$$

По формуле (30) определим значение:

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot \pi}{90} - \sin 2\varphi = \frac{2(R_a \cdot F_a - R_{ac} \cdot F'_a)}{R_{np}^c \cdot R^2} = \frac{2 \cdot 360000(34,36 \cdot 10^{-4} - 14,73 \cdot 10^{-4})}{11475 \cdot 0,3^2} = 1,368$$

По таблице 2 этому значению соответствует $\varphi = 62^\circ 30'$; $2\varphi = 125^\circ < 180^\circ$, т.е. требования п. 6.2 удовлетворены. Величину изгибающего момента, определяем по формуле (29):

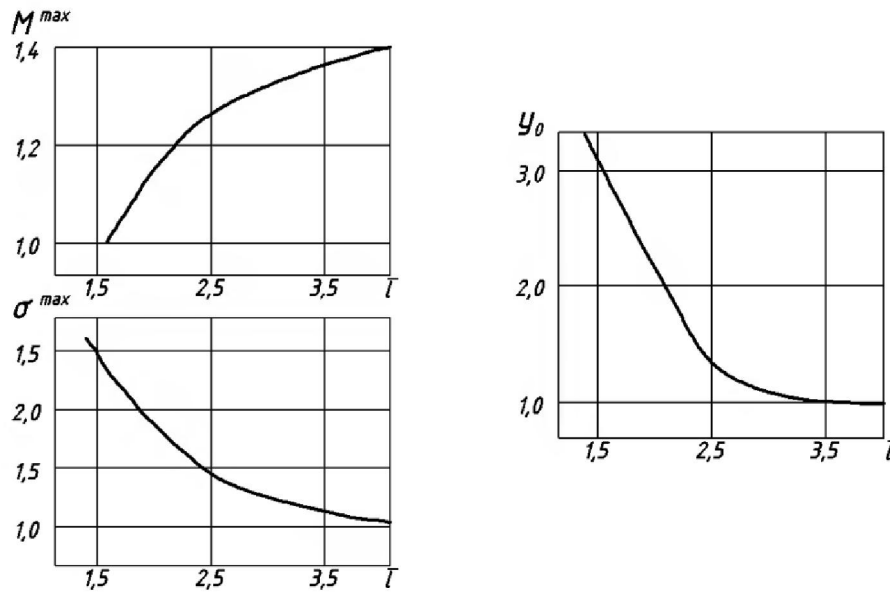
$$M \leq R_{np}^c \left[\frac{2}{3} R^3 \sin^3 \varphi + \frac{R^2 \cdot \alpha \cdot \sum_{i=1}^{i=n} Z_{ai}}{2n} \right] + R_a \left(f'_a \cdot \sum_{i=1}^{i=n'} Z'_{ai} + \frac{F'_a \cdot \sum_{i=1}^{i=n} Z_{ai}}{n} \right) =$$

$$11475 \left[\frac{2}{3} \cdot 0,3^2 \cdot \sin 62^\circ 30' + \frac{0,3^2 \cdot 1,368 \cdot 1,408}{2 \cdot 7} \right] + 360000 \cdot \left(4 \cdot 9 \cdot 10^{-4} \cdot 0,724 + \frac{14,73 \cdot 10^{-4} \cdot 0,1408}{7} \right) = 423,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В соответствии с требованиями п. 2.9 Рекомендаций о максимальном расстоянии стержнями продольной арматуры по оси симметрии сечения устраиваем конструктивную арматуру 2 Ø14 А II (см. рис. 13б).

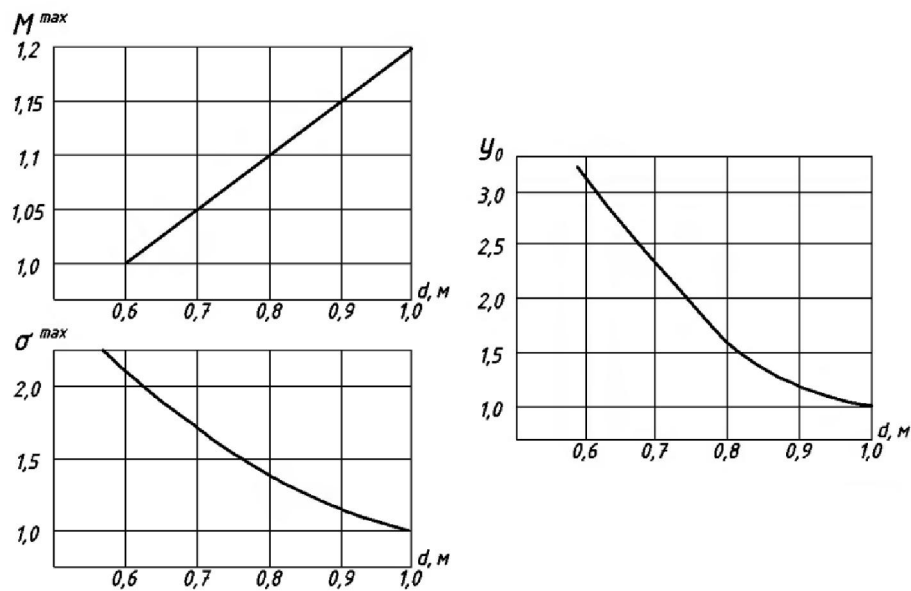
Приложение 4

Графики изменения расчетных величин M , σ и y_0 в зависимости от приведенной длины свай, \bar{l}



Приложение 5

Графики изменения расчетных величин M , σ и y_0 в зависимости от диаметра свай, d



Приложение 6

Пример расчета двухрядной подпорной стены из буронабивных свай

Принят вариант подпорной стенки из буронабивных свай диаметром 0,8 м, длиной 16 м. Расстояние между рядами свай в осях 2,8 м. Бетон марки 300, арматура класса А III. Схема нагрузок на 1 п.м. стены приведена на рис 14а. Ниже поверхности отрывки грунта залегают тугопластичные суглинки ($I_l = 0,4$; $\gamma = 18$ кН/м³; $\varphi_l = 21^\circ$; $c_l = 85$ кН/м²). Бурение скважин и бетонирование их производится без крепления стенок.

Из условия непродавливания грунта между сваями (п. 2.4 Рекомендаций) расстояние между сваями в свету назначаем равным 0,7 м, что также превышает необходимое расстояние, требуемое по технологии производства работ.

