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

КИЕВ 1984

gost.e-ecolog.ru

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

Одобрены 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 строительно-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.

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. 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 вечномерзлых грунтах, на подрабатываемых и карстовых территориях.

I.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.

I.3. Подпорные стены, предназначенные для эксплуатации в условиях агрессивной среды, следует проектировать с учетом дополнительных требований, предъявляемых главой СНиП по защите строительных конструкций от коррозии.

I.4. Местоположение подпорной стены и ее конструкция устанавливаются в проекте на основании технико-экономического сравнения вариантов.

I.5. Подпорные стены, сооружаемые в населенных пунктах, следует проектировать с учетом архитектурных особенностей этих пунктов.

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

2.I. Подпорные стены в зависимости от инженерно-геологи-

ческих условий и величины действующих нагрузок проектируются с однорядным или многорядным расположением свай одного диаметра и длины. В плане сваи располагают рядами или в шахматном порядке /рис.I/.

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

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 I00 мм, а минимальная высота ростверка – 200 мм.

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

$$h_p \geq \frac{a}{4}, \qquad (I)$$

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 400 мм;

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

б) условия непродавливания грунта между сваями:

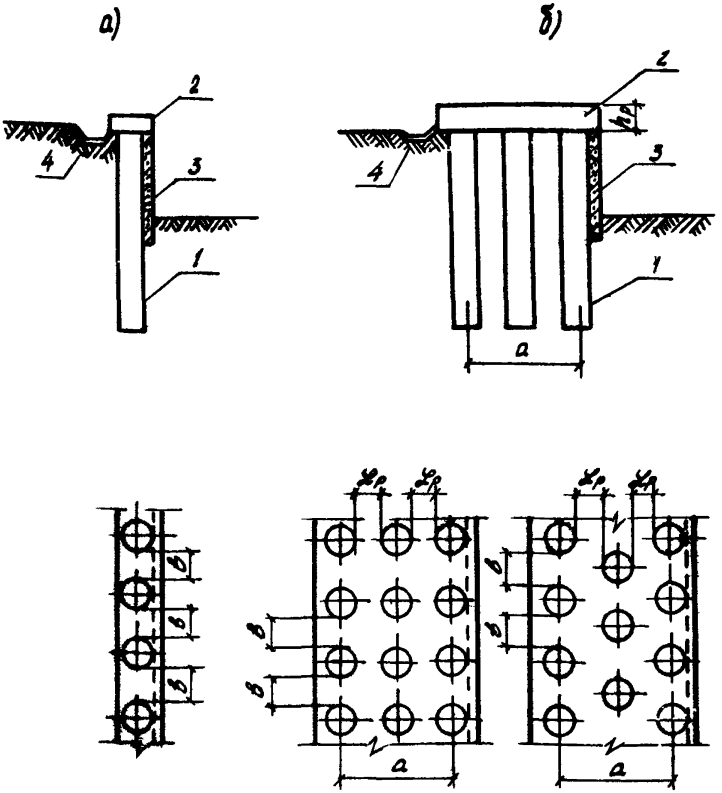


Рис.I. Конструктивные схемы подпорных стен из буронабивных свай.

а - при однорядном расположении свай; б - при многорядном расположении свай.

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

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

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

c_I – расчетное значение сцепления грунта, кН/м^2;

l_o – высота отрывки, м;

d – диаметр сваи, 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 $3d$ [x].

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 продольную арматуру только в растянутой зоне или в растянутой и в сжатой зонах при соответствующем контроле за расположением продольной арматуры в поперечном сечении сваи в процессе производства работ.

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

2.8. Расстояние между поперечной арматурой принимается:
при диаметре ствола сваи $d \leq 450$ мм – не более $d/2$ и не более 200 мм;
при диаметре ствола сваи $d > 450$ мм – не более $d/3$ и не более 500 мм.

---

x– Увеличение z_p свыше $3d$ не улучшает работу подпорной стены из буронабивных свай на горизонтальную нагрузку.

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

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 продольной арматуры должно быть не более 400 мм.

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 грунта, 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 3 м по длине, предусматри-

ваются отверстия или трубки для выпуска воды из дренажа.

2.I4.Подпорные стены у сооружений и террас, по которым возможно движение пешеходов, должны иметь ограждение высотой не менее I м.

3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ПОДПОРНЫХ СТЕН ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

3.I. 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_r и углам поворота головы 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 изгибающего 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 конструкций стены (п.п. 4.9 и 4.10).

Примечания: I. При расчете по прочности ствола сваи на действие поперечной силы, по образованию трещин круглое сечение допускается заменять равновеликим прямоугольником со сторонами: $b = 1{,}77 \cdot R$; $h_0 = 1{,}77 \cdot R - a$, 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 8 м при нагрузках на поверхности земли свыше I 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 сваи 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 строительных 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 на 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 К, кН/м^4, принимается в зависимости от вида грунта, окружающего сваю ниже поверхности отрывки, по табл.1;

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

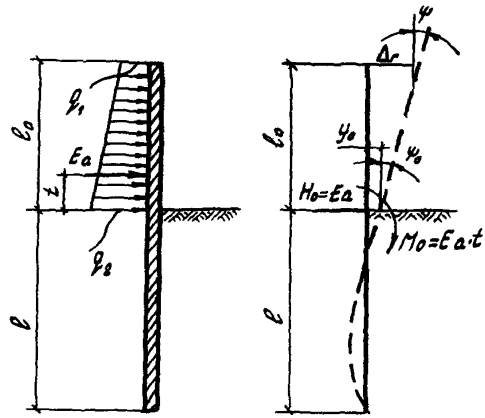


Рис. 2. Схема к расчету свай при однорядном их расположении в подпорной стене.

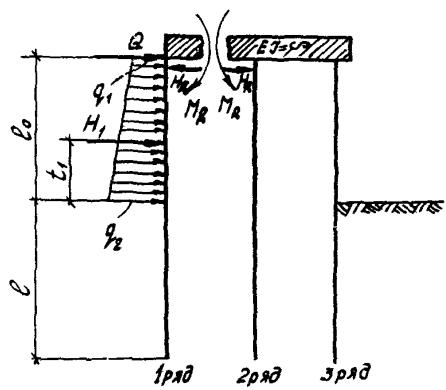


Рис. 3. Схема к расчету подпорной стены при многорядном расположении свай.

Таблица I

Значение коэффициента пропорциональности К, кН/м^4

песчаных грунтов средней плотности										
крупных		средней крупности	мелких		пылеватых					
Глинистых грунтов при показателе консистенции J_L, равном										
0	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0
9000	8000	7000	6000	5000	4000	3000	2000	I500	I000	500

Примечания: I. Для плотных песков коэффициент К увеличивается на 30%.

2. Почвенный слой и насыпные грунты с остатками органических включений и строительного мусора в расчетах не учитываются.

3. Значение коэффициента К 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. I приложения к главе СНиП по проектированию свайных фундаментов или по данным натурных испытаний опытных свай (п.5).

– расчет устойчивости основания, окружающего сваю, производится при значении произведения коэффициентов $\gamma_1 \cdot \gamma_2 = 0.8$

– расчетные величины горизонтального перемещения головы сваи, Δ_r, м, и угла ее поворота ψ, рад, следует определять по формулам:

$$\Delta_r = y_0 + \psi_0 \cdot l_0 + (11q_1 + 4q_2)\frac{l_0^4}{120 \cdot E_\delta J}, \quad (3)$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{(3q_1 + q_2) \cdot l_0^3}{2}, \quad (4)$$

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_δ – начальный модуль упругости бетона ствола сваи при сжатии, кН/м^2, принимаемый по табл. I8 главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

J – момент инерции поперечного сечения ствола сваи, м^4.

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 грунта в пределах их свободной длины, и к подошве ростверка (рис.3).

Расчетная величина горизонтального перемещения свай в уровне подошвы ростверка, Δ_r, м, определяется по формуле:

$$\Delta_r = 1.2(\Delta_r^B - \Delta_r^R), \quad (5)$$

где Δ_r^B и Δ_r^R – перемещения свай I ряда в уровне подошвы ростверка (рис.4) соответственно от внешних нагрузок и реакции остальных рядов свай, м, которые

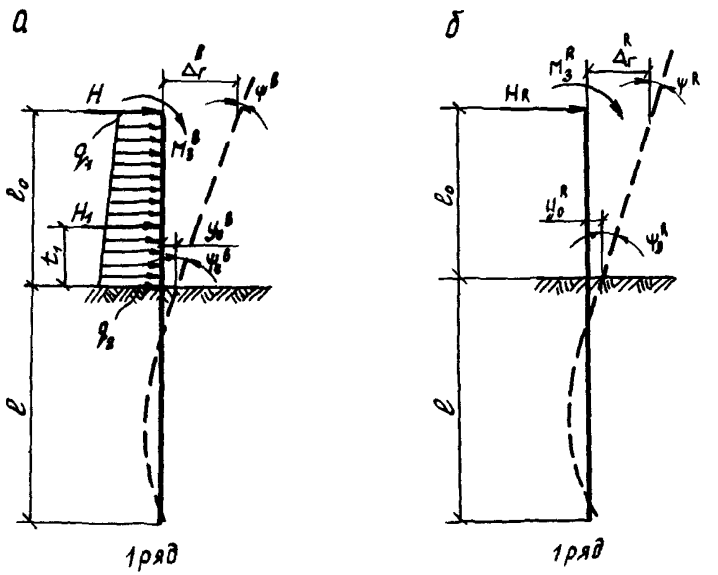


Рис.4. Схемы нагрузок на первый ряд свай.

а – от внешних нагрузок; б – от реакций остальных рядов свай.

определяются по формулам:

$$\Delta_r^e = y_o^e + \psi_o \cdot l_o + \frac{H \cdot l_o^3}{3E_\delta J} + \frac{H_1 \cdot t_1 \cdot (3l_o - t_1)}{6E_\delta J} + \frac{(11q_1 + 4q_2)\, l_o^4}{120E_\delta J} + \frac{M_3^e \cdot l_o^2}{2E_\delta J}; \qquad (6)$$

$$\Delta_r^R = y_o^R + \psi_o^R \cdot l_o + \frac{H_R \cdot l_o^3}{3E_\delta J} + \frac{M_3^R \cdot l_o^2}{2E_\delta J}, \qquad (7)$$

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

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

H_R – расчетное значение горизонтальной составляющей реакции рядов, кН, к которым не приложена внешняя нагрузка, на I-ый ряд свай определяется по формулам (I8) и (2I) ;

M_3^e и M_3^R – расчетные моменты заделки свай I-го ряда в ростверке от внешних сил и реакции остальных рядов свай, кН·м; определяются из уравнений (I2), (I7) и по формуле (20);

y_o^e, ψ_o^e, y_o^R и ψ_o^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), (I3) и (I4)

$$y_o^e = H_o^e \cdot \delta_{HH} + M_o^e \cdot \delta_{HM}; \qquad (8)$$

$$\psi_o^в = H_o^в \cdot \delta_{мн} + M_o^в \cdot \delta_{мм} , \qquad (9)$$

где $H_o^в$ и $M_o^в$ – 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

$$H_o^в = H + H_1 + \frac{(q_1 + q_2)\cdot l_o}{2} ; \qquad (10)$$

$$M_o^в = H \cdot l_o + H_1 \cdot t_1 + (2q_1 + q_2)\frac{l_o^2}{6} + M_3^в ; \qquad (11)$$

$\delta_{нн}, \delta_{нм}, \delta_{мн}, \delta_{мм}$ – соответственно горизонтальное перемещение сечения, м/кН, от силы $H_o^в$ =I; I/кН, от момента $Mo^в$ = I; угол поворота сечения, I/кН от силы $Ho^в$ = I; I/кН·м от момента $Mo^в$= I; вычисляются по формулам (II), (I2), (I3) приложения к главе СНиП по проектированию свайных фундаментов.

