ВЕДОМСТВЕННЫЕ
СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ АГРОПРОМЫШЛЕННОГО КОМПЛЕКСА С КАРКАСОМ ИЗ ТРЕХШАРНИРНЫХ РАМ

ВСН 10-91

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

ГОСКОМИССИЯ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ПРОДОВОЛЬСТВИЮ И ЗАКУПКАМ

Москва-1991

gost.e-ecolog.ru

ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ АГРОПРОМЫШЛЕННОГО КОМПЛЕКСА С КАРКАСОМ ИЗ ТРЕХШАРНИРНЫХ РАМ

ВСН 10 - 91

Издание официальное

Утверждены:

Главагропромнаучпроектом

" 14 " декабря 1990 г.

Согласованы:

Госстроем СССР № 755
от 10.12.90 г.

ВНИИОСП им.Н.М.Герсеванова
№ 2-1224 от 03.07.90 г.

ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко
№ 2-4668 от 06.12.90 г.

Гипронисельхозом № 25/1254
от 06.09.90 г.

Москва - 1991 г.

Разработаны и внесены: Центральным научно-исследовательским, экспериментальным и проектным институтом по сельскому строительству (ЦНИИЭПсельстрой) Госкомиссии СМ СССР по продовольствию и закупкам

Директор, канд.техн.наук	П.В.Чичков
Заведующий лабораторией оснований и фундаментов, канд.техн.наук	Л.П.Карабанова
Ведущий научный сотрудник, канд.техн.наук	И.Л.Балов
Инженер	А.К.Куликов
Инженер	П.П.Давиденко
ЦМИПКС при МИСИ им.В.В.Куйбышева	
доцент, канд.техн.наук, рук.темы и ответственный исполнитель	Н.В.Жуков
ВНИИОСП им.Н.М.Герсеванова	
канд.техн.наук	В.Г.Буданов
ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева	
инженер	П.Н.Кашкаров
канд.техн.наук	О.Н.Пышкин
Мосгипронисельстрой	
инженер	Л.В.Головачева
Мособлстройкомитет	
инженер	Г.Н.Крючков
Ростовский ИСИ	
профессор, канд.техн.наук	Я.Д.Гильман
доцент, канд.техн.наук	Ю.В.Дежин
доцент, канд.техн.наук	В.В.Логутин
Ростовагропромстрой	
инженер	Е.С.Звягинцев
СевКавНИИагропром	
канд.техн.наук	С.А.Любимов
Новосибирский ИСИ	
доцент, канд.техн.наук	В.С.Миронов
доцент, канд.техн.наук	В.И.Кровяков
инженер	А.В.Лубягин
Новосибирскагропромстрой-I	
инженер	В.З.Брацун
инженер	П.Н.Хвостик

Ведомственные строительные нормы (ВСН) разработаны в соответствии с "Программой исследовательских и опытно-конструкторских работ по расширению и внедрению эффективных фундаментов на 1987... 1990 гг.", разработанной ЦНИИЭПсельстроем и ВНИИОСП им.Н.М.Герсеванова и утвержденной Госагропромом СССР.

При разработке ВСН обобщены результаты исследовательских, опытно-конструкторских работ по внедрению фундаментов различного типа, а также отечественный и зарубежный опыт строительства зданий и сооружений АПК с трехшарнирными рамами.

ЦНИИЭПсельстроем с участием других организаций разработаны типовые столбчатые фундаменты серии I.8I2.I-2, типовые сваи таврового сечения с консолью серии I.8II.I-3 и двутаврового сечения с консолью серии I.8II.I-4 (а.с. № 98I5I0), забивные блоки таврового сечения (а.с. № 709765, шифр I07-84, одобрены Госстроем СССР для широкого применения).

Проведены натурные испытания свай таврового и двутаврового сечения в составе фрагментов зданий на слабых водонасыщенных (Западная Сибирь) и просадочных (КазССР, Новосибирская и Ростовская области, УзССР), насыпных (Томская область) грунтах, в том числе при наличии местных ослаблений грунта основания внутри и снаружи здания; испытаны забивные блоки таврового сечения на площадках в Ростовской и Московской областях. Сваи двутаврового сечения и забивные блоки таврового сечения испытаны в натурную величину в крупномасштабных лотках с песком на различные комбинации нагрузок, характерных для зданий с типовыми железобетонными трехшарнирными рамами. Это позволило отработать близкие к оптимальным размеры свай и блоков, проверить расчетные предпосылки, уточнить расчетные параметры грунта.

Для проверки эффективности размеров, формы, материала подушек, устраиваемых под столбчатыми фундаментами, проведены натурные испытания таких фундаментов на песчаных и бетонных подушках. Эти испытания показали, что в ряде случаев можно упростить форму и уменьшить размеры подушек.

Исследовано влияние угла наклона равнодействующей внешних сил на несущую способность жесткой короткой сваи. Проведены на-

турные испытания свай таврового сечения при углах наклона равнодействующей к вертикали от 0^0 до 90^0. Испытания показали, что при углах наклона равнодействующей от 25^0 до 35^0 погрешность при использовании принципа суперпозиции может превышать 20 %. Основываясь на результатах этих испытаний, разработана методика определения несущей способности свай с учетом взаимовлияния нагрузок.

Проведены инструментальные и визуальные наблюдения за осадками и горизонтальными смещениями фундаментов различного типа более 300 зданий в различных регионах. На основании наблюдений установлены предельные значения совместной деформации основания и сооружений.

Обследование в основном животноводческих, птицеводческих, овцеводческих сельскохозяйственных зданий (более 100), построенных на свайных фундаментах с глубиной погружения от 4 до 6 м на площадках с грунтовыми условиями I и II типа по просадочности при просадке от собственного веса грунта от замачивания до 15...20 см, показало, что аварийные кратковременные замачивания основания не нарушали эксплуатационную пригодность зданий, при этом смещения фундаментов не превышали: горизонтальные - 6 см, осадки - 4 см, разность горизонтальных смещений - 0,01. Длительными испытаниями фрагментов зданий (I год и более) было установлено, что эти смещения допустимы для рассматриваемого класса зданий.

Комплексные экспериментально-теоретические исследования позволили уменьшить в расчете на 1 $м^2$ площади производственного здания (по сравнению с серией I.800-2, ведомственными нормами Минсельстроя СССР ВСН 01-76 1978 г.) расход бетона и стали более, чем в 2 раза. В современных зданиях пролетом 21 м с шагом рам 6 м с применением свай двутаврового сечения и забивных блоков расход бетона на 1 $м^2$ площади зданий составляет около 0,025...0,03 $м^3$, стали - 1...1,7 кг. Затраты бетона и трудозатраты на монтаж в 1,5...2 раза меньше, чем в лучших зарубежных аналогах. Сваи таврового сечения применены Главмособлстроем для скоростного строительства животноводческих комплексов в Московской области. Применение эффективных фундаментов в сочетании с другими мероприятиями позволило сократить сроки строительства молочных ферм на 400 голов с 12 месяцев до 2 месяцев. За счет применения эффективных конструкций и сокращения сроков строительства получен значительный экономический эффект.

Госкомиссия Совета Министров СССР по продовольствию и закупкам	Ведомственные строительные нормы	ВСН 10-91
	Проектирование и устройство фундаментов зданий и сооружений агропромышленного комплекса с трехшарнирными рамами	Взамен ВСН 01-76 Минсельстрой СССР

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Ведомственные строительные нормы распространяются на проектирование и устройство фундаментов мелкого заложения на естественном основании, свайных, в вытрамбованном котловане и фундаментов из забивных блоков одноэтажных производственных сельскохозяйственных зданий с каркасом из трехшарнирных рам, возводимых на обычных грунтах и в грунтовых условиях I и II типа по просадочности с просадкой от собственного веса грунта до I5 см, а также в сейсмических районах с расчетной сейсмичностью 7, 8, 9 баллов.

Примечание. ВСН не распространяются на проектирование фундаментов на вечномерзлых грунтах и подрабатываемых территориях.

I.2. При проектировании фундаментов зданий и сооружений с каркасом из трехшарнирных рам помимо требований настоящих ВСН необходимо учитывать конструктивные особенности зданий (наличие подпольных каналов, местных заглублений и т.д.), величину и характер нагрузок, передаваемых на фундаменты, и возможность их изменения в период эксплуатации здания; физико-механические свойства грунтов и другие данные инженерно-геологических изысканий, а также возможность их изменения в период эксплуатации зданий и сооружений.

I.3. Фундаменты на естественном основании используются двух типов:

а) столбчатые с плоской подошвой железобетонные (серия I.8I2.I-2);

б) щелевые

Внесены Центральным научно-исследовательским, экспериментальным и проектным институтом по сельскому строительству	Утверждены приказом Главагропромнаучпроекта от "I4" декабря I990 года	Срок введения в действие I июля I99I года

I.4. Свайные фундаменты используются четырех типов:

а) таврового сечения с консолью (серии I.8II.I-3, I.8I2.I-3);

б) двутаврового сечения с консолью (серия I.8II.I-4);

в) пирамидальные с обычной ненапрягаемой арматурой;

г) буровые наклонные и вертикальные с консолью.

I.5. Забивные блоки используются облегченные таврового сечения.

I.6. Рекомендуемая область применения фундаментов пп.I.3...I.5:

а) столбчатые фундаменты - при залегании в основании скальных, полускальных, крупнообломочных грунтов, песков гравелистых, крупных, средней крупности при пролетах зданий с железобетонными рамами I2, I8, 2I м и распорах до 300 кН;

б) щелевые фундаменты, буровые сваи вертикальные с консолью или наклонные - при залегании в основании пылевато-глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции при пролетах зданий от I2 до 24 м, распорах: щелевые до 300...350 кН, сваи - до 200...250 кН;

в) забивные сваи таврового сечения по серии I.820.9-I, вып.2 с шириной полки и высотой ребра 0,5 м в зданиях складов минеральных удобрений пролетом 24 м со стрельчатыми деревянными арками при залегании в основании пылевато-глинистых грунтов тугопластичной, мягкопластичной, полутвердой консистенции, песков мелких и пылеватых, в грунтовых условиях I и II типа по просадочности;

г) забивные сваи таврового сечения по серии I.8II.I-3 с шириной полки и высотой ребра 0,5 м в зданиях и сооружениях с каркасом из железобетонных трехшарнирных рам пролетом I2,I8, 2I м при распорах до I50...I80 кН на площадках с толщиной подсыпки не более I м преимущественно в северных, восточных и центральных районах страны и тех же грунтах основания, которые перечислены в п.I.6, в;

д) забивные сваи двутаврового сечения и таврового сечения размером 0,8х0,8 м в зданиях и сооружениях с железобетонными трехшарнирными рамами пролетом I2, I8, 2I м с шагом рам 6 м, при распорах от I50 до 240 кН, подсыпках до I,5 м и тех же грунтах основания, которые перечислены в п.I.6, и в районах, перечисленных в п.I.6, г;

е) забивные сваи пирамидальные, клиновидные, забивные блоки в зданиях и сооружениях с трехшарнирными железобетонными рамами пролетом 12, 18, 21 м при распорах: при использовании пирамидальных свай – до 130 кН, клиновидных свай и забивных блоков – до 180 кН на площадках со спокойным рельефом, толщиной подсыпок менее 0,5 м преимущественно в районах с глубиной промерзания менее 1,5 м при залегании в основании грунтов, перечисленных в п.1.6,в;

ж) фундаменты в вытрамбованном котловане – то же, что в п.1.6, е, но при распорах от 150 до 300 кН.

1.7. Выбор конструкции фундамента для зданий и сооружений, проектируемых для строительства в Нечерноземной зоне РСФСР допускается осуществлять без вариантного проектирования с учетом указаний п.1.6 и "Рекомендаций по выбору эффективных фундаментов без вариантного проектирования для малоэтажных сельских зданий в условиях Нечерноземной зоны РСФСР", согласованными Госстроем СССР.

1.8. Применение пирамидальных и клиновидных свай, забивных блоков, фундаментов в вытрамбованных котлованах в отапливаемых зданиях допускается без теплозащитных экранов при соблюдении следующих условий:

– глубина промерзания не превышает 1,5 м;

– вертикальная нагрузка составляет не менее 150 кН;

– заглубление в грунт природной структуры составляет не менее 0,9 длины сваи или высоты блока;

– в строительный период в зимнее время обеспечиваются мероприятия против промерзания грунта;

– в период эксплуатации зданий и сооружений предусмотрены меры, исключающие обводнение грунтов основания.

В остальных случаях следует устраивать теплозащитные экраны. Размеры экранов определяются по методике ЦНИИЭПсельстроя с учетом свойств грунта, расчетных температур наружной и внутри помещения.

2. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМ ИЗЫСКАНИЯМ

2.1. Состав и объем изыскательских работ определяются проектной и изыскательской организациями в соответствии с требованиями главы СНиП 1.02.07-87 "Инженерные изыскания для строительства.

Основные положения", а также требованиями настоящего раздела.

2.2. Выработки в плане рекомендуется располагать по створам. Расстояния между створами и между выработками в створе не должны превышать 150 м. Для одиночных зданий допускается устройство одного створа с расстоянием между выработками 50...100 м. В местах расположения зданий наличие технических выработок и точек зондирования обязательно. Для одиночных зданий количество скважин должно быть не менее двух, точек зондирования не менее трех. При сооружении комплексов допускается уменьшать число скважин до одной на каждом здании основного назначения.

Примечание. По согласованию с проектной организацией - автором проекта - допускается изменение объема инженерно-геологических изысканий: сокращение объемов в случае выявленной однородности грунтов и наличия положительного опыта строительства и эксплуатации аналогичных зданий в районе строительства; увеличение объема - в случае резко выраженной неоднородности грунтов строительной площадки.

2.3. Глубина разведочных и технических скважин для зданий комплексов и павильонных зданий принимается на 4 м ниже предполагаемой глубины заложения подошв фундаментов или на 2 м ниже острия свай проектируемых фундаментов, но не менее 7 м.

При проведении изысканий на просадочных грунтах для зданий крупных комплексов, относящихся по технологическому режиму к п. 1, 2, 5 табл.19, 20 % скважин, но не менее трех, должны проходить просадочную толщу или достигнуть установившегося уровня грунтовых вод.

Глубина разведочных и технических выработок в непросадочных и просадочных грунтах должна быть не менее: скважин - 7 м, шурфов - 4 м. Статическое зондирование для комплексов и одиночных зданий независимо от видов грунтов производится на глубину не менее 7 м.

Примечание. 1. При мощности просадочной толщи более 20 м глубина скважин принимается равной 20 м.

2. Для зданий по п. 3, 4 табл.19, допускается тип грунтовых условий по просадочности устанавливать по региональным инженерно-геологическим картам с учетом опыта строительства и эксплуатации зданий и сооружений в районе строительства.

3. Глубина разведочных и технических выработок, приведенные в п.2.3, относятся к спокойному рельефу местности (перепад отметок не более I м на 100 м). При большем перепаде отметок глубина выработок увеличивается на I м на каждый метр перепада отметок.

4. Глубина выработок может быть уменьшена, если практически несжимаемые грунты (скальные, полускальные, крупнообломочные) встречены на глубине меньшей, чем указано в п.2.3.

5. Допускается проходку шурфов заменять техническими скважинами с отбором образцов грунта грунтоносами, исключающими нарушение плотности и структуры грунта.

2.4. Количество технических выработок, предназначенных для отбора монолитов грунтов для лабораторных определений физико-механических характеристик, должно составлять не менее 15 % (но не менее 3) от общего числа всех выработок. Для одиночных зданий допускается уменьшать количество технических выработок до 10 % (не менее 2). При сложных грунтовых условиях строительной площадки (наличие наклонных и выклинивающихся слоев, линз, прослоек слабых грунтов и т.д.) число технических выработок увеличивается до 20 % (но не менее 5).

2.5. Отбор монолитов грунта из технических выработок для лабораторных испытаний производится через I м по глубине. Для однородных просадочных толщ допускается отбирать монолиты через 2 м по глубине.

2.6. При возведении комплексов на площадках со сложными грунтовыми условиями (пески пылеватые водонасыщенные рыхлые, глинистые грунты с показателем текучести более 0,6, просадочные высокопористые грунты $e > 0,95$; $\varepsilon_{sl} > 0,1$ следует включать в программу инженерно-геологических изысканий натурные испытания фундаментов, свай статическими нагрузками. В этом случае испытаниям подвергаются не менее двух фундаментов на наиболее слабых грунтах площадки. Организацию испытаний осуществляет заказчик с привлечением по отдельному договору генподрядной строительной организации или проектной организации - генерального проектировщика. Проектная организация с привлечением в необходимых случаях специализированных проектных и изыскательских или научно-исследовательских организаций составляет и передает заказчику проекта программу испытаний. Проектная организация, разрабатывающая проект комплекса, осуществляет

техническое руководство, наблюдения в период испытаний, обработку данных, полученных в результате испытаний. Строительная организация, осуществляющая строительство, выполняет в соответствии с программой подрядные работы, связанные с испытанием фундаментов (изготовление и монтаж фундаментов, приобретение и траспортирование приспособлений, грузов и т.п.).

2.7. При испытании грунтов вертикальными и горизонтальными штампами на стадии инженерно-геологических изысканий, а также проведении натурных испытаний свай, выполняемых изыскательскими, научно-исследовательскими организациями, рекомендуется выполнять исследования контактных напряжений при помощи тензометрических датчиков конструкции ЦНИИСК и ЦНИИЭПсельстроя по соответствующей методике.

3. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

3.I. Общие положения.

3.I.I. Задачей проектирования оснований и фундаментов является выбор наиболее надежного и экономичного основания, конструкции и размеров фундамента.

3.I.2. Расчет оснований и фундаментов производится по двум группам предельных состояний:

по первой группе - по несущей способности;

по второй группе - по деформациям - осадкам и горизонтальным смещениям.

3.I.3. При расчете оснований и фундаментов по предельным состояниям нагрузки и возможные их сочетания принимаются по указаниям главы СНиП 2.0I.07-85 "Нагрузки и воздействия".

3.I.4. Расчетные значения характеристик грунтов, используемые при определении несущей способности, обозначаются c_I, φ_I, γ_I, а в расчетах по деформациям c_{II}, φ_{II}, γ_{II}.

При использовании c_n, φ_n, E по таблицам приложения I СНиП 2.02.0I-83 расчетные значения этих характеристик определяются следующими коэффициентами надежности по грунту.

В расчетах по I группе предельных состояний (по несущей способности): при определении c_I для зданий II класса ответственности $\gamma_g = I,5$, III класса - $\gamma_g = I,4$, временных сооружений - $\gamma_g = I,3$. При определении φ_I для пылевато-глинистых грунтов и зданий II класса ответственности $\gamma_g = I,I5$, III класса - $\gamma_g = I,I$, временных сооружений - $\gamma_g = I,05$; для песчаных грунтов и зданий II, III классов ответственности $\gamma_g = I,I$, временных сооружений - $\gamma_g = I,05$.

В расчетах оснований по деформациям при определении φ_{II}, c_{II} $\gamma_g = I$.

При определении прочих характеристик грунта принимается $\gamma_g = I$.

3.2. Расчет оснований по несущей способности.

3.2.I. Расчет оснований по несущей способности производится из условия:

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n , \qquad (1)$$

где F - расчетная нагрузка на основание, передаваемая фундаментом;

F_u - сила предельного сопротивления основания;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый равным:

- для песков, кроме пылеватых $\gamma_c = I$;
- для песков пылеватых $\gamma_c = 0,9$;
- для пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии $\gamma_c = 0,8$;
- для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии $\gamma_c = 0,75$;
- для просадочных грунтов - согласно указаниям раздела 5;

γ_n - коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным:

- для зданий и сооружений II класса ответственности $\gamma_n = I,15$;
- для зданий и сооружений III класса ответственности $\gamma_n = I,I$;
- для временных зданий и сооружений $\gamma_n = I,05$.

3.2.2. Сила предельного сопротивления основания фундамента с плоской горизонтальной подошвой, сложенного однородными ниже

подошвы (глубиной не менее ширины подошвы) песчаными или пылеватоглинистыми грунтами с $J_L > 0{,}25$, $c < 40$ кПа, находящимися в стабилизированном состоянии, при разнице между пригрузками с разных сторон фундамента до 20 %, интенсивности большей из них до 0,5 R (где R - расчетное сопротивление грунта, определяемое по п.3.4.2), при отношениях $\frac{tg\,\delta}{tg\,\varphi_I} \geq 0{,}5$ и $d/b \geq 0{,}2$ определяется по формуле:

$$F_u = \frac{b_n b_1}{\cos\delta}\left(c_I N_c \lambda_c d_c i_c + \gamma_I' d N_q \lambda_q d_q i_q + \frac{\gamma_I}{2} b_n N_\gamma \lambda_\gamma d_\gamma i_\gamma\right), \qquad (2)$$

где b_n - приведенная ширина подошвы фундамента, м, принимаемая равной: $b_n = b - 2e$, если эксцентриситет e равнодействующей F всех сил, действующих на фундамент относительно центра тяжести (ц.т.) его подошвы, направлен от ц.т. в сторону действия распора; $b_n = b$, если эксцентриситет направлен от ц.т. в сторону, противоположную распору;

b - размер стороны подошвы фундамента, параллельной направлению действия горизонтальной составляющей внешних сил в м;

b_1 - размер стороны подошвы фундамента, перпендикулярный направлению действия горизонтальной составляющей внешних сил в м;

d - глубина заложения подошвы фундамента в м;

δ - угол наклона к вертикали равнодействующей F всех сил относительно ц.т. подошвы фундамента в град ($tg\,\delta = F_h/F_v$);

c_I - расчетное значение сцепления грунта в зоне выпора, кПа;

$\lambda_c, \lambda_q, \lambda_\gamma$ - коэффициенты, учитывающие форму фундамента, принимаемые равными: $\lambda_c = 1 + 0{,}2\,\frac{b}{b_1} N_\varphi$; $\lambda_q = \lambda_\gamma = 1 + 0{,}1\,\frac{b_n}{b_1} N_\varphi$;

$$N_\varphi = tg^2\left(45° + \frac{\varphi_I}{2}\right) \qquad (3)$$

При $b > b_I$ принимается $\frac{b}{b_1} = I$;

d_c, d_q, d_γ - коэффициенты, учитывающие повышение F_u с увеличением глубины заложения подошвы, принимаемые равными:

$$d_\gamma = d_q = 1 + 0{,}1\,\frac{d}{b}\sqrt{N_\varphi}; \quad d_c = 1 + 0{,}2\sqrt{N_\varphi}, \qquad (4)$$

γ_I' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м^3;

γ_I – удельный вес грунта, залегающего под подошвой фундамента в зоне выпирания, кН/м^3;

N_c, N_q, N_γ – коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения грунта и определяемые по графикам на рис.I;

φ_I – расчетное значение угла внутреннего трения грунта, град;

i_c, i_q, i_γ – коэффициенты, учитывающие угол δ наклона к вертикали равнодействующей F, принимаемые для фундаментов с шероховатой подошвой по графикам на рис.2.

Примечание: I. Для фундаментов с плоской горизонтальной подошвой при $tg\delta / tg\varphi_I < 0,5$ расчет основания по несущей способности следует выполнять по СНиП 2.02.01-83.

2. При расположении уровня подземных вод выше подошвы фундамента или ниже подошвы, на глубине не более "b", удельные веса γ_I и γ_I' определяются с учетом взвешивающего действия воды. Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды определяется по формуле:

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_\omega)/(1+e), \qquad (5)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта, принимаемый равным для песчаного грунта 26 кН/м^3, для пылевато-глинистого – 27 кН/м^3; γ_ω – удельный вес воды, принимаемый равным I0 кН/м^3; e – коэффициент пористости.

3.2.3. Нормальная к подошве составляющая силы предельного сопротивления основания фундамента с плоской наклонной подошвой (или подбетонкой, имеющей наклонную нижнюю грань), сложенного однородными ниже подошвы (глубиной не менее ширины подошвы) песчаными или пылевато-глинистыми грунтами с $J_L > 0,25$, $c < 40$ кПа, находящимися в стабилизированном состоянии, при разнице между пригрузками с разных сторон фундамента до 20 % и интенсивности большей из них до 0,5 R (R – расчетное сопротивление грунта, определяемое по указаниям п.3.4.2) определяется по формуле

$$N_{un} = b_n b_1 (N_\gamma' \beta_n \zeta_\gamma \gamma_I + N_q' \zeta_q \gamma_I' d_1 + N_c' \zeta_c c_I), \qquad (6)$$

где N_γ', N_q', N_c' – коэффициенты несущей способности: значения N_γ', N_c' определяются по табл.I в зависимости от угла наклона подошвы к горизонтальной плоскости

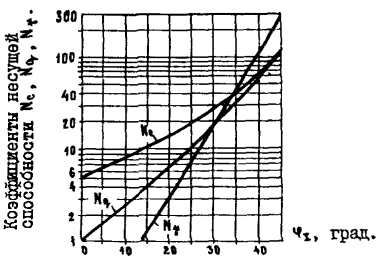


Рис. I. Графики для определения коэффициентов несущей способности N_c, N_φ, N_γ.

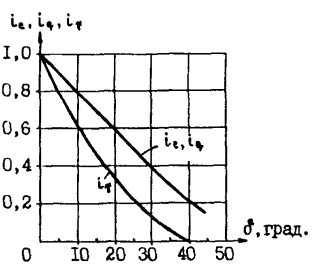


Рис. 2. Графики для определения коэффициентов наклона нагрузки i_c, i_φ, i_γ.