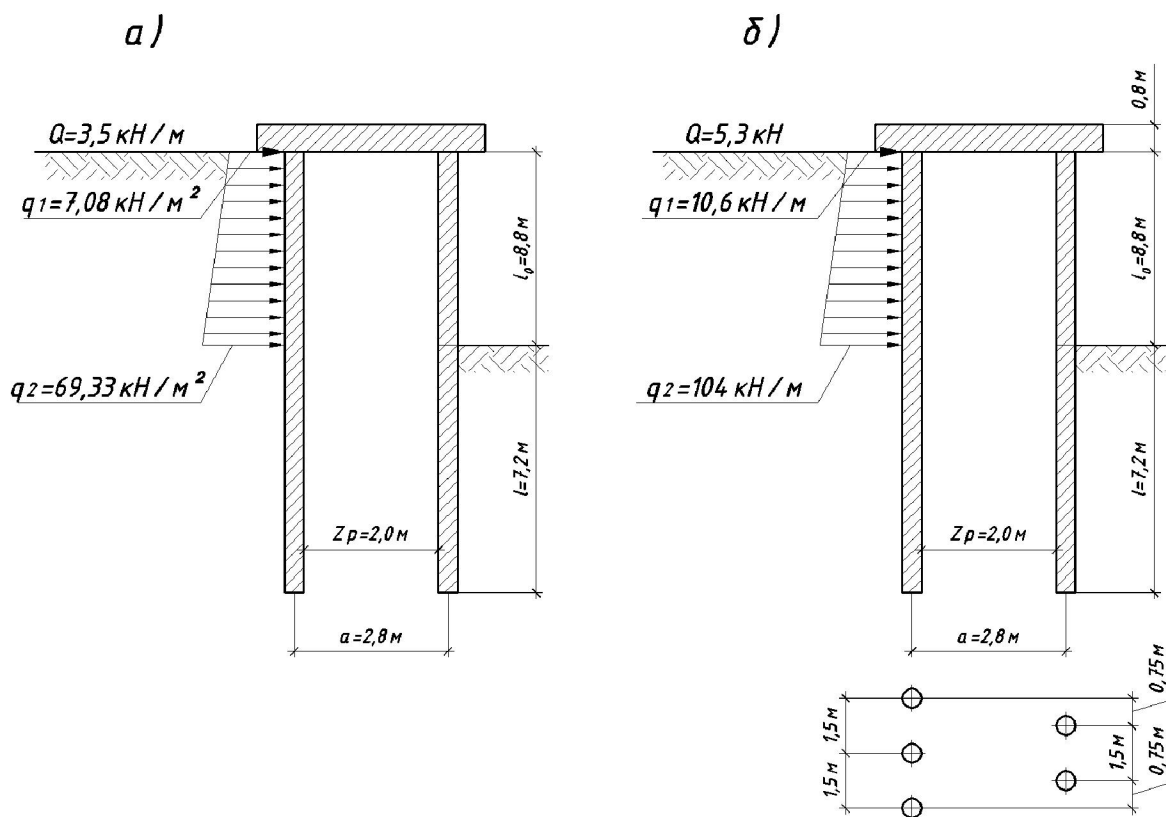


Рис. 14. К примеру расчета двухрядной подпорной стены.

a – схема нагрузок на 1 п.м. стены; *б* – схема нагрузок на один ряд свай;

Тогда расстояние между осями свай в ряду:

$$0,7+0,8=1,5\text{ м}$$

Нагрузки приводим к одному ряду свай (рис. 14б):

$$Q = 3,5 \cdot 1,5 = 5,3 \text{ кН}; q_1 = 7,08 \cdot 1,5 = 10,6 \text{ кН/м}; \\ q_2 = 69,33 \cdot 1,5 = 104 \text{ кН/м};$$

Высоту ростверка определим по формуле (1) Рекомендаций:

$$h_p \geq \frac{a}{4} = \frac{2,8}{4} = 0,7 \text{ м}$$

Принимаем высоту ростверка равной 0,8 м.

Момент инерции поперечного сечения сваи равен:

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 0,8^4}{64} = 2,01 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$$

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию и начальный модуль упругости были определены в примере расчета однорядной подпорной стены М250: $E_c = 2,65 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$.

Тогда жесткость поперечного сечения сваи при изгибе равна:

$$E_c I = 2,65 \cdot 10^7 \cdot 2,01 \cdot 10^{-2} = 5,33 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

По табл. I Рекомендаций принимаем $K=5000 \text{ кН/м}^4$.

Условная ширина сваи вычисляется по приложению к Руководству по проектированию свайных фундаментов:

$$b_c = (d + 1) \cdot k_{cp} \cdot k$$

где $k_{cp} = 0,9$

$$k = k_1 + \frac{(1-k_1) \cdot Z_p}{2(d+1)} = 0,6 + \frac{0,4+2,0}{2(0,8+1)} = 0,822$$

Тогда

$$b_c = (0,8 + 1) \cdot 0,9 \cdot 0,822 = 1,33 < 1,5 \text{ м}$$

$$\text{Значению } \frac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E_c I} = \frac{10^5 \cdot 5000 \cdot 1,33}{5,33 \cdot 10^5} = 1248 \text{ м}^{-5}$$

По табл. 2 приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов соответствует величина коэффициента деформации:

$$\alpha_d = 0,416 \text{ м}^{-5}$$

Тогда приведенная глубина погружения сваи в грунт равна:

$$\bar{l} = 0,416 \cdot 7,2 = 3,0 > 2,5$$

Перемещения δ_{nn} , $\delta_{nm} = \delta_{mn}$, δ_{mm} определяем по формулам (19), (20) и (21) приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов:

$$\delta_{nn} = \frac{A_0}{\alpha_0^3 \cdot E_0 \cdot I} = \frac{2,727}{0,416^3 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 7,111 \cdot 10^{-5} \text{ м/кН}$$

$$\delta_{mn} = \delta_{nm} = \frac{B_0}{\alpha_0^2 \cdot E_0 \cdot I} = \frac{1,758}{0,416^2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 1,907 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН}$$

$$\delta_{mm} = \frac{C_0}{\alpha_0^3 \cdot E_0 \cdot I} = \frac{1,818}{0,416 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 0,82 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН} \cdot \text{м}$$

Дальнейший расчет производим по п.п. 4.3-4.8 Рекомендаций. По формулам (10) и (11) определяем значения поперечной силы и изгибающего момента в сечении I ряда свай в уровне отрывки от внешних нагрузок:

$$H_0^e = \frac{Q}{2} + \frac{(q_1 + q_2) \cdot l_0}{2} = \frac{53}{2} + \frac{(10,6 + 104) \cdot 8,8}{2} = 506,9 \text{ кН}$$

$$M_0^e = \frac{Q}{2} \cdot l_0 + (2q_1 + q_2) \frac{l_0^2}{6} + M_3^e = \frac{53}{2} \cdot 8,8 + (2 \cdot 10,6 + 104) \frac{8,8^2}{6} + M_3^e = 1639,2 + M_3^e$$