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

Расчетный момент заделки сваи в ростверк $M^в_3$, кН·м, от внешних сил определяется из уравнения:

$$\frac{H \cdot l_o^2}{2E_б J} + \frac{H_1 \cdot t_1}{2E_б J} + \frac{(3q_1 + q_2) l_o^3}{24 E_б J} + \frac{M_o^в \cdot l_o}{E_б J} + H_o \delta_{мн} + M_o^в \cdot \delta_{мм} = 0 \qquad (12)$$

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

$$y_o^R = f \cdot y_o^1 , \qquad (13)$$

$$\psi_o^R = f \cdot \psi_o^1 , \qquad (14)$$

где y_0^1 и φ_0^1 – соответственно горизонтальное перемещение, м, и угол поворота сечения сваи, рад, в уровне поверхности отрывки грунта от силы H_R =I кН; определяются по формулам:

$$y_0^1 = 1 \cdot \delta_{HH} + (1 \cdot l_0 + M_3^1) \cdot \delta_{HM}; \qquad (15)$$

$$\varphi_0^1 = 1 \cdot \delta_{MH} + (1 \cdot l_0 + M_3^1) \cdot \delta_{MM}; \qquad (16)$$

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

$$\frac{1 \cdot l_0^2}{2E\delta J} + \frac{M_3^1 \cdot l_0}{E\delta J} + 1 \cdot \delta_{MH} + 1 \cdot l_0 \cdot \delta_{MM} + M_3^1 \cdot \delta_{MM} = 0; \qquad (17)$$

Значение коэффициента f определяется по формуле:

$$f = \frac{\Delta_r^b}{\left(1 + \frac{1}{n-1}\right)\Delta_r^1}, \qquad (18)$$

где n – количество рядов свай в подпорной стене;

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

$$\Delta_r^1 = y_0^1 + \varphi_0^1 \cdot l_0 + \frac{1 \cdot l_0^3}{3E\delta J} + \frac{M_3^1 \cdot l_0^2}{2E\delta J}; \qquad (19)$$

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:

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

$$H_R = 1 \cdot f; \qquad (21)$$

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

$$M_3^1 = M_3^b - M_3^R;$$
$$H^1 = H - H_R; \qquad (22)$$

4.7. Расчетные значения момента заделки $H_3^{\text{П}}$, кН·м, в ростверк и поперечных сил $H_R^{\text{П}}$, кН, в уровне подошвы ростверка для остальных рядов свай подпорной стены вычисляются по формулам:

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

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

4.8. Расчетное давление σ_z, кН/м^2, 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 Bc 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).

4.9. При многорядном расположении свай в подпорной стене после определения расчетного давления на грунт по контакту с боковой поверхностью, расчетных величин изгибающих моментов,

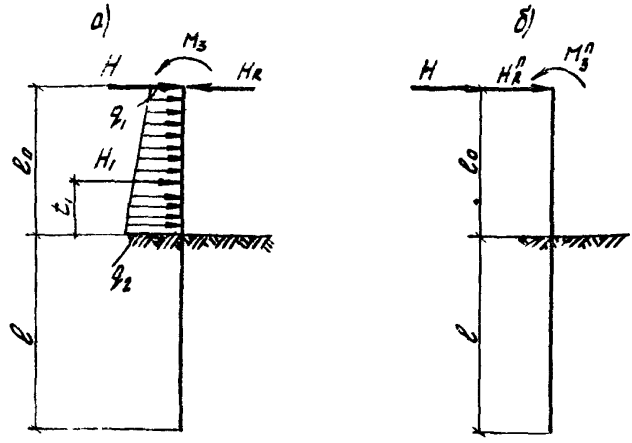


Рис. 5. Схема нагрузок для определения при многорядном расположении свай σ_z, M_z и Q_z.

а – свай I-го ряда;

б – свай остальных рядов.

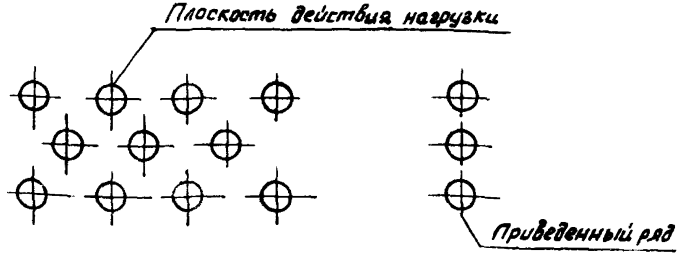


Рис.6. Схема к определению условной ширины сваи, b_c, при шахматном их расположении.

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 изгибающие моменты в наиболее напряженных сечениях за счет увеличения их в менее напряженных.

Для этого используется эпюра изгибающих моментов с условной заделкой рамы в грунте на уровне максимального изгибающего момента (рис.8).

4.11. Величины расчетных 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%.

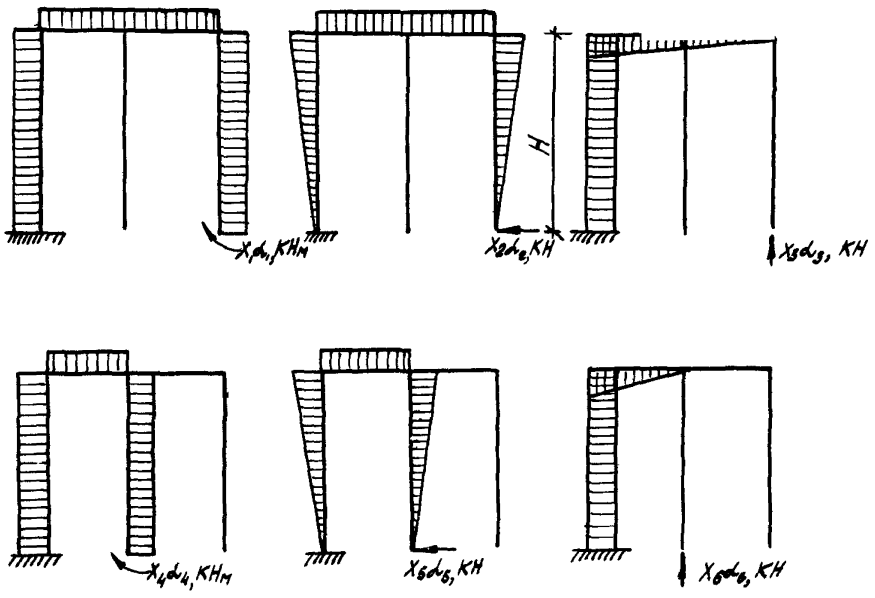


Рис.7. Эпюры для перераспределения усилий в рамных конструкциях подпорных стен из буронабивных свай.

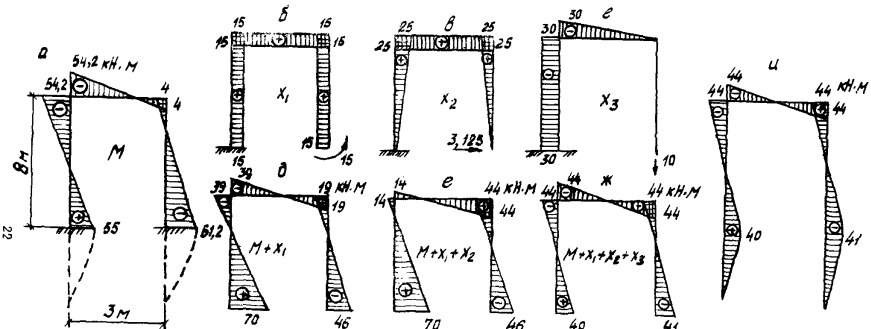


Рис.8. Перераспределение усилий в двухпролетной подпорной стенке рамной конструкции.

а – эпюра Мизг. после расчета по п.п. 4.3-4.8 Рекомендаций; б,в,г – эпюры от лишних неизвестных; д,е,ж – результирующие эпюры Мизг.; и – окончательная эпюра Мизг.

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

5.I. Статические испытания опытных буронабивных свай на горизонтальную нагрузку проводятся 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 приложения равнодействующей активного давления грунта.

5.3. Коэффициент пропорциональности К, кН/м^4, определяется при расчетной горизонтальной нагрузке, допускаемой на буронабивную сваю. Расчетная нагрузка на сваю определяется по главе СНиП по проектированию свайных фундаментов при коэффициенте надежности $K_н$ = I,4.

5.4. Коэффициент пропорциональности К, 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 производят по главе СНиП по проектированию свайных фундаментов, задаваясь значением горизонтального перемещения сваи при расчетной горизонтальной нагрузке.

5.5.В случае, если число свай, испытанных в одинаковых грунтовых условиях, составляет менее 6 шт., значение коэффициента пропорциональности грунта К следует принимать равным

наименьшему значению, полученному из результатов испытаний.

В случае, если число свай, испытанных в одинаковых условиях, составляет 6 шт. и более, величину К следует определять на основании результатов статистической обработки данных натурных 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^c_{np} определяется по формуле:

$$R^c_{np} = R_{np} \cdot m_{\delta_1} \cdot m_{\delta_2}, \qquad (25)$$

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

m_{δ_1} – коэффициент условий работы, учитывающий бетонирование в вертикальном положении, принимаемый равным 0,85;

m_{δ_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:

$$2\varphi \leq 180^\circ, \qquad (26)$$

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:

$$M \leq R_{пр}^{c}\left[\frac{2}{3}R^{3}\sin\varphi + \frac{R^{2}\alpha\sum_{i=1}^{i=n} Z_{ai}}{2n}\right], \qquad (27)$$

где R – радиус поперечного сечения ствола, м;

n – количество арматурных стержней в растянутой зоне;

Z_{ni} – 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

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot \pi}{90} - \sin 2\varphi = \frac{2R_a \cdot F_a}{R_{пр}^{c} \cdot R^{2}}, \qquad (28)$$

где R_a – расчетное сопротивление арматуры растяжению, кН/м^2, принимаемое по табл. 22 главы СНиП проектированию бетонных и железобетонных конструкций с учетом приложения к постановлению № 67 Госстроя СССР от 10.05. 1981 г.

6.4. Рабочая 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,

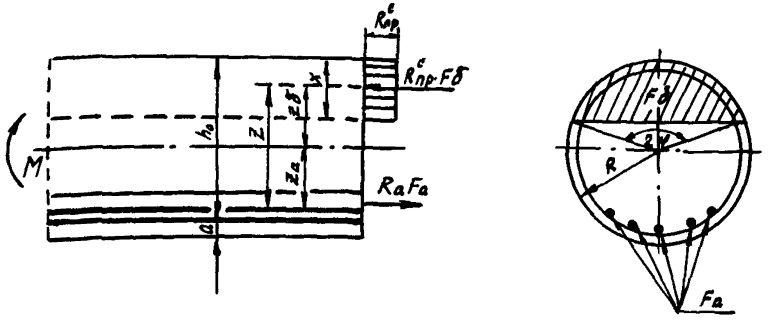


Рис. 9. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении изгибаемого элемента с одиночной арматурой.

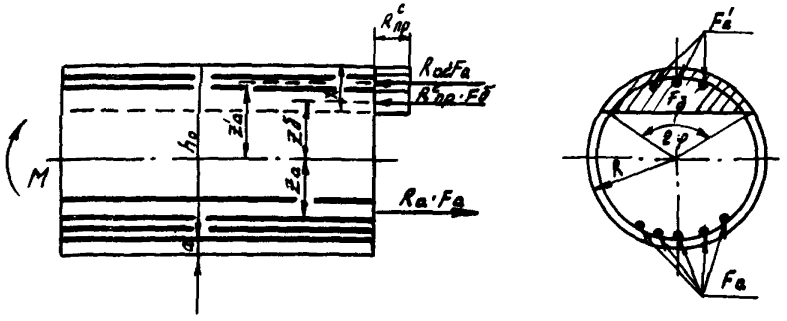


Рис.10. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении изгибаемого элемента с двойной арматурой.

