

**Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
СВОДЫ ПРАВИЛ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ РК**

**ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФУНДАМЕНТОВ
В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ**

СП РК 5.01-11-2004

**Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства
Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан**

Астана 2007

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 РАЗРАБОТАНЫ** Казахстанским многопрофильным институтом реконструкции и развития (КазМИРР) при РГКП «Карагандинский государственный технический университет» (исполнители: Ж. С. Нугужин, Б. Ж. Унайбаев, М. Ю. Тарнопольский, Е. Е. Оразалы, Б. А. Конакбаев, Р. Е. Лукпанов, С. В. Жаров, М. А. Хакимжанов, С. К. Абильдин)
- 2 ПЕРЕВЕДЕНЫ** ТОО Проектной академией «KAZGOR»
- 3 ПРЕДСТАВЛЕНЫ** Управлением технического нормирования и развития стройиндустрии Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства (ЖКХ) Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан (МИТ РК).
- 4 ПРИНЯТЫ И** Приказом Комитета по делам строительства и ЖКХ МИТ РК от 26.12.2006 г. № 477
- ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ** с 1.06.2007 года
- 5 Настоящий свод правил** представляют собой аутентичный текст СП РК 5.01-11-2004 «Пособие по расчету и проектированию фундаментов в вытрамбованных котлованах» на русском языке, введенных в действие на территории РК с 01.07.2005 г. приказом Комитета по делам строительства и ЖКХ МИТ РК от 24.12.2004 г. № 504 и перевод на государственный язык
- 6 ВВЕДЕНЫ** Впервые
- 7 По структуре межгосударственного классификатора стандартов** СП РК 5.01-11-2004 включен в раздел 93.020, по структуре государственных нормативов в области архитектуры, градостроительства и строительства входит в комплекс 5.01

СОДЕРЖАНИЕ

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ОБОЗНАЧЕНИЯ

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

2 КОНСТРУИРОВАНИЕ

3 ПРОЕКТИРОВАНИЕ

4 РАСЧЕТ МОДИФИКАЦИЙ ФВК И ИХ ОСНОВАНИЙ

5 ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА, ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ФВК В
ЗАСОЛЕННЫХ ГРУНТАХ

5.1 Подготовка фундаментостроительных работ

5.2 Технология возведения ФВК, снабженных противокоррозионной защитой

Вытрамбовывание котлованов

Вытрамбовывание жесткого материала в дно котлованов

Арматурные работы

Бетонирование фундамента

Возведение ФВК в несвязанных слабых водонасыщенных грунтах

Схема устройства ФВК с несущим слоем

Особенности расчета ФВК в защитной оболочке

Приложение 1 Проверка расчета фундамента в вытрамбованном котловане по первому
предельному состоянию на несущую способность грунтов основания

Приложение 2 Проверка расчета фундамента в вытрамбованном котловане по второму
предельному состоянию по деформациям

Библиография

СВОДЫ ПРАВИЛ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФУНДАМЕНТОВ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ

TAMPED EXCAVATIONS FOUNDATIONS DESIGN AND CALCULATION GUIDE

Дата введения 2005.07.01

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Положения настоящего нормативного документа распространяются на фундаменты, возводимые в вытрамбованных котлованах (далее ФВК), и устанавливают правила проектирования, расчета, производства и приемки работ по их устройству при строительстве новых и реконструкции существующих зданий и сооружений на просадочных засоленных грунтах.

Положения данных нормативов не распространяются на устройство и приемку ФВК, возводимых в сейсмических районах, на подрабатываемых территориях и площадках, сложенных намывными, набухающими, пучинистыми, мерзлыми, биогенными и илистыми грунтами.

Настоящий документ разработан в развитие СН РК 5.01-06-2002 «Фундаменты в вытрамбованных котлованах. Расчет и проектирование» и СН РК 5.01-07-2002 «Фундаменты в вытрамбованных котлованах. Правила производства и приемки работ» [10, 11].