Значение моментов заделки M_3^e от внешних сил определяется из уравнения (12):

$$\frac{H \cdot l_0^2}{2 \cdot E_0 \cdot I} + \frac{(3q_1 + q_2) l_0^3}{24 \cdot E_0 \cdot I} + \frac{M_0^e \cdot l_0}{E_0 \cdot I} + H_0^e \cdot \delta_{mn} + M_0^e \cdot \delta_{mm} = 0$$

$$\frac{2,65 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} + \frac{(3 \cdot 10,6 + 104) 8,8^3}{24 \cdot 5,33 \cdot 10^5} + \frac{M_3^e \cdot 8,8}{5,33 \cdot 10^5} + 506,9 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + 1639,2 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} + M_3^e \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 0$$

$$M_3^e = -1235,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Горизонтальное перемещение, угол поворота сечения сваи I – го ряда в уровне поверхности отрывки грунта от внешней нагрузки определяем по формулам (8) и (9):

$$y_0^e = H_0^e \cdot \delta_{nn} + M_0^e \cdot \delta_{nm} = 506,9 \cdot 7,111 \cdot 10^{-5} + (1639,2 - 1235,4) \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} = 437,46 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 4,4 \text{ см}$$

$$\psi_0^e = H_0^e \cdot \delta_{mn} + M_0^e \cdot \delta_{mm} = 506,9 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + 403,8 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 129,777 \cdot 10^{-4} \text{ рад}$$

Перемещение сваи I – го ряда в уровне подошвы ростверка от внешних нагрузок определим по формуле (6):

$$\Delta_z^e = y_0^e + \psi_0^e \cdot l_0 + \frac{H \cdot l_0^3}{3 \cdot E_{\sigma} \cdot I} + \frac{(11q_1 + 4q_2)l_0^4}{120 \cdot E_{\sigma} \cdot I} + \frac{M_3^e \cdot l_0^2}{2 \cdot E_{\sigma} \cdot I} = 437,46 \cdot 10^{-4} + 129,777 \cdot 10^{-4} \cdot 8,8 + \frac{2,65 \cdot 8,8^3}{3 \cdot 5,33 \cdot 10^5} + \frac{(11 \cdot 10,6 + 4 \cdot 104) \cdot 8,8^4}{120 \cdot 5,33 \cdot 10^5} - \frac{1235,4 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 1192,48 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 11,9 \text{ см}$$

Затем определим момент заделки сваи I – го ряда в ростверк от силы $H_R = 1 \text{ кН}$ из уравнения (17):

$$\frac{1 \cdot l_0^2}{2 \cdot E_{\sigma} \cdot I} + \frac{M_3^1 \cdot l_0}{E_{\sigma} \cdot I} + 1 \cdot \delta_{nn} + 1 \cdot l_0 \cdot \delta_{mm} + M_3^1 \cdot \delta_{mm} = 0$$

$$\frac{1 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} + \frac{M_3^1 \cdot 8,8}{5,33 \cdot 10^5} + 1 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + 1 \cdot 8,8 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} + M_3^1 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 0$$

$$M_3^1 = -6,631 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Горизонтальное перемещение и угол поворота сечения сваи в уровне поверхности отрывки грунта от силы $H_R = 1 \text{ кН}$ определим по формуле (15) и (16):

$$y_0^1 = 1 \cdot \delta_{nn} + (1 \cdot l_0 + M_3^1) \cdot \delta_{nm} = 1 \cdot 7,111 \cdot 10^{-5} + (1 \cdot 8,8 - 6,631) \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} = 11,247 \cdot 10^{-5} \text{ м}$$

$$\psi_0^1 = 1 \cdot \delta_{mn} + (1 \cdot l_0 + M_3^1) \cdot \delta_{mm} = 1 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + (1 \cdot 8,8 - 6,631) \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 3,686 \cdot 10^{-5} \text{ рад}$$

Горизонтальное перемещение сваи I – го ряда в уровне подошвы ростверка от силы $H_R = 1 \text{ кН}$ определим по формуле (19):

$$\Delta_z^1 = y_0^1 + \psi_0^1 \cdot l_0 + \frac{1 \cdot l_0^3}{3 \cdot E_{\sigma} \cdot I} + \frac{M_3^1 \cdot l_0^2}{E_{\sigma} \cdot I} = 11,247 \cdot 10^{-5} + 3,686 \cdot 10^{-5} \cdot 8,8 + \frac{1 \cdot 8,8^3}{3 \cdot 5,33 \cdot 10^5} - \frac{6,631 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 38,129 \cdot 10^{-5} \text{ м}$$

Значение коэффициента f определяется по формуле (18):

$$f = \frac{\Delta_z^e}{\left(1 + \frac{1}{n-1}\right) \Delta_z^1} = \frac{1192,48 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 38,129 \cdot 10^{-5}} = 156,37$$

Горизонтальное перемещение и угол поворота сечения сваи I – го ряда от реакции II – го ряда определим по формулам (13) и (14):

$$y_0^R = f \cdot y_0^1 = 156,37 \cdot 11,247 \cdot 10^{-5} = 175,869 \cdot 10^{-4} \text{ м}$$

$$\psi_0^R = f \cdot \psi_0^1 = 156,37 \cdot 3,686 \cdot 10^{-5} = 57,638 \cdot 10^{-4} \text{ рад}$$

По формулам (20) и (21) определим M_3^R и H_R :

$$M_3^R = M_3^1 \cdot f = 156,37 \cdot (-6,631) = 1036,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$H_R = 1 \cdot f = 156,37 \text{ кН}$$

Перемещение сваи I – го ряда в уровне подошвы ростверка от реакции II – го ряда определим по формуле (7):

$$\Delta_2^R = y_0^R + \psi_0^R \cdot l_0 + \frac{H_R \cdot l_0^3}{3 \cdot E_0 \cdot I} + \frac{M_3^R \cdot l_0^2}{2 \cdot E_0 \cdot I} = 175,869 \cdot 10^{-4} + 57,638 \cdot 10^{-4} \cdot 8,8 + \frac{156,37 \cdot 8,8^3}{3 \cdot 5,33 \cdot 10^5} - \frac{1036,9 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 596,202 \cdot 10^{-4} \text{ м}$$

Расчетная величина горизонтального перемещения свай в уровне подошвы ростверка равна:

$$\Delta_2 = 1,2(\Delta_2^e - \Delta_2^R) = 1,2(1192,48 \cdot 10^{-4} - 596,202 \cdot 10^{-4}) = 715 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 7,15 \text{ см}$$

Расчетное значение изгибаемого момента и поперечной силы в голове сваи I – го ряда от действия всех нагрузок:

$$M_3 = M_3^e - M_3^R = (-1235,4) - (1036,9) = -198,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$H^1 = H - H_R = 2,65 - 156,37 = -153,7 \text{ кН}$$

Расчетное значение изгибающего момента и поперечной силы в уровне подошвы ростверка для свай II – го ряда определим по формулам (23) и (24):

$$M_3^n = \frac{M_3^R}{n-1} = \frac{-1036,9}{1} = -1036,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$H_R^n = \frac{H_R}{n-1} + H = \frac{156,37 - 2,65}{1} = 159 \text{ кН}$$

Дальнейший расчет свай I – го ряда и II – го ряда производим как одиночных в соответствии с требованиями СНиП по проектированию свайных фундаментов. Схема нагрузок показана на рис. 15.