Таблица 2

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

φ	α	φ	α	φ	α	φ	α
I	2	I	2	I	2	I	2
25°	0,I07	4I°30'	0,456	58°	I,I26	74°30'	2,086
25°30'	0,II3	42°	0,472	58°30'	I,I5I	75°	2,II8
26°	0,I20	42°30'	0,487	59°	I,I77	75°30'	2,I5I
26°30'	0,I26	43°	0,500	59°30'	I,203	76°	2,I83
27°	0,I34	43°30'	0,520	60	I,228	76°30'	2,2I6
27°30'	0,I4I	44°	0,537	60°30'	I,255	77°	2,249
28°	0,I48	44°30'	0,554	6I°	I,28I	77°30'	2,283
28°30'	0,I56	45°	0,57I	6I°30'	I,308	78°	2,3I6
29°	0,I64	45°30'	0,588	62°	I,335	78°30'	2,350
29°30'	0,I73	46°	0,606	62°30'	I,362	79°	2,383
30°	0,I8I	46°30'	0,625	63°	I,390	79°30'	2,4I7
30°30'	0,I90	47°	0,643	63°30'	I.4I8	80°	2,45I
3I°	0,I99	47°30'	0,662	64°	I,446	80°30'	2,484
3I°30'	0,209	48°	0,68I	64°30'	I,474	8I°	2,5I8
32°	0,2I8	48°30'	0,700	65°	I,503	8I°30'	2,553
32°30'	0,228	49°	0,720	65°30'	I,532	82°	2,587
33°	0,238	49°30'	0,740	66°	I,56I	82°30'	2,62I
33°30'	0,249	50°	0,760	66°30'	I,590	83°	2,655
34°	0,260	50°30'	0,78I	67°	I,6I9	83°30'	2,690
34°30'	0,27I	5I°	0,802	67°30'	I,649	84°	2,724
35°	0,282	5I°30'	0,824	68°	I,679	84°30'	2,759
35°30'	0,294	52°	0,845	68°30'	I,709	85°	2,794
36°	0,306	52°30'	0,867	69°	I,739	85°30'	2,828
36°30'	0,3I8	53°	0,889	69 30'	I,770	86°	2,863
37°	0,330	53°30'	0,9II	70°	I,80I	86°30'	2,898
37°30'	0,343	54°	0,934	70°30'	I,832	87°	2,932
38°	0,356	54°30'	0,957	7I°	I,863	87°30'	2,967
38°30'	0,370	55°	0,980	7I°30'	I,894	88°	3,002
39°	0,338	55°30'	I,004	72°	I,925	88°30'	3,037
39°30'	0,397	56°	I,028	72°30'	I,957	89°	3,072
40°	0,4I2	56°30'	I,052	73°	I,989	89°30'	3,I07
40°30'	0,426	57°	I,076	73°30'	2,020	90°	3,I42
4I°	0,44I	57°30'	I,I0I	74°	2,052		

Примечание. Промежуточные значения определяются интерполяцией.

изгибаемых железобетонных элементов /рис.10/ с арматурой в растянутой и сжатой зонах, производится из условия:

$$M \le R^{c}_{np}\left[\frac{2}{3}R^{3}\sin^{3}\varphi + \frac{R^{2}\alpha\cdot\sum_{i=1}^{i=n} z_{ai}}{2n}\right] + Ra\left(f'_{a}\cdot\sum_{i=1}^{i=n'} z'_{ai} + \frac{F'_{a}\cdot\sum_{i=1}^{i=n} z_{ai}}{n}\right), \qquad (29)$$

где z_{ai} и z'_{ai} – расстояния 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, $м^2$;

$^{x}F'_{a}$ – площадь сечения арматуры в сжатой зоне, $м^2$;

n' – количество арматурных стержней в сжатой зоне.

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

$$\alpha = \frac{\varphi\cdot\pi}{90} - \sin 2\varphi = \frac{2(Ra\cdot Fa - Rac\cdot F'a)}{R^{c}_{np}\cdot R^{2}}; \qquad (30)$$

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".

Таблица 3

Величина изгибающего момента, воспринимаемого поперечным сечением буронабивной сваи, кН • м

Процент армирования, μ	Диаметр ствола сваи, мм					
	400			500		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	15 / 15	15 / 15	15 / 15	27 / 30	26 / 29	25 / 28
0,4	26 / 27	26 / 27	25 / 27	54 / 60	52 / 58	50 / 56
0,6	37 / 40	36 / 39	35 / 38	76 / 82	75 / 80	74 / 78
0,8	48 / 54	47 / 52	46 / 50	97,5 / 103	96 / 101	95 / 99
1,0	61 / 64	56 / 63	54 / 62	119 / 125	117 / 123	115 / 120
1,2	70 / 76	65 / 73	62 / 71	140 / 148	138 / 145	136 / 142
1,4	74 / 83	72 / 80	70 / 77	162 / 172	158 / 168	154 / 164
1.6	82 / 90	81 / 87	80 / 84	179 / 194	173 / 187	168 / 182
1,8	92 / 100	91 / 97	90 / 94	197 / 214	190 / 207	185 / 202
2,0	105 / 109	100 / 106	98 / 105	216 / 234	207 / 226	202 / 220
2,2	109 / 117	107 / 114	106 / 112	234 / 252	226 / 244	220 / 237
2,4	122 / 129	120 / 125	114 / 123	250 / 270	240 / 261	233 / 255
2,6	128 / 137	122 / 133	120 / 130	270 / 289	260 / 279	250 / 275
2,8	134 / 145	130 / 140	126 / 136	285 / 306	275 / 295	265 / 290
3,0	145 / 155	140 / 150	135 / 147	301 / 321	290 / 312	280 / 306

Продолжение таблицы 3

Процент армирования, μ	Диаметр ствола сваи, мм					
	600			700		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	64 / 67	63 / 65	62 / 65	93 / 99	9I / 97	89 / 95
0,4	83 / 89	8I / 87	80 / 85	I66 / I75	I6I / I72	I58 / I69
0,6	I2I / I28	II8 / I25	II6 / I23	235 / 249	230 / 244	226 / 239
0,8	I59 / I66	I57 / I63	I54 / I6I	305 / 320	300 / 3I5	296 / 3I0
I,0	I96 / 205	I93 / 202	I90 / I99	340 / 355	335 / 350	330 / 345
I,2	232 / 24I	228 / 238	224 / 235	460 / 480	455 / 470	445 / 465
I,4	263 / 276	258 / 270	253 / 266	505 / 530	502 / 520	490 / 5II
I,6	292 / 305	286 / 300	280 / 295	562 / 590	555 / 575	545 / 566
I,8	322 / 338	3I7 / 332	3I2 / 327	6I7 / 650	607 / 633	598 / 625
2,0	350 / 366	345 / 360	34I / 354	685 / 7I7	666 / 700	655 / 690
2,2	380 / 400	373 / 392	370 / 386	745 / 779	725 / 762	7I7 / 750
2.4	4II / 432	405 / 424	398 / 4I6	80I / 840	780 / 820	775 / 807
2,6	436 / 46I	43I / 45I	427 / 444	860 / 900	840 / 880	835 / 866
2,8	466 / 49I	46I / 480	456 / 47I	924 / 960	904 / 942	889 / 93I
3,0	50I / 526	493 / 5I4	485 / 505	977 / I0I3	957 / 997	940 / 985

Продолжение таблицы 3

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

Продолжение таблицы 3

Процент армирования, μ	Диаметр ствола сваи, мм					
	1200			1500		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	436 450	430 445	418 440	817 899	801 856	785 834
0,4	810 838	798 830	793 820	1619 1675	1553 1635	1543 1623
0,6	1160 1225	1138 1184	1108 1176	2348 2442	2323 2366	2257 2351
0,8	1510 1597	1478 1542	1435 1527	2981 3155	2928 3057	2883 2992
1,0	1834 1923	1790 1875	1758 1850	3667 3884	3549 3752	3505 3679
1,2	2155 2263	2104 2205	2075 2170	4312 4517	4215 4380	4180 4353
1,4	2472 2585	2414 2540	2383 2507	4970 5166	4852 5086	4794 5010
1,6	2812 2923	2742 2890	2695 2840	5594 5808	5500 5692	5368 5630
1,8	3120 3260	3057 3196	3012 3145	6204 6460	6097 6328	5995 6246
2,0	3427 3600	3370 3502	3327 3452	6864 7116	6695 6954	6571 6892
2,2	3727 3910	3655 3797	3615 3755	7465 7762	7323 7583	7207 7503
2,4	4025 4215	3942 4087	3898 4056	8073 8361	7902 8217	7777 8116
2,6	4335 4519	4232 4398	4193 4360	8640 8995	8487 8833	8346 8697
2,8	4647 4827	4520 4713	4494 4662	9194 9646	9077 9440	8949 9295
3.0	4935 5135	4820 5030	4790 4960	9799 10207	9652 10069	9529 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 сжатии равной 300.

2. Величины изгибающих моментов вычислены для арматурной стали класса А-III (R_a =360000 кН/м^2) 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. $\mu = \frac{F_a}{\pi R^2}$, где F_a - площадь поперечного сечения продольной арматуры, см^2; R - радиус поперечного сечения ствола сваи, см.

4. Расчетное сопротивление бетона принято с учетом коэффициента условий работы $m\delta_1$=0,85, учитывающего бетонирование в вертикальном положении, а также дополнительного 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 горизонта грунтовых вод в период строительства ниже пяты свай, $m\delta_2$=I,0;

б) в грунтах, бурение скважин в которых производится с применением извлекаемых обсадных труб и бетонирование под водой, $m\delta_2$=0,8;

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 0,8 м, длиной 7,0 м. Бетон марки 300, арматура класса А.-III. Схема нагрузок на I п/м стены приведена на рис.IIа. Ниже поверхности отрывки грунта залегают мягкопластичные суглинки (J_L = 0,5I , γ_I = I7,2 кН/м^3, φ_I = I5^0 и C_I = = 55 кН/м^2). 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 I,2 м, что также превышает необходимое расстояние, требуемое по технологии производства работ. Тогда расстояние между осями свай будет составлять I,2 + 0,8 = 2,0 м.

Нагрузки приводим к одиночной свае: q_1 =0,I·2=0,2 кН/м; q_2 =79,9·2=I59,8 кН/м и E_a=I20·2=240 кН. Расчет сваи на горизонтальную нагрузку $H_0 = E_a$ и моментную нагрузку $M_0 = E_a \cdot I$ м производим в соответствии со схемой, показанной на рис. IIв.

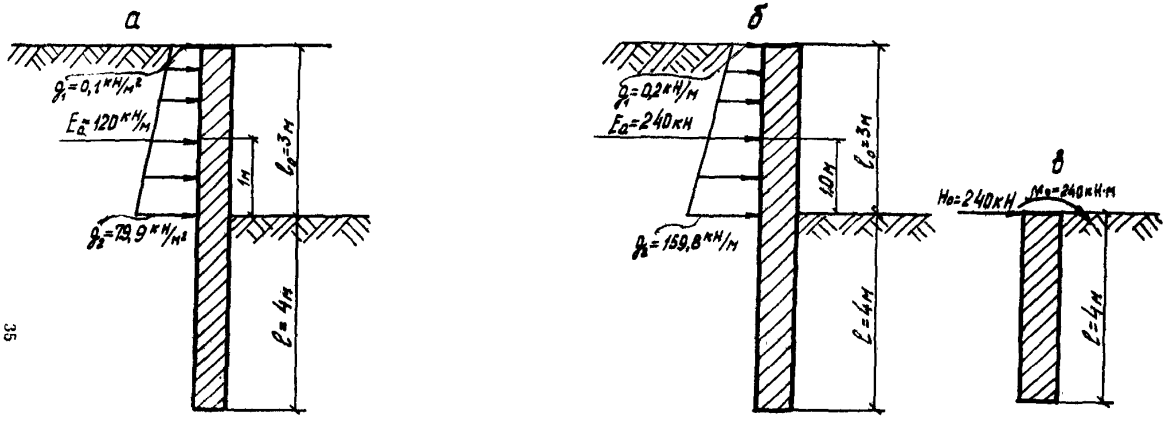
Момент инерции поперечного сечения сваи равен :

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

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

$$R^c_{пр} = 13500 \cdot 0,85 \cdot 1 = 11475 кН/м^2$$

По таб. I3 главы СНиП II-2I-75 этому значению $R^c_{пр}$ соот-



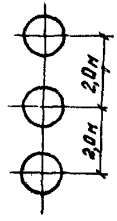


Рис.II. К примеру расчета однорядной подпорной стены.

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

ветствует марка бетона равная 250. Начальный модуль упругости при сжатии бетона М=250 по табл. I8 главы СНиП II-2I-75 равен $2{,}65 \cdot 10^7$ кН/м^2. Тогда жесткость поперечного сечения сваи при изгибе равна

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

По табл. I Рекомендаций коэффициент пропорциональности грунта при $J_L = 0{,}5$ равен 4000 кН/м^4.

Дальнейший расчет сваи производим по приложению к главе СНиП II-I7-77 и Руководству по проектированию свайных фундаментов. Определим условную ширину сваи.