Таблица I

Коэффициенты несущей способности N'_γ и N'_c

Значения коэффициентов N'_γ, N'_c	φ_I	δ' / α	0	5	I0	I5	20	25
N'_γ	I0	I0	0,67	0,45	–	–	–	–
N'_c			7,74	6,04	–	–	–	–
N'_γ		I5	0,70	0,48	–	–	–	–
N'_c			7,33	5,69	–	–	–	–
N'_γ		20	0,72	0,51	–	–	–	–
N'_c			6,94	5,34	–	–	–	–
N'_γ	I5	I0	I,33	0,96	0,59	–	–	–
N'_c			I0,02	8,29	6,I9	–	–	–
N'_γ		I5	I,3I	0,95	0,6I	–	–	–
N'_c			9,39	7,74	5,74	–	–	–
N'_γ		20	I,28	0,94	0,63	–	–	–
N'_c			8,79	7,22	5,30	–	–	–
N'_γ	20	I0	2,55	I,88	I,26	0,74	–	–
N'_c			I3,30	II,I9	8,90	6,39	–	–
N'_γ		I5	2,40	I,75	I,22	0,74	–	–
N'_c			I2,3I	I0,34	8,I8	5,83	–	–
N'_γ		20	2,26	I,70	I,I9	0,75	–	–
N'_c			II,39	9,53	7,5I	5,30	–	–
N'_γ	25	I0	4,89	3,59	2,49	I,58	0,89	–
N'_c			I8,I9	I5,35	I2,45	9,54	6,59	–
N'_γ		I5	4,38	3,3I	2,32	1,49	0,86	–
N'_c			I6,60	I3,98	II,3I	8,63	5,9I	–
N'_γ		20	4,07	3,05	2,14	1,43	0,85	–
N'_c			I5,I4	I2,72	I0,26	7,78	5,28	–
N'_γ	30	I0	9,39	6,96	4,96	3,26	I,96	I,02
N'_c			25,83	2I,68	I7,65	I3,80	I0,I8	6,76
N'_γ		I5	8,53	6,20	4,39	2,93	I,80	0,98
N'_c			23,I8	I9,44	I5,79	I2,3I	9,04	5,95
N'_γ		20	7,56	5,55	3,90	2,62	I,66	0,85
N'_c			20,80	I7,4I	I4,II	I0,96	8,0I	5,25
N'_γ	35	I0	I9,II	I4,I7	9,95	6,58	4,I6	2,39
N'_c			38,42	3I,9I	25,82	20,25	I5,25	I0,82
N'_γ		I5	I6,94	I2,25	8,66	5,79	3,66	2,I2
N'_c			33,84	28,07	22,69	I7,76	I3,33	9,4I
N'_γ		20	I4,I2	9,89	7,57	5,I3	3,I2	I,90
N'_c			29,78	24,68	I9,9I	I5,55	II,64	8,I7

α, угла отклонения равнодействующей F от нормали к подошве δ' и угла внутреннего трения φ_I; значение N'_q определяется по формуле:

$$N'_q = N'_c \operatorname{tg} \varphi_I + 1, \qquad (7)$$

$\zeta_\gamma, \zeta_q, \zeta_c$ – коэффициенты формы подошвы фундамента, определяемые по формулам:

$$\zeta_q = I - \frac{0,25}{\eta}; \quad \zeta_\gamma = I + \frac{I,5}{\eta}; \quad \zeta_c = I + 0,3/\eta, \qquad (8)$$

где $\eta = b_I / b_n$; при $\eta < I$ в формулах (8) принимается $\eta = I$, а при $\eta > 5$ (ленточный фундамент) коэффициенты $\zeta_\gamma, \zeta_q, \zeta_c$ принимаются равными единице;

$b_n, b, e, c_I, \delta_I, \gamma_I, \gamma'_I$ – то же, что в ф-ле (2);

d – глубина заложения менее заглубленной грани подошвы, м.

Примечания. I. Угол наклона подошвы к горизонтали α рекомендуется принимать в зависимости от угла наклона равнодействующей δ в пределах $\alpha = I0...20^0$. 2. Значение b_n принимается независимо от знака эксцентриситета $b_n = b - 2e$.

3.2.4. При залегании в основании пылевато-глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции с удельным сцеплением $c > 40$ кПа вместо расчетов по формулам (I), (2), (6) следует производить расчет фундамента на сдвиг по подошве (рис.3):

$$\Sigma F_{s,a} \leq \gamma_c \Sigma F_{s,\gamma} / \gamma_n, \qquad (9)$$

где $\Sigma F_{s,a}$ – сумма проекций сдвигающих сил, кН, на плоскость скольжения;

$\Sigma F_{s,\gamma}$ – сумма проекций удерживающих сил, кН, на плоскость скольжения;

γ_c, γ_n – то же, что в п.3.2.I.

$$\Sigma F_{s,a} = F_h + E_a, \qquad (I0)$$

$$\Sigma F_{s,\gamma} = (F_\gamma - u) f + E_\sigma; \qquad (II)$$

где $E_a; E_\sigma$ – соответственно составляющие равнодействующих активного давления и отпора грунта, кН, определяемые по указаниям п.3.2.5, 3.2.6;

u – сила гидростатического противодавления, кН;

$f_{тр}$ – коэффициент трения, принимаемый по табл.2.

Таблица 2

Коэффициенты трения $f_{тр}$.

Вид грунта под подошвой фундамента	Значения $f_{тр}$ при состоянии контактной поверхности	
	сухом	влажном
Бетон, скала	0,7	0,7
Гравий, щебень	0,65	0,65
Песок, за исключением пылеватого	0,60	0,60
Песок пылеватый	0,55	0,50
Супесь $J_L < 0,25$	0,55	-
$J_L \geq 0,25$	-	0,45
Суглинок $J_L < 0,25$	0,55	-
$J_L \geq 0,25$	-	0,40
Глина $J_L < 0,25$	0,55	-
$J_L \geq 0,25$	-	0,35
Глина с омыливающейся поверхностью	0,55	0,30

Значения $f_{тр}$ в табл.2 приведены для шероховатых поверхностей фундаментов, для гладких поверхностей значения $f_{тр}$ умножаются на 0,8.

Примечание. Если условие (9) не удовлетворяется, проектируются бетонные или песчаные подушки в соответствии с рекомендациями п.п.3.3.1...3.3.4.

3.2.5. Равнодействующая активного давления грунта (рис.3,а) для фундамента с горизонтальной подошвой определяется по формуле

$$E_a = 0,5\,\ell_a\left[\gamma'_I(d_1-h_n)\lambda_a - 2c_I\sqrt{\lambda_a}\right](d_1-d_c-h_n)+h\ell_1\left[\gamma'_I(d_1-0,5h_n)\lambda_a - 2c'_I\sqrt{\lambda_a}\right], \quad (12)$$

то же для фундамента с углом наклона подошвы (подбетонки) к горизонтали α (рис.3,б)

$$E_a = 0,5\,\ell_a\left[\gamma'_I(d_2-h_n)\lambda_a - 2c'_I\sqrt{\lambda_a}\right](d_2-d_c-h_n)+h_n\ell_1\left[\gamma'_I(d_2-0,5h_n)\lambda_a - 2c'_I\sqrt{\lambda_a}\right] \quad (13)$$

$$d_c = \frac{2c'_I\sqrt{\lambda_a}}{\gamma'_I\lambda_a}, \quad (14)$$

где γ'_I, c'_I, φ'_I – соответственно удельный вес, кН/м^3, сцепление, кПа, угол внутреннего трения, град, грунта обратной засыпки; значения c'_I, φ'_I для суглинков с содержанием растительных остатков не бо-

лее 5 % принимаются по табл. 4;

λ_a – коэффициент активного давления засыпки, принимаемый по табл.3 при $\varphi_a = 0$.

Коэффициенты активного и пассивного давлений грунта λ_a и λ_n Таблица 3

Угол внутреннего трения засыпки φ_I, град.	Угол трения грунта о стенку φ_a, град.	Коэффициенты λ_a	Коэффициенты λ_n
10	0	0,70	1,42
	5	0,66	I,55
	I0	0,64	I,63
20	0	0,49	2,04
	I0	0,44	2,5I
	20	0,4I	2,86
30	0	0,33	3,00
	I5	0,29	4,46
	30	0,27	5,67
40	0	0,22	4,60
	20	0,I9	9,II
	40	0,I7	I3,96

Параметры прочности для суглинков обратной засыпки c'_I, МПа и φ'_I, град Таблица 4

Значение η_L		Параметры прочности	Степень уплотнения засыпки ρ_d, г/см^3			
		c'_I, МПа φ'_I, град	ρ_d =I,5 (e =0,8)	ρ_d =I,6 (e =0,68)	ρ_d =I,7 (e =0,59)	ρ_d =I,8 (e =0,5)
0	0,25	c'_I	0,0I3	0,0I6	0,0I9	0,023
		φ'_I	I7	I8	I9	20
0,25	0,5	c'_I	0,0I3	0,0I5	0,0I8	0,02I
		φ'_I	I6	I7	I7	I8
0,5	0,75	c'_I	0,0II	0,0I3	0,0I7	0,0I9
		φ'_I	I5	I6	I7	I7

Для песков и супесей значения c'_I и φ'_I принимаются по табл.5

Параметры прочности для песков и супесей обратной засыпки c'_I, МПа и φ'_I, град Таблица 5

Виды грунтов		Параметры прочности	При коэффициентах пористости e					
		c'_I, МПа	Степень уплотнения засыпки ρ_d, г/см^3					
		φ'_I, град	I,75...I,8		I,6...I,65		I,55...I,6	
Песчаные грунты	гравелистые и крупные	φ'_I	42		39		37	
	средней крупности	φ'_I	39		37		34	
	мелкие	φ'_I	37		35		3I	
			при степени влажности S_r					
			≥0,8	<0,8	≥0,8	<0,8	≥0,8	< 0,8
	пылеватые	φ'_I	34	36	32	34	28	30
		c'_I	0	0	0	0	0	0
	супеси	φ'_I	24	27	23	26	22	24
		c'_I	0,003	0,006	0,002	0,005	0,00I	

Примечания: I. Значения φ'_I, c'_I песчаных грунтов, кроме пылеватых, относятся к кварцевым пескам, содержащим не более 20 % полевого шпата и не более 5 % слюды, глауконита и др.примесей.

2. Для пылеватых песков φ'_I, c'_I относятся к грунтам четвертичных отложений, содержащих растительных осадков не более 5 %.

3. Значения ρ_d принимаются в расчетах с учетом влажности.

3.2.6. Равнодействующая E_{aI} пассивного давления засыпки по граням фундамента, надвигающимся на грунт, кН, для фундамента с горизонтальной подошвой определяется по формуле (рис.3,а):

$$E_{aI} = 0{,}5 b_0 (d_f h_n - d_3)(q' + q'') + 0{,}5 b_1 h (q'' + q_0), \qquad (I5)$$

то же для фундамента (подбетонки) с углом наклона подошвы к горизонтали α (рис.3,б):

$$E_{aI} = [0{,}5 b_0 (d - h - d_3)(q' + q'') + 0{,}5 b_1 h (q'' + q_0)] \cos\alpha, \qquad (I6)$$

где b_0, b_1 – соответственно размеры, м, стойки и плиты фундамента в направлении, перпендикулярном распору;

h_n – толщина плиты, м;

q_0, q'', q' – интенсивности пассивного отпора грунта, кН/м^2, соответственно на уровне подошвы, верха плиты и

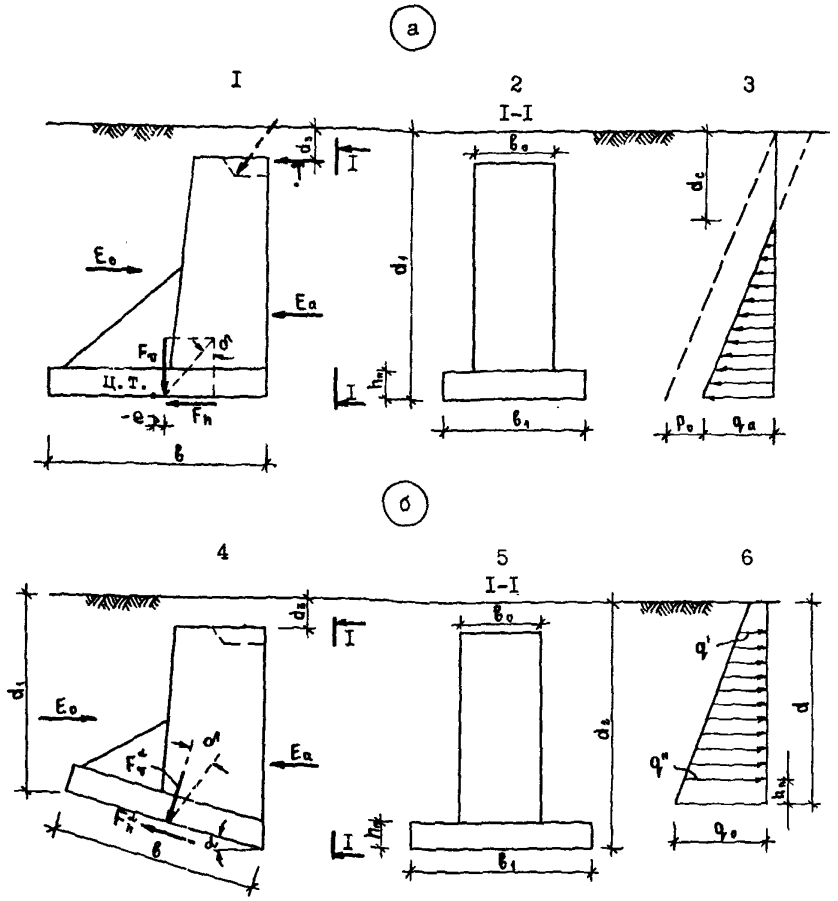


Рис. 3. Расчетная схема фундамента трехшарнирной рамы на плоский сдвиг

а - с плоской подошвой; б - с наклонной подошвой.

I,2,4,5 - схемы фундаментов; 3 - эпюра активного давления; 6 - эпюра отпора грунта по грани, надвигающейся на грунт.

обреза;

$$q_0 = d_1 \gamma_I' \lambda_n + 2c_I \sqrt{\lambda_n}\ ; \qquad (I7)$$

$$q' = d_2 \gamma_I' \lambda_n + 2c_I \sqrt{\lambda_n};\ q'' = (d_1 - h_n)\gamma_I' \lambda_n + 2c_I \sqrt{\lambda_n}, \qquad (I8)$$

где γ_I' – то же, что в п.3.2.2;

λ_n – коэффициент пассивного давления, принимаемый по табл.3 для песчаных грунтов при $\varphi_0 = \varphi_I'$, для пылевато-глинистых – при $\varphi_0 = 0{,}5\,\varphi_I'$.

3.2.7. Несущую способность основания, сложенного неоднородными грунтами, а также при неодинаковой пригрузке на поверхности (различие более 20 %) рекомендуется определять методом, основанным на круглоцилиндрической поверхности скольжения. Положение центра и величину наиболее опасной окружности, объемлющей сдвигающуюся часть, определяют методом последовательного приближения. Коэффициент устойчивости K для каждой поверхности скольжения определяется как отношение суммы моментов сил, препятствующих сдвигу (ΣM_{sr}) к сумме моментов сдвигающих сил (ΣM_{sa}). Моменты вычисляются относительно центра поверхности (окружности) скольжения. При этом необходимо учитывать силы трения по граням массива грунта, перпендикулярным поверхности скольжения. Устойчивость фундамента считается обеспеченной при выполнении условия

$$\frac{\Sigma M_{sr}}{\Sigma M_{sa}} \geqslant K, \qquad (I9)$$

где K – коэффициент устойчивости, принимаемый равным I,2.

3.3. Особенности проектирования бетонных и песчаных подушек

3.3.I. При залегании в основании песков гравелистых, крупных, средней крупности, мелких средней плотности и плотных, глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции фундаменты, как правило, устанавливаются на основание без специальной бетонной или песчаной подготовки. Выравнивание поверхности глинистого основания достигается подсыпкой слоя тощего бетона толщиной 5...I0 см.

При залегании в основании высокопористых просадочных, слабых глинистых, в том числе водонасыщенных ($J_L > 0{,}6$), заторфованных грунтов, рыхлых пылеватых песков, применяется уплотнение или

устраиваются песчаные, грунтовые, бетонные (или бутобетонные) подушки: на просадочных грунтах - бетонные (класса 3,5...5,0), в том числе с наклонной нижней гранью, или грунтовые; на других видах грунтов, как правило, песчаные.

3.3.2. Размеры подушек определяются расчетом. Минимальные размеры песчаных, грунтовых подушек или массива уплотнения принимаются на 0,3 м выступающими за грань фундамента со стороны, противоположной распору; 0,5 м выступающими за грани, параллельные распору; $(0,6...0,8)\ell$ со стороны, расположенной по направлению распора. Толщина подушки принимается не менее $(0,5...0,6)\ell$.

3.3.3. Плотность песчаных и грунтовых подушек должна быть не ниже 1,65 т/м^3. Уплотнение грунтовых подушек следует производить при оптимальной влажности, которая принимается на основании опытных данных, а при их отсутствии - равной W_p (W_p - влажность на границе пластичности).

3.3.4. Прочностные и деформационные характеристики материала подушек определяются опытным путем.

3.4. Расчет оснований по второй группе предельных состояний

3.4.1. Расчет по деформациям выполняется при залегании в основании: песков мелких и пылеватых рыхлых; пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести более 0,3; просадочных грунтов при возможности замачивания основания; заторфованных и др. подобных грунтов с модулем деформации менее 10 МПа.

3.4.2. Расчет осадок фундаментов с использованием модели линейно-деформируемого полупространства производится при соблюдении условия

$$p \leq R \qquad (20)$$

где p - среднее давление на основание под подошвой фундамента от нормативных вертикальных нагрузок, кПа;

R - расчетное сопротивление грунта основания, кПа, определяемое по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K}\left[M_\gamma \ell_1 K_z \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}\right], \qquad (21)$$

где γ_{c1} γ_{c2} – коэффициенты условий работы; γ_{c1} принимается по табл.6, γ_{c2} для зданий с гибкой конструктивной схемой принимается равным единице.

Коэффициенты условий работы γ_{c1} Таблица 6

Грунты	Коэффициент γ_{c1}
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	I,4
Пески мелкие	I,3
Пески пылеватые маловлажные и влажные	I,25
–"– –"– насыщенные водой	I,I
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем при J_L грунта или заполнителя $J_L \leq 0,25$	I,25
$J_L > 0,5$	I,I
(при J_L от 0,25 до 0,5 – по интерполяции)	

K – коэффициент, принимаемый равным K = I, если φ и c определены непосредственными испытаниями; K = = I,I, если они приняты по таблицам приложения I СНиП 2.02.0I-83;

b_1 – меньший размер подошвы фундамента, м;

M_γ, M_q, M_c – безразмерные коэффициенты, зависящие от φ_{II} и принимаемые по табл.7.

Коэффициенты M_γ, M_q и M_c Таблица 7

Расчетный угол внутреннего трения грунта φ_{II}, град.	Коэффициенты M_γ	M_q	M_c
I	2	3	4
0	0	I,00	3,I4
2	0,03	I,I2	3,32
4	0,06	I,25	3,5I
6	0,I0	I,39	3,7I
8	0,I4	I,55	3,93
I0	0,I8	I,73	4,I7
I2	0,23	I,94	4,42
I4	0,29	2,I7	4,69
I6	0,36	2,43	5,00
I8	0,43	2,72	5,3I

1	2	3	4
20	0,51	3,06	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,38	14,50	13,98

K_z – коэффициент, зависящий от ширины фундамента и принимаемый равным I;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м^3; при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды;

γ'_{II} – то же, что γ_{II}, но залегающих выше подошвы;

C_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа, (до глубины $b/2$);

d – глубина заложения подошвы от уровня планировки, м.

Примечание: Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды определяется по формуле (5).

3.4.3. Расчетное сопротивление R может быть повышено на 20 %, если осадка при давлении R не превосходит 40 % предельной, а при давлении I,2 R – 50 % предельной. Повышенное давление не должно превосходить предельное по несущей способности (п.3.2.2).

Примечания. I. Предварительные размеры фундамента назначаются по конструктивным соображениям или исходя из табличных значений расчетных сопротивлений грунтов.

2. Расчетное сопротивление грунтов основания R в случае их уплотнения или устройства грунтовых подушек должно определяться исходя из задаваемых проектом расчетных значений физико-механических характеристик уплотненных грунтов.

3.4.4. Расчет оснований по деформациям производится исходя

из условий

$$S < S_u; \quad u < u_u, \tag{22}$$

где S и u – расчетные значения соответственно вертикальных и горизонтальных деформаций оснований;

S_u, u_u – предельные значения соответственно вертикальных и горизонтальных перемещений фундамента, принимаемые по табл.8.

Примечание. При использовании табличных значений предельных деформаций следует обеспечивать выполнение следующих дополнительных требований: ширина зазора между полурамами в шарнире должна составлять не менее 30 мм; пята рамы и гнездо фундамента должны иметь одинаковые радиусы закругления. При этом должны предусматриваться мероприятия, обеспечивающие свободный поворот рамы в гнезде (например, подсыпкой пылевато-глинистого грунта в гнездо).

3.4.5. Предельные значения деформаций (табл.8) могут уточняться на основании проведения исследований совместной работы зданий и оснований. При этом должны учитываться технологические, эстетические, конструктивные и др. требования (изменение проектных уровней сооружений, отдельных его элементов и оборудования, сохранности соединений, выводов коммуникаций и т.д., прочности, устойчивости, трещиностойкости конструкций).

3.4.6. Осадки S фундаментов следует определять по СНиП 2.02.01-83. Для однородного грунтового основания осадку прямоугольного в плане фундамента допускается вычислять по формуле:

$$S = 1{,}44 \frac{n}{n+1} \frac{p_0 b_1}{E}, \tag{23}$$

где $n = b / b_1$ – соотношение сторон подошвы фундамента (b и b_1 соответственно больший и меньший размеры);

$p_0 = p - \gamma_{II}' d$ – дополнительное давление на грунт под подошвой фундамента, кПа;

p – среднее давление по подошве фундамента, кПа;

γ_{II}' – удельный вес грунта, лежащего выше подошвы фундамента, кН/м^3;

E – модуль деформации грунта, лежащего ниже подошвы фундамента, кПа.

Примечание. При наличии бетонной, песчаной, гравийной (щебеночной) подушки с углом наклона нижней грани не более 20^0 осадка

Таблица 8

Предельные осадки и горизонтальные смещения фундаментов зданий и сооружений с каркасом из железобетонных, деревянных и металлических трехшарнирных рам

Конструктивные особенности рам, панелей и способов их крепления к каркасу	Неравномерные осадки		Максимальные и средние равномерные осадки		Неравномерные горизонтальные перемещения фундаментов		Максимальные и средние горизонтальные перемещения верха ф-ов	
	вид	предельные значения, см	вид	предельные значения, см $S_{u,mt}$	вид	предельные значения	вид	предельные значения, см
I	2	3	4	5	6	7	8	9
Податливое крепление панелей хомутами, арматурными стержнями и т.п.	относительная разность осадок		максимальная абсолютная осадка		относительная разность перемещений		максимальное абсолютное перемещение	
а) панели железобетонные, керамзитобетонные высотой до I,2 м с толщиной шва между панелями от 2 см до 5 см при заполнении шва сжимаемыми утеплителями (пенополистирол, минвата и т.п.) и этернитовым шнуром или аналогичными сжимаемыми герметиками		0,008		I0		0,0I		4,0
б) то же при высоте панелей более I,2 м		0,006		I0		0,008		4,0

1	2	3	4	5	6	7	8	9
в) панели асбестоцементные с толщиной шва между панелями от 2 см до 5 см при заполнении шва сжимаемым утеплителем		0,005		IO		0,006		4,0

Примечание. При проектировании свайных фундаментов на слабых глинистых грунтах с показателем текучести более 0,5 допускаются горизонтальные перемещения более 4 см, но не более 6 см, при условии расчета трехшарнирных рам по деформированной схеме с учетом ожидаемого смещения опор.

фундамента определяется по СНиП 2.02.01-83 или по формуле (23) без учета влияния наклона нижней грани на распределение напряжений в основании.

3.4.7. При наличии под подошвой фундамента на глубине z в пределах сжимаемой толщи слоя грунта меньшей прочности, чем вышележащие слои, следует проверить выполнение условия:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} < R_z, \qquad (24)$$

где σ_{zp}, σ_{zg} – вертикальные напряжения в грунте на глубине z соответственно дополнительные от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа;

R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z, кПа, найденное по формуле (22) для условного фундамента, размеры которого определяются по указаниям СНиП 2.02.01-83.

3.4.8. **Горизонтальное перемещение фундамента (рис.4) в уровне верхнего обреза определяется по формуле**

$$u_0 = u_n + \theta (d_e - d_s), \qquad (25)$$

где d_s – заглубление верхнего обреза фундамента относительно уровня планировки, м;

d_e – глубина заложения фундамента на уровне центра тяжести подошвы, м;

u_n и θ – соответственно горизонтальное перемещение центра тяжести подошвы и угол поворота фундамента, определяемые по формулам

$$u_n = \frac{T^n - \Sigma P^n 0{,}5 \sin\alpha - \theta\Gamma}{D}; \qquad (26)$$

$$\theta = \frac{M^n D - \Psi(T^n - 0{,}5 \sin\alpha \Sigma P^n)}{WD - \Psi\Gamma} \qquad (27)$$

где M^n – момент внешних сил относительно центра тяжести подошвы фундамента, МНм;

T^n – горизонтальная сила (распор), МН;

ΣP^n – сумма внешних вертикальных сил, МН;

h_n – высота плиты фундамента, м;

α – угол наклона подошвы фундамента (подбетонки) к гори-

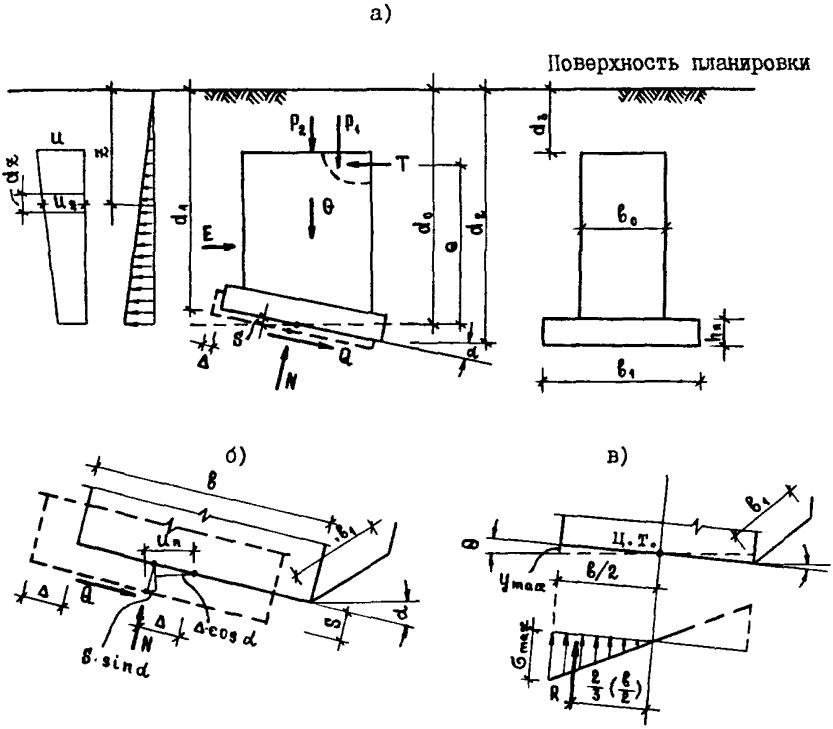


Рис. 4. Расчетная схема к определению горизонтального смещения фундамента

а – внешние и реактивные силы, действующие на фундамент;

б)– схема к определению горизонтального смещения подошвы U_n;

в – схема к определению момента M_n.