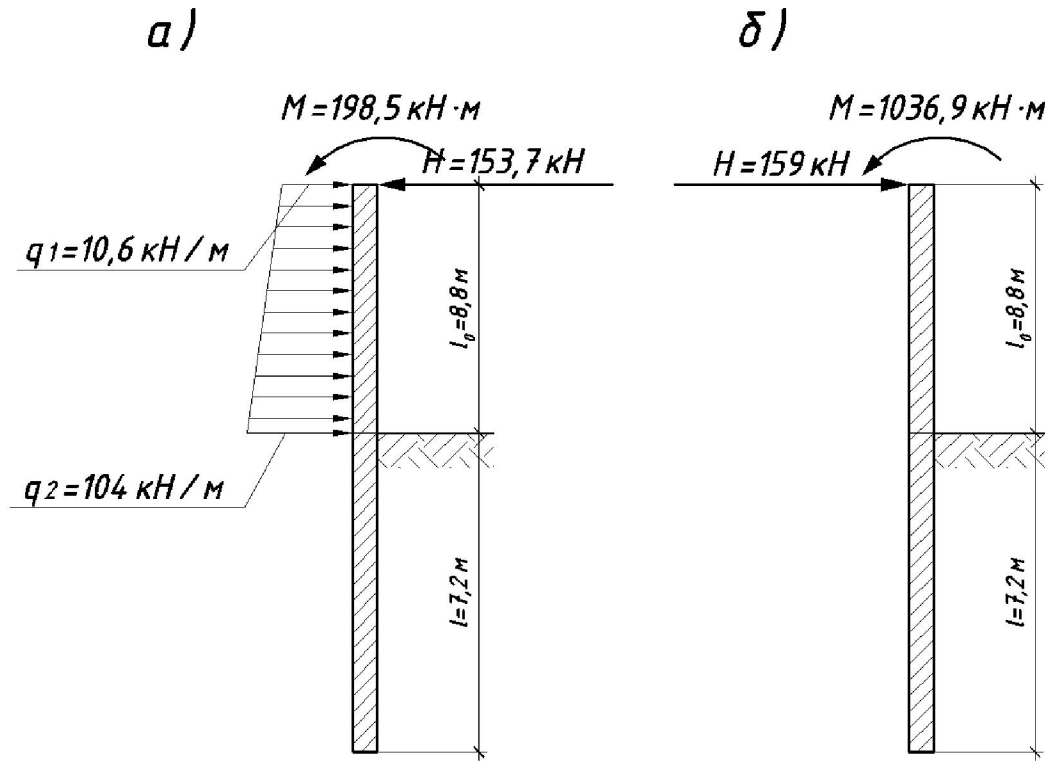


Рис.15. Расчетная схема свай.
а – первого ряда; б – второго ряда;

Сваи I – го ряда:

$$H_0 = H + \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot l_0 = -153,7 + \frac{10,6 + 104}{2} \cdot 8,8 = 350,54 \text{ кН}$$

$$M_0 = M - H \cdot l_0 + (2q_1 + q_2) \cdot \frac{l_0^2}{6} = -198,5 - 153,7 \cdot 8,8 + (2 \cdot 10,6 + 104) \cdot \frac{8,8^2}{6} = 64,85 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$y_0 = 350,54 \cdot 7,111 \cdot 10^{-5} + 64,85 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} = 261,636 \cdot 10^{-4} \text{ м}$$

$$\varphi_0 = 350,54 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + 64,85 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 72,166 \cdot 10^{-4} \text{ рад}$$

Расчетное давление σ_z , кН/м², на грунт по контакту с боковой поверхностью свай, возникающее на глубине Z , а также расчетный изгибаемый момент M_z , кН·м, поперечная сила Q_z , кН, действующие на глубине Z в сечении свай I – го ряда определены по формулам приложения СНиП II-17-77 (16), (17), (18) приведены на рис. 16.

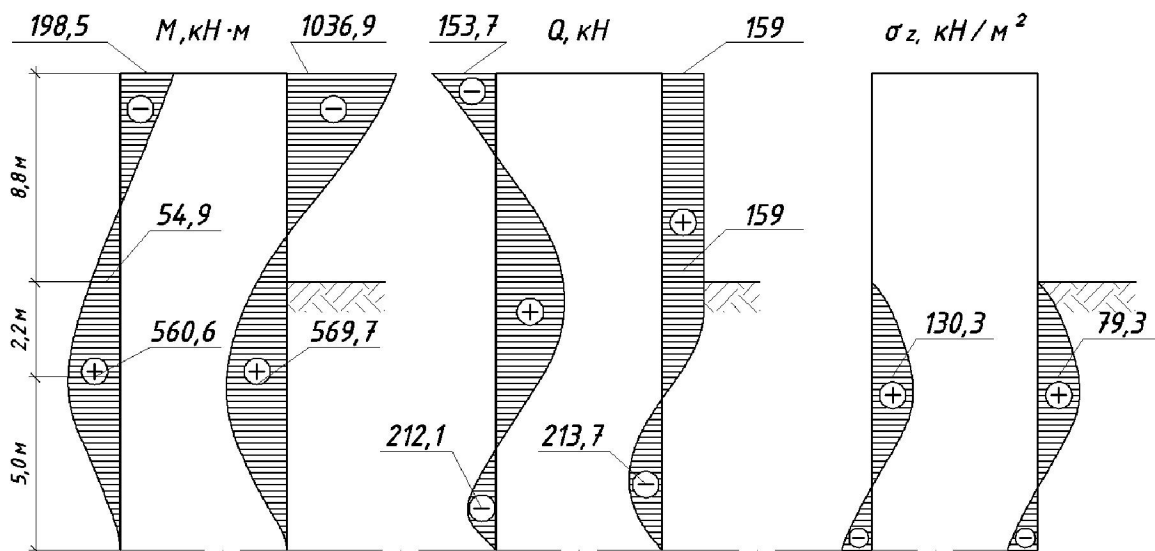


Рис. 16. Расчетные значения M_z , Q_z , σ_z по длине ствола свай.