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

Так как условная ширина сваи меньше расстояния между осями свай, принимаем b_c = I,62 м.

Значению $\dfrac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E_б J} = \dfrac{10^5 \cdot 4000 \cdot 1{,}62}{5{,}33 \cdot 10^5} = 1215{,}7 \text{ м}^{-5}$

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

$$\alpha_g = 0{,}4I4 \text{ I/м}.$$

Тогда приведенная глубина погружения сваи в грунт равна:

$$\bar{l} = 0{,}4I4 \cdot 4 = I{,}65$$

Перемещения δ_{HH}, $\delta_{MH} = \delta_{HM}$ и δ_{MM} определим по формулам:

$$\delta_{HH} = \frac{A_0}{\alpha_g^3 \cdot E_б \cdot J} = \frac{6.765}{0{,}414^3 \cdot 5{,}33 \cdot 10^5} = 17{,}887 \cdot 10^{-5} \text{ м/кН}$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{B_0}{\alpha_g^2 \cdot E_б \cdot J} = \frac{5659}{0{,}414^2 \cdot 5{,}33 \cdot 10^5} = 6{,}195 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН}$$

$$\delta_{MM} = \frac{C_0}{\alpha_g \cdot E_б \cdot J} = \frac{5{,}701}{0{,}414 \cdot 5{,}33 \cdot 10^5} = 2{,}584 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН} \cdot \text{м}$$

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

$$y_0 = H_0 \cdot \delta_{HH} + M_0 \cdot \delta_{HM} = 240 \cdot 17{,}887 \cdot 10^{-5} + 240 \cdot 6{,}195 \cdot 10^{-5} = 5{,}578 \cdot 10^{-2}\,м = 5{,}78\,см$$

$$\varphi_0 = H_0 \cdot \delta_{MH} + M_0 \cdot \delta_{MM} = 240 \cdot 6{,}195 \cdot 10^{-5} + 240 \cdot 2{,}584 \cdot 10^{-5} = 2{,}1 \cdot 10^{-2}\,рад.$$

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

$$\sigma_z = \frac{K \cdot \bar{Z}}{\alpha_g} \cdot \left(y_0 \cdot A_1 - \frac{\varphi_0 \cdot B_1}{\alpha_g} + \frac{M_0 \cdot C_1}{\alpha_g^2 \cdot E_S \cdot J} + \frac{H_0 \cdot D_1}{\alpha_g^3 \cdot E_S \cdot J} \right) = \frac{4000 \cdot 1{,}34}{0{,}414} \cdot 0{,}414 \left(5{,}578 \cdot 10^{-2} \cdot 1 - \frac{2{,}1 \cdot 10^{-2} \cdot 0{,}55}{0{,}414} + \frac{240 \cdot 0{,}152}{0{,}414^2 \cdot 5{,}33 \cdot 10^5} + \frac{240 \cdot 0{,}028}{0{,}414 \cdot 5{,}33 \cdot 10^5} \right) = 163{,}35\,кН/м^2$$

Допустимое значение расчетного давления, оказываемого на грунт боковой поверхностью сваи на глубине $Z = 1{,}34$ м, определим по формуле:

$$\sigma_z = 0{,}8 \frac{4}{\cos \varphi_I} \left(\gamma_I \cdot Z \cdot tg \varphi_I + \xi \cdot c_I \right) =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 4}{0,9659} (17,2\ 1,34 \cdot 0,2679 + 0,3 \cdot 55) = 75,03\ кН/м^2$$

Действующее давление на глубине I,34 м 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 сваи в грунт до 6 м, тогда

$\bar{\ell} = 6 \cdot 0,4I4 = 2,48.$

Этому значению $\bar{\ell}$ соответствует максимальное σ_z равное 98,I7 кН/м^2, действующее на глубине I,93 м, что также превышает допустимое значение.

Увеличиваем глубину погружения сваи в грунт до 9.5 м , тогда

$$\bar{\ell} = 9,5 \cdot 0,4I4 = 3,93 \approx 4$$

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

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

$$\varphi_o = 0,61 \cdot 10^{-2} рад.$$

Расчетное давление σ_z на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи, возникающее по длине сваи, а также расчетный изгибающий момент M_z , поперечная сила Q_z приведены на рис. I2 $M^{max} = 630.63$ кН·м, $Q^{max} = 240$ кН, $\sigma_z^{max} = 70,73$кН/м^2 $< \sigma_{доп} = 75,03$ кН/м^2. Следовательно, устойчивость основания, окружающего сваю, обеспечена.

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

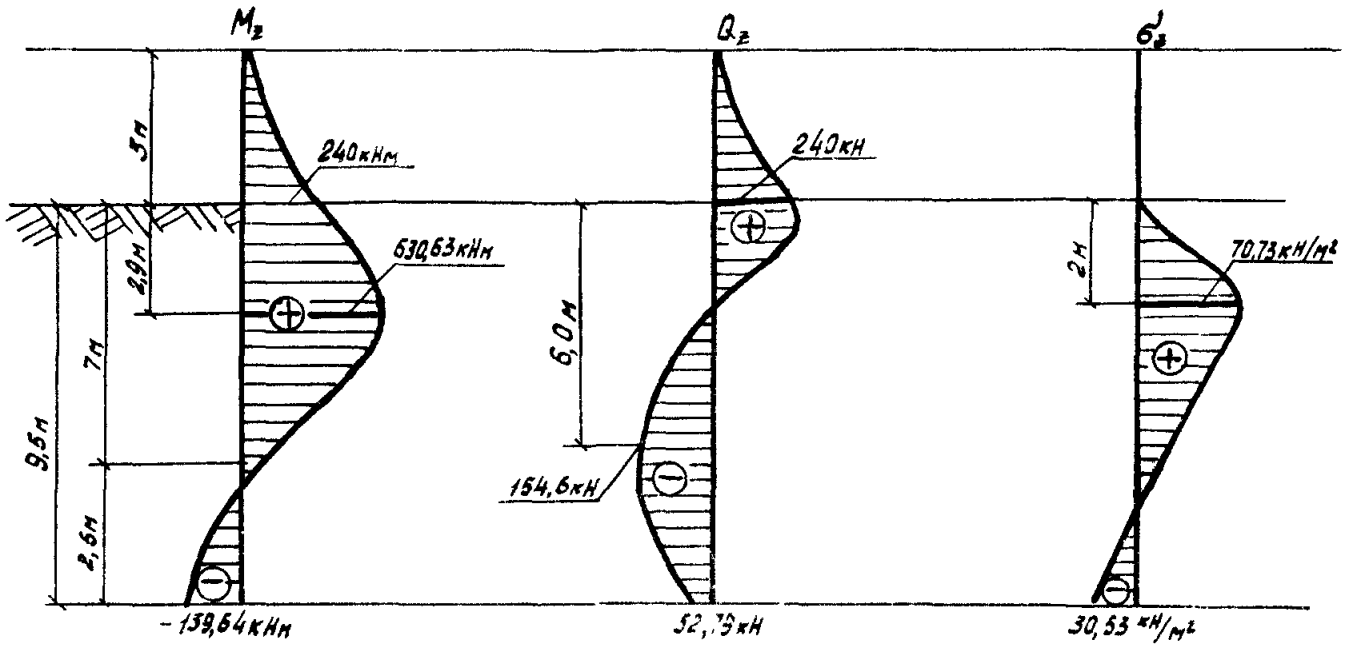


Рис. I2. Расчетные значения M_z, Q_z и σ_z по длине ствола сваи.

$$\Delta_r = y_0 + \varphi_0 \cdot l_0 + \frac{(11q_1 + 4q_2) \cdot l_0^4}{120 \cdot E\delta \cdot J} = 1{,}96 \cdot 10^{-2} +$$

$$+ 0{,}61 \cdot 10^{-2} \cdot 3 \frac{(11 \cdot 0{,}2 + 4 \cdot 159{,}8) \cdot 3^4}{120 \cdot 5{,}33 \cdot 10^5} = 3{,}817 \cdot 10^{-2} \text{ м}$$

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

В расчете трещиностойкости ствола сваи следует принять M = 630,63 кН·м, а в расчете прочности ствола – M = 1.2·630,63= = 756,75 кНм и Q = 1,2·240=288 кН.

По табл. 3 рекомендаций при M=756.75 кН·м процент армирования продольной арматуры μ=1,25. Принимаем 8 Ø 32АШ (F_a =64,3 см^2) 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 =1.77·40=70,8см; h_0 = 1.77 R-a=70,8-5 = 65,8 см.

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

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

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

Следовательно, условие соблюдено.

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 - ∅ 10АI шаг 250 мм (пп 2.5 и 2.8 рекомендаций).

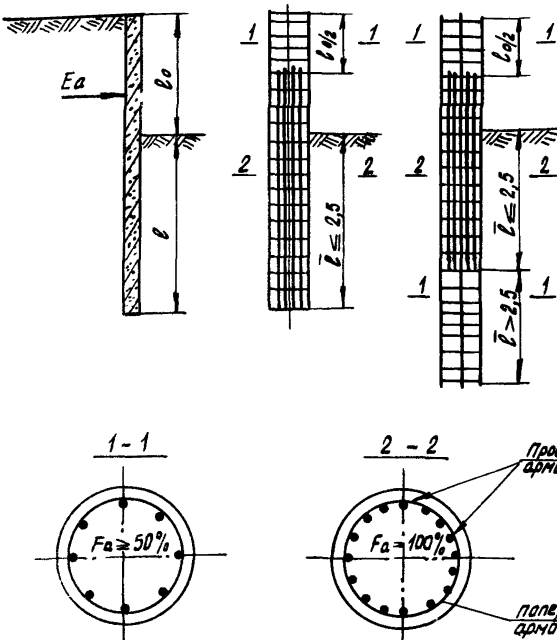
Принципиальная схема армирования свай подпорной стены при однорядном их расположении дана в приложении 2.

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

Для подбора параметров подпорной 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 сваи $\bar{\ell}$ и диаметра ствола.

Приложение 2

Схема армирования свай подпорной стены при однорядном их расположении.



Примечания: I. $\bar{l}$ – приведенная глубина погружения сваи в грунт, определяемая по СНиП II-I7-77.

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

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

Пример I. Диаметр поперечного сечения сваи 600 мм, бетон марки М=300, в растянутой зоне установлена арматура 7 ∅ 25 АП. Бурение скважин и бетонирование их производится без крепления стенок. Определить величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением.

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

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

Расстановка арматуры в сечении показана на рис.I3а.

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

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

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

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

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

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

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

По формуле (28) рекомендаций определим значение

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot \pi}{90} - \sin 2\varphi = \frac{2 \cdot 285000 \cdot 34{,}36 \cdot 10^{-4}}{11475 \cdot 0{,}3^2} = 1{,}896$$

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 изгибающего момента, воспринимаемого сечением, определим по формуле (27) рекомендаций:

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

В соответствии с требованиями п.2.9 рекомендаций о максимальном расстоянии между стержнями продольной арматуры дополнительно по периметру сечения устанавливаем конструктивную арматуру 3 ∅ 14 АП (см.рис. 13а).

Пример 2. По данным примера 1 определим М в случае установки в растянутой зоне 7 ∅ 25 АШ, в сжатой – 3 ∅ 25АШ (рис. 13б).

$$\sum_{i=1}^{i=7} z a_i = 1{,}408\ м\ ;$$

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

По формуле (30) определим значение

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot \pi}{90} - \sin 2\varphi = \frac{2 \cdot 360000 (34{,}36 \cdot 10^{-4} - 14{,}73 \cdot 10^{-4})}{11475 \cdot 0{,}3^2} = 1{,}368$$

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, воспринимаемого сечением, определим по формуле (29) :

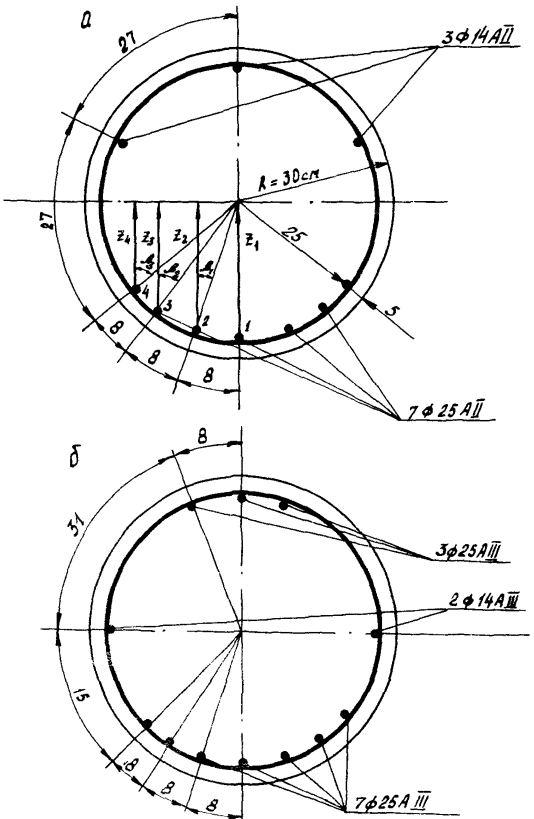


Рис.13. Армирование круглых сечений.