В зависимости от грунтовых условий ФВК применяются:

- для территорий, сложенных просадочными лессовыми, покровными и насыпными глинистыми засоленными грунтами с числом пластичности I_p не менее 0,03;
- при плотности грунта в сухом состоянии ρ_d не более 1,7 т/м³;
- при степени влажности грунтов не более 0,75 (при устройстве удлиненных фундаментов).*

Применение ФВК в районах залегания просадочных грунтов II типа (по просадочности) допускается в тех случаях, когда:

- суммарная величина просадки грунта от собственного веса и осадки фундамента не превышает предельно допустимого значения;
- возводятся производственные и складские одноэтажные здания с нечувствительными к неравномерным осадкам несущими конструкциями и нагрузкой на отдельный фундамент до 400 кН при максимальной величине просадки грунта от собственного веса до 20 см и условии использования комплекса дополнительных изоляционных мероприятий.

Исходя из конструктивных особенностей проектируемых объектов, целесообразно использование следующих типов ФВК:

- столбчатые фундаменты для одноэтажных промышленных сельскохозяйственных, гражданских и иного назначения зданий при вертикальной нагрузке до 200 кН;
- ленточные прерывистые и столбчатые фундаменты для бескаркасных зданий и сооружений при распределительной нагрузке до 300 кН/м.

ФВК с уширенным основанием рекомендуется применять при нагрузках на них свыше 500 кН.

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящих строительных нормах использованы ссылки на следующие нормативные документы:

- СНиП РК 1.03-05-2001 Охрана труда и техника безопасности в строительстве
- СНиП РК 1.03.06-2002 Строительное производство. Организация строительства предприятий, зданий и сооружений
- СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия
- СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции
- СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты
- СНиП РК 5.01-01-2002 Основания зданий и сооружений
- СНиП РК 5.03-34-2005 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения
- СНиП РК 5.03-37-2005 Несущие и ограждающие конструкции
- СН РК 5.01-06-2002 Фундаменты в вытрамбованных котлованах. Расчет и проектирование
- СН РК 5.01-07-2002 Фундаменты в вытрамбованных котлованах. Правила производства и приемки работ
- ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторных определений физических характеристик
- ГОСТ 12248-96 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости
- ГОСТ 22733-2002 Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности
- ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация

* В отдельных случаях ФВК могут быть использованы при строительстве на:

- песчаных грунтах с числом пластичности I_p не менее 0,03, а также мелких и пылеватых песчаных грунтах;
- плотных глинистых грунтах с плотностью скелета ρ_d не более 1,7 т/м³;
- грунтах со степенью природной влажности S_r не более 0,75.

ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ОБОЗНАЧЕНИЯ

- I_p - число пластичности грунта
- ρ_s - плотность скелета грунта, т/м³
- a_{min} - минимально допустимое расстояние между фундаментами, м
- b_m - ширина фундамента, равная ширине котлована на глубине $0,5 d_p$, м
- d_p - высота фундамента, равная глубине вытрамбовывания котлована, м
- h_{up} - толщина уширения котлована, выполненная путем втрамбовывания в его дно жесткого материала, м
- k_{com} - коэффициент уплотнения грунта
- α_m - угол конусности нижней части трамбовки, градус
- n - количество ударов трамбовки за весь цикл разработки котлована
- n' - количество ударов трамбовки, необходимых для вытрамбовывания уширения котлована, заполненного жестким материалом
- Δ -средняя величина понижения глубины котлована за один удар трамбовки, м

W_0 - оптимальная влажность грунта
 W_p - влажность грунта на границе раскатывания
 W - природная влажность грунта
 W_L - влажность грунта на границе текучести
 N - расчетная вертикальная нагрузка, передаваемая на фундамент, кН
 γ_E - поправка на надежность несущей способности грунтов на расчетную вертикальную нагрузку
 V - количество воды, необходимое для получения оптимальной влажности грунта, м³
 h_s - глубина уплотнения грунта, м
 ρ_w - плотность воды, т/м³
 F_d - расчетная несущая способность фундамента и грунтов основания при действии вертикальной сжимающей нагрузки, кН
 Q' - расчетная приведенная горизонтальная нагрузка, передаваемая на фундамент, кН
 F_h - расчетная несущая способность фундамента и грунтов основания при действии горизонтальных нагрузок, кН
 M - изгибающий момент сил, действующих по оси на фундамент относительно центра тяжести его верхнего сечения, кН м
 d_f - высота фундамента, равная глубине высоты вытрамбовывания котлована, без учета высоты его нижней заостренной части, м
 s - совместная осадка фундамента и основания, м
 s_u - предельно допустимое значение совместной осадки фундамента и основания, м
 s_{si} - просадка грунта основания, м
 h_p - толщина подсыпки, м
 i - крен фундамента, градус
 i_u - предельно допустимый крен фундамента, градус
 H - глубина однослойной сжимаемой толщи грунтов основания под фундаментом, м
 h_s - толщина уплотненной зоны грунтов основания под фундаментом без уширения, м
 h'_s - то же под фундаментом с уширением, м
 H_c - глубина двухслойной толщи грунтов основания под фундаментом, м
 r_{cy} - радиус уширения, м
 k_{cy} - коэффициент формы уширения
 V_{cy} - объем жесткого материала, втрамбованного в дно котлована, м³
 r_s - радиус уплотненной зоны грунта, м
 η_ρ - поправка по уплотнению грунта к радиусу уплотненной зоны
 P_{max} и P_{min} - краевые давления на уплотненный грунт под подошвой условного фундамента, кПа