зонтали, град;

Г , D , Ж , W - параметры равные:

$$Г = K в_0 Б;$$

$$D = K в_0 \frac{d_1^2 - d_3^2}{2} + Ψ + в в_1 c^п (1 - 0{,}5 \cos α);$$

$$Ж = Г + 0{,}5 h_п Ψ;$$

$$W = Г + \frac{в^3 в_1 c^п}{24};$$

$$Б = d_0 \frac{d_1^2 - d_3^2}{2} - \frac{d_1^3 - d_3^3}{3};$$

$$В = \frac{d_0^2}{2}(d_1^2 - d_3^2) - \frac{2 d_0}{3}(d_1^3 - d_3^3) + \frac{d_1^4 - d_3^4}{4};$$

$$Ψ = K h_п (в_1 - в_0)(d_1 - 0{,}5 h_п),$$

где $в$ - размер стороны подошвы фундамента (подбетонки) параллельный распору, м;

$в_0$ - ширина стойки фундамента, м;

$в_1$ - размер стороны подошвы фундамента перпендикулярный распору, м;

d_1 - заглубление подошвы фундамента (подбетонки) по грани, надвигающейся на грунт, м, (для фундаментов с горизонтальной подошвой $d_1 = d_0$);

K - коэффициент пропорциональности грунта засыпки, определяемый по табл.9;

$c^п$ - коэффициент постели грунта под подошвой фундамента, принимаемый по табл.10.

Коэффициенты пропорциональности K, МН/м^4, грунтов обратной засыпки — Таблица 9

Вид засыпки	Коэффициент пропорциональности K, МН/м^4			
	без уплотнения	при плотности засыпки ρ, т/м^3		
		I,3	I,4	I,5...I,55
Супеси, суглинки, глины	0,8	3,5	6,0	7,0
Пески мелкие	при $\rho_d \geq$ I,6 т/м^3			6,0
средней крупности				8,5
крупные				I3,0
гравелистые				22,0

Коэффициенты постели $C^{п}$, МН/м^3, грунтов основания под подошвой фундаментов — Таблица I0

Наименование грунтов	Плотность, коэффициент пористости	Консистенция грунта, влажность	Коэффициент постели, МН/м^3, на глубине z, м	
			I...I,5	2...3
I. Насыпные (суглинки, супеси)	а) без уплотнения			I...I,5
	б) с уплотнением: ρ_d =I,3 т/м^3			4...6
	ρ_d =I,4 т/м^3			8...I0
	ρ_d ≥I,55 т/м^3			I0...I5
2. Глины, суглинки, супеси		мягкопластичные	5...7	7...I0
		тугопластичные	7...I0	I0...I5
	e =0,5...I	полутвердые	I0...I5	I5...20
		твердые	I5...30	20...40
3. Пески $S_r \leq$0,5	e =0,6...0,8	пылеватые	5...8	8...I0
	e =0,6...0,75	мелкие	7...I0	I0...I5
		средней крупности ρ_d =I,4	I0	I5
		ρ_d =I,66	25	40
	e =0,56...0,7	крупные, гравелистые	30	50
4. Просадочные	e =0,85...I	естественной влажности	I0...I5	20...25
		$S_r \geq$ 0,8	5...8	8...I5

3.5. Проектирование фундаментов в сейсмических районах

3.5.I. В районах с расчетной сейсмичностью 7, 8, 9 баллов проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений с трехшарнирными рамами осуществляется с учетом требований СНиП 2.02.0I--83, СНиП П-7-8I и дополнительных требований настоящего раздела.

3.5.2. Несущая способность оснований с учетом сейсмических воздействий определяется расчетом на особое сочетание нагрузок. Предварительные размеры фундамента определяются расчетом на основное сочетание нагрузок (раздел 3.I...3.4).

3.5.3. Расчет фундаментов на особое сочетание нагрузок выполняется отдельно в поперечном и продольном направлении зданий и сооружений. Целью расчета несущей способности оснований при особом сочетании нагрузок является обеспечение устойчивости, а также недопущение сдвига фундамента по подошве.

Осадки и горизонтальные смещения фундаментов не определяются, т.к. деформации основания при сейсмических воздействиях могут превышать предельные значения, допустимые при основном сочетании нагрузок.

3.5.4. Расчет оснований по несущей способности выполняется на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия:

$$N_a \leq \gamma_{c,eq}\, N_{u,eq} / \gamma_n , \qquad (28)$$

где N_a – вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании;

$N_{u,eq}$ – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным I,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III категории по сейсмическим свойствам, причем для зданий и сооружений, возводимых в районах с повторяемостью землетрясений I, 2 и 3 значение $\gamma_{c,eq}$ следует умножать соответственно на 0,85; I,0 и I,I5. Категория грунтов по сейсмическим свойствам и повторяемость землетрясений определяются в соответствии со СНиП

II-7-81 "Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования";

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным I,I5 и I,I соответственно для зданий и сооружений II и III классов ответственности.

3.5.5. При расчете несущей способности оснований, испытывающих сейсмические колебания, ординаты эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента определяются по формулам:

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_I' d + \xi_c (F_1 - 1) c_I / \operatorname{tg} \varphi_I ; \qquad (29)$$

$$p_\ell = p_0 + \xi_\gamma \gamma_I \ell (F_\ell - K_{eq} F_3), \qquad (30)$$

где ξ_q, ξ_c, ξ_γ – коэффициенты формы фундамента;

ℓ и b – соответственно длина и ширина фундамента;

F_1, F_2, F_3 – коэффициенты, определяемые по графикам рис.76 "Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)" в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_I;

γ_I', γ_I – соответственно расчетные значения удельного веса грунта, находящегося выше и ниже подошвы фундамента;

d – глубина заложения фундаментов;

k_{eq} – коэффициент, принимаемый равным 0,I; 0,2; 0,4 соответственно при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов.

Коэффициенты формы фундамента определяются по формулам:

$$\xi_q = I + I,5/\eta \;; \quad \xi_c = I + 0,3/\eta \;; \quad \xi_\gamma = I - 0,25/\eta \;;$$

$$\eta = \ell / b .$$

В формуле (30) при $F_\ell < k_{eq} F_3$ следует принимать $p_\ell = p_0$.

3.5.6. Эксцентриситеты расчетной нагрузки e_a и эпюры предельного давления e_u определяются по формулам:

$$e_a = M_a / N_a ; \qquad (31)$$

$$e_u = b (p_\ell - p_0) / 6 (p_\ell + p_0), \qquad (32)$$

где N_a и M_a – вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момент, приведенные к подошве фундамента при особом сочетании нагрузок.

3.5.7. Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания принимается в зависимости от соотношения между величинами e_a и e_u:

при $e_a \leq e_u$ $\quad N_{u,eq} = 0{,}5\, b\, l\, (p_0 + p_g)$; (33)

при $e_a \geq e_u$ $\quad N_{u,eq} = b\, l\, p_g / (1 + 6e_a/b)$. (34)

3.5.8. Проверяем, имеет ли место отрыв подошвы фундамента:

при $e_a < b/6$ – полное опирание подошвы фундамента на грунт;

$e_a > b/6$ – имеет место частичный отрыв подошвы фундамента.

При $e_a > b/6$ формула (34) приобретает вид:

$$N_{u,eq} = 0{,}5\, b_c\, l\, p_g, \qquad (35)$$

где $b_c = 1{,}5(b - 2e_a)$ – условная ширина фундамента (размер сжатой зоны).

В случае частичного отрыва подошвы фундамента при определении ординат эпюры предельного давления "p_b" и "p_0" коэффициенты формы фундамента ξ_q, ξ_c, ξ_γ следует определять при $\eta = l/b_c$.

3.5.9. При расчете оснований и фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий допускается частичный отрыв подошвы фундамента от грунта при выполнении следующих условий:

– эксцентриситет e_a расчетной нагрузки не должен превышать одной трети ширины фундамента в плоскости момента;

– сила предельного сопротивления основания определяется для условного фундамента, размер подошвы которого в направлении действия момента равен размеру сжатой зоны "b_c";

– максимальное краевое давление под подошвой фундамента, вычисленное с учетом его неполного опирания на грунт, не должно превышать краевой ординаты эпюры предельного сопротивления основания.

3.5.10. Максимальное расчетное давление по подошве фундамен-

та определяется по формуле:

$$P_{max} = 2N_a/[3\ell(\ell_c/2 - e_a)] \le P_\ell, \qquad (36)$$

где ℓ_c – условная ширина фундамента;

N_a и e_a – те же величины, что и в формуле (31), причем $e_a > \ell/6$;

P_ℓ – определяется по формуле (30), но для фундамента, имеющего условную ширину " ℓ_c".

3.5.11. Расчет фундамента на сдвиг по подошве производится исходя из условия

$$\Sigma F_{s,a} \le \eta_{c,eq} \Sigma F_{s,r}/\eta_n, \qquad (37)$$

где $\Sigma F_{s,a}$ и $\Sigma F_{s,r}$ – суммы проекций на плоскость скольжения соответственно сдвигающих и удерживающих сил;

$\eta_{c,eq}$ – сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам, причем для зданий и сооружений, возводимых в районах с повторяемостью землетрясений 1, 2 и 3 значение $\eta_{c,eq}$ следует умножать на 0,85; 1,0 и 1,15 соответственно;

η_n – коэффициент надежности по назначению сооружения.

3.5.12. Сумма проекций на плоскость скольжения удерживающих сил равна:

$$\Sigma F_{s,r} = \Sigma N \operatorname{tg} \varphi_I + c_I A, \qquad (38)$$

где ΣN – сумма расчетных нагрузок, нормальных плоскости сдвига;

φ_I – расчетное значение угла внутреннего трения;

c_I – расчетное значение удельного сцепления;

A – площадь подошвы фундамента.

При расчете фундаментов на сдвиг расчетное значение угла внутреннего трения должно быть уменьшено при сейсмичности: 7 баллов – на 2^0, 8 баллов – на 4^0 и 9 баллов – на 7^0.

3.5.13. Несущая способность забивного блока, фундамента в вытрамбованном котловане с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле:

$$F_{d,c}^{(v)} = m_1 m_2 F_d^{(v)}, \qquad (39)$$

где m_1, m_2 – коэффициенты условий работы, учитывающие снижение несущей способности фундаментов на вдавливающие нагрузки соответственно за счет изменения напряженного состояния грунта в процессе прохождения сейсмических волн и за счет горизонтальных динамических воздействий от раскачивающегося сооружения, определяемые в соответствии с указаниями п.п. 3.5.I4, 3.5.I5;

$F_d^{(v)}$ – расчетная несущая способность забивного блока, фундамента в вытрамбованном котловане на вдавливающие нагрузки без учета сейсмических воздействий, определяемая соответственно по ВСН 26-84 (раздел 3) и "Руководству по проектированию и устройству фундаментов в вытрамбованных котлованах", М., I98I.

3.5.I4. Значение коэффициента m_1, учитывающего снижение несущей способности фундамента на вдавливающие нагрузки за счет изменения напряженного состояния грунта в процессе прохождения сейсмических волн, определяется для забивных блоков и фундаментов в вытрамбованном котловане по табл.II.

Коэффициенты условий работы m_1 Таблица II

Расчетная сейсмичность здания и сооружения	Коэффициент условий работы m_1 для грунтов основания					
	песков мелких и пылеватых средней плотности		пылевато-глинистых при показателе текучести			
	маловлажных и влажных	насыщенных водой	$J_L < 0,25$	$0,25 \le J_L \le 0,5$	$0,5 \le J_L < 0,75$	$0,75 \le J_L < 1$
7	I	0,85	I	I	0,95	0,85
8	0,95	0,75	I	0,9	0,85	0,75
9	0,85	0,70	0,9	0,85	0,80	0,65

3.5.I5. Значение коэффициента условий работы m_2, учитывающего снижение несущей способности фундаментов на вдавливающую нагрузку за счет горизонтальных динамических воздействий от раскачивающегося сооружения определяется по формуле:

$$m_t = I - 0,4\left(\frac{F_h}{F_{d,c}^{(h)}} - 0,I\right), \qquad (40)$$

где F_h – горизонтальная составляющая равнодействующей F внешних сил, действующих на фундамент;

$F_{d,c}^{(h)}$ —расчетная несущая способность фундамента на действие горизонтальных и моментных нагрузок, определяемая по указаниям раздела 5 ВСН 26-84.

4. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

4.I. Расчет и проектирование свайных фундаментов производится с учетом требований СНиП 2.02.03-85 и дополнительных требований п.п.4.2...4.20.

4.2. Расчет коротких жестких (отношение длины к меньшему размеру поперечного сечения не более I5) забивных свай прямоугольного, двутаврового и таврового сечений, а также набивных и буровых свай для зданий с трехшарнирными рамами, передающих на фундамент горизонтальную нагрузку того же порядка, что и вертикальную, выполняется в соответствии с указаниями п.п.4.3...4.20 (рис.5).

4.3. Вертикальная составляющая несущей способности сваи по грунту определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c\left[\gamma_{cR} R A + \gamma_{cf}(u - \beta_1)\sum_{i=1}^{i=n} f_i \ell_i + \gamma'_{cf}\beta_1 \sum \left| f_i \ell_i \right|_{\ell_1=0,4h}^{\ell_2=0,9h} + (H_1+H_2) f_{тр}\right], \qquad (4I)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = I$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, МПа, принимаемое по табл.I2, I3;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, МПа, принимаемое по табл. I4, I5;

ℓ_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

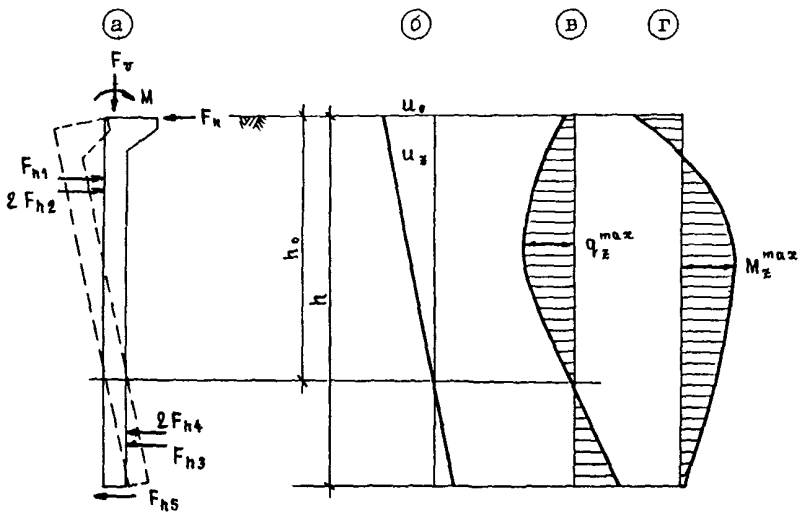


Рис. 5. Расчетная схема короткой жесткой сваи:

а - реактивные силы, возникающие при повороте сваи;

б - перемещения сваи;

в - эпюра отпора грунта q_z;

г - эпюра изгибающих моментов M_z.

Таблица I2

Расчетные сопротивления грунтов под пятой одиночных забивных свай длиной до 6 м для непросадочных и просадочных грунтов естественной влажности R, МПа

Глубина забивки, м	Коэффициент пористости e	Расчетные сопротивления грунта под пятой забивных свай R, МПа															
		песчаных грунтов					пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_L, равном										
		гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	≤0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0
2	≤0,55	9,I	8,3	3,9	2,5	I,5	6,5	5,0	3,9	2,7	2,0	I,45	I,00	0,80	0,60	0,45	0,30
	0,7	7,0	6,4	3,0	I,9	I,2	5,4	4,2	3,2	2,3	I,7	0,20	0,86	0,68	0,50	0,37	0,25
	I,0	-	-	-	-	-	3,2	2,5	I,9	I,4	I,0	0,70	0,50	0,40	0,30	0,22	0,I5
3	≤0,55	9,3	8,5	4,I	2,7	I,6	6,6	5,I	4,0	2,8	2,I	I,55	I,I0	0,85	0,63	0,48	0,33
	0,7	7,2	6,6	3,2	2,I	I,3	5,5	4,3	3,3	2,4	I,8	I,35	0,95	0,73	0,53	0,40	0,28
	I,0	-	-	-	-	-	3,3	2,6	2,0	I,5	I,I	0,85	0,60	0,45	0,32	0,24	0,I7
4...6	≤0,55	9,4	8,6	4,2	2,8	I,7	6,7	5,2	4,I	2,9	2,2	I,65	I,20	0,90	0,66	0,5I	0,36
	0,7	7,3	6,7	3,3	2,2	I,4	5,6	4,4	3,4	2,5	I,9	I,45	I,05	0,78	0,56	0,43	0,3I
	I,0	-	-	-	-	-	3,4	2,7	2,I	I,6	I,2	0,95	0,70	0,50	0,34	0,26	0,I9

Примечания: I. Глубину расположения нижнего конца сваи при планировке площадки срезкой или подсыпкой следует принимать от уровня природного рельефа.

2. Для промежуточных глубин забивки свай и показателей текучести J_L глинистых грунтов значения R определяются интерполяцией.

Таблица I3

Расчетные сопротивления грунта R под пятой набивных и буровых свай длиной 2...4 м при условии очистки забоя от шлама и втрамбовывания слоя щебня толщиной I00 мм

Наименование грунтов	Коэффициент пористости e	Расчетное сопротивление грунта под пятой R, МПа при показателе текучести J_L равном		
		0	0,2	0,4
Пылевато-глинистые, в т.ч. просадочные грунты природной влажности	0,5	0,80	0,70	0,60
супеси	0,7	0,60	0,50	0,45
	0,5	0,85	0,75	0,60
суглинки	0,7	0,65	0,55	0,45
	I,0	0,50	0,40	0,35
	0,5	I,40	I,20	I,00
глины	0,6	I,I0	0,90	0,75
	0,8	0,70	0,60	0,50
	I,I	0,60	0,50	0,40
К р у п н о о б л о м о ч н ы е :				
галечниковый (щебенистый) с песчаным заполнителем (песок гравелистый крупный)			3,6	
гравий (дресва) из обломков кристаллических пород, в т.ч. с песчаным заполнителем (песок гравелистый крупный)			3,0	
гравий из обломков осадочных пород			I,5	
П е с к и	плотные		средней плотности	
крупные	2,60		2,0	
средней крупности	2,00		I,5	
мелкие маловлажные	I,20		0,9	
мелкие влажные	0,90		0,7	
пылеватые маловлажные	0,90		0,7	
Пылеватые влажные	0,65		0,5	

Таблица I4

Расчетные сопротивления грунта по боковой поверхности коротких забивных свай f, МПа

Средняя глубина расположения слоя грунта h_i, м	Средний коэффициент пористости грунта в слое, e	Расчетные сопротивления грунтов f, МПа								
		песчаных			пылевато-глинистых при показателе текучести J_L равном					
		крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	≤0	0,2	0,4	0,6	0,8	I,0
I	≤ 0,55	0,080	0,055	0,045	0,046	0,039	0,032	0,025	0,0I8	0,0II
	0,7	0,060	0,040	0,030	0,045	0,037	0,030	0,023	0,0I6	0,009
	I,0	-	-	-	0,042	0,033	0,025	0,020	0,0I2	0,006
2...3	≤ 0,55	0,085	0,060	0,050	0,068	0,053	0,040	0,029	0,020	0,0I3
	0,7	0,065	0,045	0,035	0,065	0,050	0,037	0,026	0,0I8	0,0II
	I,0	-	-	-	0,060	0,045	0,032	0,02I	0,0I3	0,007
4...5	≤ 0,55	0,087	0,062	0,052	0,070	0,055	0,043	0,03I	0,02I	0,0I4
	0,7	0,068	0,047	0,037	0,067	0,052	0,040	0,028	0,0I9	0,0I2
	I,0	-	-	-	0,062	0,047	0,034	0,022	0,0I4	0,008

Примечания: I. Среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке площадки срезкой или подсыпкой следует принимать от уровня природного рельефа.

2. Для промежуточных средних глубин расположения слоя грунта, показателей текучести J_L глинистых грунтов значения f определяются интерполяцией.

3. При определения значения f грунт основания разделяется на однородные слои толщиной не более 2 м.

4. Если в пределах длины сваи имеются напластования торфа толщиной более 30 см и возможна планировка площадки высотой до 2 м или иная загрузка площадки, эквивалентная подсыпке, то сопротивление грунта f, расположенного выше подошвы наинизшего (в пределах глубины расположения сваи) слоя торфа принимается для грунтовой подсыпки и торфа равным нулю, а для остальных слоев грунта природной структуры - без изменения по табличным значениям.

Таблица I5

Расчетные сопротивления грунтов f по боковой поверхности коротких набивных и буровых свай, устраиваемых в пылевато-глинистых грунтах

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления грунтов f, МПа, при показателе текучести J_L и коэффициенте пористости e равных:			
	e	$J_L = 0$	$J_L = 0,2$	$J_L = 0,4$
I	0,5	0,060	0,050	0,040
	0,7	0,055	0,045	0,035
	0,9	0,045	0,035	0,025
	I,I	0,040	0,30	0,020
2...4	0,5	0,065	0,055	0,045
	0,7	0,060	0,050	0,040
	0,9	0,050	0,040	0,030
	I,I	0,045	0,035	0,025

Примечание: При $e \geq 0,9$ значения f приведены для грунтов со степенью влажности $S_r \leq 0,6$.

γ_{ca}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта, принимаемые при погружении свай без лидирующих скважин и устройстве лидирующих скважин по технологии, описанной в приложении I. $\gamma_{ca} = 1$, $\gamma_{cf} = 1$.

γ'_{cf} – коэффициент, учитывающий снижение обжатия грунта на боковой грани сваи, отодвигающейся от грунта при повороте, равный 0,8;

ℓ_1 – ширина грани, надвигающейся на грунт под действием распора, м;

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

A – площадь опирания сваи на грунт, $м^2$;

H_1, H_3 – расчетные значения сил отпора грунта F_{h1}, F_{h3} по граням, надвигающимся на грунт, МН, (п.4.5);

$f_{тр}$ – средневзвешенное значение коэффициента трения бетона по грунту; для отдельных слоев значения $f_{тр}$ принимаются по табл.2.

Примечания. I. Если часть сваи прорезает насыпной неуплотненный послойно грунт, то несущая способность части сваи, находящейся в насыпном грунте, в расчете не учитывается. Если перед погружением свай грунт послойно уплотнен, то значение f_i определяется для параметров слоя, характеризующих уплотненный грунт.

2. Для коротких забивных свай диаметром d_c, погружаемых через лидирующие скважины, диаметр $d_л$ принимается: $d_л = d_c$ – 5 см – в мерзлом грунте; $d_л = d_c$ – I0 см – в талом грунте. Глубина лидирующих скважин $\ell_л$ принимается не более $\ell_л \le \ell_c$ – I,5 м, где ℓ_c – глубина погружения сваи. Несущая способность коротких свай по грунту, погружаемых в лидирующие скважины, определяется с коэффициентом условий работы γ_{cf}: при $d_л = d_c$ – 5 см – в непросадочных грунтах $\gamma_{cf} = 0,75$; при $d_л = d_c$ – 5 см – в лессовидных просадочных грунтах $\gamma_{cf} = 0,7$; при $d_л = d_c$ – I0 см – в песчаных и пылевато-глинистых грунтах, в том числе просадочных лессовидных $\gamma_{cf} = I,0$. Применение для коротких свай лидирующих скважин большого диаметра не рекомендуется, т.к. существенно снижает их несущую способность.

3. При погружении свай в зимнее время по технологии, описанной в приложении I, удельные силы трения по боковой поверхности f в пределах лидирующих скважин принимаются без введения понижающих коэффициентов условий работы.

4. Несущую способность свай на осевое сжатие, погружаемых в слабые грунты (глинистые с показателем текучести $J_L \ge 0,6$, пески

пылеватые рыхлые, насыщенные водой, просадочные грунты с пористостью более 49 %, относительной просадочностью более 0,07 и при ожидаемом замачивании основания и др.), следует определять на основании статических испытаний, которые осуществляются с учетом требований раздела 6.

4.4. Размеры свай считаются достаточными, если удовлетворяется условие:

$$N \le \frac{F_d}{\gamma_k}, \qquad (42)$$

где γ_k – коэффициент надежности, принимаемый $\gamma_k = 1{,}4$;

N – нагрузка расчетная на сваю, МН.

В нагрузку N включается также собственный вес сваи.

4.5. Силы отпора грунта F_{h1}, F_{h3} по граням, надвигающимся на грунт, определяются по формулам:

$$F_{h1} = K b_1 \theta \frac{h_0^3}{6}; \qquad (43)$$

$$F_{h3} = K b_1 \theta \left(\frac{h^3}{3} - \frac{h_0 h^2}{2} + \frac{h_0^3}{6}\right), \qquad (44)$$

где K – коэффициент пропорциональности, МН/м^4, принимаемый по табл.16;

h – глубина погружения сваи в грунт природной структуры, м;

h_0 – расстояние от уровня грунта природной структуры до точки ее поворота в грунте, м, определяемое по указаниям п.4.6.

4.6. Расстояние h_0 от уровня грунта природной структуры до точки поворота сваи в грунте определяется по формуле:

$$h_0 = \frac{h\left\{\left(h - \frac{M}{F_h}\right)\left[\frac{b K h^2 (b + b_1)}{3} + 2 b b_1 c_{II}^n\right] - \frac{K h^3 (b + b_1)}{6} + \frac{b_1 b^3 c^n}{12 h} - 2 F_v\right\}}{\left(h - \frac{M}{F_h}\right)\left[K h^2 (b + b_1) + 2 b b_1 c_{II}^n\right] - \frac{K h^3 (b + b_1)}{3}} \qquad (45)$$

где M, F_h, F_v – изгибающий момент, МНм, распор, МН, продольная сила, МН, действующие на сваю в уровне грунта природной структуры;

b – размер сечения сваи, параллельный направлению распора, м;

Таблица I6

Коэффициент пропорциональности K, $МН/м^4$, для расчета коротких жестких свай на длительно действующую горизонтальную нагрузку при перемещении свай в уровне поверхности земли $u_0 = 20...40$ мм

Наименование грунта основания	Значение коэффициента пропорциональности K, $МН/м^4$, при длине сваи, м		
	3	4	5...6
I	2	3	4
Глины и суглинки при $J_L \leq 0,I$; пески крупные при $0,55 \leq e \leq 0,7$	9...I3	8...I2	7...II
Глины и суглинки при $0,I < J_L \leq 0,4$; супеси при $J_L \leq 0,2$; пески мелкие и средней крупности при $0,55 \leq e \leq 0,75$	4...9	5,5...8	5...8
Глины и суглинки при $0,4 < J_L \leq 0,6$; супеси при $0,2 < J_L \leq 0,4$; пески пылеватые маловлажные и влажные	4...6	3,5...5,5	3...5
Глины и суглинки при $0,6 < J_L \leq 0,75$; пески пылеватые, насыщенные водой	I,5...4	I,2...3,5	I...3
Глины и суглинки при $0,75 < J_L \leq I,0$; супеси при $0,4 < J_L \leq I,0$	0,6...I,5	0,4...I,2	0,3...I
Просадочные грунты при невозможном замачивании основания	как для непросадочных для соответствующих J_L, e		
Просадочные при возможном аварийном замачивании основания $e = 0,75$	6...7	5...6	4...5
$e = 0,96$	4...5	3...4	2...3,5

Продолжение таблицы I6

I		2	3	4
Просадочные при неизбежном замачивании основания				
$e = 0,75$		3...5	2...4	I,5...3
$e = 0,96$		2...3	I,5...2,5	I...2
Насыпные послойно уплотненные грунты	ρ_d = I,3 т/м^3	2,5...4	2...3	I,5...2,5
	ρ_d = I,4 т/м^3	2...6	2,5...5	2...4,5
	ρ_d = I,5 т/м^3	4...7	3,5...6	3...6,5

Примечания: I. При ожидаемом подтоплении застраиваемой территории, при слабых грунтах основания (рыхлые мелкие и пылеватые пески, глинистые при $J_L > 0,75$, заторфованные, просадочные при $e > 0,96$) коэффициент K следует определять по результатам испытания свай длительной наклонной нагрузкой.