а – с одиночной арматурой; б – с двойной арматурой.

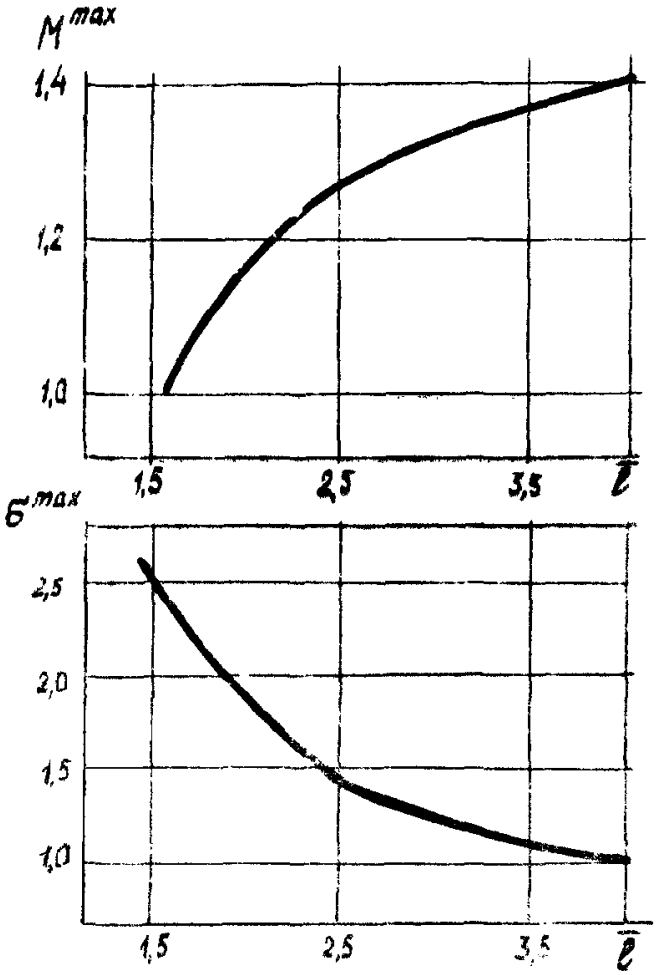
$$M = 11475\left[\frac{2}{3}\cdot 0{,}3^2\cdot \sin^3 62°30' + \frac{0.3^2\cdot 1.368\cdot 1{,}408}{2\cdot 7}\right] +$$

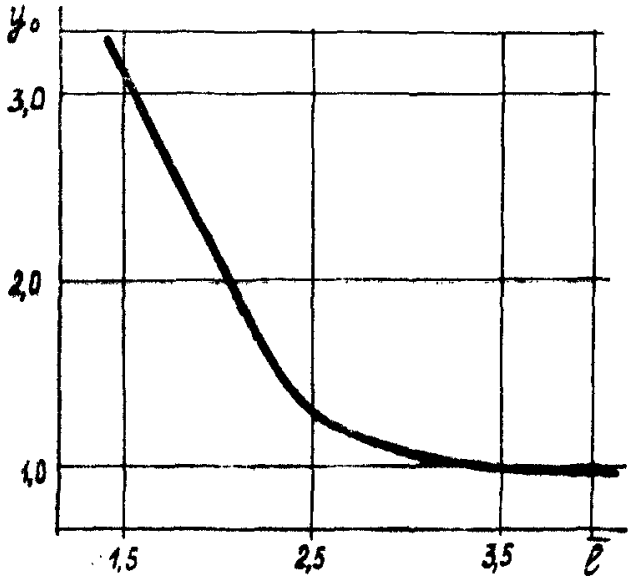
$$+ 360000\cdot\left(4\cdot 9\cdot 10^{-4}\cdot 0{,}724 + \frac{14{,}73\cdot 10^{-1}\cdot 0.1408}{7}\right) =$$

$$= 423{,}6 \text{ кН·м}$$

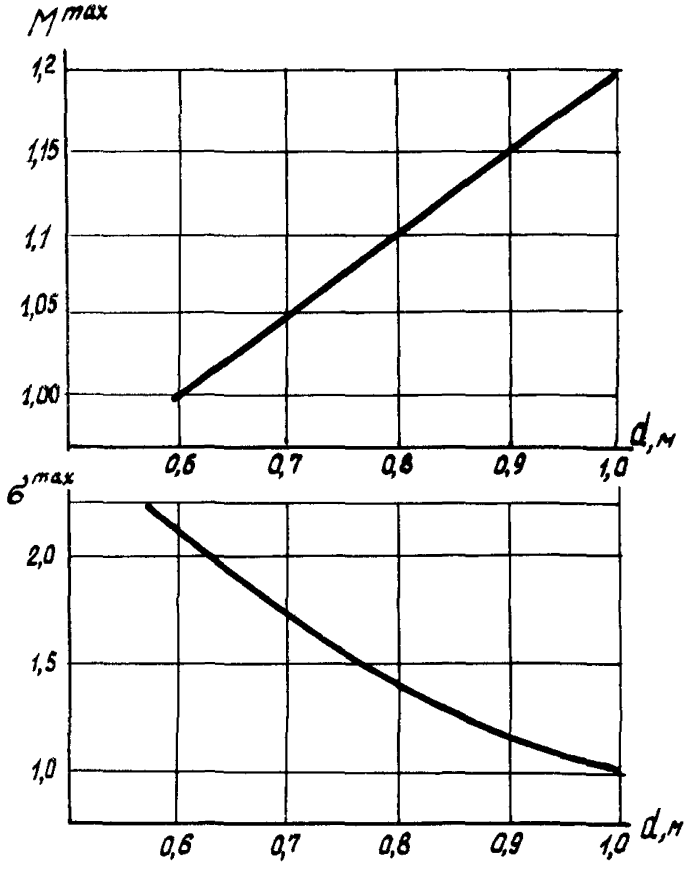
В соответствии с требованиями п.2.9 рекомендаций о максимальном расстоянии между стержнями продольной арматуры по оси симметрии сечения устанавливаем конструктивную арматуру 2 ∅ I4 АП (см. рис. I3б).

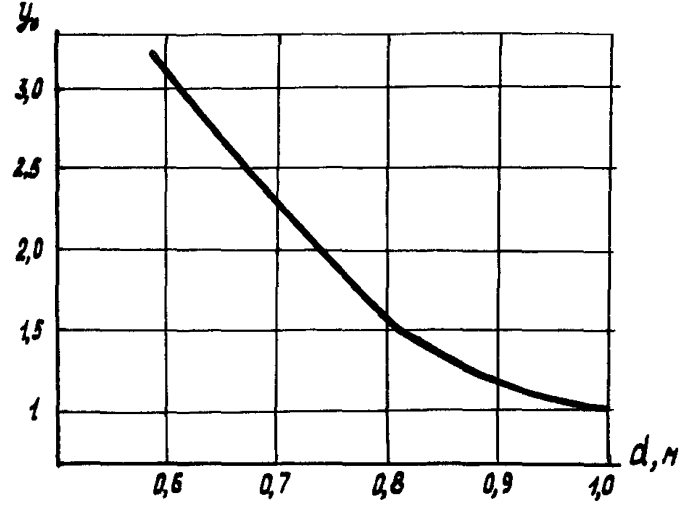
Графики изменения расчетных величин M, σ и y_0 в зависимости от приведенной длины сваи, $\bar{l}$.





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





Приложение 6

Пример расчета двухрядной подпорной стены из буронабивных свай

Принят вариант подпорной стены из буронабивных свай диаметром 0,8 м, длиной I6 м. Расстояние между рядами свай в осях 2,8 м. Бетон марки 300, арматура класса АП. Схема нагрузок на I п/м стены приведена на рис. I4а. Ниже поверхности отрывки грунта залегают тугопластичные суглинки (J_L =0,4; γ=I8,IкН/м^3, φ_I=2I^0, C_I = 85 кН/м^2). 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 0,7 м, что также превышает необходимое расстояние, требуемое по технологии производства работ.

Тогда расстояние между осями свай в ряду – 0,7 + 0,8 = I,5 м.

Нагрузки приводим к одному ряду свай (рис.I4б):

Q = 3,5·I,5=5,3 кН; q_1 =70,6·I,5=I0,6 кН/м ;

q_2=69,33·I,5=I04 кН/м;

Высоту ростверка определим по формуле (I) рекомендаций

$h_p \geq \frac{a}{4} = \frac{2,8}{4} = 0,7$м Принимаем высоту ростверка равной 0,8 м.

Момент энерции поперечного сечения сваи равен:

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

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию и начальный модуль упругости были определены в примере расчета однорядной подпорной стены – М=250; E_δ=2,65·I0^7 кН/м^2.

Тогда жесткость поперечного сечения сваи при изгибе равна

$$E_\delta J = 2,65 \cdot I0^7 \cdot 2,0I \cdot I0^{-2} = 5,327 \cdot I0^5 \text{ кНм}^2$$

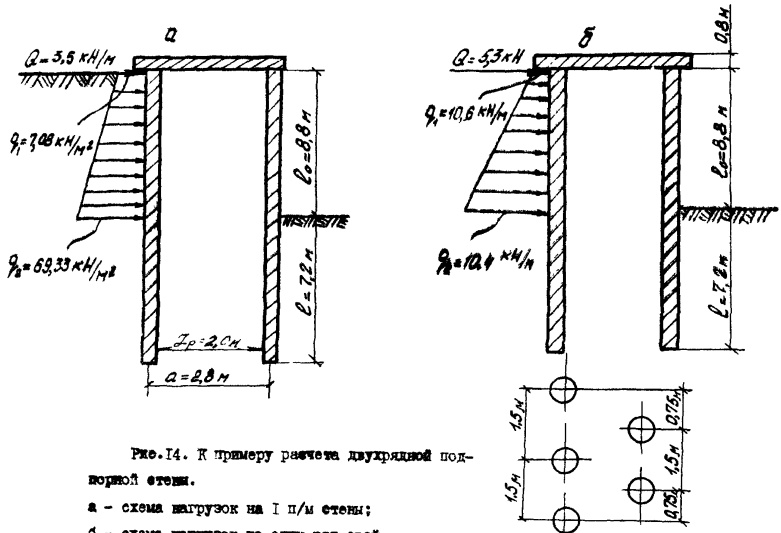


Рис. I4. К примеру расчета двухрядной подпорной стены.

а – схема нагрузок на I п/м стены;

б – схема нагрузок на один ряд свай.