Свай II – го ряда:

$$H_0 = H = -159 \text{ кН}$$

$$M_0 = M + H \cdot l_0 = -1036,9 + 159 \cdot 8,8 = 362,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$y_0 = 159 \cdot 7,111 \cdot 10^{-5} + 362,3 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} = 182,16 \cdot 10^{-4} \text{ м}$$

$$\varphi_0 = 159 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + 362,3 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 60,03 \cdot 10^{-4} \text{ рад}$$

Расчетное давление σ_z , кН/м², на грунт по контакту с боковой поверхностью свай, возникающее на глубине Z , а также расчетный изгибаемый момент M_z , кН·м, поперечная сила Q_z , кН, действующие на глубине Z в сечении свай II – го ряда приведены на рис. 16.

Расчет устойчивости основания, окружающего свай, производится по условию (14) приложения СНиП II-17-77 с учетом п. 4.2 Рекомендаций на глубине:

$$Z = \frac{0,85}{\alpha_0} = \frac{0,85}{0,416} = 2,04 \text{ м}$$

$$\sigma = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma_1 \cdot Z \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi \cdot c_1) = 0,8 \cdot \frac{4}{\cos 21^\circ} (18,1 \cdot 2,04 \cdot \operatorname{tg} 21^\circ + 0,3 \cdot 40) = 136 \text{ кН/м}^2$$

Для свай I – го ряда:

$$\sigma_z = 130,3 \text{ кН/м}^2 < 136 \text{ кН/м}^2$$

Для свай II – го ряда:

$$\sigma_z = 79,3 \text{ кН/м}^2 < 136 \text{ кН/м}^2$$

Следовательно, условие (14) приложения СНиП соблюдается.

Далее производим перераспределение моментов в двухрядной подпорной стене в соответствии с п.п. 4.9-4.11 Рекомендаций.

Эпюры изгибающих моментов показаны на рис. 17. Армирование поперечного сечения свай производится по максимальному изгибающему моменту, полученному в результате перераспределения усилий. Продольную арматуру расположим равномерно по периметру сечения свай.

Для выбора параметров буронабивных свай подпорной стены в приложениях 7,8 и 9 приведены графики изменения расчетных величин момента заделки M_z в ростверках, максимального изгибающего момента M_{max} в грунте ниже отрывки, максимального давления σ_{max} на грунт по контакту боковой поверхностью сваи и горизонтального перемещения ростверка Δ_z (в относительных значениях) и соответственно в зависимости от приведенной глубины погружения сваи в грунт \bar{l} , расстояния между рядами свай в осях a и диаметра сваи.

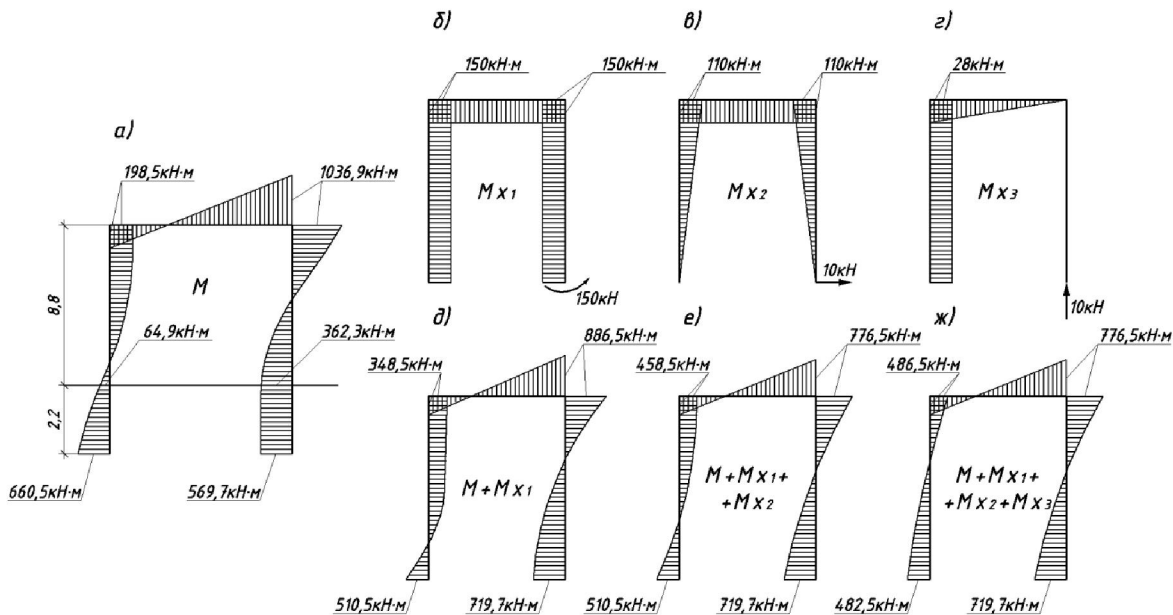
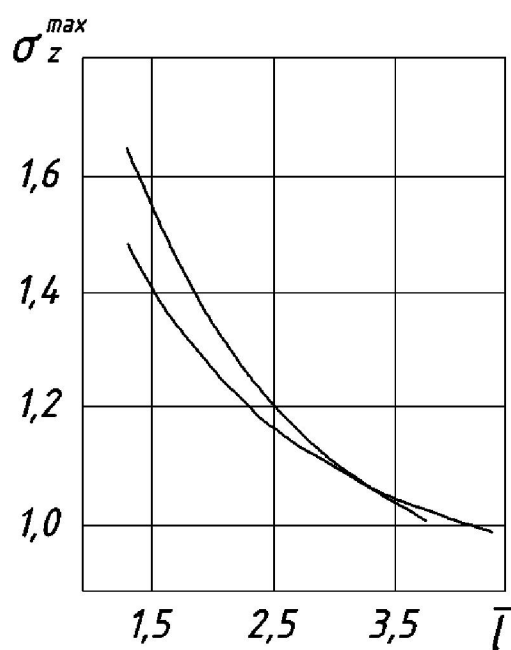
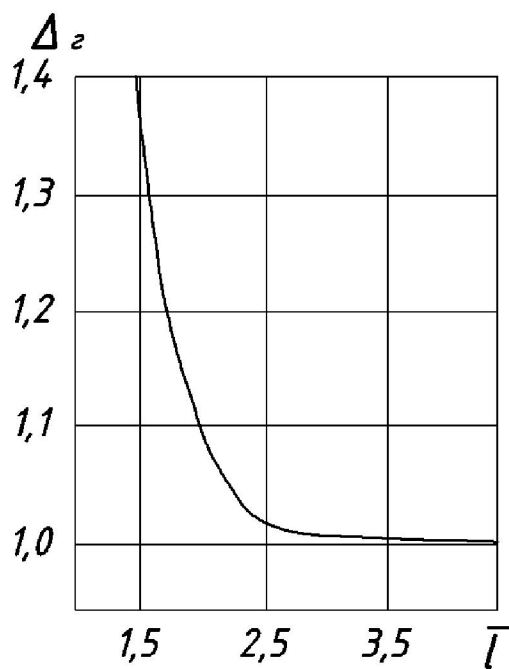
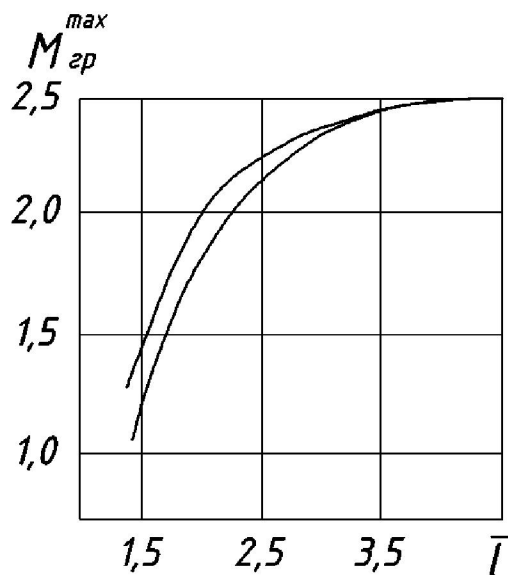
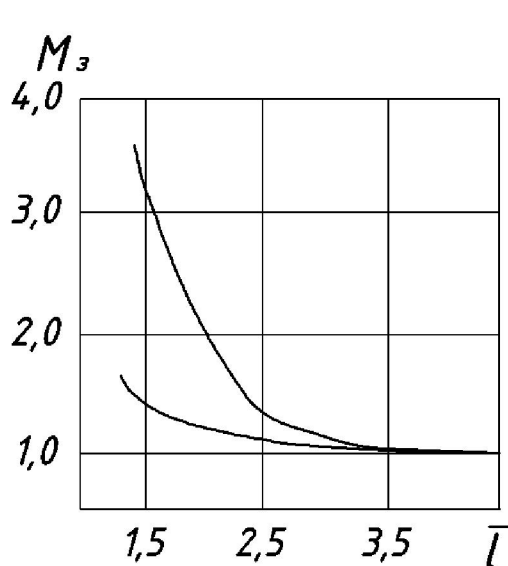