2. Более высокие значения K в интервале его изменения, указанным в таблице, принимаются для грунтов большей плотности и меньшей влажности; для просадочных грунтов значения K при коэффициенте пористости e от 0,75 до 0,96 принимаются по интерполяции.

3. Если в условиях природного залегания показатель текучести просадочных грунтов $J_L > 0$, то величина, принимаемая по таблице, не должна превышать значений K при соответствующих J_L для непросадочных глинистых грунтов.

c^n, c_τ^n – коэффициент постели на сжатие и коэффициент постели на сдвиг под пятой сваи, МН/м^3, принимаемые по табл. I7, I0.

Для набивных и буровых свай коэффициент c_τ^n принимается равным $c_\tau^n = \gamma_{c,c_\tau^n} \cdot 0{,}5\, c^n$, где коэффициент условий работы $\gamma_{c,c_\tau^n} = I$ при нагрузке $N = 0{,}7\, F_d$ (N – расчетное значение F_v) и $\gamma_{c,c_\tau^n} = 0{,}4$ при $N = 0{,}I\, F_d$. При промежуточных значениях N коэффициент γ_{c,c_τ^n} принимается по интерполяции.

4.7. Угол поворота сваи θ определяется по формуле:

$$\theta = \frac{F_h}{K h^2 (\beta + \beta_1)\left(\frac{h_0}{2} - \frac{h}{3}\right) - \beta \beta_1 c_\tau^n (h - h_0)} \qquad (46)$$

4.8. Горизонтальное перемещение головы сваи u_0 определяется по формуле:

$$u_0 = h_0 \theta \qquad (47)$$

Это перемещение не должно превосходить предельного u_u, заданного в проекте.

Примечание. Определение горизонтального перемещения u производится от нормативных нагрузок.

4.9. При неоднородном по глубине (двух-трехслойном) основании, в том числе наличии подсыпки, значение u_0 допускается определять как для однородного основания с приведенным значением $K_{пр}$, определяемым по формуле:

$$K_{пр} = \frac{\Sigma K_i F_i}{\Sigma F_i} \qquad (48)$$

где K_i – коэффициент пропорциональности i-го слоя грунта, прорезаемого сваей, МН/м^4;

h_i – толщина i-го слоя грунта, прорезаемого сваей, м;

F_i – площадь эпюры i-го слоя грунта, м^2, (рис.6).

При двухслойном основании:

$$K_{пр} = \frac{1}{h^2}\left[K_1 h_1 (h_1 + 2 h_2) + K_2 h_2^2\right] \qquad (49)$$

Таблица I7

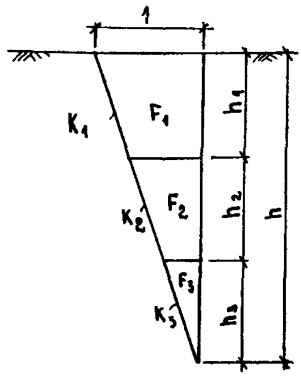
Коэффициенты постели на сжатие c^n и на сдвиг c^n_τ под пятой коротких (3...6 м) забивных свай

Коэффициент пористости	Значение вертикальной нагрузки на сваю	Коэффициенты постели под пятой свай c^n, c^n_τ, МН/м³								
		песчаных грунтов			пылевато-глинистых грунтов при J_L равном					
		средней крупности	мелких	пылеватых	0	0,2	0,4	0,6	0,8	I,0
		c^n								
0,55		200	I30	80	3I0	I90	I00	50	30	I5
0,70	$N \le 0,7 F_d$	I50	I00	60	260	I60	80	45	25	I2
I,00		-	-	-	I60	I00	50	30	I5	8
		c^n_τ								
0,55		I00	70	40	I55	I00	50	25	I5	8
0,70	$N = 0,7 F_d$	75	50	30	I30	80	40	22	I2	6
I,00		-	-	-	80	50	25	I5	8	4

Примечания: I. При нагрузке $N = 0,1 F_d$ значение c^n_τ определяется с коэффициентом условий работы $\gamma_{c,c^n_\tau} = 0,4$. В промежутке между нагрузками $N = 0,7 F_d$ и $N = 0,1 F_d$ значение γ_{c,c^n_τ} принимается по интерполяции между I и 0,4.

2. Вертикальная составляющая несущей способности сваи по грунту F_d определяется без дополнительного сопротивления боковой поверхности, вызываемого силами отпора грунта F_{h_1}, F_{h_2}.

3. При промежуточных значениях J_L, e коэффициенты c^n, c^n_τ принимаются по интерполяции.



При трехслойном основании:

$$K_{пр} = \frac{1}{h^2}\left[K_1 h_1 (h_1 + 2h_2 + 3h_3) + K_2 h_2 (h_2 + 2h_3) + K_3 h_3^2\right] \quad (50)$$

Рис.6. Схема для определения $K_{пр}$.

4.10. Внутренние усилия в стволе сваи на глубине z (изгибающий момент M_z, поперечная сила Q_z, давление грунта на полки сваи по граням, надвигающимся на грунт q_z) - определяются по формулам (51), (52), (53) от расчетных нагрузок.

$$M_z = H \cdot z - M + N\theta h_0 - K\theta \frac{z^3}{6}\left(h_0 - \frac{z}{2}\right)(\beta + \beta_1); \quad (51)$$

$$Q_z = H - K\theta z^2 \left(\frac{h_0}{2} - \frac{z}{3}\right)(\beta + \beta_1); \quad (52)$$

$$q_z = \theta (h_0 - z) K z. \quad (53)$$

Примечания. 1. Максимальный изгибающий момент в стволе сваи находится на глубине z, определяемой из уравнения $\frac{dM_z}{dz} = Q_z = 0$.

2. Максимальное давление грунта на полки сваи выше точки поворота сваи в грунте находится на глубине, равной $z_1 = h_0/2$, а ниже точки поворота сваи в грунте - на глубине $z_2 = h$.

4.11. Силы трения по граням сваи, параллельным силе распора, расположенным выше точки поворота $2F_{hz}$ и ниже точки поворота $2F_{hq}$, сила трения под пятой - F_{hs} - определяются по формулам:

$$2F_{hz} = K\beta\theta \frac{h_0^3}{6}; \quad (54)$$

$$2F_{h4} = K\rho\Theta\left(\frac{h^3}{3} - \frac{h_0 h^2}{2} + \frac{h_0^3}{6}\right); \qquad (55)$$

$$F_{h5} = \rho\rho_1\Theta(h - h_0)c_T^n. \qquad (56)$$

4.I2. Правильность расчетов проверяется подстановкой значений всех сил в уравнение равновесия

$$F_h + 2F_{h4} + F_{h5} + F_{h3} = 2F_{h2} + F_{h1}. \qquad (57)$$

4.I3. Давление q_z по грани сваи, надвигающейся на грунт под действием распора, и максимальные давления q_{z1}, q_{z2} не должны превосходить предельного, определяемого по формуле:

$$q_z = (\gamma z\lambda_n + 2c_y\sqrt{\lambda_n})K_n, \qquad (58)$$

где γ – удельный вес грунта, МН/м^3;

z – глубина, м, на которой определяется предельное давление, принимается $z = z_1$ и $z = z_2$;

λ_n – коэффициент отпора, определяемый по графику рис.7; в зависимости от угла внутреннего трения уплотненного грунта φ_y;

c_y – сцепление уплотненного грунта, МПа;

K_n – коэффициент, учитывающий пространственный характер работы сваи, принимаемый равным I,2.

4.I4. Значения φ_y, c_y принимаются для забивных свай по табл.I8.

Таблица I8

Параметры прочности φ_y и c_y для уплотненных грунтов

Вид грунта основания		Параметры прочности грунта	
		φ_y	c_y
Песчаные грунты	$e \le 0,6$	$\varphi_y = 0,9\varphi_I$	$c_y = 0,9c_I$
	$0,6 < e \le 0,75$	$\varphi_y = \varphi_I + 2^0$	$c_y = I,3c_I$
	$e > 0,75$	$\varphi_y = \varphi_I + 3^0$	$c_y = I,3c_I$
Пылевато-глинистые, в т.ч. просадочные грунты при	$J_L \le 0,I$	$\varphi_y = \varphi_I$	$c_y = 0,8c_I$
	$0,I < J_L \le 0,2$	$\varphi_y = \varphi_I + I^0$	$c_y = I,Ic_I$

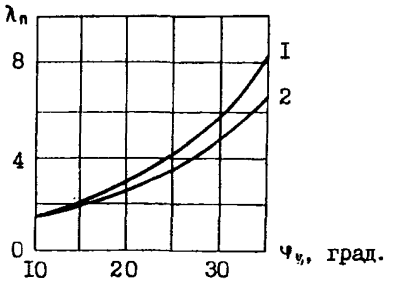


Рис. 7. Графики для определения коэффициента λ_n песчаных (кривая I) и глинистых (кривая 2) грунтов

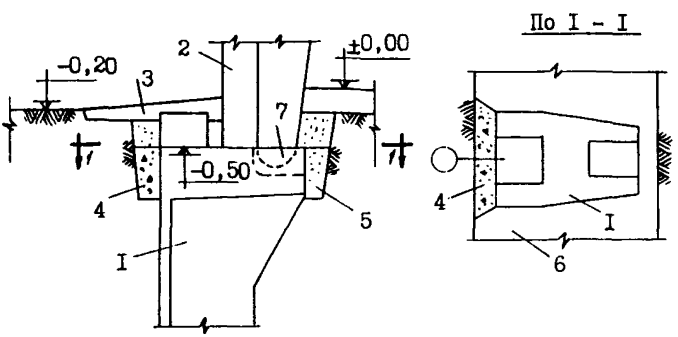


Рис. 8. Свайный фундамент: I - свая с консолью; 2 - ограждающая панель; 3 - отмостка; 4 - тощий бетон; 5 - уплотненный грунт; 6 - траншея; 7 - пята трехшарнирной рамы.

1	2	3
$0,2 < J \leq 0,5$	$\varphi_y = \varphi_I + 2^0$	$c_y = 1,5 c_I$
$0,5 < J \leq 0,8$	$\varphi_y = \varphi_I + 1^0$	$c_y = 1,4 c_I$

J_L – для грунта природной структуры

Примечание: c_I, φ_I – соответственно расчетные удельное сцепление и угол внутреннего трения грунта природного залегания.

4.15. При проектировании фундаментов из забивных свай с консолью запрещается предусматривать погружение консолей в грунт природной структуры, так как это вызовет появление в свае значительного изгибающего момента того же знака, что и распора, который не учитывается в расчетной схеме.

4.16. В проектах должно предусматриваться заполнение пазух между стенками траншеи или приямка и гранью сваи надвигающейся на грунт под действием распора, тощим бетоном (рис.8, позиция 4).

4.17. При проектировании объектов в сложных грунтовых условиях рекомендуется проводить испытания свай наклонной нагрузкой. Испытаниям подвергается до 0,5 % общего числа свай на объекте, но не менее 2 штук. При проведении натурных испытаний следует руководствоваться требованиями ГОСТ 5686-78*. "Сваи. Методы полевых испытаний" и "Руководства по расчету, проектированию и применению свай таврового сечения в сельском строительстве" (М., ЦНИИЭПсельстрой, 1983).

4.18. При проектировании набивных и буровых наклонных свай (рис. 9) угол наклона продольной оси сваи к вертикали α_1 принимается равным углу наклона к вертикали δ_1, равнодействующей внешних сил, передаваемых от пяты рамы на сваю. При разности углов $|\alpha_1 - \delta_1|$ не более 6^0 и равнодействующей не более 100 кН, а также при разности углов $|\alpha_1 - \delta_1|$ не более 3^0 и равнодействующей не более 200 кН допускается рассчитывать сваи только на осевую сжимающую нагрузку согласно указаниям п.4.19. В этом случае сваи и оголовки не армируются или армируются конструктивно.

4.19. Несущая способность набивных и буровых свай вертикаль-

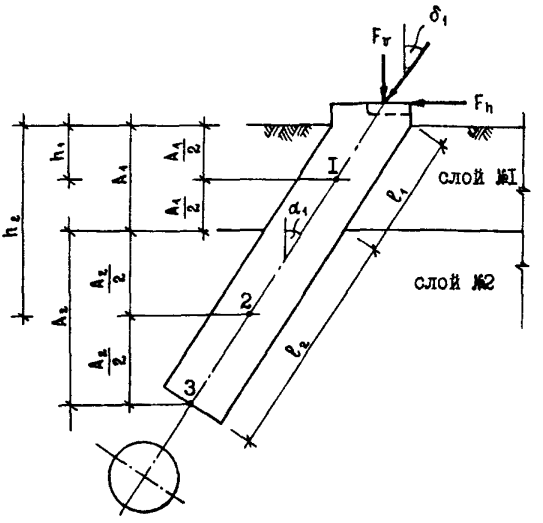


Рис. 9. Схема к расчету наклонной набивной или буровой сваи на осевое сжатие (пример с двухслойным основанием).

Силы трения f_1 определяются для точки I, находящейся от поверхности земли на глубине $h_1 = A_1/2$; силы трения f_2 определяются для точки 2, находящейся на глубине $h_2 = A_1 + A_2/2$; сопротивление под пятой R определяется для точки 3, находящейся на глубине $h_3 = A_1 + A_2$.

ных и наклонных на осевое сжатие определяется по формуле (41). Расчетные сопротивления R и f принимаются по таблицам I3, I5.

Примечание. Набивные и буровые сваи, устраиваемые в пробитой скважине, рассчитываются как забивные, если бетонирование свай осуществляется не более, чем через 24 часа после окончания пробивки скважин.

4.20. Расчет вертикальных набивных и буровых свай на наклонные нагрузки, а также наклонных набивных и буровых свай при разности углов $|\alpha_1 - \delta_1|$, превышающей значения, указанные в п.4.I8, производится по методике, приведенной в п.п.4.5...4.I7. Коэффициент K определяется по табл.I6 умножением на коэффициент 0,75; а коэффициенты c^n, c^n_τ по табл.I7 умножением на коэффициент 0,4. Армирование свай выполняется на максимальные изгибающие моменты, найденные расчетом.

5. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

5.I. При проектировании фундаментов зданий и сооружений АПК в зависимости от вероятности и интенсивности замачивания основания различают расчетные случаи, излагаемые в п.п. 5.2...5.3.

5.2. Замачивание основания невозможно вследствие повышения уровня подземных вод, утечек воды из водонесущих коммуникаций и емкостей.

К этому случаю относятся здания и сооружения, не оборудованные водопроводом и канализацией и расположенные на расстоянии более $I,5\,H_{sl}$ (H_{sl} - толщина просадочной толщи) от возможных источников замачивания (трубопроводов, емкостей и т.п.). Примером таких зданий являются склады сельскохозяйственной продукции, сельхозтехники, тары, навесы для сена и др. В этом случае проектирование свайных, столбчатых и др. видов фундаментов осуществляется без учета замачивания основания. Расчетные параметры грунта R, f и др. определяются при влажности, прогнозируемой на период эксплуатации здания. При отсутствии таких данных в запас прочности расчетные параметры определяются при влажности на границе раскатывания W_p, если природная влажность $W < W_p$ и при влажности W, если $W > W_p$ (для свайных фундаментов по табл. I2...I5).

При проектировании фундаментов зданий, оборудованных внутренними водонесущими сетями или имеющих внешние возможные источники аварийного замачивания основания, расположенные на расстоянии менее $1,5\,H_{sl}$, в качестве основного расчетного случая принимается полное водонасыщение грунта ($S_r \geq 0,8$). Отличие фактических условий аварийного замачивания от наихудших, соответствующих полному водонасыщению грунта, учитывается коэффициентами условий работы, принимаемыми в зависимости от вероятности и интенсивности замачивания основания, первоначальной степени влажности грунта, наличия дренирующего подстилающего слоя и др. При проектировании свайных фундаментов коэффициенты условий работы γ_c для расчетов по первому предельному состоянию (ф-ла 41) принимаются по табл.19., а сопротивления R, f по табл.20, а коэффициент пропорциональности K в расчетах по II предельному состоянию - по табл.16. При проектировании столочатых фундаментов сцепление c_I, c_{II} определяются для водонасыщенного состояния и умножаются на коэффициенты γ_c по табл.19, параметры φ_I, φ_{II} принимаются без поправок.

Примечания: 1. Площадь расчетного локального участка принимается равной площади помещения или участка здания с мокрым технологическим режимом, увеличенная на расстояние $1,5\,H_{sl}$ во все стороны от его границ.

2. Расчетная несущая способность свай Fd, найденная по формуле (41) с коэффициентом γ_c, не должна превышать величину Fd, полученную для грунта с влажностью W, если $W > W_p$ и для грунта с влажностью W_p, если $W < W_p$.

5.3. В период эксплуатации зданий ожидается повышение уровня грунтовых вод до отметок, превышающих заглубление подошвы фундамента или пяты сваи. При этом наблюдается наибольшее снижение прочности грунта, а просадка фундаментов и основания достигают максимальных значений.

Расчет фундаментов по I и II группам предельных состояний осуществляется с использованием параметров φ, c, K и др., полученных для водонасыщенного состояния ($S_r \geq 0,8$). Несущая способность свай определяется по формуле (41), сопротивления R, f принимаются по табл.20, коэффициент K по табл.16. Горизонтальное смещение определяется по формулам (25), (26), (27), коэффициент K принимается по табл.16, а коэффициенты c^n, c^n_π по табл.17 при показателе текучести

Таблица I9

Коэффициент условий работы γ_c для одноэтажных производственных зданий и сооружений АПК без крановой нагрузки, возводимых на просадочных грунтах

№ пп	Характеристика зданий и сооружений АПК по вероятности и интенсивности замачивания основания	ρ_d=I,3т/м^3, e=I,I			ρ_d=I,4т/м^3, e=0,9			ρ_d=I,6т/м^3, e=0,7
		При степени влажности S_r, равной						
		0,3	0,6	0,8	0,3	0,6	0,8	0,5...0,8
I.	Здания с гидросмывом навоза, отдельные локальные участки зданий с непрерывным розливом воды (моечные, душевые) при залегании под просадочной толщей недренирующего слоя	I,4	I,2	I,0	I,2	I,I	I,0	I,0
2.	То же, что п.I, но при залегании под просадочной толщей дренирующего слоя	I,5	I,3	I,0	I,3	I,2	I,0	I,0
3.	Здания, оборудованные водопроводом и канализацией с расходом воды примерно до I0 л/сутки на I м^2 площади застройки здания при залегании под просадочной толщей недренирующего слоя	I,7	I,3	I,0	I,4	I,2	I,0	I,0
4.	То же, что п.3, но при залегании под просадочной толщей дренирующего слоя	I,8	I,4	I,0	I,5	I,3	I,0	I,0
5.	Любые здания и сооружения при ожидаемом повышении уровня подземных вод до слоев грунта, в которые погружены фундаменты или сваи	0,8	0,85	0,9	0,85	0,9	0,95	I,0

Таблица 20

Расчетные сопротивления грунта под нижними концами R, МПа, и по боковой поверхности f, МПа, призматических забивных и цилиндрических буронабивных свай для просадочных грунтов в состоянии его полного водонасыщения ($S_r \geq 0,8$) при условии очистки и уплотнения забоя набивных свай втрамбовыванием щебня на глубину 10 см

Глубина погружения свай в грунт (при опред. R) или средняя глубина расположения слоя грунта (при опред. f), м	Нормативные сопротивления: R, МПа, при среднем коэффициенте пористости грунта e в слое, равном 5 диаметрам для забивных и 2 диаметрам для буронабивных свай, расположенном под нижним концом f, МПа, при среднем коэффициенте пористости слоя, прорезанного боковой поверхностью e, равном:															
	$e = 0,75$				$e = 0,82$				$e = 0,89$				$e = 0,97$			
	забивных		буронабивных		забивных		буронабивных		забивных		буронабивных		забивных		буронабивных	
	R	f	R	f	R	f	R	f	R	f	R	f	R	f	R	f
I	-	0,016	-	0,018	-	0,014	-	0,016	-	0,012	—	0,014	-	0,010	-	0,012
2	1,6	0,019	0,35	0,019	1,3	0,017	0,30	0,017	1,1	0,015	0,25	0,015	0,9	0,013	0,20	0,013
3	1,8	0,020	0,37	0,020	1,5	0,018	0,32	0,018	1,3	0,016	0,27	0,016	1,1	0,014	0,22	0,014
4...6	1,9	0,020	0,37	0,020	1,6	0,018	0,32	0,018	1,4	0,016	0,27	0,016	1,2	0,014	0,22	0,014

Примечания: 1. Диаметр свай от 0,3 до 0,8 м.

2. Для промежуточных глубин и значений коэффициента пористости значения R и f принимаются по линейной интерполяции.

$J_L = 0,6$.

5.4. Расчет осадок столбчатых фундаментов на естественном основании под деформациям производится проверкой условий (22), при этом значения S и u определяются для водонасыщенного грунта.

Примечания. 1. Если в проекте не заданы предельные значения S_u и конструкции здания не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием, допускается предельные значения S_u, $[u]$ принимать по табл.8.

2. В случаях, когда фундаменты проектируются на грунтах с расчетной осадкой более 7...10 см и перемещением u более 4 см, в необходимых случаях следует предусматривать строительный подъем здания, проектировать инженерные коммуникации, их вводы и выводы, с учетом ожидаемых осадок и горизонтальных смещений.

3. При влажности просадочных грунтов $W < W_p$ осадки допускается не учитывать.

5.5. При проектировании зданий и сооружений вертикальная планировка застраиваемых площадок должна обеспечивать быстрый сток атмосферных вод, максимально использовать естественный рельеф местности и существующие пути стока.

5.6. Вокруг каждого здания или сооружения следует устраивать водонепроницаемые отмостки с уклоном 0,03, шириной не менее 1 м. Встречающиеся на площадке старые выработки (ямы, траншеи) следует заделывать уплотненным грунтом с плотностью не менее 1,6 т/м^3.

5.7. В случаях, когда суммарное значение осадки и просадки превышает предельные значения, указанные в п.5.4, необходимо назначение конструктивных, водозащитных мероприятий или их комплекса.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ СТАТИЧЕСКИХ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ

6.1. *При проектировании зданий крупных комплексов на площадках*, сложенных просадочными грунтами с коэффициентом пористости $e > 1$, глинистыми с показателем текучести $J_L > 0,6$, песками рыхлыми пылеватыми и мелкими водонасыщенными и другими слабыми грунтами, рекомендуется определять несущую способность свай и фундаментов по результатам статических испытаний, а для непросадочных грунтов также по данным зондирования и динамических испытаний, проводимым, как правило, на стадии инженерно-геологических изысканий.

6.2. Для испытаний выбирается участок с наиболее неблагоприятными грунтовыми условиями. Испытуемые сваи должны находиться не далее 5 м от внешних разбивочных осей проектируемого здания или сооружения и не далее 1 м от шурфов, скважин, из которых отобраны монолитны грунта для определения физико-механических свойств в лабораторных условиях или от точек зондирования.

Примечания:

1. Если испытания проводятся для проектируемого комплекса зданий основного и вспомогательного назначения, то выбирается участок с наиболее неблагоприятными грунтовыми условиями без привязки к разбивочным осям.

2. Испытания свай в просадочных грунтах должны проводиться при прогнозируемой влажности грунта основания в зависимости от характеристики проектируемого здания (табл. 19, п.п. 5.2, 5.3, и с учетом требований ГОСТ 5686-78*. "Сваи. Методы полевых испытаний).

6.3. Сваи, подвергаемые испытаниям, должны иметь размеры, глубину погружения, марки бетона и стали, технологию изготовления и погружения, соответствующие проектным. Сваи до погружения их в грунт, должны быть проверены на соответствие их требованиям рабочих чертежей и технических условий.

Примечание:

Глубина погружения свай, подвергаемых статическим испытаниям на стадии инженерно-геологических изысканий, определяется в соответствии с п. 4.3, размеры фундаментов для испытаний при-

нимаются на основании опыта проектирования под аналогичные нагрузки.

6.4. Испытаниям подвергается до 0,5% общего числа свай, но не менее двух.

6.5. Испытания свай осуществляются наклонной нагрузкой по рекомендациям, проведенным в п.6.6...6.10. Угол наклона нагрузки принимается равным углу наклона равнодействующей внешних сил, действующих на сваю в здании или сооружении.

6.6. Наклонная нагрузка реализуется одним из следующих методов:

- с помощью инвентарного металлического стенда конструкции ЦНИИЭПсельстроя для испытаний одной сваи (рис. 10);

- с помощью инвентарного металлического стенда конструкции ЦНИИЭПсельстроя для испытаний четырех свай (рис. 11);

- в составе фрагмента здания испытанием двух свай (рис.12);

- с помощью инвентраного металлического стенда конструкции РИСИ для испытаний четырех свай (рис. 13);

- другими проверенными на практике способами.

6.7. Испытания свай начинаются после оптимальных сроков "отдыха", принимаемых равными (в пылевато-глинистых грунтах при $J \geq 0,25$):

в песках.....3 суток
в супесях.....10 "
в суглинках.....30 "
в глинах.....60 "
в илах.....60 "

Если испытания в пылевато-глинистых грунтах проводятся при сроке отдыха t = 6 суток, установленном СНиП 2.02.03-85, то не-

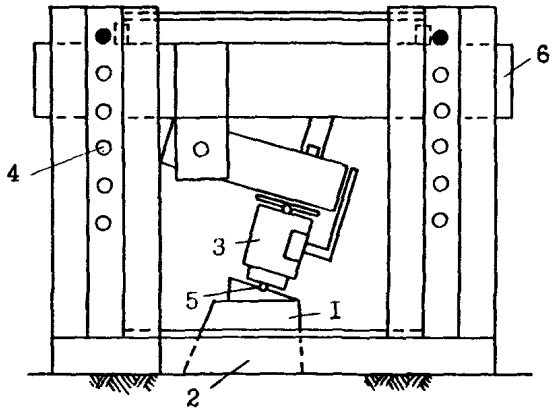


Рис. 10. Инвентарный металлический стенд ЦНИИСпецстроя для испытания одной сваи

1 - свая; 2 - загрузочная платформа: 3 - домкрат:. 4 - отверстие для упорного пальца; 5 - шарнир; 6 - упорная балка.