R	- расчетное сопротивление грунтов основания, кПа
P_0	- давление в 100 кПа
G	- вес фундамента, кН
A_m	- площадь поперечного сечения фундамента на глубине $0,5 d_p$, м ²
P_R	- реактивное давление грунтов, расположенных по боковой поверхности фундамента, кПа
k_R	- коэффициент формы фундамента в плане
d_p	- высота фундамента, равная глубине вытрамбовывания котлована, м
a	- коэффициент, равный 60 кПа
b	- коэффициент, равный 0,4
P_m	- среднее давление на грунт под подошвой фундамента, кПа
R_s	- расчетное сопротивление уплотненного грунта, кПа
R'_s	- расчетное сопротивление грунта, подстилающего уплотненную зону, кПа
γ_1	- коэффициент условий работы грунта, располагаемого по боковой поверхности фундамента
γ_2	- коэффициент условий работы фундамента
i_b	- уклон боковых стенок фундамента
E	- модуль деформации неуплотненного просадочного грунта, кПа
A_s	- площадь поперечного сечения грунтов уплотненной зоны, м ²
k_{sl}	- поправка на просадочное давление
σ_{zg}	- вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне кровли подстилающего слоя, кПа
$\sigma_{zg,0}$	- то же на уровне подошвы фундамента, кПа
b	- ширина трамбовки понизу
R_z	- расчетное сопротивление грунтов подстилающего слоя, кПа
β	- поправка на расчетное сопротивление просадочного грунта
S_v	- показатель полного водонасыщения грунтов
d_R	- расстояние от верха котлована до уровня низа уширения, м
F_{d1}	- несущая способность фундамента, определенная с учетом сил сопротивления жесткого материала уширения, кН
F_{d2}	- то же с учетом сил сопротивления уплотненного грунта, кН
F_{d3}	- то же с учетом сил сопротивления грунта, подстилающего уплотненную зону, кПа
$R_{ср}$	- расчетное сопротивление материала уширения, кН
A	- площадь подошвы фундамента, м ²
$A_{ср}$	- площадь поперечного сечения уширения из жесткого материала, м ²
u_m	- периметр поперечного сечения фундамента на глубине $0,5 d_p$, м
f_i	- расчетное сопротивление уплотненного грунта, расположенного по боковой поверхности фундамента, кПа
b'	- коэффициент, определяемый по снижению расчетного сопротивления