Рис. 17 Перераспределение усилий в двухрядной подпорной стенке
а – эпюра $M_{изг}$ после расчета по Рекомендациям; б, в и г – эпюры от лишних неизвестных; д, е и ж – результирующие эпюры;

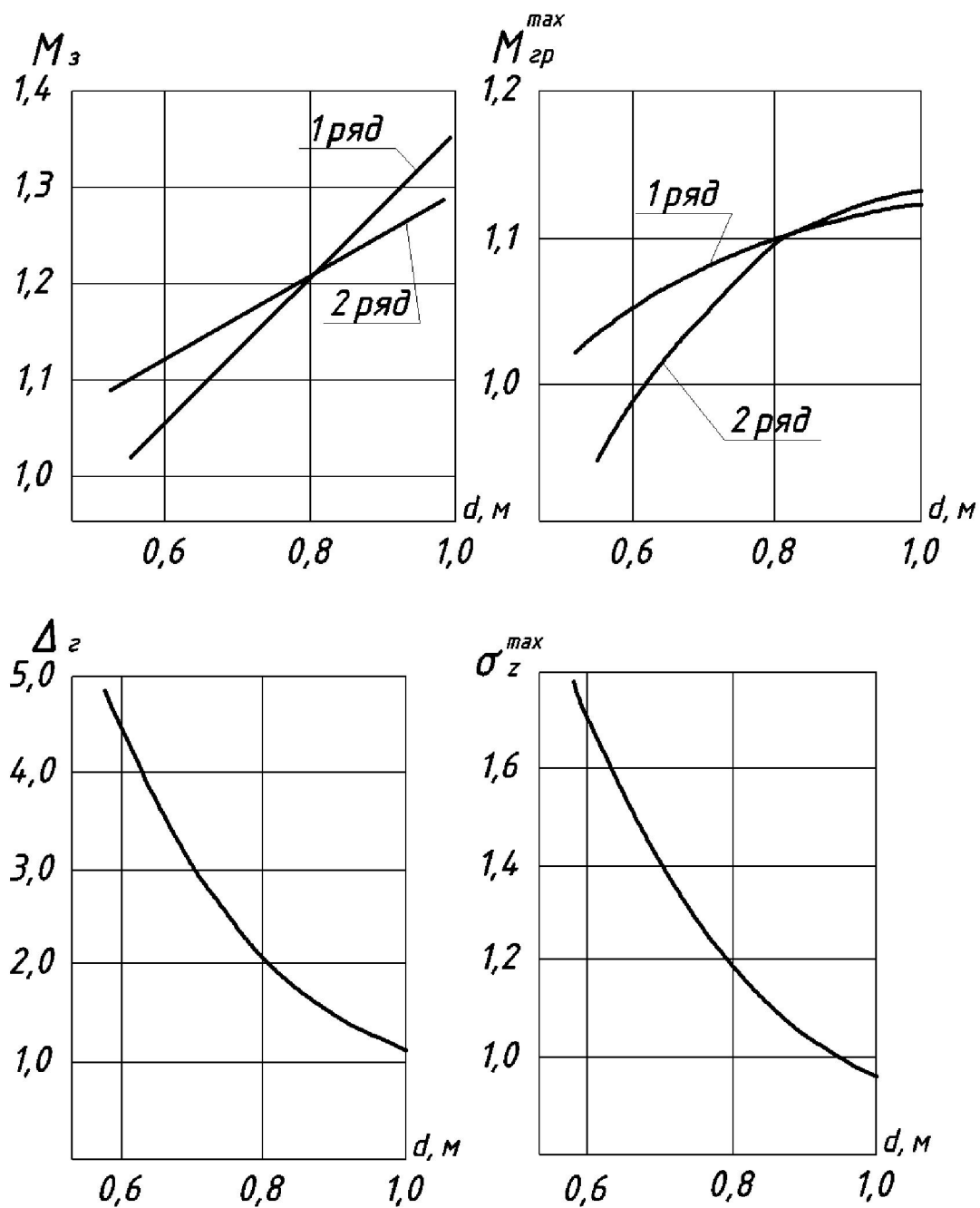
Приложение 7

Графики изменения расчетных величин M , σ_z , Δ_z в зависимости от приведенной длины сваи, \bar{l} .