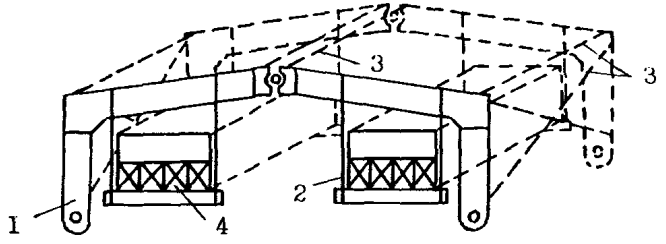


Рис. 11. Стенд для испытания наклонной нагрузкой 4-х свай

1 - полурама; 2 - подвеска; 3 - связи жесткости; 4 - грузы.

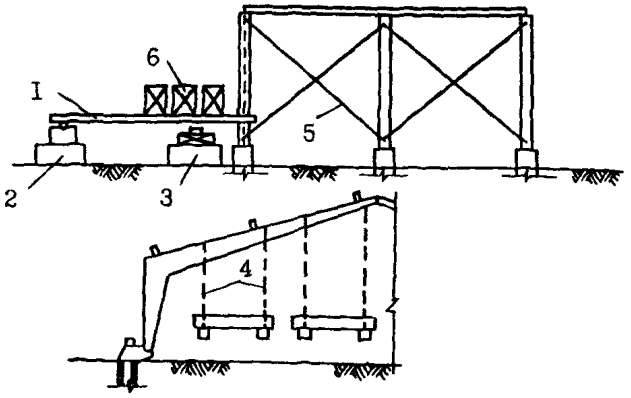


Рис. 12. Схема испытаний в составе фрагмента здания

I - балки для укладки грузов; 2 - опора;
3 - страховочная опора; 4 - подвески;
5 - связи жесткости; 6 - грузы.

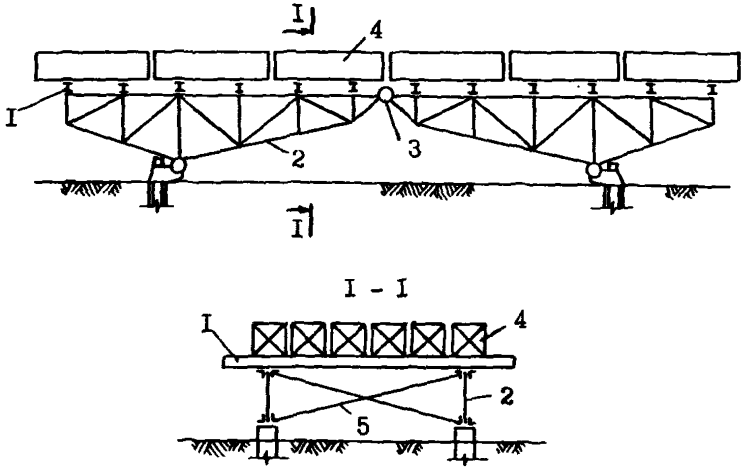


Рис. 13. Схема металлического стенда конструкции РИСИ для испытания четырех свай наклонной нагрузкой

I - поперечные балки; 2 - фермы; 3 - шарнир;
4 - грузы; 5 - связи жесткости.

сущая способность забивной сваи по грунту F_u при оптимальных сроках отдыха принимается равной

в супесях при $J_L = 0,25$ $F_{u,opt} = 1,1$ $F_{u,t} = 6$ сут.
при $J_L = 0,5$ $F_{u,opt} = 1,2$ $F_{u,t} = 6$ сут.
в суглинках при $J_L = 0,25$ $F_{u,opt} = 1,2$ $F_{u,t} = 6$ сут.
при $J_L = 0,5$ $F_{u,opt} = 1,3$ $F_{u,t} = 6$ сут.
в глинах, илах при $J_L = 0,25$ $F_{u,opt} = 1,3$ $F_{u,t} = 6$ сут.
при $J_L = 0,5$ $F_{u,opt} = 1,5$ $F_{u,t} = 6$ сут

При промежуточных значениях J_L , t , несущая способность F_u принимается по интерполяции.

6.8. Загружение свай должно осуществляться плавно без динамических воздействий тарированными грузами или гидравлическими домкратами ступенями по 0,1 ожидаемой предельной нагрузки.

Примечания:

1. Для измерения осадок и горизонтальных смещений рекомендуется применять координатомеры конструкции НИС Гидропроекта или прогибомеры. При использовании прогибомеров стальная проволока диаметром 0,3 мм подвергается предварительному растяжению грузом 4 кг в течение 2 суток.

2. Измерительные приборы должны быть протарированы, освидетельствованы, отвечать паспортным данным.

3. В процессе испытаний все приборы должны защищаться от дождя и сильного ветра.

4. Точность приборов для измерения осадок и горизонтальных смещений должна быть не менее 0,1 мм.

6.9. Наблюдения на каждой ступени загружения продолжаются до условной стабилизации:

0,1 - за последний час наблюдений при погружении сваи в песчаные грунты, глинистые твердой, полутвердой, тугопластичной консистенции;

0,1 - за последние два часа наблюдений при погружении сваи в глинистые грунты мягкопластичной текучей консистенции.

Примечание: Расхождение в показаниях дублирующих приборов при измерении осадок и горизонтальных смещений не должны превышать:

50% - при их значении до 1 мм;

30% - при их значении от I до 5 мм;

20% - при их значении более 5 мм;

6.10. Нагрузку при испытании следует доводить до предельных значений. Если по каким-либо причинам доведение нагрузки до предельного значения невозможно, ее минимальные значения принимаются равными:

I,25 N - при залегании в основании грунтов пылевато-глинистых твердой, полутвердой, тугопластичной консистенции и песчаных грунтов (кроме пылеватых и мелких водонасыщенны);

I,4 N - при залегании в основании глинистых грунтов мягкопластичной консистенции, песков мелких и пылеватых водонасыщенных, просадочных;

I,5 N - при залегании в основании глинистых грунтов текучепластичной консистенции и просадочных;

N - то же, что в п. 4.4.

Примечения:

При проведении испытаний рекомендуется доводить нагрузку до значений, при которых осадки и горизонтальные смещения составляют не менее 40 мм.

6.II. Несущую способность F_d, кН, сваи по результатам испытаний наклонной статической нагрузкой следует определять по формуле:

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}, \qquad (59)$$

где γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый согласно указаниям п. 6.I2.

$F_{u,n}$ - нормативное значение предельного сопротивления сваи, кН, определяемое в соответствии с указаниями п.6.I3;

γ_g - коэффициент надежности по грунту.

6.I2. Коэффициент условий работы γ_c, учитывающий значительную долю горизонтальной нагрузки и длительный характер ее воздействия, принимается равным:

γ_c = I, если основанием служат глинистые грунты твердой, полутвердой, тугопластичной консистенции, песчаные

грунты (за исключением песков мелких и пылеватых, насыщенных водой);

γ_c = 0,9, если в основании залегают пески мелкие и пылеватые, насыщенные водой, просадочные грунты (п.5.3);

γ_c = 0,85, если в основании залегают глинистые грунты мягкопластичной и текучей консистенции, просадочные грунты.

6.13. При испытании в одинаковых грунтовых условиях менее 6 свай значение $F_{u,n}$, принимается равным наименьшему предельному сопротивлению, полученному из результатов испытаний $F_{u,min}$, а значение γ_g принимаются равным γ_g =I.

При испытании более 6 свай $F_{u,n}$ и γ_g определяются по результатам статистической обработки частных значений предельных сопротивлений свай $F_{u,i}$. Статистическая обработка ведется по ГОСТ 20522-75 как для временного сопротивления. Частные значения определяются в соответствии с указаниями п.6.14.

6.14. За частное значение предельного сопротивления сваи принимается:

I. - предельная нагрузка, вызвавшая появление незатухающих горизонтальных перемещений u_o при их общем значении более 40 мм;

2 - разрушение сваи по материалу или появление трещин с шириной раскрытия более 0,3 мм;

3 - предельная нагрузка, вызвавшая непрерывное увеличение осадки S с постоянной скоростью без увеличения нагрузки ("срыв" сваи);

4 - если предельная нагрузка по условию 3 не достигнута при $S >$ 40 мм, значение $F_{u,i}$ определяется при осадке;

$$S = \zeta S_{u,mt} \qquad (60)$$

где $S_{u,mt}$ - предельное значение средней осадки фундамента, устанавливаемое заданием на проектирование; при отсутствии таких указаний - принимается по табл. 8;

ζ - коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента к осадке сваи, полученной при статических испытаниях с условной стабилизацией осадок

по ГОСТ 5686-78*, принимаемый по табл.2I.

Таблица 2I

Коэффициент ζ для коротких свай длиной 2...6 м с расстоянием между сваями $\geq 6\,d$

Вид грунта основания	Вид свай		
	забивные призматические	буровые	с уширениями, пирамидальные
Песчаные (кроме пылеватых), пылевато-глинистые твердой консистенции	0,35	0,45	0,50
Пески пылеватые, пылевато-глинистые полутвердой консистенции	0,30	0,40	0,40
Пылевато-глинистые $0,25 < J_L \leq 0,5$	0,25	0,35	0,35
Пылевато-глинистые $J_L > 0,5$	0,20	-	0,30

Примечание. Если в пределах сваи залегают неоднородные грунты, то значение ζ принимается для грунтов, залегающих под пятой сваи.

Приложение I

ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ

I. При разработке проектов производства работ и выполнении работ на строительной площадке следует руководствоваться главами СНиП 3.01.01-85 "Организация строительного производства"; СНиП III-4-80 "Техника безопасности в строительстве"; СНиП 3.02-01-87 "Земляные сооружения, основания и фундаменты"; СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции" и дополнительными требованиями настоящего приложения.

2. При монтаже сборных столбчатых фундаментов обязательной является следующая последовательность работ:

- устройство котлованов под фундаменты, лотки, каналы;
- устройство песчаных, бетонных подушек или подготовок;
- монтаж фундаментов, лотков, каналов;
- обратная засыпка котлованов с послойным уплотнением грунта до плотности $\rho \geq 1{,}6$ т/м^3;
- монтаж цокольных и стеновых панелей;
- монтаж плит покрытия.

Примечание: Не допускается начинать монтаж рам и плит покрытия до окончания работ по устройству обратной засыпки с тщательным уплотнением.

3. В период производства земляных работ, устройства подушек, подготовок, монтажа фундаментов следует предусматривать меры, исключающие замачивание основания.

4. При устройстве свайных фундаментов с применением забивных свай двутаврового и таврового сечения с консолью запрещается погружать консоль в грунт природной структуры.

5. В зимнее время глубина лидирующей скважины принимается равной $0{,}9\,d_f$, где d_f - глубина промерзания во время забивки сваи. Лидирующие скважины могут нарезаться баровой установкой ($\Delta = 0{,}9\,\delta$) или пробуриваться агрегатом, оборудованным насадкой НИИпромстроя. В последнем случае диаметр лидирующей скважины $d_л$ принимается $d_л = (1{,}2 \ldots 1{,}4)\,b$, где b - бо́льший размер поперечного сечения сваи. Пространство между стенками сваи и скважины

заполняется раствором или тощим бетоном.

6. Погружение свай в плотные просадочные грунты производится через лидерные скважины глубиной I...I,5 м, пробиваемые лидером, имеющим форму поперечного сечения сваи, а для свай таврового сечения нарезаемые баровой установкой с шириной ножа $\Delta = (0,8...0,9)\delta$, где δ – средняя толщина стенок полки и ребра тавра.

7. На площадках с неровным рельефом и подсыпками толщиной I...I,5 м рекомендуется применять сваи двух типоразмеров – меньшей длины, где планировка выполняется срезкой, большей – где планировка выполняется подсыпкой.

8. Забивка свай допускается только после достижения 100 %-ной прочности. В зимнее время запрещается забивать сваи с высокой влажностью после пропарки. После пропарки сваи должны быть выдержаны в течение 2 суток при температуре не ниже $+20^{\circ}C$.

9. Разбивку свайного поля и забивку свай следует осуществлять на спланированной площадке. Размеры спланированной площадки должны обеспечивать свободу перемещения сваебойного агрегата.

I0. В зимнее время запрещается устраивать засыпки пазух котлованов, подсыпку площадки из комковатых мерзлых грунтов без уплотнения. Для этих целей должен применяться только немерзлый грунт, уплотняемый до плотности:

пылевато-глинистые грунты	– I,6 т/м^3;
песчаные грунты	– I,7 т/м^3.

II. При обнаружении низкого качества свай, несоответствия размеров, марки бетона требованиям ТУ и рабочих чертежей управление, производящее забивку, вызывает представителя – поставщика, назначается комиссия. Комиссия устанавливает возможность использования свай или необходимости замены, составляет акт проверки.

I2. Продольные и поперечные оси свайных рядов закрепляются на обноске, отстоящей на расстоянии I0...I2 м от разбивочных осей здания. Отклонения стержней-фиксаторов местоположения свай от проектных не должны превышать ± 5 мм.

13. Раскладка свай на спланированной площадке выполняется "с колес". Оголовки свай устанавливаются на подкладки (для облегчения их строповки).

14. Не допускается погружение свай без амортизирующей прокладки в наголовнике. Толщина прокладки из прочных пород древесины (дуб, береза) должна быть не менее 100 мм.

15. Наголовник должен плотно охватывать призматический выступ сваи. Зазоры между гранями выступа и наголовником не должны превышать 5...10 мм.

16. Забивка свай таврового сечения с шириной полки 0,5 м и двутаврового сечения длиной 4 м осуществляется агрегатом С-878 с трубчатым молотом С-996. Забивка свай двутаврового сечения длиной 5 и 6 м и таврового сечения с шириной полки 0,8 м производится агрегатом СП-49 с дизель-молотом С-1047 и С-996 (масса ударной части соответственно 2,5 и 1,8 т).

В зависимости от грунтов принимаются следующие соотношения между массой сваи q и массой молота Q:

- в глинистых грунтах твердой, полутвердой консистенции, песках средней крупности средней плотности $Q/q > 1,2$;
- в глинистых грунтах тугопластичной консистенции, песках мелких, пылеватых $Q/q = 1$;
- в глинистых грунтах мягкопластичной и текучей консистенции $Q/q = 0,5...0,7$.

17. В зимнее время погружение свай осуществляется через лидирующие скважины глубиной 0,8...1 глубины промерзания грунта.

Сваи таврового сечения с шириной полки 0,8 м рекомендуется погружать через Т-образные лидирующие скважины, нарезаемые баровыми установками с шириной щели 100...130 мм.

Сваи двутаврового сечения и таврового с шириной полки 0,5 м рекомендуется погружать через цилиндрические лидирующие скважины диаметром 0,6...0,8 м, устраиваемые с применением насадки НИИпромстроя (рис.1, а,б,в). В этом случае пространство между стенками скважины и полками свай засыпается песком после погружения сваи на глубину 1/2...2/3 длины сваи.

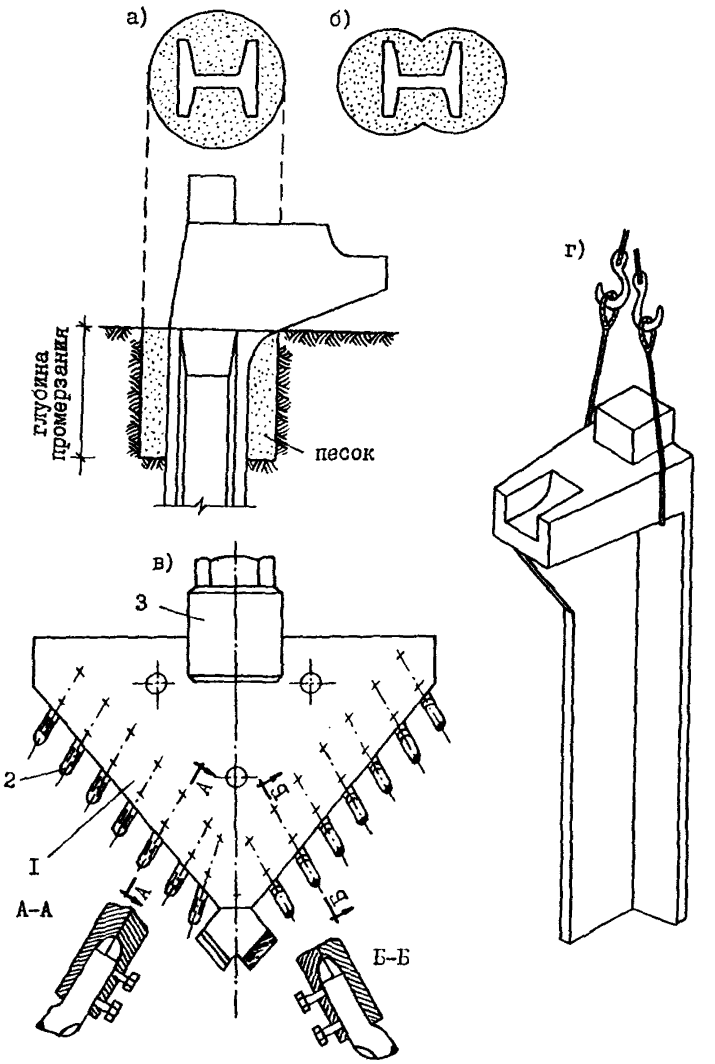


Рис. 1. Погружение свай двутаврового сечения в зимнее время

а - через одну лидирующую скважину;
б - через две лидирующие скважины;
в - насадка НИИПромстроя с буровыми зубьями (I - корпус, 2 - режущие зубья, 3 - хвостовик);

18. Подъем на копер свай таврового и двутаврового сечения длиной 5 и 6 м и таврового сечения с шириной полки 0,8 м рекомендуется осуществлять с помощью двухпетлевого троса (рис.I, г). Захват сваи осуществляется под консолью через отверстие в ребре диаметром 60...80 мм. Для образования отверстия при бетонировании сваи устанавливается пенополистирольный цилиндрический вкладыш.

19. При погружении свай следует вести журнал и ведомость, которые прилагаются к акту приемки свайных фундаментов.

20. Запрещается погружать сваи без контроля точности по геодезическим приборам. Для контроля проектных отметок по высоте рекомендуется применять лазерный визир ЛВ-5М.

21. Допускаемые отклонения свай после забивки: по вертикали +10 мм, -30 мм; в горизонтальной плоскости вдоль здания ±50 мм, поперек здания ±30 мм. В пределах допусков неточности устраняются подливкой бетона класса В20 на мелком щебне.

22. При устройстве приямков под консоль остающиеся пазухи со стороны передней полки сваи, надвигающейся под воздействием распора на грунт, следует заполнять бетоном, песком, щебнем с тщательным уплотнением.

23. После забивки свай и после устранения дефектов составляются исполнительные схемы, предъявляемые при сдаче свайного поля организации, которая будет осуществлять монтаж конструкций здания. Исполнительная схема является документом отчетности.

24. При повреждении свай в процессе забивки или их отклонении сверх допусков производится усиление свай, которое должно согласовываться с проектной организацией.

Приложение 2

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

Исходные данные

Рассчитать фундамент марки Ф15.12.9 здания II класса с каркасом из трехшарнирных рам пролетом 18 м при следующих данных.

Грунт основания – глина мягкопластичная со следующими характеристиками: $c_н$ = 36 кПа; $\varphi_н$ = 12°; E = 10000 кПа; μ = 0,42; γ = 18 кН/м^3; γ' = 17 кН/м^3.

Фундамент принят по серии 1.812.1-2 "Фундаменты железобетонные под трехшарнирные железобетонные рамы для одноролетных сельскохозяйственных зданий", вып.0 и 1. Вертикальная составляющая внешних сил в уровне пяты рамы на фундамент $P_1^н$ = 170 кН, соответствующая горизонтальная – $T^н$ = 121 кН.

Принимаем для расчета фундамент с бетонной подготовкой, подошва которой наклонена к горизонтали под углом α = 15°.

Расчетная схема фундамента показана на рис.2. Подсчет нормативных и расчетных нагрузок на подошву фундамента приведен в таблице.

Таблица

Сбор нагрузок на фундамент

№ п.п.	Вид нагрузки	Нормативные значения нагрузок, $P^н$, кН	Расчетные нагрузки для расчетов по 1 группе предельных состояний, кН			
			для определения несущей способности основания		для проверки на сдвиг и опрокидывание	
			коэф-т надежн.	$P = P^н \cdot n$	коэф-т надежн.	$P = P^н \cdot n$
1	2	3	4	5	6	7
1.	Вертикальная составляющая внешних сил на пяту рамы, P_1	170	1,15	195,5	1,15	195,5
2.	Нагрузка от фундаментной балки и стеновых панелей, P_2	95,3	1,1	104,8	0,9	85,8

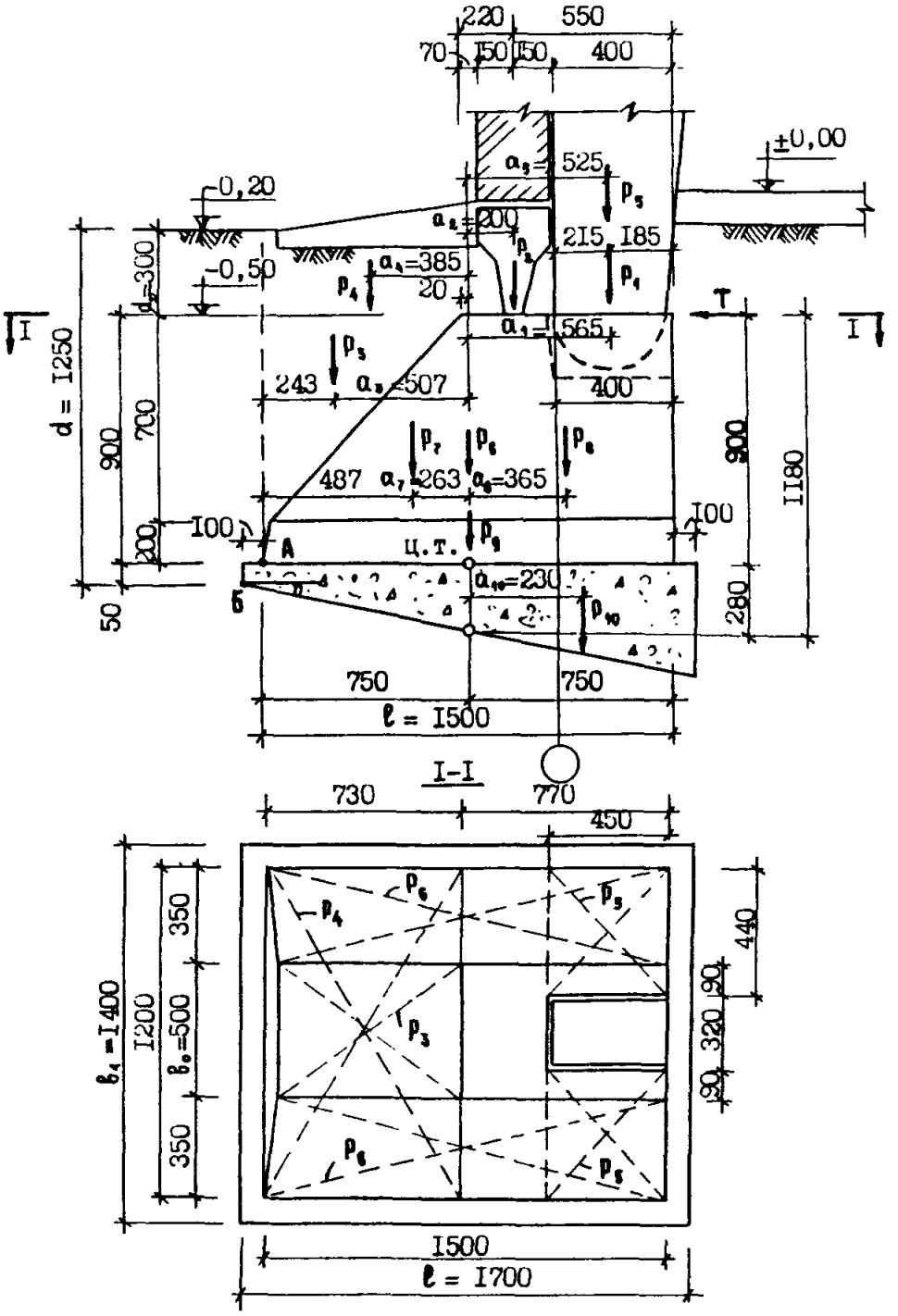


Рис. 2. Схема для расчета фундамента

I	2	3	4	5	6	7
3.	Вес грунта, P_3	2,2	I,I5	2,5	0,9	2,0
4.	Вес грунта по ширине фундамента над ребром от отм. -0,2 до отм. -0,5, P_4	4,5	I,I5	5,2	0,9	4,I
5.	Вес грунта по бокам рамы от отм. -0,2 до отм. -0,5, $2P_5$	2,0	I,I5	2,3	0,9	I,8
6.	Вес грунта на обрезах фундамента, $2P_6$	I2,8	I,I5	I4,7	0,9	II,5
7.	Вес ребра башмака, P_7	3,25	I,I	3,58	0,9	2,93
8.	Вес стакана башмака, P_8	5,9	I,I	6,5	0,9	5,3
9.	Вес плиты башмака, P_9	8,5	I,I	9,35	0,9	7,65
	Сумма вертикальных сил, P	$P^н$ =304,5		P =344		P =3I6,6
I0.	Вес бетонной подготовки	I6,0	I,I	I7,6	0,9	I4,4
II.	Горизонтальная составляющая внешних сил на пяту рамы, T	I2I,0	I,I5	I39,2	I,I5	I39,2
		$T^н$=I2,I		T =I39,2		T =I39,2

Расчет по I группе предельных состояний

Расчетные характеристики грунта для расчета фундаментов по I группе предельных состояний равны:

$$\varphi_I = \frac{\varphi_н}{\gamma_{q(\varphi)}} = \frac{I2^0}{I,I5} = I0^0; \quad C_I = \frac{C}{\gamma_{q(c)}} = \frac{36}{I,5} = 24 \text{ кПа};$$

$\gamma_{I\,грунта}$ = I8 кН/м^3;

$\gamma'_{I\,засыпки}$ = I7 кН/м^3.