По табл.I рекомендаций принимаем $K=5000$ кН/м^4

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

$$B_c=(d+1)\cdot k_\varphi\cdot k\ .$$

где $k_\varphi=0{,}9$

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

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

Значению $\frac{10^5\cdot K\cdot B_c}{E\delta J}=\frac{10^5\cdot 5000\cdot 1{,}33}{5{,}327\cdot 10^5}=1248м^{-5}$

По табл.2 приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов соответствует величина коэффициента деформации α_g = 0,416 I/м

Тогда приведенная глубина погружения сваи в грунт равна:

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

Перемещения δ_{HH}, $\delta_{MH}=\delta_{HM}$, δ_{MM} определяем по формулам (I9), (20) и (2I) приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов

$$\delta_{HH}=\frac{A_0}{\alpha_g^3\cdot E\delta J}=\frac{2{,}727}{0{,}416^3\cdot 5{,}327\cdot 10^5}=7{,}111\cdot 10^{-5}м/кН$$

$$\delta_{MH}=\delta_{H\cdot M}=\frac{B_0}{\alpha_g^2\cdot E\delta J}=\frac{1{,}758}{0{,}416^2\cdot 5{,}327\cdot 10^5}=1{,}907\cdot 10^{-5}\ 1/кН$$

$$\delta_{MM}=\frac{C_0}{\alpha_g\cdot E\delta J}=\frac{1{,}818}{0{,}416\cdot 5{,}327\cdot 10^5}=0{,}82\cdot 10^{-5}\ 1/кНм$$

Дальнейший расчет производим по п.п.4.3÷4.8 рекомендаций. По формулам (I0) и (II) определяем значения поперечной силы и изгибающего момента в сечении I ряда свай в уровне отрывки от внешних нагрузок

$$H_0^в = \frac{Q}{2} + \frac{q_1+q_2}{2}\cdot l_0 = \frac{5,3}{2} + \frac{10,6+104}{2}\cdot 8,8 = 506,9\ кН$$

$$M_0^в = \frac{Q}{2}\cdot l_0 + \frac{(2q_1+q_2)\cdot l_0^2}{6} + M_3^в = \frac{5,3}{2}\cdot 8,8 +$$

$$+(2\cdot 10,6+104)\cdot 8,8^2 + M_3^в = 1639,2 + M_3^в$$

Расчетный момент заделки $M_3^в$ от внешних сил определяется из уравнения (I2)

$$\frac{H\cdot l_0}{2E_б J} + \frac{(3q_1+q_2)\cdot l_0^3}{24E_б J} + \frac{M_3^в\cdot l_0}{E_б J} + H_0^в\cdot\delta_{нн} + M_0^в\cdot\delta_{нм} = 0;$$

$$\frac{2,65\cdot 8,8^2}{2\cdot 5,327\cdot 10^5} + \frac{(3\cdot 10,6+104)\cdot 8,8^3}{24\cdot 5,327\cdot 10^5} + \frac{M_3^в\cdot 8,8}{5,327\cdot 10^5} +$$

$$+506,9\cdot 1,907\cdot 10^{-5} + 1639,2\cdot 0,82\cdot 10^{-5} + M_3^в\cdot 0,82\cdot 10^{-5} = 0;$$

$$M_3^в = -1235,4\ кНм$$

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

$$y_0^в = H_0^в\cdot\delta_{нн} + M_0^в\cdot\delta_{нм} = 506,9\cdot 7,111\cdot 10^{-5} + (1639,2 -$$

$$-1235,4)\cdot 1,907\cdot 10^{-5} = 437,46\cdot 10^{-4}\ м = 4,4\ см$$

$$\psi_0^в = H_0^в\cdot\delta_{нм} + M_0^в\cdot\delta_{мм} = 506,9\cdot 1,907\cdot 10^{-5} +$$

$$+403,8\cdot 0,82\cdot 10^{-5} = 129,777\cdot 10^{-4}\ рад.$$

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

$$\Delta_r^в = y_0^в + \psi_0^в\cdot l_0 + \frac{H\cdot l_0^3}{3E_б J} + \frac{(11q_1+4q_2)\cdot l_0^4}{120\cdot E_б\cdot J} +$$

$$+\frac{M_3^b \cdot l_0^2}{2E\delta J} = 437{,}46 \cdot 10^{-4} + 129{,}777 \cdot 10^{-4} \cdot 8{,}8 +$$

$$+\frac{2{,}65 \cdot 8{,}8^3}{3 \cdot 5{,}327 \cdot 10^5} + \frac{(11 \cdot 10{,}6 + 4 \cdot 104) \cdot 8{,}8^4}{120 \cdot 5{,}327 \cdot 10^5} -$$

$$-\frac{1235{,}4 \cdot 8{,}8^2}{2 \cdot 5{,}327 \cdot 10^5} = 1192{,}48 \cdot 10^{-4}\ м = 11{,}9\ см$$

Затем определим момент заделки сваи I-го ряда в ростверк от силы H_R =I кН из уравнения (I7)

$$\frac{1 \cdot l_0^2}{2E\delta J} + \frac{M_3' \cdot l_0}{E\delta \cdot J} + 1 \cdot \delta_{HH} + 1 \cdot l_0 \cdot \delta_{HH} - M_3' \cdot \delta_{HH} = 0,$$

$$\frac{1 \cdot 8{,}8^2}{2 \cdot 5{,}327 \cdot 10^5} + \frac{M_3' \cdot 8{,}8}{5{,}327 \cdot 10^5} + 1 \cdot 1{,}907 \cdot 10^{-5} +$$

$$+ 1 \cdot 8{,}8 \cdot 0{,}82 \cdot 10^{-5} + M_3' \cdot 0{,}82 \cdot 10^{-5} = 0\ ;$$

$$M_3' = -6{,}631\ кНм$$

Горизонтальное перемещение и угол поворота сечения сваи в уровне поверхности отрывки грунта от силы H_R =I кН определим по формуле (I5) и (I6)

$$y_0' = 1 \cdot \delta_{HH} + (1 \cdot l_0 + M_3') \cdot \delta_{HH} = 1 \cdot 7{,}111 \cdot 10^{-5} +$$

$$+ (1 \cdot 8{,}8 - 6{,}631) \cdot 1{,}907 \cdot 10^{-5} = 11{,}247 \cdot 10^{-5}\ м\ ;$$

$$\psi_0' = 1 \cdot \delta_{HH} + (1 \cdot l_0 + M_3') \cdot \delta_{MM} = 1 \cdot 1{,}907 \cdot 10^{-5} +$$

$$+ (1 \cdot 8{,}8 - 6{,}631) \cdot 0{,}82 \cdot 10^{-5} = 3{,}686 \cdot 10^{-5}\ рад.$$

Горизонтальное перемещение сваи I-го ряда в уровне подошвы ростверка от H_R = I кН определим по формуле (I9)

$$\Delta_r^1 = y_0^1 + \psi_0^1 \cdot l_0 + \frac{1 \cdot l_0^3}{3E_b J} + \frac{M_3^1 \cdot l_0^2}{2E_b J} =$$

$$= 11{,}247 \cdot 10^{-5} + 3{,}686 \cdot 10^{-5} \cdot 8{,}8 + \frac{1 \cdot 8{,}8^3}{3 \cdot 5{,}327 \cdot 10^5} -$$

$$- \frac{6{,}631 \cdot 8{,}8^2}{2 \cdot 5{,}327 \cdot 10^5} = 38{,}129 \cdot 10^{-5}\ м$$

Значение f определим по формуле (18)

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

Горизонтальное перемещение и угол поворота сечения сваи I-го ряда от реакции 2 ряда определим по формулам (13) и (14)

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

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

По формулам (20) и (21) определяем M_3^R и H_R

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

$$H_R = f \cdot 1 = 156{,}3\ кН$$

Перемещение сваи I-го ряда в уровне подошвы ростверка от реакции 2-го ряда свай определим по формуле (7)

$$\Delta_r^R = y_0^R + \psi_0^R \cdot l_0 + \frac{H_R \cdot l_0^3}{3E_b J} + \frac{M_3^R \cdot l_0^2}{2E_b J} = 175{,}869 \cdot 10^{-4} +$$

$$+ 57{,}638 \cdot 10^{-4} \cdot 8{,}8 \cdot \frac{156{,}37 \cdot 8{,}8^3}{3 \cdot 5{,}327 \cdot 10^5} - \frac{1036{,}9 \cdot 8{,}8^2}{2 \cdot 5{,}327 \cdot 10^5} =$$

$$= 596{,}202 \cdot 10^{-4}\ м$$

Расчетная величина горизонтального перемещения свай в уровне подошвы ростверка равна

$$\Delta_r = 1{,}2\left(\Delta_r^b - \Delta_r^R\right) = 1{,}2(1192{,}48 \cdot 10^{-4} - 596{,}202 \cdot 10^{-4}) =$$

$$= 715 \cdot 10^{-4}\ м = 7{,}15\ см$$

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы в голове сваи I-го ряда от действия всех нагрузок

$$M_3 = M_3^B - M_3^R = (-1235,4) - (-1036,9) = -198,5\ кНм$$

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

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы в уровне подошвы ростверка для свай 2-го ряда определим по формулам (23) и (24)

$$M_3^2 = \frac{M_3^R}{n-1} = \frac{-1036,9}{1} = -1036,9\ кНм$$

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

Дальнейший расчет свай I-го ряда и 2-го ряда производим как одиночных в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию свайных фундаментов. Схема нагрузок показана на рис. I5.

Сваи I ряда

$$H_0 = H + \frac{q_1+q_2}{2}\cdot l_0 = -153,7 + \frac{10,6+10,4}{2}\cdot 8,8 = 350,54\ кН$$

$$M_0 = M - H\cdot l_0 + (2q_1+q_2)\cdot\frac{l_0^2}{6} = -198,5 - 153,7\cdot 8,8 + (2\cdot 10,6+10,4)\cdot\frac{8,8^2}{6} = 64,85\ кНм$$

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

$$\psi_0 = 350,54\cdot 1,907\cdot 10^{-5} + 64,85\cdot 0,82\cdot 10^{-5} = 72,166\cdot 10^{-4}\ рад.$$

Расчетное давление σ_z, кН/м^2, на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи, возникающее на глубине z, а также расчетный изгибающий момент M_z, кНм, поперечная сила Q_z, кН, действующие на глубине z в сечении сваи I ряда определены по формулам приложения СНиП II-I7-77 (I6), (I7), (I8) приведены на рис. I6.

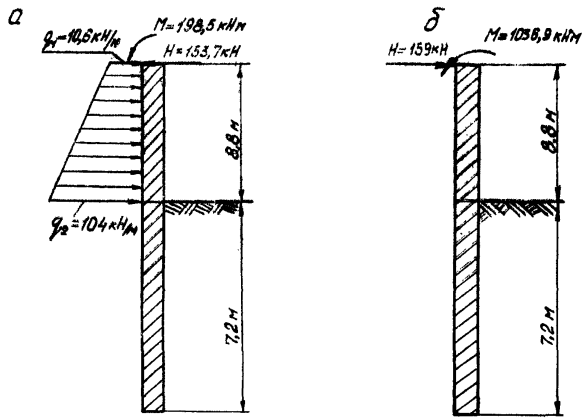


Рис. I5. Расчетная схема свай

а – первого ряда; б – второго ряда

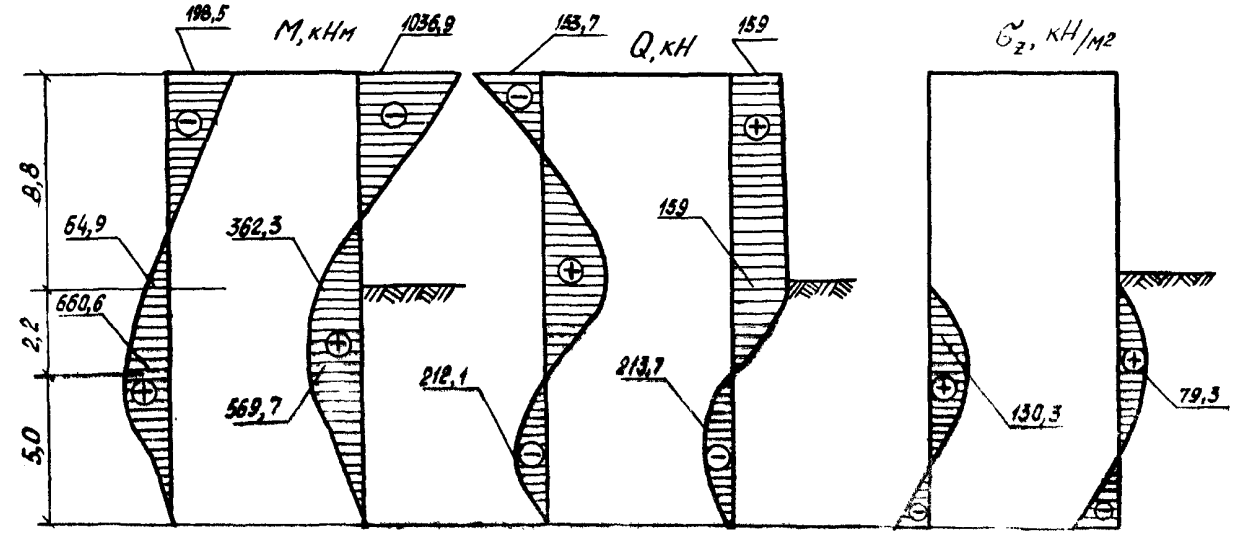


Рис.16. Расчетные значения M_z, Q_z и σ_z по длине ствола свай.