$\beta_{\text{ф}}$	- фактическая степень выщелачивания солей в грунтах под подошвой ФВК
ν_c	- степень рассоления грунтов
J_L	- показатель текучести грунта
R_n	- расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта, кПа
$\rho_{d,5}$	-средняя плотность сухого грунта в пределах уплотняемой зоны, т/м ³
ρ_d	-средняя плотность сухого грунта в пределах толщи от отметки вытрамбовывания до нижней границы уплотненной зоны, т/м ³
P_{sl}	- начальное просадочное давление грунта подстилающего слоя, кПа
W_{sat}	- полная влагоемкость грунта
V_w	- объем зоны увлажнения грунта, определяемый по результатам опытных работ по устройству ФВК или опыта увлажнения грунтов, м ³
u_p	- расчетное горизонтальное перемещение верха фундамента, определенное по результатам полевых испытаний, м
α_p	- предельно допустимый угол поворота верха фундамента, град.
W	- момент сопротивления поперечного сечения фундамента на глубине $0,5 d_p$,
P_n	- реактивный отпор грунта по боковой поверхности фундамента, кПа
b	- ширина трамбовки понизу, м
b_n	- ширина трамбовки поверху, м
γ_c	- коэффициент условия работы фундамента, принимаемый равным 1
γ_{cr}	- коэффициент условия работы уплотненного грунта
R_{su}	- расчетное сопротивление уплотненного грунта, кПа
ξ_r	- реологический коэффициент принимаемый равным 0,8
r_{dr}	- радиус уширения, выполненные из жесткого материала, м
r_s	- радиус уплотнения грунтов, м
d_s	- ширина уплотненной зоны, м
H_s	- расстояние от поверхности вытрамбовывания котлована, до нижней границы уплотненной зоны, м
S_p	- деформация грунтов естественной влажности под нагрузкой, м;
S_{sl}	- просадка грунтов под нагрузкой при кратковременном замачивании, м;
S_n	- набухание грунтов под нагрузкой при кратковременном замачивании, м;
S_c	- суффозионная осадка грунтов под нагрузкой при выщелачивании из них солей, м
$A_{усл}$	- площадь подошвы условного фундамента, м ²
$b_{усл}$	- ширина подошвы условного фундамента
b_b	- ширина фундамента на глубине $0,25 d_p$
α	- угол внутреннего трения грунта, градус

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 В практике строительства новых и реконструкции существующих зданий и сооружений, возводимых на просадочных засоленных грунтах (далее ПЗГ), все большее распространение получает технология устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах. Сущность такой технологии заключается в том, что котлованы под фундаменты не разрабатываются, как обычно с помощью землеройной техники, а вытрамбовывается методом уплотнения грунта с использованием экскаваторов, кранов или тракторов, оснащенных навесным оборудованием. Такое оборудование состоит из: рабочего органа - трамбовки; лебедки, служащей для ее подъема и сбрасывания; направляющей штанги, обеспечивающей падение трамбовки в одно и то же место; каретки, предназначенной для скольжения трамбовки по штанге. При подготовке котлованов небольших размеров применяют сваебойный агрегат, в котором рабочим органом является молот.

1.2 Устройство ФВК производится после вертикальной планировки застраиваемой территории путем срезки и почвы и подсыпки грунта до нулевой отметки. Благодаря сочетанию в одном процессе операций по образованию котлована и уплотнению грунта основания, существенно уменьшаются объемы земляных работ, а при последующем бетонировании фундаментов враспор значительно сокращаются опалубочные работы. Наличие уплотненной зоны не только под подошвой фундамента, но и вокруг его боковых стенок позволяет пересмотреть размеры ФВК в пользу сокращения при одной и той же нагрузке от здания или сооружения. Кроме того, применение ФВК, по сравнению с другими типами фундаментов, обеспечивает снижение расхода бетона, раствора, арматуры и опалубки, а также трудоемкости и стоимости строительства.

1.3 Разработаны и успешно применяются методы устройства столбчатых и ленточных прерывистых ФВК. Все большее распространение находят ФВК с уширенной нижней частью, получаемой путем втрамбовывания щебня, гравия, песчано-гравийной смеси или жесткого бетона в дно уже вытрамбованного котлована. Расширяется и область применения ФВК, в том числе разрабатываются защитные устройства для сейсмических районов и территорий, сложенных песчаными, водонасыщенными и просадочными грунтами.

1.4 Вытрамбовывание котлованов производится обычно на глубину 0,6 - 3 м падающей с высоты 3 - 12 м по направляющей штанге трамбовкой массой 1,5 - 7 т, имеющей форму будущего фундамента, либо с использованием молота сваебойного агрегата (при небольших размерах фундамента) с последующими их извлечением на дневную поверхность. После завершения вытрамбовочных операций в образованный в грунте основания котлован без установки опалубки заливается бетонная смесь либо монтируется арматурный каркас и производятся бетонные работы, или проводят монтаж и замоноличивание элементов сборного фундамента, имеющего идентичные с параметрами котлована форму и размеры.