Расчет основания по несущей способности производится из условия

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_н ,$$

где F – расчетная нагрузка на основание;

F_u – сила предельного сопротивления основания;

γ_c – коэффициент условий работы, $\gamma_c = 0{,}8$;

γ_n – коэффициент надежности по назначению, $\gamma_n = 1{,}15$.

Угол наклона равнодействующей к вертикали

$$\delta_н = arc\,tg\,\frac{\Sigma T}{\Sigma P} = arc\,tg\,\frac{139{,}2}{344} = arctg\,0{,}404 = 22^0.$$

Нормальная к подошве составляющая силы предельного сопротивления основания определяется по формуле (6)

$$N_{un} = b_n b_1 (N'_\gamma b_n \zeta_\gamma \gamma'_I + N'_q \zeta_q \gamma_I d_1 + N'_c \zeta_c c_I),$$

где b_n – приведенная ширина подошвы фундамента, м;

b_1 – размер подошвы фундамента, перпендикулярный направлению действия горизонтальной составляющей внешних сил, $b_1 = 1{,}4$ м;

N'_γ, N'_q, N'_c – коэффициенты несущей способности;

$\zeta_\gamma, \zeta_q, \zeta_c$ – коэффициенты формы подошвы фундамента;

γ'_I – *удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента*, $\gamma'_I = 17$ кН/м^3;

γ_I – удельный вес грунта, залегающего под подошвой фундамента в зоне выпирания, $\gamma_I = 18$ кН/м^3;

d_1 – глубина заложения подошвы фундамента, $d_1 = 1{,}25$ м;

c_I – расчетное значение сцепления грунта в зоне выпора, $c_I = 24$ кПа.

Определяем равнодействующую всех сил относительно ц.т. подошвы башмака:

$$N = \frac{\Sigma P}{\cos\delta_н} = \frac{344}{\cos 22^0} = \frac{344}{0{,}927} = 371{,}1 \text{ кН}$$

и ее нормальную составляющую к подошве бетонной подготовки

$$N_I = N\cos(\delta_н - \alpha) = 371{,}1\cos 7^0 = 371{,}1 \cdot 0{,}9925 = 368 \text{ кН}.$$

Определяем сумму всех сил нормальных плоскости скольжения для расчета несущей способности

$$\Sigma P_I = N_I + G\cos\alpha = N_I + P_{40}\cos 15^0 = 368 + 17{,}6 \cdot 0{,}966 = 385 \text{ кН}.$$

Равнодействующая всех сил относительно ц.т. подошвы подбетонки

$$F = \Sigma P_I / \cos\alpha = 385/0{,}966 = 399 \text{ кН}.$$

Определяем сумму моментов всех вертикальных сил относительно ц.т. подошвы подбетонки

$$\Sigma M_p = P_1 a_1 + P_2 a_2 - P_3 a_3 - P_4 a_4 + P_5 a_5 + P_6 a_6 - P_7 a_7 + P_8 a_8 + P_9 a_9 + P_{10} a_{10} =$$

$= 195,5 \cdot 0,565 + 104,8 \cdot 0,2 - 2,5 \cdot 0,507 - 5,2 \cdot 0,385 + 2,3 \cdot 0,525 + p_6 \cdot 0 - 3,58 \cdot 0,263 + 6,5 \cdot 3,65 + p_9 \cdot 0 + 17,6 \cdot 0,23 = 156,1$ кНм.

Момент от горизонтальной силы

$$M_T = -T \cdot 1,18 = -139,2 \cdot 1,18 = -164,3 \text{ кНм}.$$

Суммарный момент $\Sigma M = 156,1 - 164,3 = -8,2$ кНм.

Величина эксцентриситета равна

$$e = \frac{\Sigma M}{F} = \frac{8,2}{399} = 0,02 \text{ м}.$$ Согласно п.3.2.2 эксцентриситет e направлен от ц.т. в сторону распора, следовательно приведенная ширина подошвы фундамента $b_n = b - 2e = l / \cos\alpha - 2e = 1,7/0,966 - 2 \cdot 0,02 = 1,72$ м.

Определяем коэффициенты N'_γ и N'_c по табл.1 при $\varphi_I = 10^0$, $\alpha = 15^0$ и $\delta' = 22^0 - 15^0 = 7^0$;

$N'_\gamma = 0,48$; $N'_c = 5,69$.

Коэффициент N'_q определяется по формуле (3)

$N'_q = N'_c \operatorname{tg}\varphi_I + 1 = 5,69 \operatorname{tg} 10^0 + 1 = 2,0$.

Учитывая, что $b_1 / b_n = 1,4/1,72 = 0,8 < 1$, коэффициенты, учитывающие форму подошвы фундамента равны

$$\zeta_\gamma = 1 - \frac{0,25}{1} = 0,75; \quad \zeta_q = 1 + \frac{1,5}{1} = 2,5; \quad \zeta_c = 1 + \frac{0,3}{1} = 1,3.$$

Нормальная к подошве составляющая силы предельного сопротивления основания

$N_{um} = 1,72 \cdot 1,4 (0,48 \cdot 1,76 \cdot 0,75 \cdot 17 + 2 \cdot 2,5 \cdot 18 \cdot 1,25 + 5,69 \cdot 1,3 \cdot 24) =$
$= 724$ кН.

Проверяем выполнение условия устойчивости фундамента

$\Sigma p_1 \le 0,8 \cdot 724/1,15$; 385 кН $\le$ 504 кН.

Таким образом, несущая способность основания обеспечена.

Расчет оснований по II группе предельных состояний

В расчетах по деформациям оснований расчетные характеристики грунта принимаем с коэффициентом $\gamma_g = 1$.

$\varphi_{II} = 12^0$; $c_{II} = 36$ кПа; $\gamma'_{II} = 17$ кН/м^3; $\gamma_{II} = 18$ кН/м^3.

Расчет осадок фундаментов с использованием модели линейно-деформируемого полупространства производится при соблюдении условия (20)

$$p \le R,$$

где p – среднее давление на основание под подошвой фундамента от нормативных вертикальных нагрузок;

R – расчетное сопротивление грунта основания, кПа; определяемое по формуле (21)

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma b_1 k_z \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right],$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1{,}1$; $\gamma_{c2} = 1$;

k – коэффициент, равный $k = 1{,}1$;

b_1 – меньший размер подошвы фундамента, $b_1 = 1{,}4$ м;

M_γ, M_c, M_q – безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл.7, $M_\gamma = 0{,}23$; $M_q = 1{,}94$; $M_c = 4{,}42$;

k_z – коэффициент, принимаемый равным $k_z = 1$;

γ_{II} – осредненное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, $\gamma_{II} = 18$ кН/м^3;

γ'_{II} – то же, что γ_{II}, но залегающих выше подошвы, $\gamma'_{II} = 17$ кН/м^3;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, $c_{II} = 36$ кПа;

d_1 – глубина заложения подошвы от уровня планировки, $d_1 = 1{,}48$ м.

Величина допускаемого расчетного давления

$$p = \frac{1{,}1 \cdot 1}{1{,}1} \left[0{,}23 \cdot 1 \cdot 1{,}4 \cdot 1 \cdot 18 + 1{,}94 \cdot 1{,}48 \cdot 17 + 4{,}42 \cdot 36 \right] = 214 \text{ кПа}.$$

Определяем среднее давление под подошвой фундамента по формуле

$$p = \frac{\Sigma P^н + P_{10}}{F},$$

где F – *площадь горизонтальной проекции подошвы подушки*,

$$F = l \cdot b_1 = 1{,}7 \cdot 1{,}4 = 2{,}38 \text{ м}^2.$$

$$p = \frac{304{,}5 + 16}{2{,}38} = 135 \text{ кПа} < 214 \text{ кПа}, \text{ т.е. условие удовлетворяется.}$$

Проверяем удовлетворение требования

$$p_{max} \leq 1{,}2\, p,$$

где p_{max} – максимальное краевое давление внецентренно нагруженного фундамента (в данном случае подушки),

$$p_{max} = p + \frac{M_I^н}{W}$$

$$W = \frac{1,76^2 \cdot 1,4}{6} = 0,72 \text{ м}^3$$

$$M_I^н = -T^н a_т + \Sigma M_р^н + P_{ав} a_{ав} = -121 \cdot 1,18 + 170 \cdot 0,565 + 95,3 \cdot 0,2 - 2,2 \cdot 0,507 - 4,5 \cdot 0,385 + 2 \cdot 0,525 + 12,8 \cdot 0 - 3,25 \cdot 0,263 + 5,9 \cdot 0,365 + 8,5 \cdot 0 + 16 \cdot 0,23 = -24,5 \text{ кНм}$$

$$p_{max} = 135 + \frac{24,5}{0,72} = 169 \text{ кПа}$$

$p_{max} = 169$ кПа $< 1,2 \cdot 214 = 257$ кПа, т.е. требование удовлетворяется.

Определение осадки фундамента

Расчет осадки производится исходя из условия(22)

$$S \leq S_u,$$

где S_u – предельная величина вертикальных деформаций основания, $S_u = 10$ см;

S – расчетная величина вертикальных деформаций основания, определяемая по формуле(23)

$$S = 1,44 \frac{n}{n+1} \frac{p_0 \cdot b_1}{E},$$

где $n = \frac{l}{b_1} = \frac{1,7}{1,4} = 1,21$; $E = 10000$ кПа;

$p_0 = p_{ср} - \gamma_{II}' d = 135 - 17 \cdot 1,48 = 110$ кПа

$$S = 1,44 \frac{1,21}{1,21+1} \cdot \frac{110 \cdot 1,4}{10000} = 0,0121 \text{ м} = 1,2 \text{ см}$$

$S = 1,2$ см $< S_u = 10$ см.

Определение горизонтального перемещения фундамента

Расчет горизонтального перемещения производится исходя из условия(22)

$$u_0 \leq u_u,$$

где u_u – предельная величина горизонтальных перемещений верха фундамента, $u_u = 4$ см, (табл.8);

u_0 – расчетная величина горизонтальных перемещений верха фундамента, определяемая по формуле (25)

$$u_0 = u_n + \theta (d_0 - d_3),$$

где d_3 – заглубление верхнего обреза фундамента, $d_3 = 0,3$ м;

d_0 - заглубление подбетонки на уровне центра тяжести ее подошвы, $d_0 = 1{,}48$ м $\approx 1{,}5$ м;

u_0 - горизонтальное перемещение ц.т. подошвы подбетонки определяется по формуле (26)

$$u_n = \frac{T^н - \Sigma P^н 0{,}5 \sin\alpha - \theta\Gamma}{D}$$

θ - угол поворота фундамента, определяемый по формуле (27)

$$\theta = \frac{M^н D - Ж(T^н - 0{,}5 \sin\alpha \Sigma P^н)}{WD - Ж\Gamma}$$

где $M^н$ - нормативное значение момента внешних сил относительно ц.т. подошвы подбетонки, $M^н = 0{,}0245$ МНм;

$T^н$ - горизонтальная сила, $T^н = 0{,}121$ МН;

$\Sigma P^н$ - сумма внешних вертикальных сил, $\Sigma P^н = 0{,}32$ МН;

α - угол наклона подошвы подбетонки к горизонтали, $\alpha = 15^0$;

Значения параметров Γ, D, W, $Ж$ определяются по формулам

$$\Gamma = K b_0 Б; \quad Ж = \Gamma + 0{,}5 h_n \Psi; \quad Б = d_0 \frac{d_1^2 - d_2^2}{2} - \frac{d_1^3 - d_3^3}{3};$$

$$W = B + \frac{\beta^3 \beta_1 c^n}{24}; \quad \Psi = h_n(\beta_1 - b_0)K(d_1 - 0{,}5 h_n);$$

$$B = \left[\frac{d_0^2}{2}(d_1^2 - d_3^2) - \frac{2 d_0}{3}(d_1^3 - d_3^3) + \frac{d_1^4 - d_3^4}{4} \right] K b_0;$$

$$D = K b_0 \frac{d_1^2 - d_3^2}{2} + \Psi + B \beta_1 c^n (1 - 0{,}5 \cos\alpha),$$

где h_n - высота плиты фундамента по грани, надвигающейся на грунт, с учетом подбетонки, $h_n = 0{,}2+0{,}05 = 0{,}25$ м;

β - размер стороны подошвы подбетонки параллельной распору, $\beta = 1{,}76$ м;

b_0 - ширина стойки фундамента, $b_0 = 0{,}5$ м;

β_1 - размер стороны подошвы плиты фундамента, перпендикулярной распору, $\beta_1 = 1{,}4$ м;

d_1 - заглубление подошвы подбетонки по грани, надвигающейся на грунт, $d_1 = 1{,}25$ м;

K - коэффициент пропорциональности грунта засыпки, $K = 6$ МН/м^4, (табл.9);

c^n - коэффициент постели под подошвой подбетонки, $c^n = 6$ МН/м^3, (табл.10);

$$Б = \frac{1{,}25^2 - 0{,}3^2}{2} 1{,}5 - \frac{1{,}25^3 - 0{,}3^3}{3} = 0{,}462;$$

$$Г = 6 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}462 = 1{,}386;$$

$$Ч = 0{,}25(1{,}4-0{,}5)6(1{,}25-0{,}5 \cdot 0{,}25) = 1{,}52;$$

$$Ж = 1{,}386+0{,}5 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}52 = 1{,}576;$$

$$В = \left[\frac{1{,}5^2}{2} (1{,}25^2-0{,}3^2) - \frac{2 \cdot 1{,}5}{3} (1{,}25^3-0{,}3^3) + \frac{1{,}25^4-0{,}3^4}{4} \right] 6 \cdot 0{,}5 = 1{,}014;$$

$$W = 1{,}014 + \frac{1{,}76^3 \cdot 1{,}4 \cdot 6}{24} = 2{,}922;$$

$$Д = 6 \cdot 0{,}5 \frac{1{,}25^2-0{,}3^2}{2} + 1{,}52 + 1{,}76 \cdot 1{,}4 \cdot 6(1-0{,}5 \cdot \cos 15^0) = 11{,}372.$$

$$\theta = \frac{0{,}0245 \cdot 11{,}372 - 1{,}576(0{,}121-0{,}5 \cdot \sin 15^0 \cdot 0{,}32)}{2{,}922 \cdot 11{,}372 - 1{,}576 \cdot 1{,}386} = 0{,}00764.$$

$$u_п = \frac{0{,}121-0{,}32 \cdot 0{,}5 \cdot \sin 15^0 - 0{,}00764 \cdot 1{,}386}{11{,}372} = 0{,}006 \text{ м} = 0{,}6 \text{ см}.$$

$$u_о = 0{,}006 + 0{,}00764(1{,}5-0{,}3) = 0{,}006 + 0{,}0092 = 1{,}52 \text{ см}$$

$$u_о = 1{,}52 \text{ см} < [u_о] = 4 \text{ см}$$

Горизонтальное перемещение меньше предельного.

Таким образом, расчеты показали, что для действующего сочетания нагрузок и залегающих в основании грунтов размеры подошвы фундамента могут быть уменьшены.

Приложение 3

РАСЧЕТ СВАИ ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ

Пример I.

Исходные данные

Схема приложения нагрузок и расчетная схема сваи представлены на рис. 3.

Нагрузки нормативные:

вертикальная от пяты рамы $F_{v1} = 0,26$ МН;

вертикальная от панелей ограждения $F_{v2} = 0,I$ МН;

горизонтальная $F_h = 0,25$ МН.

Нагрузки расчетные:

вертикальная от пяты рамы $N_1 = F_{v1} \cdot I,I5 = 0,26 \cdot I,I5 = 0,299$ МН;

вертикальная от панели ограждения $N_2 = F_{v2} \cdot I,15 = 0,I \cdot I,I5 = 0,II5$ МН;

горизонтальная $H = F_h \cdot I,I5 = 0,25 \cdot I,I5 = 0,2875$ МН.

Грунтовые условия: I слой (от усл.уровня поверхности земли) - суглинок, $J_L = 0,8$, $e = I$, толщ.слоя I,8 м; 2 слой - глина, $J_L = 0,4$, $e = 0,55$, толщ.слоя более 5 м.

Расчет сваи таврового сечения СТ.40.8-2АШ

Расчет по II группе предельных состояний производим на нормативные нагрузки

$$F_v = F_{v1} + F_{v2} + F_{vcв} = 0,26+0,I+0,027 = 0,387 \text{ МН}$$

$$F_h = 0,25 \text{ МН}$$

Определяем изгибающий момент M в уровне условной поверхности грунта от нормативных нагрузок

$$M = F_{v1} \cdot \ell_1 + F_{v2} \cdot \ell_2 = 0,26 \cdot 0,8I25+0,I \cdot 0,4725 = 0,2585 \text{ МНм}.$$

Значения коэффициента пропорциональности K для отдельных слоев грунта принимаем по табл.I6:

$$K_1 = I,04 \text{ МН/м}^4; \quad K_2 = 5,5 \text{ МН/м}^4.$$

Приведенное значение коэффициента пропорциональности $K_{пр}$ определяем по ф.49:

$$K_{пр} = \frac{1}{h^2} \quad K_1 h_1 (h_1 + 2h_2) + K_2 h_2^2 =$$

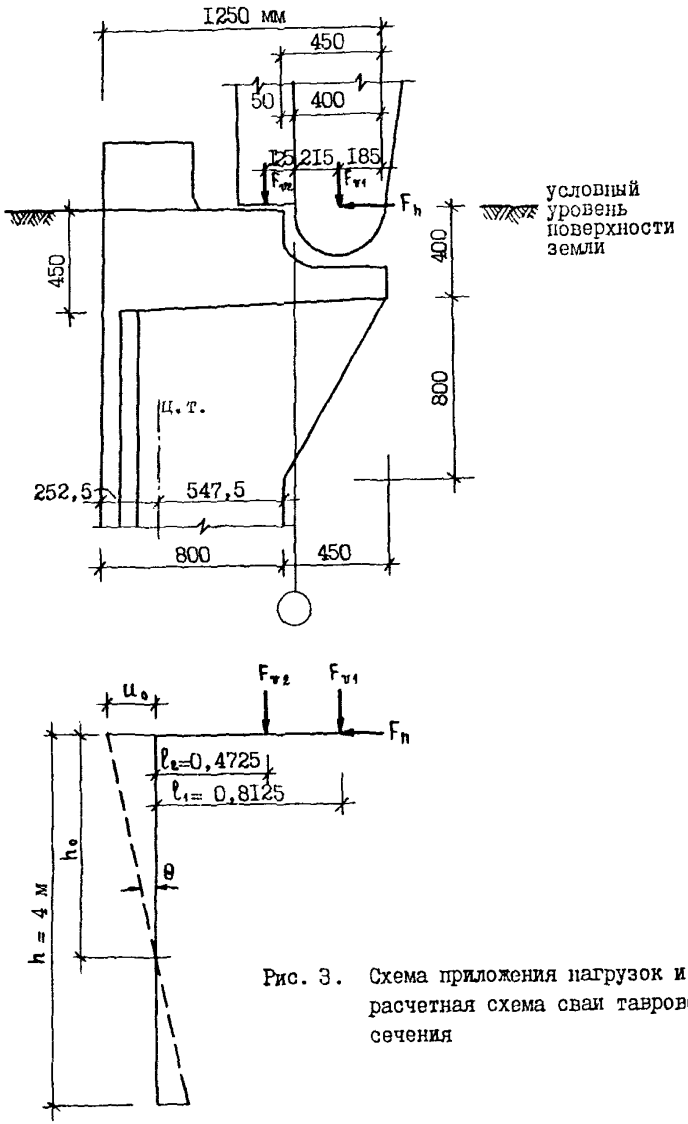


Рис. 3. Схема приложения нагрузок и расчетная схема сваи таврового сечения

$$= \frac{I}{4^2}\left[I,04\cdot I,8(I,8+2\cdot 2,2)+5,5\cdot 2,2^2\right] = 2,39 \text{ МН/м}^4.$$

Ширина грани сваи (полки тавра), надвигающейся на грунт, при ее повороте $\beta_1 = 0,8$ м, размер сваи, параллельный распору $\beta = 0,8$ м.

Коэффициент постели под пятой сваи на сжатие c^n и на сдвиг c_τ^n принимаем по табл.I7:

$$c^n = I00 \text{ МН/м}^3; \qquad c_\tau^n = 50 \text{ МН/м}^3.$$

Расстояние от условного уровня поверхности земли до точки поворота сваи в грунте определяем по ф.45:

$$h_0 = \frac{h\left\{\left(h-\frac{M}{F_h}\right)\left[\frac{2Kh^2(\beta+\beta_1)}{3}+2\beta\beta_1 c_\tau^n\right]-\frac{Kh^3(\beta+\beta_1)}{6}+\frac{\beta_1\beta^3 c^n}{12h}-2F_v\right\}}{\left(h-\frac{M}{F_h}\right)\left[Kh^2(\beta+\beta_1)+2\beta\beta_1 c_\tau^n\right]-\frac{Kh^3(\beta+\beta_1)}{3}} =$$

$$= \frac{4\left\{\left(4-\frac{0,2585}{0,25}\right)\left[\frac{2\cdot 2,39\cdot 4^2(0,8+0,8)}{3}+2\cdot 0,8\cdot 0,8\cdot 50\right]-\right.}{\left(4-\frac{0,2585}{0,25}\right)\left[2,39\cdot 4^2(0,8+0,8)+2\cdot 0,8\cdot 0,8\cdot 50\right]-}$$

$$\frac{\left.-\frac{2,39\cdot 4^3(0,8+0,8)}{6}+\frac{0,8\cdot 0,8^3\cdot I00}{12\cdot 4}-2\cdot 0,387\right\}}{-\frac{2,39\cdot 4^3(0,8+0,8)}{3}} = 3,729088 \text{ м}.$$

Угол поворота сваи в грунте θ по ф.46:

$$\theta = \frac{F_h}{Kh^2(\beta+\beta_1)\left(\frac{h_0}{2}-\frac{h}{3}\right)-\beta\beta_1 c_\tau^n(h-h_0)} =$$

$$= \frac{0,25}{2,39\cdot 4^2(0,8+0,8)\left(\frac{3,729088}{2}-\frac{4}{3}\right)-0,8\cdot 0,8\cdot 50(4-3,729088)} =$$

$$= 0,0I049 \text{ рад}.$$

Горизонтальное перемещение головы сваи u_0 в уровне условной поверхности земли по ф.47:

$$u_0 = h_0\theta = 3,729088\cdot 0,0I049 = 0,039II8 \text{ м} \approx 3,9I \text{ см} < [u_0] =$$

$= 4$ см, т.е. требования табл.8 выполняются.

Силы отпора грунта F_{h1}, F_{h3} по граням, надвигающимся на грунт, по ф.43 и 44:

$$F_{h1} = K\beta_1\theta\frac{h_0^3}{6} = 2,39\cdot 0,8\cdot 0,0I049\frac{3,729088^3}{6} = 0,I73348 \text{ МН}$$

$$F_{h3} = K\beta_1\theta\left(\frac{h^3}{3} - \frac{h_0 h^2}{2} + \frac{h_0^3}{6}\right) =$$

$$= 2{,}39 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}01049\left(\frac{4^3}{3} - \frac{3{,}729088 \cdot 4^2}{2} + \frac{3{,}729088^3}{6}\right) =$$

$= 0{,}002878$ МН.

Силы трения по граням сваи, параллельным силе распора, расположенным выше точки поворота $2F_{h2}$ и ниже точки поворота $2F_{h4}$ по ф. 54 и 55:

$$2F_{h2} = 0{,}173348 \text{ МН};$$

$$2F_{h4} = 0{,}002878 \text{ МН}.$$

Сила трения под пятой F_{h5} по ф.56:

$$F_{h5} = \beta\beta_1\theta(h - h_0)c_c^0 = 0{,}8 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}01049(4 - 3{,}729088)50 = 0{,}09094 \text{ МН}.$$

Правильность расчетов проверяется подстановкой значений всех сил в уравнение равновесия по ф.57:

$$F_h + 2F_{h4} + F_{h5} + F_{h3} = 2F_{h2} + F_{h1}$$

$0{,}25 + 0{,}002878 + 0{,}09094 + 0{,}002878 = 0{,}173348 + 0{,}173348$

$0{,}346696 \cong 0{,}346696$, т.е. расчеты сделаны правильно.

Расчет по I группе предельных состояний производим аналогично расчету по II группе, но при расчетных нагрузках. В результате расчета имеем:

$h_0 = 3{,}727486$ м; $\quad\theta = 0{,}012124$ рад;

$H_1 = 0{,}199927$ МН; $\quad H_3 = 0{,}003362$ МН.

Вертикальная составляющая несущей способности сваи по грунту F_d определяется по ф.41.

Расчетное сопротивление грунта под пятой сваи принимаем по табл.12:

$$R = 2{,}2 \text{ МПа}.$$

Расчетные сопротивления грунта по боковой поверхности f принимаем по табл.14:

$$f_1 = 0{,}012 \text{ МПа}; \qquad f_2 = 0{,}04 \text{ МПа}.$$

Площадь поперечного сечения ствола сваи $A = 0{,}192$ м^2.

Периметр поперечного ствола сваи $u = 3{,}115$ м.

Коэффициент трения бетонной поверхности сваи о грунт $f_{тр}$ принимаем по табл.2:

$f_{тр}$ = 0,375 (среднее значение по слоям при принятом влажном состоянии контактной поверхности с наличием шероховатости).

$$F_d = \gamma_c \left[\gamma_{cR} R A + \gamma_{cf} (u - \delta_t) \sum_{i=1}^{i=n} f_i \ell_i + \gamma'_{cf} \delta_t \Sigma \left| f_i \ell_i \right|_{\ell_i = 0,4h}^{\ell_i = 0,9h} + (H_1 + H_3) f_{тр}\right] =$$

$$= 1 \left[1 \cdot 2,2 \cdot 0,192 + 1(3,115 - 0,8)(0,012 \cdot 1,8 + 0,04 \cdot 2,2) + \right.$$

$$\left. + 0,8 \cdot 0,8(0,012 \cdot 0,2 + 0,04 \cdot 2,5) + (0,199927 + 0,003362) 0;375\right] =$$

$$= 0,818 \text{ МН}.$$

Размеры сваи считаются достаточными, если выполняется условие по ф.42:

$$N \leqslant \frac{F_d}{\gamma_k}$$

$$N = F_v \cdot 1,15 = 0,387 \cdot 1,15 = 0,445 \text{ МН}.$$

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0,818}{1,4} = 0,584 \text{ МН}.$$

Т.к. 0,584 МН > 0,445МН, то несущая способность сваи по грунту обеспечена.

Изгибающий момент M_z в произвольном сечении ствола сваи, находящемся на глубине z от условной поверхности земли, определяется по ф.51.

Поперечная сила Q_z на глубине z от условной поверхности земли определяется по ф.52.

Максимальный изгибающий момент $M_{z\,max}$ в стволе сваи находится на глубине z, определяемый из условия $\frac{dM_z}{dz} = Q_z = 0$ по примечанию 1 п.4.10.