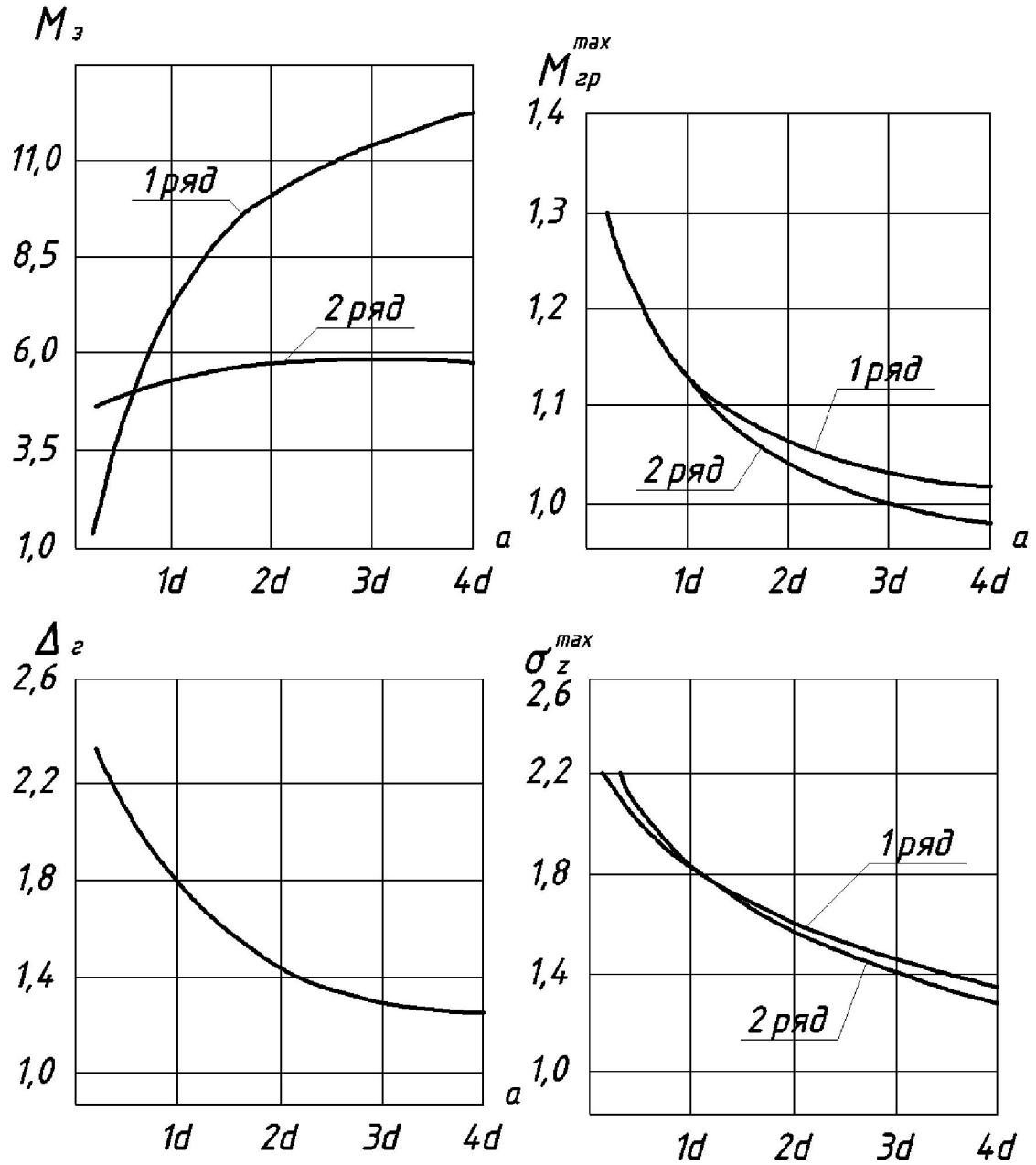
Приложение 8

Графики изменения расчетных величин M , σ_z , Δ_z в зависимости от диаметра свай, d .



Приложение 9

Графики изменения расчетных величин M , σ_z , Δ_z в зависимости от расстояния между рядами свай в осях, a .



Приложение 10

Пример статической обработки результатов статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку и определение коэффициента пропорциональности K и допускаемого расчетного давления на грунт.

На строительной площадке были испытаны на горизонтальную нагрузку 8 шт. буронабивных свай диаметром ствола 0,8м длиной 10м. Бетон М300. Бурение скважин и бетонирование их производилось под глинистым раствором.

В соответствии с требованиями п. 6.6 главы СНиП по проектированию свайных фундаментов при испытании свай горизонтальной нагрузкой за частное значение предельного сопротивления Φ_{np} , кН, принимали такую нагрузку, без увеличения которой перемещение свай непрерывно возрастает.

Результаты статических испытаний свай представлены в таблице.

№ сваи	Φ_{np} , кН	$\Phi_{np} - \Phi_{i np}$, кН	$(\Phi_{np} - \Phi_{i np})^2$	
1	360	-25	625	
2	380	-45	2025	
3	230	+5	25	
4	360	-25	625	
5	280	+55	3025	
6	250	+85	7225	
7	420	-85	7225	
8	400	-65	4225	
	$\Sigma=2680$		$\Sigma=25000$	

$$\bar{\Phi}_{np} = \frac{\Sigma \Phi_{np}}{n} = \frac{2680}{8} = 335 \text{ кН}$$

Для исключения грубых ошибок определим смещенную оценку средне-квадратического отклонения Φ_{np} по формуле (5) ГОСТ 20522-75.

$$\sigma_{см} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\bar{\Phi}_{np} - \Phi_{np})^2} = \sqrt{\frac{1}{8} \cdot 25000} = 55,9$$

Подлежат исключению те частные значения Φ_{np} для которых не выполняется условие:

$$[\bar{\Phi}_{np} - \Phi_{np}] < \gamma \cdot \sigma_{см}$$

где γ – статический критерий, принимаемый в зависимости от числа определений по табл. 1 приложения I ГОСТ 20522-75.

При $n=8$ $\gamma=2,27$.

Тогда максимальное значение:

$$[\bar{\Phi}_{np} - \Phi_{np}] = 85 \text{ кН} < 2,27 \cdot 55,9 = 126,89 \text{ кН}$$

Следовательно, среди значений Φ_{np} при статических испытаниях свай не будет грубых ошибок.