Сваи 2-го ряда

$$H_0 = H = 159\ кН$$

$$M_0 = M + H_0 \cdot \ell_0 = -1036{,}9 + 159 \cdot 8{,}8 = 362{,}3\ кНм$$

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

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

Расчетное давление, σ_z, кН/м^2, на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи, возникающее на глубине z, а также расчетный изгибающий момент M_z, кНм, поперечная сила Q_z, кН, действующие на глубине z в сечении сваи 2 ряда приведены на рис.16.

Расчет устойчивости основания, окружающего сваи, производится по условию (14) приложения СНиП II-17-77 с учетом п.4.2 Рекомендаций на глубине $z = \frac{0{,}85}{\alpha_g} = \frac{0{,}85}{0{,}416} = 2{,}04\ м$

$$\sigma = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{1}{\cos\varphi_1} \cdot (\gamma_1 \cdot z \cdot tg\varphi_1 + \xi \cdot c_1) =$$

$$= 0{,}8 \frac{1}{\cos 21^\circ} (18{,}1 \cdot 2{,}04 \cdot tg\,21^\circ + 0{,}3 \cdot 40) = 136\ кН/м^2$$

Для свай I-го ряда

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

Для свай 2-го ряда

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

Следовательно, условие (14) приложения СНиП соблюдается.

Далее производим перераспределение изгибающих моментов в двухрядной подпорной стенке 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

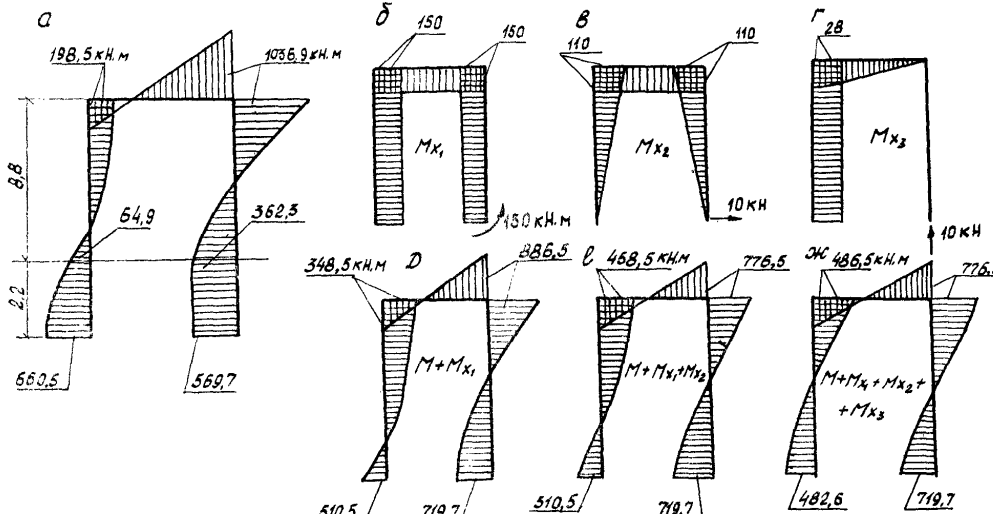


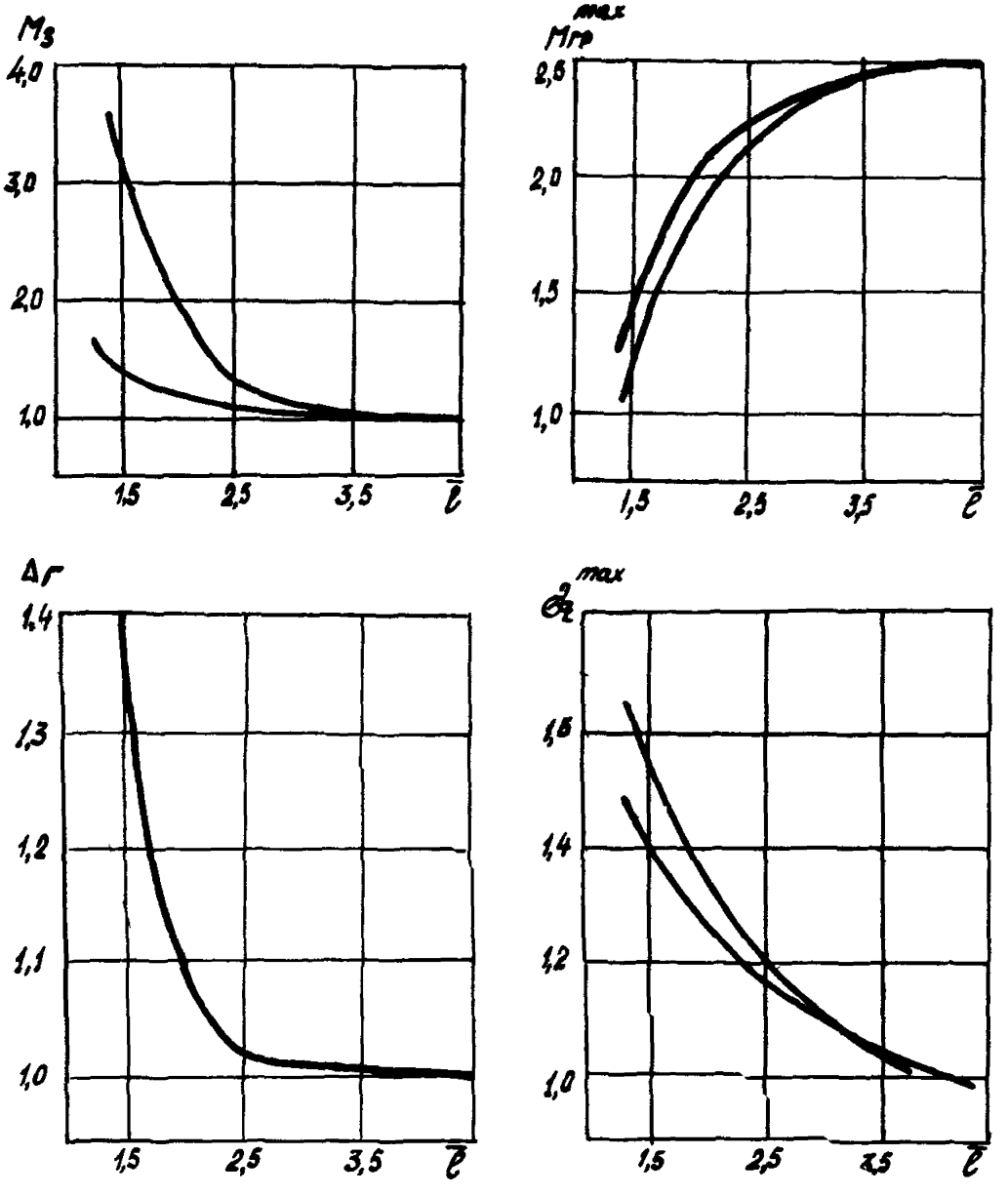
Рис.17. Перераспределение усилий в двухрядной подпорной стене, а – эпюра $M_{изг}$ после расчета по Рекомендациям; б, в и г – эпюры от лишних неизвестных; д, е и ж – результирующие эпюры.

равномерно по периметру сечения сваи.

Для выбора параметров буронабивных свай подпорной стены в приложении 7,8 и 9 приведены графики изменения расчетных величин момента заделки M_3 в ростверк, 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_r (в относительных значениях) соответственно в зависимости от приведенной глубины погружения сваи в грунт $\bar{\ell}$, расстояния между рядами свай в осях a и диаметра сваи.

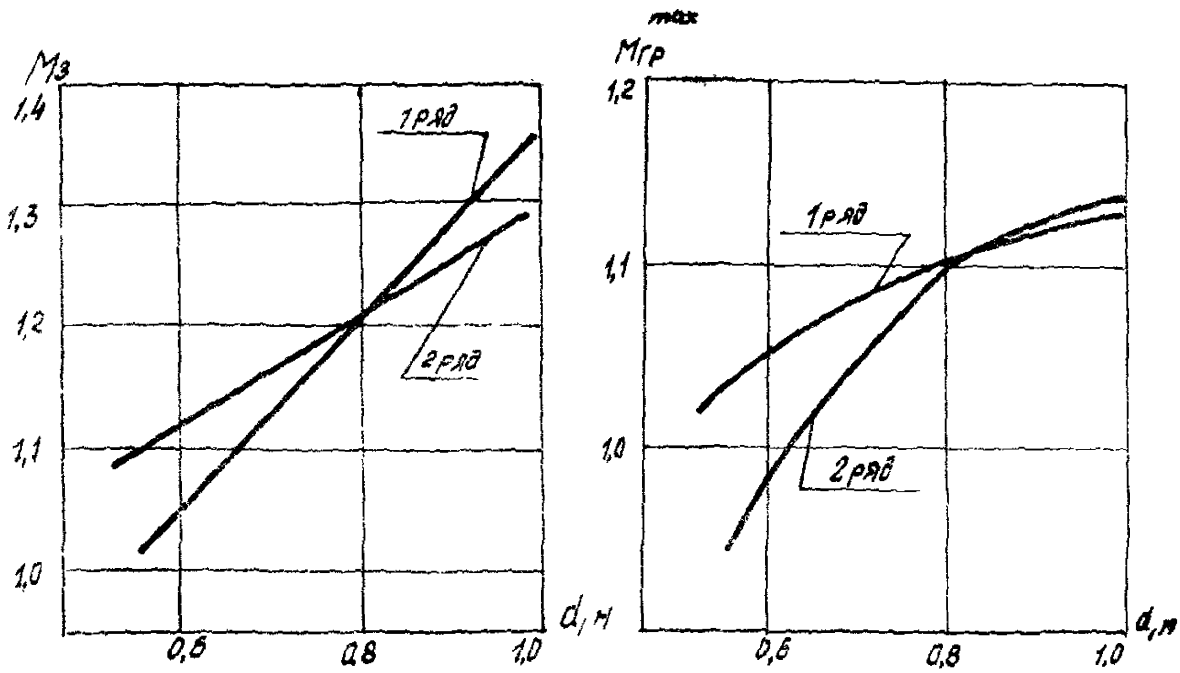
Приложение 7

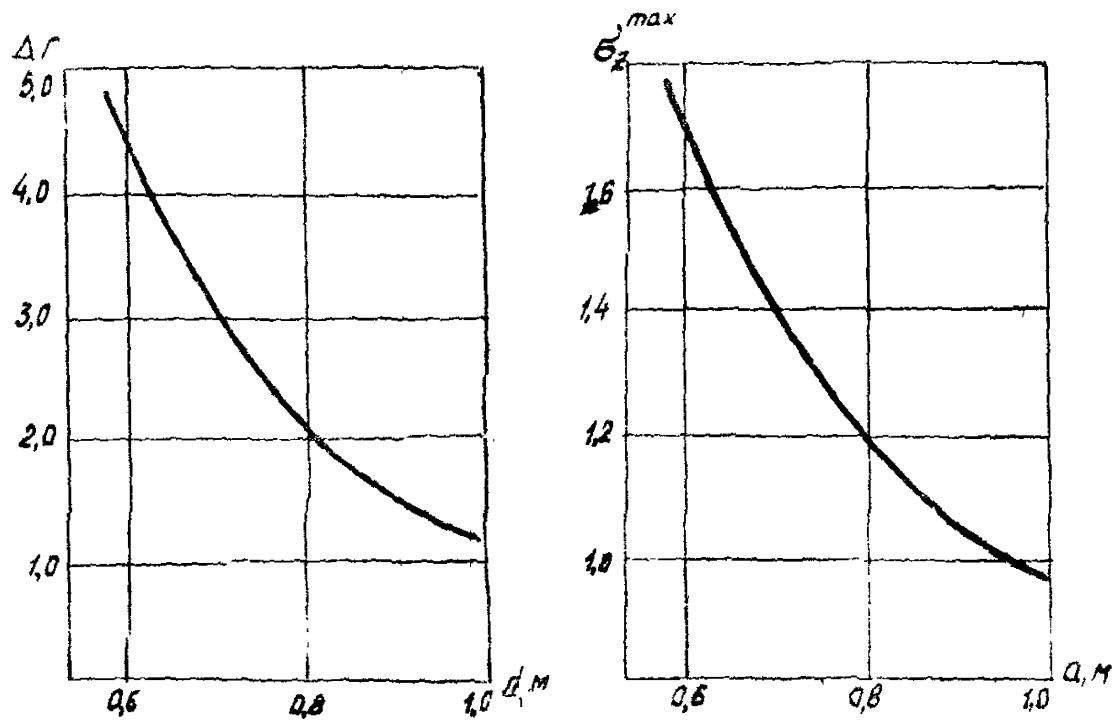
Графики изменения расчетных величин M, σ_z и Δr в зависимости от приведенной длины сваи, $\bar{\ell}$.