Максимальный момент M_{max} будет находиться в стволе сваи при z = 2,75 м

$$M_{z=2,75} = 0,184 \text{ МНм}.$$

В сечении под консолью при $z = 1,2$ м получаются значения M_z и Q_z:

$$M_z = 0,029 \text{ МНм}; \qquad Q_z = 0,203 \text{ МН}.$$

Эпюры M_z и Q_z представлены на рис.4.

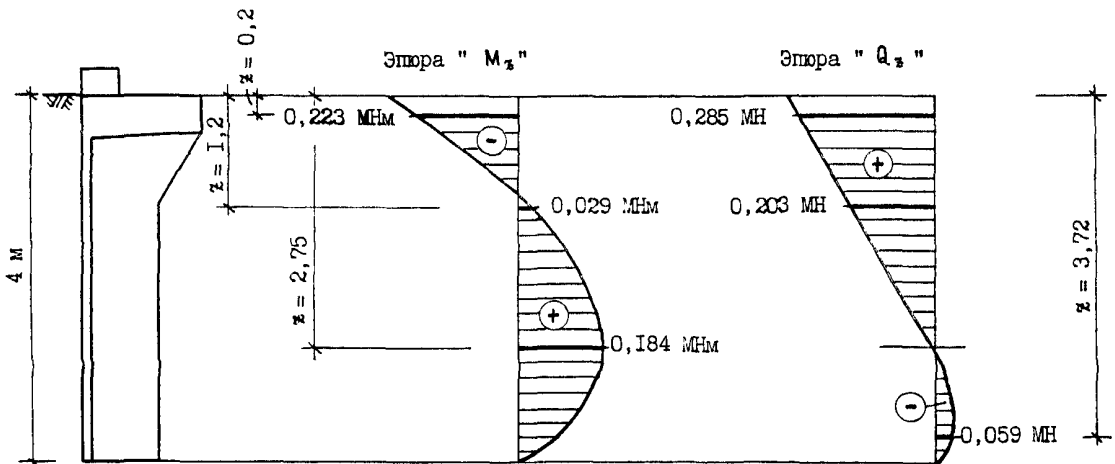


Рис. 4. Эпюры изгибающих моментов M_z и поперечных сил Q_z в тавровой свае

Пример 2.

Исходные данные

Схема приложения нагрузок и расчетная схема сваи представлены на рис. 5 .

Нагрузки нормативные:

вертикальная от пяты рамы F_{v1} = 0,17 МН;

вертикальная от панелей ограждения F_{v2} = 0,09 МН;

горизонтальная F_h = 0,08 МН.

Нагрузки расчетные:

вертикальная от пяты рамы $N_1 = F_{v1} \cdot 1,15 = 0,17 \cdot 1,15 = 0,1955$ МН;

вертикальная от панелей ограждения $N_2 = F_{v2} \cdot 1,15 = 0,09 \cdot 1,15 = 0,1035$ МН;

горизонтальная $H = F_h \cdot 1,15 = 0,08 \cdot 1,15 = 0,092$ МН.

Грунтовые условия: I слой (от условного уровня поверхности земли) - песок мелкий, $e = 0,7$; толщ.слоя 1,2 м; 2 слой - супесь, $J_L = 0,4$, $e = 1$, толщ.слоя 0,8 м; 3 слой - суглинок, $J_L = 0,6$, $e = 0,85$, толщ.слоя 1,4 м; 4 слой - глина, $J_L = 0,8$, $e = 0,7$, толщ.слоя более 5 м (рис.6).

Расчет сваи таврового сечения СТ 50.8-2АШ

Расчет по II группе предельных состояний производим на нормативные нагрузки.

$$F_v = F_{v1} + F_{v2} + F_{vcв} = 0,17+0,09+0,032 = 0,292 \text{ МН};$$

$$F_h = 0,08 \text{ МН}.$$

Определяем изгибающий момент M в уровне условной поверхности земли от нормативных нагрузок

$$M = F_{v1} \ell_1 + F_{v2} \ell_2 = 0,17 \cdot 0,8125+0,09 \cdot 0,3975 = 0,1739 \text{ МНм}.$$

Для определения коэффициента пропорциональности K используем ф.48 для приведенного значения:

$$K_{пр} = \frac{\Sigma K_i F_i}{\Sigma F_i}$$

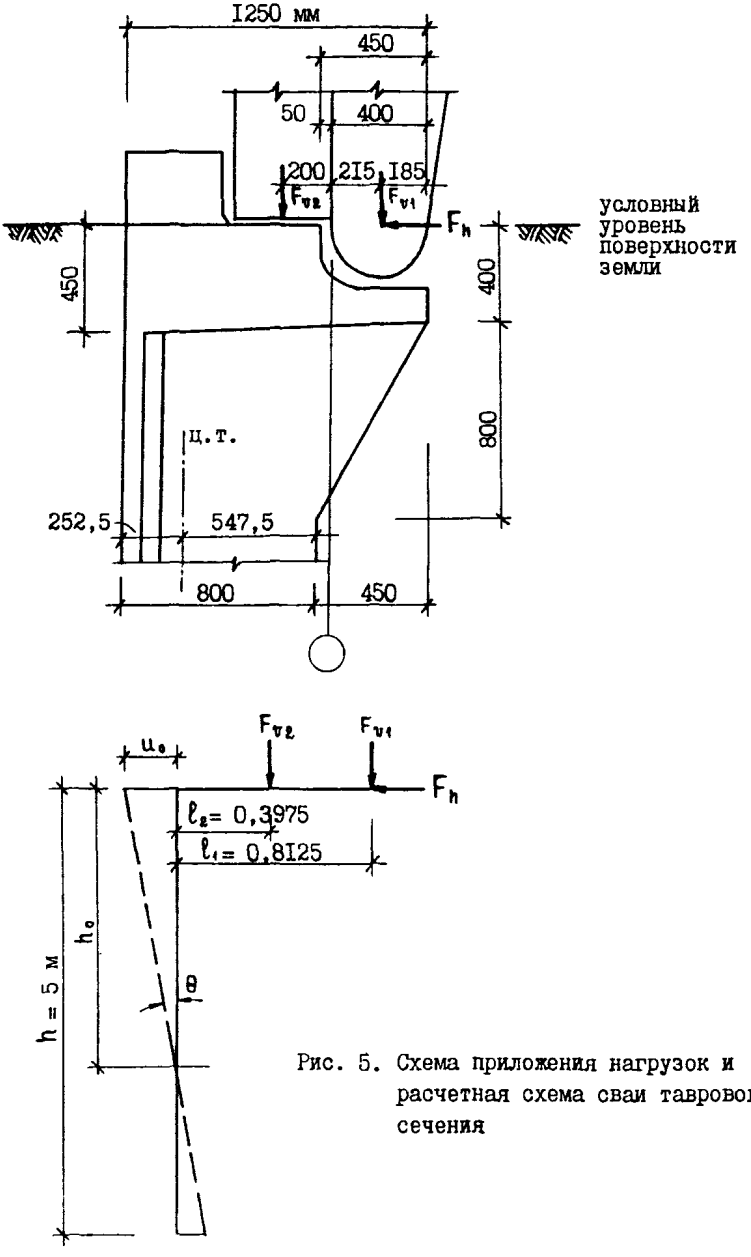


Рис. 5. Схема приложения нагрузок и расчетная схема сваи таврового сечения

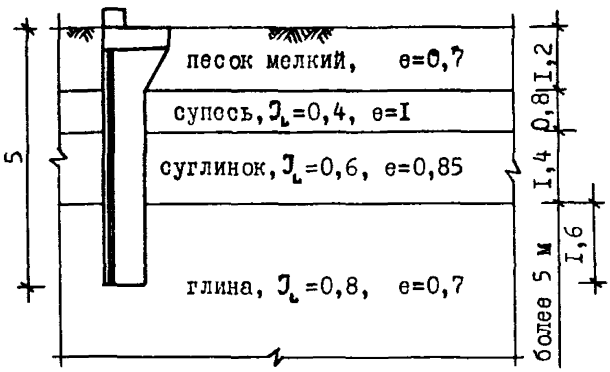
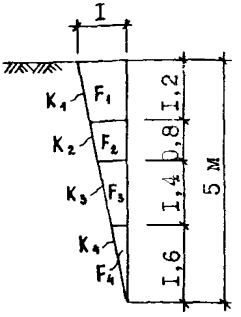


Рис. 6. Геологические данные для расчёта сваи таврового сечения



$F_1 = 1{,}056$ м^2
$F_2 = 0{,}544$ м^2
$F_3 = 0{,}644$ м^2
$F_4 = 0{,}256$ м^2

Рис. 7. Схема для определения $K_{пр}$

Значения K для отдельных слоев грунта принимаем по табл.16:

$K_1 = 8$ МН/м^4; $K_2 = 5$ МН/м^4; $K_3 = 5$ МН/м^4; $K_4 = 1$ МН/м^4;

$$K_{пр} = \frac{K_1F_1 + K_2F_2 + K_3F_3 + K_4F_4}{F_1 + F_2 + F_3 + F_4} = \frac{8\cdot 1{,}056+5\cdot 0{,}544+5\cdot 0{,}644+1\cdot 0{,}256}{1{,}056+0{,}544+0{,}644+0{,}256} =$$

$= 5{,}5087$ МН/м^2.

Ширина грани сваи (полки тавра), надвигающейся на грунт, при ее повороте $b_1 = 0{,}8$ м; размер сваи, параллельный распору $b = 0{,}8$ м.

Коэффициенты постели под пятой сваи на сжатие c^n и на сдвиг c^n_τ принимаем по табл.17:

$$c^n = 25 \text{ МН/м}^3; \qquad c^n_\tau = 12 \text{ МН/м}^3.$$

Расстояние от условного уровня поверхности земли до точки поворота сваи в грунте определяем по ф.45:

$$h_0 = \frac{h\left\{(h-\frac{M}{F_h})\left[\frac{2Kh^2(b+b_1)}{3} + 2bb_1c^n_\tau\right] - \frac{Kh^3(b+b_1)}{6} + \frac{b_1b^3c^n}{12h} - 2F_v\right\}}{(h-\frac{M}{F_h})\left[Kh^2(b+b_1) + 2bb_1c^n_\tau\right] - \frac{Kh^3(b+b_1)}{3}} =$$

$$= \frac{5\left\{(5-\frac{0{,}1739}{0{,}08})\left[\frac{2\cdot 5{,}5087\cdot 5^2(0{,}8+0{,}8)}{3} + 2\cdot 0{,}8\cdot 0{,}8\cdot 12\right] - \right.}{(5-\frac{0{,}1739}{0{,}08})\left[5{,}5087\cdot 5^2(0{,}8+0{,}8)+2\cdot 0{,}8\cdot 0{,}8\cdot 12\right] -}$$

$$\left. - \frac{5{,}5087\cdot 5^3(0{,}8+0{,}8)}{6} + \frac{0{,}8\cdot 0{,}8^3\cdot 25}{12\cdot 5} - 2\cdot 0{,}292\right\}$$

$$- \frac{5{,}5087\cdot 5^3(0{,}8+0{,}8)}{3} = 4{,}592267 \text{ м.}$$

Угол поворота сваи в грунте θ по ф.46:

$$\theta = \frac{F_h}{Kh^2(\beta+\beta_1)(\frac{h_z}{2}-\frac{h}{3}) - \beta\beta_1 c_c^n (h-h_0)} =$$

$$= \frac{0,08}{5.5087\cdot 5^2(0,8+0,8)(\frac{4,592267}{2}-\frac{5}{3})-0,8\cdot 0,8\cdot 12(5-4,592267)} =$$

$= 0,00059$ рад.

Горизонтальное перемещение головы сваи u_0 в уровне условной поверхности земли по ф.47:

$u_0 = h_0\theta = 4,592267\cdot 0,00059 = 0,002709$ м $\approx 0,27$ см $< [u_0] =$ $= 4$ см, т.е. требования табл.8 выполняются.

Силы отпора грунта F_{h1}, F_{h3} по граням, надвигающимся на грунт, по ф.43 и 44:

$$F_{h1} = K\beta_1\theta\frac{h_0^3}{6} = 5,5087\cdot 0,8\cdot 0,00059\,\frac{4,592267^3}{6} = 0,041968 \text{ МН}.$$

$$F_{h3} = K\beta_1\theta(\frac{h^3}{3} - \frac{h_0h^2}{2} + \frac{h_0^3}{6}) =$$

$$= 5,5087\cdot 0,8\cdot 0,00059(\frac{5^3}{3} - \frac{4,592267\cdot 5^2}{2} + \frac{4,592267^3}{6}) =$$

$= 0,001051$ МН.

Силы трения по граням сваи, параллельным силе распора, расположенным выше точки поворота $2F_{h2}$ и ниже точки поворота $2F_{h4}$ по ф.54 и 55:

$$2F_{h2} = 0,041968 \text{ МН:}$$

$$2F_{h4} = 0,001051 \text{ МН.}$$

Сила трения под пятой F_{h5} по ф.56:

$$F_{h5} = \beta\beta_1\theta(h-h_0)c_c^n = 0,8\cdot 0,8\cdot 0,00059(5-4,592267)12 = 0,001848 \text{ МН.}$$

Правильность расчетов проверяется подстановкой значений всех сил в уравнение равновесия по ф.57:

$$F_h + 2F_{h4} + F_{h5} + F_{h3} = 2F_{h2} + F_{h1}$$

$$0,08+0,001051+0,001848+0,001051 = 0,041968+0,041968$$

$$0,08395 \cong 0,083936, \text{ т.е. расчеты}$$

сделаны правильно.

Расчет по I группе предельных состояний производим аналогично расчету по II группе, но при расчетных нагрузках. В результате расчета имеем:

$h_0 = 4{,}590801$ м; $\theta = 0{,}00068$ рад;
$H_1 = 0{,}048324$ МН; $H_3 = 0{,}00122$ МН.

Вертикальная составляющая несущей способности сваи по грунту F_d определяется по ф.41.

Расчетное сопротивление грунта под пятой сваи принимаем по табл.12:

$$R = 0{,}56 \text{ МПа}.$$

Расчетные сопротивления грунта по боковой поверхности f принимаем по табл.14 в соответствии с геологическими данными по рис.6:

$f_1 = 0{,}04$ МПа; $f_2 = 0{,}0285$ МПа; $f_3 = 0{,}0235$ МПа; $f_4 = 0{,}019$ МПа.

Площадь поперечного сечения ствола сваи $A = 0{,}192$ м^2.

Периметр поперечного сечения ствола сваи $u = 3{,}115$ м.

Коэффициент трения бетонной поверхности сваи о грунт $f_{тр}$ принимаем по табл.2:

$f_{тр} = 0{,}45$ (среднее значение по слоям при принятом условно влажном состоянии контактной поверхности с наличием шероховатости).

$$F_d = \gamma_c \left[\gamma_{cR} R A + \gamma_{cf}(u - \delta_4)\sum_{i=1}^{i=n} f_i \ell_i + \gamma'_{cf}\delta_4 \Sigma \left| f_i \ell_i \right|_{\ell_i = 0{,}4h}^{\ell_i = 0{,}9h} + (H_1 + H_3) f_{тр}\right] =$$

$= 1[1 \cdot 0{,}56 \cdot 0{,}192 + 1(3{,}115 - 0{,}8)(0{,}04 \cdot 1{,}2 + 0{,}0285 \cdot 0{,}8 + 0{,}0235 \cdot 1{,}4 + 0{,}019 \cdot 1{,}6) + 0{,}8 \cdot 0{,}8(0{,}0235 \cdot 1{,}4 + 0{,}019 \cdot 1{,}1) + (0{,}048324 + 0{,}00122)0{,}45] = 0{,}475$ МН.

Размеры сваи считаются достаточными, если выполняется условие по ф.42:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k},$$

$$N = F_v \cdot 1{,}15 = 0{,}292 \cdot 1{,}15 = 0{,}336 \text{ МН}$$

$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0{,}475}{1{,}4} = 0{,}339$ МН. Т.к. 0,339 МН > 0,336 МН, то несущая способность сваи по грунту обеспечена.

Изгибающий момент M_z в произвольном сечении ствола сваи, находящемся на глубине z от условной поверхности земли определяет-

ся по ф.5I.

Поперечная сила Q_z на глубине z от условной поверхности земли определяется по ф.52.

Максимальный изгибающий момент $M_{z\,max}$ в стволе сваи находится на глубине z, определяемой из условия $\frac{dM_x}{dz} = Q_z = 0$ по примечанию I п.4.I0.

Максимальный момент M_{max} будет находиться в стволе сваи при $z = 3{,}99$ м.

$$M_{z=3{,}99} = 0{,}0034 \text{ МНм}.$$

В сечении под консолью при $z=1{,}2$ м получаются значения M_z и Q_z:

$$M_z = -0{,}0954 \text{ МНм}; \qquad Q_z = 0{,}076 \text{ МН}.$$

Приложение 4

РАСЧЕТ СВАИ ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ

Исходные данные

Схема приложения нагрузок и расчетная схема сваи представлены на рис.8.

Нагрузки нормативные:

вертикальная от пяты рамы $F_{v1} = 0,27$ МН;

вертикальная от панелей ограждения $F_{v2} = 0,12$ МН;

горизонтальная $F_h = 0,24$ МН.

Нагрузки расчетные:

вертикальная от пяты рамы $N_1 = F_{v1} \cdot 1,15 = 0,27 \cdot 1,15 = 0,3105$ МН;

вертикальная от панелей ограждения $N_2 = F_{v2} \cdot 1,15 = 0,12 \cdot 1,15 = 0,138$ МН;

горизонтальная $H = F_h \cdot 1,15 = 0,24 \cdot 1,15 = 0,276$ МН.

Грунтовые условия: супесь, $J_L = 0,4$, $e = 0,7$, толщ.слоя от условного уровня поверхности земли более 5 м.

Расчет сваи двутаврового сечения С2Т50-2АШ

Расчет по II группе предельных состояний производим на нормативные нагрузки

$$F_v = F_{v1} + F_{v2} + F_{vсв} = 0,27+0,12+0,023 = 0,413 \text{ МН}$$

$$F_h = 0,24 \text{ МН}.$$

Определяем изгибающий момент M в уровне условной поверхности земли от нормативных нагрузок

$$M = F_{v1} \cdot \ell_1 + F_{v2} \cdot \ell_2 = 0,27 \cdot 1,065+0,12 \cdot 0,65 = 0,36555 \text{ МНм}.$$

По табл.16 коэффициент пропорциональности $K = 5$ МН/м^4.

Ширина грани сваи (полки двутавра), надвигающейся на грунт при ее повороте $b_1 = 0,5$м, размер сваи, параллельный распору $b = 0,5$ м.

Коэффициент постели под пятой сваи на сжатие c^n и на сдвиг c_τ^n принимаем по табл.17:

$$c^n = 80 \text{ МН/м}^3; \qquad c_\tau^n = 40 \text{ МН/м}^3.$$

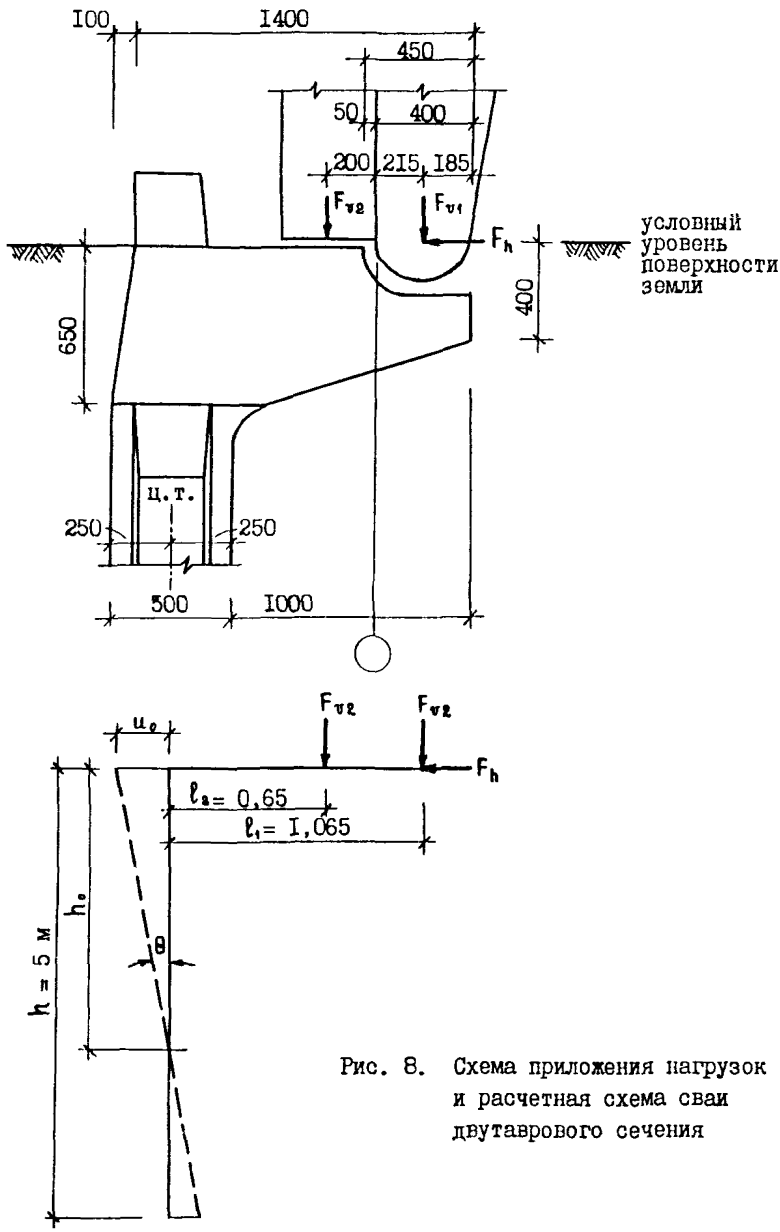


Рис. 8. Схема приложения нагрузок и расчетная схема сваи двутаврового сечения

Расстояние от условного уровня поверхности земли до точки поворота сваи в грунте определяем по ф.45:

$$h_0 = \frac{h\left\{\left(h-\frac{M}{F_h}\right)\left[\frac{2Kh^2(\beta+\beta_1)}{3}+2\beta\beta_1 c_z^n\right]-\frac{Kh^3(\beta+\beta_1)}{6}+\frac{\beta_1\beta^2 c^n}{12h}-2F_v\right\}}{\left(h-\frac{M}{F_h}\right)\left[Kh^2(\beta+\beta_1)+2\beta\beta_1 c_z^n\right]-\frac{Kh^3(\beta+\beta_1)}{3}} =$$

$$= \frac{5\left\{\left(5-\frac{0,36555}{0,24}\right)\left[\frac{2\cdot5\cdot5^2(0,5+0,5)}{3}+2\cdot0,5\cdot0,5\cdot40\right]-\right.}{\left(5-\frac{0,36555}{0,24}\right)\left[5\cdot5^2(0,5+0,5)+2\cdot0,5\cdot0,5\cdot40\right]-}$$

$$\left.-\frac{5\cdot5^3(0,5+0,5)}{6}+\frac{0,5\cdot0,5^3\cdot80}{12\cdot5}-2\cdot0,4I3\right\}$$

$$-\frac{5\cdot5^3(0,5+0,5)}{3}$$

$$= 4,299461 \text{ м.}$$

Угол поворота сваи в грунте θ по ф.46:

$$\theta = \frac{F_h}{Kh^2(\beta+\beta_1)\left(\frac{h_0}{2}-\frac{h}{3}\right)-\beta\cdot\beta_1 c_z^n(h-h_0)} =$$

$$= \frac{0,24}{5\cdot5^2(0,5+0,5)\left(\frac{4,299461}{2}-\frac{5}{3}\right)-0,5\cdot0,5\cdot40(5-4,299461)} =$$

$= 0,004496$ рад.

Горизонтальное перемещение головы сваи u_0 в уровне условной поверхности земли по ф.47:

$u_0 = h_0\,\theta = 4,299461\cdot0,004496 = 0,01933$ м $\approx$ I,93 см $< [u_0] =$ 4 см, т.е. требования табл. 8 выполняются.

Силы отпора грунта F_{h1}, F_{h3} по граням, надвигающимся на грунт по ф.43 и 44:

$$F_{h1} = K\beta_1\theta\,\frac{h_0^3}{6} = 5\cdot0,5\cdot0,004496\,\frac{4,299461^3}{6} = 0,I48887 \text{ МН};$$

$$F_{h3} = K\beta_1\theta\left(\frac{h^3}{3}-\frac{h_0h^2}{2}+\frac{h_0^3}{6}\right) = 5\cdot0,5\cdot0,004496\left(\frac{5^3}{3}-\right.$$

$$\left.-\frac{4,299461\cdot5^2}{2}+\frac{4,299461^3}{6}\right) = 0,0I3I46 \text{ МН}.$$

Силы трения по граням сваи, параллельным силе распора, расположенным выше точки поворота $2F_{h2}$ и ниже точки поворота $2F_{h4}$ по ф. 54 и 55:

$$2F_{h2} = 0,148887 \text{ МН}$$

$$2F_{h4} = 0,013146 \text{ МН.}$$

Сила трения под пятой F_{h5} по ф.56:

$$F_{h5} = \beta \cdot \beta_4 \theta (h - h_e) c_\tau^n = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,004496 (5 - 4,299461) 40 =$$
$$= 0,031496 \text{ МН.}$$

Правильность расчетов проверяется подстановкой значений всех сил в уравнение равновесия по ф.57:

$$F_h + 2F_{h4} + F_{h5} + F_{h3} = 2F_{h2} + F_{h1}$$

$$0,24 + 0,013146 + 0,031496 + 0,013146 = 0,148887 + 0,148887$$

$0,297788 \cong 0,297774$, т.е. расчеты сделаны правильно.

Расчет по I группе предельных состояний производим аналогично расчету по II группе, но при расчетных нагрузках. В результате расчета имеем:

$h_e = 4,297367$ м; $\quad \theta = 0,005185$ рад;

$H_1 = 0,171453$ МН; $\quad H_3 = 0,015249$ МН.

Вертикальная составляющая несущей способности сваи по грунту F_d определяется по ф.41.

Расчетное сопротивление грунта под пятой сваи принимаем по табл.12:

$$R = 1,9 \text{ МПа.}$$

Расчетные сопротивления грунта по боковой поверхности f принимаем по табл.14:

$f_1 = 0,03$ МПа; $\quad f_2 = 0,037$ МПа; $\quad f_3 = 0,04$ МПа.

Площадь поперечного сечения ствола сваи $A = 0,126$ м^2.

Периметр поперечного ствола сваи $u = 2,692$ м.