Согласно п. 3.2 ГОСТ 20522-75:

$$\Phi_{np}^H = \bar{\Phi}_{np} = 335 \text{ кН}$$

Коэффициент Kr вычисляется по формуле (13) ГОСТ 20522-75:

$$Kr = \frac{1}{1-\rho}$$

где ρ – показатель точности оценки среднего значения Φ_{np}^H :

$$\rho = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}}$$

где t_α – коэффициент, принимаемый по табл. 2 приложения ГОСТ 20522-75 в зависимости от заданной односторонней доверительной вероятности α для степеней свободы:

$$K = n - 1 = 8 - 1 = 7$$

V – коэффициент вариации, определяемый по формуле (3) ГОСТ 20522-75:

$$V = \frac{\sigma}{\bar{\Phi}_{np}}$$

где σ – среднее квадратичное отклонение, определяемое по формуле:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=n}^{n=8} (\bar{\Phi}_{np} - \Phi_{np})^2}$$

Согласно п. 3.15 главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений при расчетах оснований по несущей способности $\alpha = 0,95$. Тогда $t_\alpha = 1,86$.

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{8-1} \cdot 25000} = 59,77$$

$$V = \frac{\sigma}{\bar{\Phi}_{np}} = \frac{59,77}{335} = 0,168$$

$$\rho = \frac{t_{\alpha}V}{\sqrt{n}} = \frac{1,86 \cdot 0,168}{\sqrt{8}} = 0,11$$

Принимаем максимальное значение Kr :

$$Kr = \frac{1}{1-0,11} = 1,12$$

Тогда несущая способность равна:

$$\Phi = m \cdot \frac{\Phi_{np}^H}{Kr} = 1 \cdot \frac{335}{1,12} = 299,1 \text{ кН}$$

где m – коэффициент условий работы по СНиП II – 17 – 77 равный 1,0.

Расчетная нагрузка по СНиП II – 17 – 77, допускаемая на сваю, по результатам статических испытаний на горизонтальную нагрузку с учетом требований п. 5.3 настоящих Рекомендаций равна:

$$P = \frac{\Phi}{K_n} = \frac{299,1}{1,4} = 213,6 \text{ кН}$$

Этому значению P соответствует по данным статистических испытаний среднеарифметическое значение горизонтальных перемещений головы сваи, равное 44,5 мм.

Определим методом последовательных приближений по приложению к Руководству по проектированию свайных фундаментов значения K и $\sigma_{дон}$.

$$I = 2,01 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4; \quad E_{\sigma} = 2,25 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2;$$

$$E_{\sigma}I = 2,01 \cdot 10^{-2} \cdot 2,25 \cdot 10^7 = 4,52 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$b_c = d + 1 = 0,8 + 1 = 1,8 \text{ м};$$

$$R_{np}^c = 13500 \cdot 0,85 \cdot 0,7 = 8032,5 \text{ кН/м}^2;$$

Согласно данным инженерно – геологических изысканий коэффициент пропорциональности принимаем равным $K=1000 \text{ кН/м}^4$.

$$\sqrt{\frac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E_{\sigma}I}} = \frac{10^5 \cdot 1000 \cdot 1,8}{4,52 \cdot 10^5} = 398,2 \text{ м}^{-5}$$

чему соответствует величина коэффициента деформации:

$$\alpha_{\delta} = 0,331 \text{ м}^{-1}$$

Тогда $\bar{l} = 0,331 \cdot 10 = 3,3 > 2,6$.

По формуле (13) приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов определим величину горизонтального перемещения головы сваи:

$$\Delta_z = \frac{H \cdot l_0^3}{3 \cdot E_0 \cdot I} = \frac{213,6 \cdot 6,797^3}{3 \cdot 4,52 \cdot 10^5} = 4,946 \cdot 10^5 \text{ м} = 49,5 \text{ мм}$$

что превышает $\Delta_z = 44,5$ мм по данным статических испытаний свай.

Принимаем $K=1000$ кН/м⁴:

$$\sqrt{} = \frac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E_0 I} = \frac{10^5 \cdot 1200 \cdot 1,8}{4,52 \cdot 10^5} = 477,8 \text{ м}^{-5}$$

$$\alpha_\partial = 0,343 \text{ м}^{-1}; \quad \bar{l} = 0,343 \cdot 10 = 3,4 > 2,6;$$

$$\Delta_z = \frac{H \cdot l_0^3}{3 \cdot E_0 \cdot I} = \frac{213,6 \cdot 6,56^3}{3 \cdot 4,52 \cdot 10^5} = 4,46 \cdot 10^5 \text{ м} \approx 44,5 \text{ мм}$$

Таким образом, по данным статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку $K=1200$ кН/м⁴.

По формуле (31) Руководства по проектированию свайных фундаментов определим расчетное (допускаемое) давление на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи на глубине:

$$\sigma_{дон} = \frac{10 \cdot H_0 \cdot z \cdot \xi_1}{9 \cdot b_c \cdot z^2} = \frac{10 \cdot 213,6 \cdot 0,82}{3 \cdot 1,8 \cdot 2,478} = 43,6 \text{ кН/м}^2$$

где z и ξ см. п. 6, 7 Руководства по проектированию свайных фундаментов.

СОДЕРЖАНИЕ

1. Общие данные	стр. 3
2. Конструктивные требования	3
3. Общие положения расчета подпорных стен из буронабивных свай	6
4. Расчет подпорных стен из буронабивных свай на горизонтальные и моментные нагрузки	8
5. Определение коэффициента пропорциональности грунта по результатам статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку	17
6. Расчет прочности изгибаемых элементов кругового сечения, нормального к продольной оси	18
ПРИЛОЖЕНИЯ	
1. Пример расчета подпорных стен при однорядном расположении свай	28
2. Схема армирования свай подпорной стены при однорядном их расположении	34
3. Пример расчета на прочность изгибаемых элементов круглого сечения с неравномерным расположением продольной арматуры в поперечном сечении	35
4. Графики изменения расчетных величин M , σ и y_0 в зависимости от приведенной длины свай, \bar{l}	38
5. Графики изменения расчетных величин M , σ и y_0 в зависимости от диаметра свай, d	38
6. Пример расчета двухрядной подпорной стены из буронабивных свай	39
7. Графики изменения расчетных величин M , σ_z , Δ_z в зависимости от приведенной длины свай, \bar{l}	47
8. Графики изменения расчетных величин M , σ_z , Δ_z в зависимости от диаметра свай, d	48
9. Графики изменения расчетных величин M , σ_z , Δ_z в зависимости от расстояния между рядами свай в осях, a	49
10. Пример статической обработки результатов статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку и определение коэффициента пропорциональности K и допустимого расчетного давления σ_z на грунт боковой поверхностью свай	50