Приложение 8

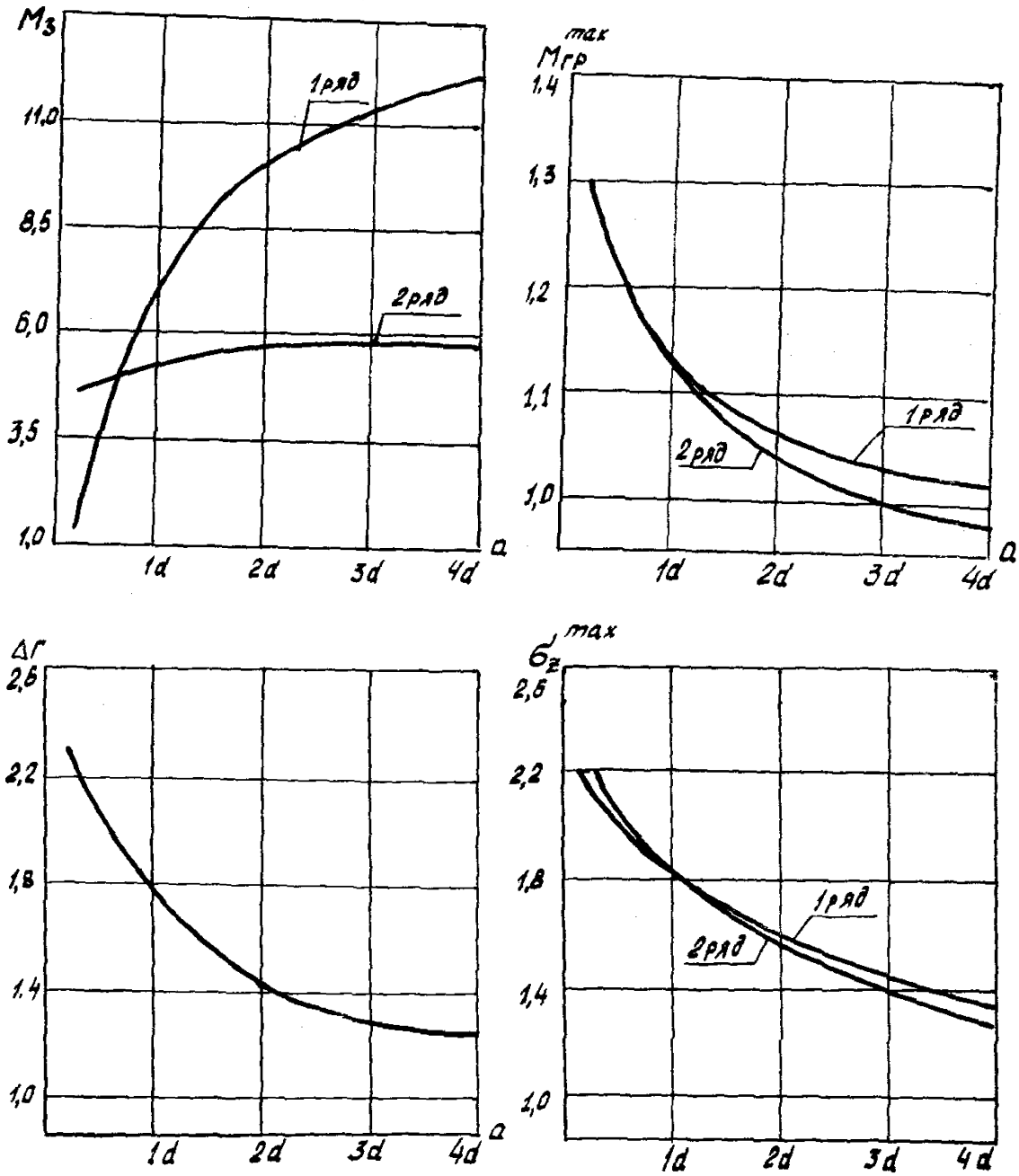
Графики изменения расчетных величин M, σ_z и $\Delta_г$ в зависимости от диаметра сваи, d.





Приложение 9

Графики изменения расчетных величин M, σ_z **и** Δr **в зависимости от расстояния между рядами свай в осях, а.**



Приложение I0

Пример статистической обработки результатов статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку и определение коэффициента пропорциональности К и допускаемого расчетного давления на грунт боковой поверхностью сваи.

На строительной площадке были испытаны на горизонтальную нагрузку 8 шт. буронабивных свай диаметром ствола 0,8 м длиной I0 м. Бетон М=300. 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 Фпр, кН, принимали такую нагрузку, без увеличения которой перемещение сваи непрерывно возрастает.

Результаты статических испытаний свай представлены в таблице

№ свай	$\Phi_{пр}$, кН	$\Phi_{пр} - \Phi_{i\,пр}$, кН	$(\Phi_{пр} - \Phi_{i\,пр})^2$
I	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
	Σ =2680		Σ =25000

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

Для исключения грубых ошибок определим смещенную оценку среднеквадратичного отклонения $\Phi_{пр}$ по формуле (5) ГОСТ 20522-75.

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

Подлежат исключению те частные значения $\Phi_{пр}$, для которых не выполняется условие:

$$|\bar{\Phi}_{пр} - \Phi_{i пр}| < \gamma \cdot \sigma_{см},$$

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

При $n = 8$ $\gamma = 2.27$

Тогда максимальное значение $|\bar{\Phi}_{пр} - \Phi_{i пр}|$ =85 кН< 2.27·55,9= = 126,89 кН.

Следовательно, среди значений $\Phi_{пр}$ при статических испытаниях свай не было грубых ошибок.

Согласно п.3.2 ГОСТ 20522-75

$$\Phi^{н}_{пр} = \bar{\Phi}_{пр} = 335\ кН$$

Коэффициент Кг вычисляем по формуле (13) ГОСТ 20522-75

$$K_г = \frac{1}{1-\rho},$$

где ρ – показатель точности оценки среднего значения $\Phi^{н}_{пр}$

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

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

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

V – коэффициент вариации, определяемый по формуле (3)

ГОСТ 20522-75

$$V = \frac{\sigma}{\Phi_{пр}}$$

где σ - среднее квадратичное отклонение, определяемое по формуле (2) ГОСТ 20522-75

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{i=n}(\Phi_{пр} - \Phi_{пр})^2}$$

Согласно п.3.I5 главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений при расчетах оснований по несущей способности α =0,95. Тогда t_α =I,86

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

$$V = \frac{\sigma}{\Phi_{пр}} = \frac{59,77}{355} = 0,168$$

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

Принимаем максимальное значение Кг

$$K_г = \frac{1}{1-0,11} = 1,12$$

Тогда несущая способность равна

$$\Phi = m \cdot \frac{\Phi^н_{пр}}{K_г} = 1 \cdot \frac{335}{1,12} = 299,1 кН.$$

где m - коэффициент условий работы по СНиП П-I7-77 равный I.0.

Расчетная нагрузка по СНиП П-I7-77, допускаемая на сваю, по результатам статических испытаний на горизонтальную нагрузку с учетом требований п.5.3 настоящий Рекомендаций равна

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

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

Определим методом последовательных приближений по приложению к Руководству по проектированию свайных фундаментов значения К и σ доп.

$$J = 2{,}01 \cdot 10^{-2}\ м^4; \qquad E_\delta = 2{,}25 \cdot 10^7\ кН/м^2;$$

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

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

$$R^c_{пр} = 13500 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}7 = 8032{,}5\ кН/м^2$$

Согласно данным инженерно-геологических изысканий коэффициент пропорциональности принимаем равным К=1000 кН/м^4

$$\gamma = \frac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E\delta \cdot J} = \frac{10^5 \cdot 1000 \cdot 1{,}8}{4{,}52 \cdot 10^5} = 398{,}2\ м^{-5}$$

чему соответствует величина коэффициента деформации

$$\alpha_g = 0{,}331\ м^{-1}$$

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

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

$$\Delta_r = \frac{H \cdot \ell_м^3}{3E\delta J} = \frac{213{,}6 \cdot 6{,}797^3}{3 \cdot 4{,}52 \cdot 10^5} = 4{,}946 \cdot 10^{-2}\ м = 49{,}5\ мм$$

что превышает Δ_r=44,5 мм по данным статических испытаний свай. Принимаем К=1200 кН/м^4

$$\gamma = \frac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E\delta J} = \frac{10^5 \cdot 1200 \cdot 1{,}8}{4{,}52 \cdot 10^5} = 477{,}8\ м^{-5};$$

$$\alpha_g = 0{,}343\ м^{-1}; \qquad \bar{\ell} = 0{,}343 \cdot 10 = 3{,}43 > 2{,}6;$$

$$\Delta_r = \frac{213{,}6 \cdot 6{,}56^3}{3 \cdot 4{,}52 \cdot 10^5} = 4{,}446 \cdot 10^{-2}\ м \approx 44{,}5\ мм$$

Таким образом, по данным статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку К=1200 кН/м^4.

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

$$\sigma_{доп.} = \frac{10 \cdot H_0 \cdot Z \cdot \xi_1}{9 \cdot b_c \cdot Z^2} = \frac{10 \cdot 213{,}6 \cdot 0{,}82}{9 \cdot 1{,}8 \cdot 2{,}478} = 43{,}6\ кН/м^2$$

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

I. Общие положения 3

2. Конструктивные требования 3

3. Общие положения расчета подпорных стен из буронабивных свай 8

4. Расчет подпорных стен из буронабивных свай на горизонтальные и моментные нагрузки . . . 10

5. Определение коэффициента пропорциональности грунта по результатам статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку 23

6. Расчет по прочности изгибаемых элементов круглого сечения, нормального к продольной оси 24

ПРИЛОЖЕНИЯ

I. Пример расчета подпорных стен при однорядном расположении свай 34

2. Схема армирования свай подпорной стены при однорядном их расположении 42

3. Примеры расчета на прочность изгибаемых элементов круглого сечения с неравномерным расположением продольной арматуры в поперечном сечении 43

4. Графики изменения расчетных величин M, σ и y_0 в зависимости от приведенной длины сваи, $\bar{l}$ . . 47

5. Графики изменения расчетных величин M, σ и y_0 в зависимости от диаметра сваи, d 48

6. Пример расчета двухрядной подпорной стены из буронабивных свай 49

7. Графики изменения расчетных величин M, σ_z и Δ_r в зависимости от приведенной длины сваи, $\bar{l}$ 61

8. Графики изменения расчетных величин M, σ_z и Δ_r в зависимости от диаметра сваи 62

стр.

9. Графики изменения расчетных величин M, σ_z, Δ_r в зависимости от расстояния между рядами свай в осях, a 63

10. Пример статистической обработки результатов статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку и определение коэффициента пропорциональности K и допускаемого расчетного давления σ_z на грунт боковой поверхностью сваи 64

Всесоюзный научно-исследовательский институт гидромеханизации, санитарно-технических и специальных строительных работ ВНИИГС

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ ПОДПОРНЫХ СТЕН ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Технический редактор О.В. Карасев
Корректор С.Ф. Бенда

БФ 34717. Подпис.к печ.7.05.84. Формат бумаги 60x84 1/16. Бумага офсетная. Офсетная печать. Усл.печ.л.4,25. Уч.-изд.л.3. Заказ 1340. Тираж 500 экз.

Фотопечатная лаборатория ЧИИСП Госстроя УССР, 252180, Киев-180, ул.И. Клименко, 5/2.

gost.e-ecolog.ru