Коэффициент трения бетонной поверхности сваи о грунт $f_{тр}$ принимаем по табл.2:

$f_{тр} = 0,45$ (при принятом влажном состоянии контактной поверхности с наличием шероховатости).

$$F_d = \gamma_c \left[\gamma_{cR} R A + \gamma_{cf} (u - \beta_4) \sum_{i=1}^{i=n} f_i \ell_i + \gamma'_{cf} \beta_4 \sum \Big|_{\ell_1 = 0,4h}^{\ell_2 = 0,9h} f_i \ell_i + (H_1 + H_3) f_{тр} \right] =$$

$$= 1 \left[1 \cdot 1,9 \cdot 0,126 + 1 (2,692 - 0,5)(0,03 \cdot 2 + 0,037 \cdot 2 + 0,04 \cdot 1) + \right.$$
$$\left. + 0,8 \cdot 0,5 (0,037 \cdot 2 + 0,04 \cdot 0,5) + (0,171453 + 0,015249) 0,45 \right] =$$
$$= 0,742 \text{ МН.}$$

Размеры сваи считаются достаточными, если выполняется условие по ф.42:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$$

$$N = F_v \cdot 1{,}15 = 0{,}413 \cdot 1{,}15 = 0{,}475 \text{ МН}.$$

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0{,}742}{1{,}4} = 0{,}53 \text{ МН}.$$ Т.к. 0,53 МН > 0,475 МН, то несущая способность сваи по грунту обеспечена.

Изгибающий момент M_z в произвольном сечении ствола сваи, находящимся на глубине z от условной поверхности земли, определяется по ф.51.

Поперечная сила Q_z на глубине z от условной поверхности земли определяется по ф.52.

Максимальный изгибающий момент $M_{z\,max}$ в стволе сваи находится на глубине z, определяемой из условия $\frac{dM_z}{dz} = Q_z = 0$ по примечанию I п.4.10.

Максимальный момент M_{max} будет находиться в стволе сваи при $z = 3{,}08$ м.

$$M_{z=3{,}08} = 0{,}092 \text{ МНм}.$$

В сечении под консолью при $z = 0{,}65$ м получаются значения M_z и Q_z:

$$M_z = 0{,}235 \text{ МНм}; \qquad Q_z = 0{,}255 \text{ МН}.$$

Эпюры M_z и Q_z представлены на рис.9.

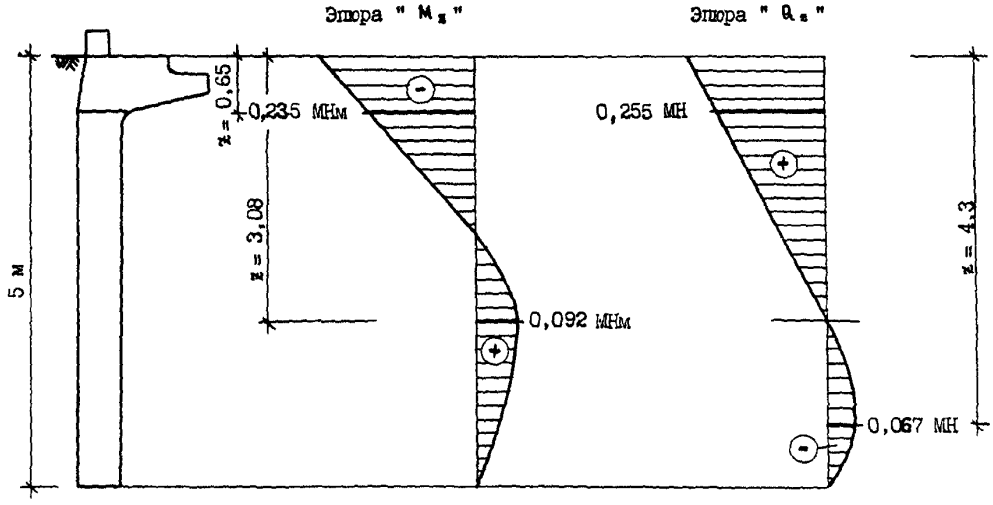


Рис. 9. Эпюры изгибающих моментов M_z и поперечных сил Q_z в двутавровой свае

Приложение 5

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА СВЯЗЕВОГО БЛОКА НА ОСОБОЕ СОЧЕТАНИЕ НАГРУЗОК

Исходные данные

Рассчитать фундамент марки IФI5.I2.9 сельскохозяйственного здания П класса ответственности с каркасом из трехшарнирных рам пролетом 2I м для расчетной сейсмичности 8 баллов при следующих данных:

грунт основания - глина с коэффициентом пористости $e = 0,75$; нормативные значения прочностных характеристик - сцепление $c_н$ = = 54 кПа (0,54 кгс/см^2), угол внутреннего трения $\varphi_н = I9^0$.

Нагрузки на фундамент приняты по серии I.822.I-6 "Железобетонные рамы для однопролетных сельскохозяйственных зданий с уклоном кровли I:4", вып.6с "Рамы пролетом I2, I8 и 2I м с высотой стойки 3,75 м. Материалы для проектирования зданий с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов".

Расчетные схемы связевого блока и фундаментов показаны соответственно на рис.10 и 11. Конструкция фундаментов принята по серии I.8I2.I-6с "Фундаменты железобетонные под трехшарнирные рамы сельскохозяйственных зданий для строительства в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов", вып.I "Материалы для проектирования. Технические условия. Рабочие чертежи".

Расчет на особое сочетание нагрузок производится по I группе предельных состояний (по несущей способности).

I. Расчет фундамента на сдвиг в продольном направлении здания (учет горизонтальной составляющей нагрузки)

Расчетные нагрузки на фундамент приняты по табл.2 серии I.822.I-6, вып.6с.

Расчетные значения удельного веса грунта основания γ_I = = I8 кН/м^3, для обратной засыпки γ'_I = I7 кН/м^3.

На правый фундамент связевого блока (см.рис.10) при указанном направлении сейсмического воздействия действует вертикальная нагрузка $N_п = N_1 - 0,68\,S$, где N_1 - нормальная сила в стойке рамы

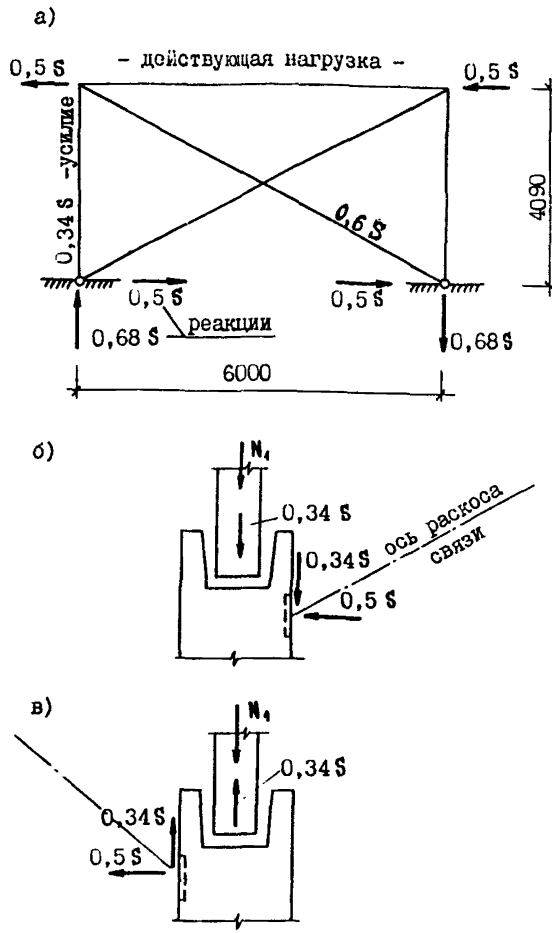


Рис. 10. Расчетная схема связевого блока и усилия в связях

а – схема вертикальных связей и распределение усилий в стержнях от действия сейсмической нагрузки;

б и в – соответственно схемы нагрузок на левый и правый фундамент связевого блока;

N_1 – нормальная сила в стойке рамы от вертикальной нагрузки при сейсмическом воздействии;

S – сейсмическая нагрузка в уровне покрытия для здания длиной 72 м, приходящаяся на одну продольную вертикальную связь.

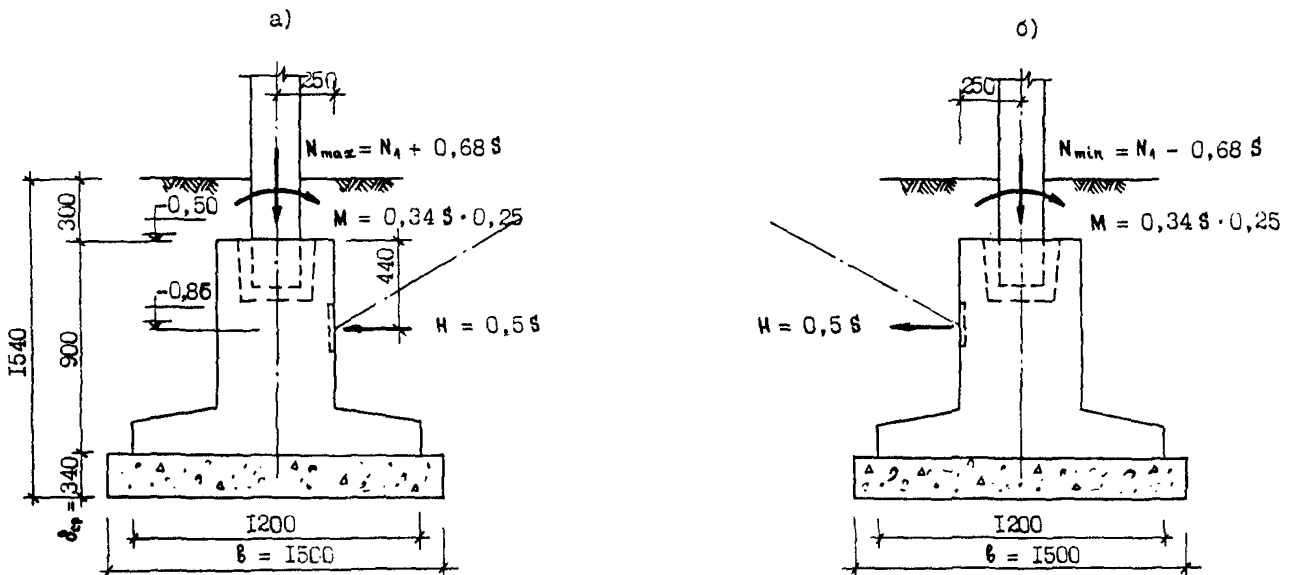


Рис. 11. Схема расчета фундаментов связевого олока

а – левый фундамент; б – правый фундамент

N_4 – нормальная сила в стойке рамы от вертикальной нагрузки при сейсмическом воздействии;

S – сейсмическая нагрузка в уровне покрытия для здания длиной 72 м, приходящаяся на одну продольную вертикальную связь.

от вертикальной нагрузки при особом сочетании нагрузок; S - сейсмическая нагрузка в уровне покрытия для здания (температурного отсека) длиной 72 м, приходящаяся на один связевой блок; 0,68 S - суммарное вертикальное усилие на фундамент от горизонтальной сейсмической нагрузки, действующее на связевой блок (см.рис. 10).

При расчетной сейсмичности 8 баллов S = 174 кН.

$N_п = N_{min} = N_1 - 0{,}68\,S = 186 - 0{,}68 \cdot 174 = 186 - 118{,}3 =$ = 67,7 кН.

Горизонтальное усилие, передаваемое на фундамент, от сейсмической нагрузки

$$H_п = \frac{S}{2} = \frac{174}{2} = 87 \text{ кН}.$$

На левый фундамент связевого блока действует вертикальная нагрузка

$N_л = N_{max} = N_1 + 0{,}68\,S = 186 + 0{,}68 \cdot 174 = 186 + 118{,}3 =$ = 304,3 кН.

Горизонтальное усилие $H_л$ = 87 кН.

Расчет фундамента на сдвиг по подошве производится исходя из условия (37):

$$\Sigma F_{s,a} \leq \gamma_{c,eq} \Sigma F_{s,r} / \gamma_п ,$$

где $\Sigma F_{s,a}$ и $\Sigma F_{s,r}$ - суммы проекций на плоскость скольжения соответственно сдвигающих и удерживающих сил;

$\gamma_{c,eq}$ - сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8 для грунтов II категории по сейсмическим свойствам и при строительстве в районах с повторяемостью землетрясений 2 ($\gamma_{c,eq}$ в этом случае умножается на коэффициент, равный 1,0);

$\gamma_п$ - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,15 для зданий II класса ответственности.

Расчетные характеристики грунта основания:

$\varphi_I = \frac{\varphi_п}{\gamma_{g(\varphi)}} = \frac{19^0}{1{,}15} = 16{,}5^0 = 16^0 30'$; $c_I = \frac{c_п}{\gamma_{g(c)}} = \frac{54}{1{,}5} = 36$ кПа.

γ_I = 18 кН/м^3; для обратной засыпки γ'_I = 17 кН/м^3.

Вес фундамента $P_ф$ = 18 кН.

Нагрузка от веса фундамента и грунта на обрезах

$$P_{ф,гр.} = (18\ кН + 17\ кН/м^3 \cdot 0{,}88\ м^3)1{,}1 \cdot 0{,}9 = 32{,}7\ кН.$$

1,1 и 0,9 – соответственно коэффициенты надежности и сочетания.

Расчетная нагрузка от веса стены с фундаментной балкой $P_{ст}$ = = 40 кН (см.п.3.17 серии 1.812.1-6с, вып.1).

Проверяем на сдвиг по подошве правый фундамент связевого блока, на который действует наименьшая вертикальная нагрузка.

Суммарная нагрузка, действующая на правый фундамент, равна

$$\Sigma N = N_{min} + P_{ф,гр.} + P_{ст} = 67{,}7 + 32{,}7 + 40 = 140{,}4\ кН.$$

При расчете фундаментов на сдвиг расчетное значение угла внутреннего трения при сейсмичности 8 баллов уменьшается на 4^0.

$$\varphi_I - 4^0 = 16^0 30' - 4^0 = 12^0 30';\ tg\,12^0 30' = 0{,}2217.$$

Площадь подошвы фундамента $A = b \cdot l = 1{,}2 \cdot 1{,}5 = 1{,}8\ м^2$.

Удерживающая сила равна

$$(\Sigma N \cdot tg\,\varphi_I + c_I A)\frac{\gamma_{c,eq}}{\gamma_n} = (140{,}4 \cdot 0{,}2217 + 36{,}0 \cdot 1{,}8)\frac{0{,}8}{1{,}15} = 66{,}7\ кН.$$

Сдвигающая сила равна $\Sigma F_{s,a} = H = 87$ кН.

66,7 < 87 кН, следовательно, устойчивость фундамента против сдвига не обеспечена. Принимаем вариант устройства бетонной наклонной подушки (см.серию 1.812.1-6с, вып.1).

Угол наклона бетонной подушки $\alpha = 15^0$.

Вес бетонной подушки $P_п = 0{,}92\ м^3 \cdot 24\ кН/м^3 = 22{,}1$ кН.

Площадь подушки

$$A_п = \frac{l}{\cos\alpha} \cdot b = \frac{1{,}8}{\cos 15^0}\,1{,}5 = \frac{1{,}8}{0{,}9659} \cdot 1{,}5 = 2{,}795\ м^2.$$

$$P_{ф,гр} = (18 + 17 \cdot 1{,}61)1{,}1 \cdot 0{,}9 = 44{,}9\ кН.$$

$$\Sigma N = N_{min} + P_{ф,гр} + P_{ст} + P_п = 67{,}7 + 44{,}9 + 40 + 22{,}1 = 174{,}7\ кН.$$

Суммарная нагрузка, перпендикулярная плоскости скольжения

$$\Sigma N' = \Sigma N \cos\alpha = 174{,}7 \cdot \cos 15^0 = 174{,}7 \cdot 0{,}9659 = 168{,}7\ кН.$$

Удерживающая сила равная

$$(\Sigma N' tg\,\varphi_I + c_I A_п)\frac{\gamma_{c,eq}}{\gamma_n} = (168{,}7 \cdot 0{,}2217 + 36 \cdot 2{,}795)\frac{0{,}8}{1{,}15} = 96{,}0\ кН.$$

96,0 кН > 87,0 кН, удерживающая сила больше сдвигающей, поэтому устойчивость фундамента связевого блока против сдвига обеспечена.

2. Расчет оснований по несущей способности на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки

Расчет оснований по несущей способности выполняется на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия (28):

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} \cdot N_{u,eq} / \gamma_n ,$$

где N_a – вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании;

$N_{u,eq}$ – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8 для грунтов II категории по сейсмическим свойствам и при строительстве в районах с повторяемостью землетрясений 2 ($\gamma_{c,eq}$ в этом случае умножается на коэффициент, равный I,0);

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным I,I5 для зданий II класса ответственности.

При расчете несущей способности оснований, испытывающих сейсмические колебания, ординаты эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента определяются по формулам (29), (30):

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_I' d + \xi_c (F_1 - 1) c_I / t_q \varphi_I ,$$

$$p_g = p_0 + \xi_\gamma \gamma_I b (F_2 - k_{eq} F_3),$$

где ξ_q, ξ_c, ξ_γ – коэффициенты формы фундамента;

F_1, F_2, F_3 – коэффициенты, определяемые по графикам рис.76 "Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений" (к СНиП 2.02.0I-83) в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_I;

γ_I' и γ_I – соответственно расчетные значения удельного веса грунта, находящегося выше и ниже подошвы фундамента;

d – глубина заложения фундаментов;

K_{eq} – коэффициент, принимаемый равным 0,2 при сейсмичности площадки строительства 8 баллов;

b = 1,5 м – ширина фундамента с учетом подушки;

l = 1,8 м – длина фундамента в направлении, перпендикулярном расчетному.

А. Правый фундамент связевого блока

Эксцентриситет расчетной нагрузки определяется по формуле:

$$e_a = M_a / N_a,$$

где N_a и M_a – вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момент, приведенные к подошве фундамента при особом сочетании нагрузок.

$M_a = H \cdot (0,9-0,44+0,34) - 0,34 \cdot S \cdot 0,25 = 87 \cdot 0,8 - 14,8 = 69,6 - 14,8 = 54,8$ кНм.

S = 174 кН – по табл.2 серии 1.822.1-6, вып.6с.

Суммарная вертикальная сила N_a от полурамы, веса стены, фундамента с подушкой, грунта на обрезах фундамента равна:

$$N_a = 174,7 \text{ кН}.$$

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{54,8}{174,7} = 0,314 \text{ м}.$$

Проверяем, имеет ли место отрыв подошвы фундамента.

$$\frac{b}{6} = \frac{1,5}{6} = 0,25 \text{ м}.$$

$e_a > \frac{b}{6}$, т.е. 0,314 м > 0,25 м, следовательно, имеет место частичный отрыв подошвы фундамента.

Условие $e_a < \frac{b}{3}$ выполняется, $0,314 < \frac{1,5}{3}$; 0,314 м < 0,5 м.

При частичном отрыве подошвы и выполнении условия $e_a < \frac{b}{3}$ несущая способность основания определяется при условной ширине фундамента b_c, равной ширине зоны сжатия под подошвой фундамента:

$$b_c = 1,5(b - 2e_a) = 1,5(1,5-2 \cdot 0,314) = 1,308 \text{ м}.$$

Коэффициенты влияния соотношения сторон подошвы фундамента определяются по формулам:

$$\xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta};\quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta};\quad \xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta};\qquad \eta = \frac{\ell}{b_c};$$

$$\xi_q = 1 + 1,5\frac{b_c}{\ell} = 1+1,5\,\frac{1,308}{1,8} = 1+1,09 = 2,09;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3\,\frac{b_c}{\ell} = 1+0,3\,\frac{1,308}{1,8} = 1+0,218 = 1,218;$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25\,\frac{b_c}{\ell} = 1-0,25\,\frac{1,308}{1,8} = 1-0,182 = 0,818.$$

По графикам рис.76 Пособия при $\varphi_I = 16^0 30'$

$F_1 = 4,7$; $F_2 = 2,3$; $F_3 = 7,1$.

$\gamma_I = 18$ кН/м^3; $\gamma'_I = 17$ кН/м^3; $k_{eq} = 0,2$.

Ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы фундамента:

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma'_I d + \xi_c (F_1 - 1) c_I / tg\,\varphi_I =$$

$$= 2,09 \cdot 4,7 \cdot 17 \cdot 1,54 + 1,218(4,7-1)\,\frac{36}{0,2962} = 257,2 + 547,73 =$$

$$= 804,93 \text{ кПа}.$$

$$p_\ell = p_0 + \xi_\gamma \gamma_I b_c\,(F_2 - k_{eq} F_3) = 804,93 + 0,818 \cdot 18 \cdot 1,308(2,3 -$$
$$- 0,2 \cdot 7,1) = 804,93 + 16,9 = 821,83 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие, при котором максимальное краевое давление под подошвой фундамента, вычисленное с учетом его неполного опирания на грунт, не должно превышать краевой ординаты эпюры предельного сопротивления основания:

$$p_{max} = 2N_a / [3\ell(b_c/2 - e_a)] \leq p_\ell.$$

$$p_{max} = \frac{2 \cdot 174,7}{3 \cdot 1,8(\frac{1,308}{2} - 0,314)} = 190,3 \text{ кПа} < 821,83 \text{ кПа},$$

следовательно, условие выполняется.

Учитывая, что приведенное выше условие и $e_a < \frac{\ell}{3}$ выполняются, можно допустить частичный отрыв подошвы фундамента. При этом несущая способность основания определяется при условной ширине фундамента " b_c ".

Эксцентриситет эпюры предельного давления определяется по формуле (32):

$$e_u = b_c (p_\ell - p_0)/6(p_\ell + p_0) =$$

$$= \frac{1,308(821,83 - 804,93)}{6(821,83+804,93)} = 0,002 \text{ м}.$$

При $e_a > e_u$ (0,314м > 0,002м) вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания определяется по формуле (34):

$$N_{u,eq} = b \cdot \ell \cdot R_c/(1 + 6e_a/b).$$

При $e_a > b/6$, т.е. 0,314 м > $\frac{1,5}{6}$; 0,314 м > 0,25 м, предыдущая формула приобретает вид:

$$N_{u,eq} = 0,5\, b_c \cdot \ell \cdot R_c = 0,5 \cdot 1,308 \cdot 1,8 \cdot 821,83 = 967,45 \text{ кН}.$$

Определяем несущую способность основания

$$\frac{N_{c,eq} \cdot N_{u,eq}}{\gamma_n} = \frac{0,8 \cdot 967,45}{1,15} = 673,0 \text{ кН} > N_a = 174,7 \text{ кН},$$ следовательно, правый фундамент связевого блока проходит по несущей способности.

Б. Левый фундамент связевого блока

$$N_a = N_{max} + P_{e,гр} + P_{ст} + P_п = 304,3+44,9+40+22,1 = 411,3 \text{ кН}.$$

$$M_a = H \cdot (0,9-0,44+0,34) - 0,34 \cdot S \cdot 0,25 = 87 \cdot 0,8 - 14,8 = 54,8 \text{ кНм}.$$

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{54,8}{411,3} = 0,133 \text{ м}; \quad b = 1,5 \text{ м}; \quad \ell = 1,8 \text{ м}.$$

$e_a < \frac{b}{6}$, 0,133 м < 0,25 м, следовательно, отрыва подошвы фундамента нет.

$$\xi_q = 1+1,5\,\frac{b}{\ell} = 1+1,5\,\frac{1,5}{1,8} = 1+1,25 = 2,25;$$

$$\xi_c = 1+0,3\,\frac{b}{\ell} = 1+0,3\,\frac{1,5}{1,8} = 1+0,25 = 1,25;$$

$$\xi_\gamma = 1-0,25\,\frac{b}{\ell} = 1-0,25\,\frac{1,5}{1,8} = 1-0,208 = 0,792.$$

По графикам рис.76 Пособия при $\varphi_I = 16^0 30'$

$F_1 = 4,7$; $F_2 = 2,3$; $F_3 = 7,1$.

$\gamma_I = 18$ кН/м^3; $\gamma'_I = 17$ кН/м^3; $K_{eq} = 0,2$.

$$R_c = \xi_q F_1 \gamma'_I d + \xi_c (F_1 - 1) c_I / tq\, \varphi_I =$$

$$= 2,25 \cdot 4,7 \cdot 17 \cdot 1,54 + 1,25(4,7-1)\,\frac{36}{0,2962} = 276,85+562,12 =$$

$$= 839,0 \text{ кПа}.$$

$$R_c = R_o + \xi_\gamma \gamma_I\, b \cdot (F_2 - K_{eq} F_3) =$$

$= 839,0+0,792 \cdot 18 \cdot 1,5(2,3-0,2 \cdot 7,1) = 839,0+18,8 = 857,8$ кПа.

$$e_u = b\,(p_t - p_b)/6(p_t + p_b) = \frac{1,5(857,8 - 839,0)}{6(857,8 + 839,0)} = 0,003 \text{ м.}$$

При $e_a > e_u$, т.е. 0,133 м > 0,003 м, вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания определяется по формуле:

$$N_{u,eq} = b \cdot l \cdot p_t / (1+6\,e_a / b) = \frac{1,5 \cdot 1,8 \cdot 857,8}{1+\frac{6 \cdot 0,133}{1,5}} = 1511,8 \text{ кН.}$$

Определяем несущую способность основания

$$\frac{\gamma_{c,eq} \cdot N_{u,eq}}{\gamma_n} = \frac{0,8 \cdot 1511,8}{1,15} = 1051,7 \text{ кН} > N_a = 411,3 \text{ кН,}$$

следовательно, левый фундамент связевого блока проходит по несущей способности.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

Стр.

В в е д е н и е 3

I. Общие положения..... 5

2. Основные требования к инженерно-геологическим изысканиям..... 7

3. Расчет и проектирование оснований и фундаментов..... IO

3.I. Общие положения..... IO

3.2. Расчет оснований по несущей способности..... II

3.3. Особенности проектирования бетонных и песчаных подушек..... 2I

3.4. Расчет оснований по второй группе предельных состояний..... 22

3.5. Проектирование фундаментов в сейсмических районах..... 32

4. Расчет и проектирование свайных фундаментов..... 37

5. Особенности проектирования оснований и фундаментов на просадочных грунтах..... 54

6. Определение несущей способности свай по результатам статических полевых испытаний..... 59

Приложения:

I. Основные требования по производству работ..... 67

2. Расчет фундамента на естественном основании..... 72

3. Расчет сваи таврового сечения..... 8I

4. Расчет сваи двутаврового сечения..... 94

5. Расчет фундамента связевого блока на особое сочетание нагрузок..... I00

Формат 60×84 1/16. Печ. л. 7,0. Тираж 5000 экз. Заказ № 3290.

Отпечатано в АПП ЦИТП
125878, ГСП, Москва, А-445, ул. Смольная, 22.

gost.e-ecolog.ru