1.5 В результате вытрамбовывания вокруг образующего при этом котлована создается зона уплотненной грунтовой среды (см. рисунок 1.1 а, б), в пределах которой происходит повышение объемного веса и модуля деформации грунта, улучшение его прочностных характеристик ϕ и c и полное устранение суффозионных процессов, а следовательно просадки и суффозионного сжатия.

1.6 Нагрузка от зданий и сооружений, построенных на ФВК, передается на уплотненный грунт и далее на подстилающие грунты основания, благодаря чему вследствие снижения удельной нагрузки их просадка и суффозионное сжатие полностью исключается. Осадка ФВК в условиях воздействия грунтовых вод, обычно не превышает 2 - 6 см. Дальнейшее повышение несущей способности ФВК достигается увеличением

размеров котлована, а также устройством уширений в нижней и верхней частях фундамента.

1.7 По глубине заложения ФВК подразделяются на:

- малые фундаменты, у которых отношение глубины котлована к ширине среднего

его сечения $\frac{d_p}{b_{\text{ж}}}$ менее 1,5 (см. рисунок 1.1 а);

- удлиненные фундаменты, для которых отношение $\frac{d_p}{b_{\text{ж}}}$ более 1,5 (см. рисунок 1.1 б).

По способу устройства ФВК применяются:

- обычные фундаменты, то есть без уширения основания с плоской или клиновидной формой подошвы (см. рисунок 1.1 а);
- уширенные фундаменты, создаваемые путем втрамбовывания в дно уже вытрамбованного котлована отдельных порций щебня, гравия, песчано-гравийной смеси или жесткого бетона с последующим бетонированием свободного пространства (см. рисунок 1.1 б).

По взаимному расположению и характеру взаимодействия с грунтом основания ФВК подразделяются на:

- столбчатые отдельно стоящие и кустовые фундаменты, для которых их взаимное влияние друг на друга как при вытрамбовывании котлованов, так и при последующем нагружении весом здания или сооружения практически не проявляется;
- ленточные прерывистые фундаменты, устраиваемые в близрасположенных котлованах, и влияние которых друг на друга подлежит контролю как в процессе строительства, так и при эксплуатации (см. рисунок 1.2).

1.8 С учетом влияния динамического воздействия на близрасположенный от строящихся зданий или сооружений объект ФВК следует устраивать при использовании трамбовки и молотов массой не более 7 т, с тем чтобы вытрамбовываемые котлованы располагались бы на расстоянии не менее:

- 10 м от существующих зданий и сооружений, находящихся в удовлетворительном состоянии и не имеющих трещин в несущих конструкциях;
- 15 м от существующих зданий и сооружений (имеющих трещины в несущих конструкциях), а также инженерных магистральных коммуникаций и разводящих сетей, выполненных из стальных, чугунных, бетонных, железобетонных, керамических, асбестоцементных и пластмассовых труб.

При массе трамбовки от 1,5 до 3 т эти расстояния могут быть уменьшены в 1,5 раза.

1.9 В проектах на строительство особо ответственных зданий и сооружений с использованием ФВК в недостаточно изученных районах по возведению таких фундаментов должен предусматриваться гидрометеорологический, геофизический и геологический мониторинг в соответствии с требованиями «Руководства по наблюдению за деформациями фундаментов зданий и сооружений» [23]. Подлежащие контролю объекты устанавливаются проектной организацией и их показатели учитываются в расчете сметной стоимости строительства.

1.10 При подготовке раздела по нулевому циклу строительства для проектируемого здания или сооружения разрабатывается технико-экономическое обоснование необходимости применения ФВК, включая расчеты по капитальным затратам, эксплуатационным расходам, трудоемкости строительно-монтажных работ, общестроительной стоимости и так далее.

1.11 Возведение ФВК производится в строгом соответствии с особыми требованиями, регламентируемыми СНиП РК 1.03-05-2001 «Охрана труда и техника безопасности в строительстве» [1] и СН РК 5.01-07-2002 «Фундаменты в вытрамбованных котлованах. Правила производства и приемки» [11].

1.12 Средства испытаний, измерений, контроля и управления, применяемые при инженерных изысканиях, проектировании и строительном мониторинге строящихся и эксплуатируемых объектов, должны подлежать проверке в установленном порядке и соответствовать требованиям нормативных документов по метрологическому обеспечению.

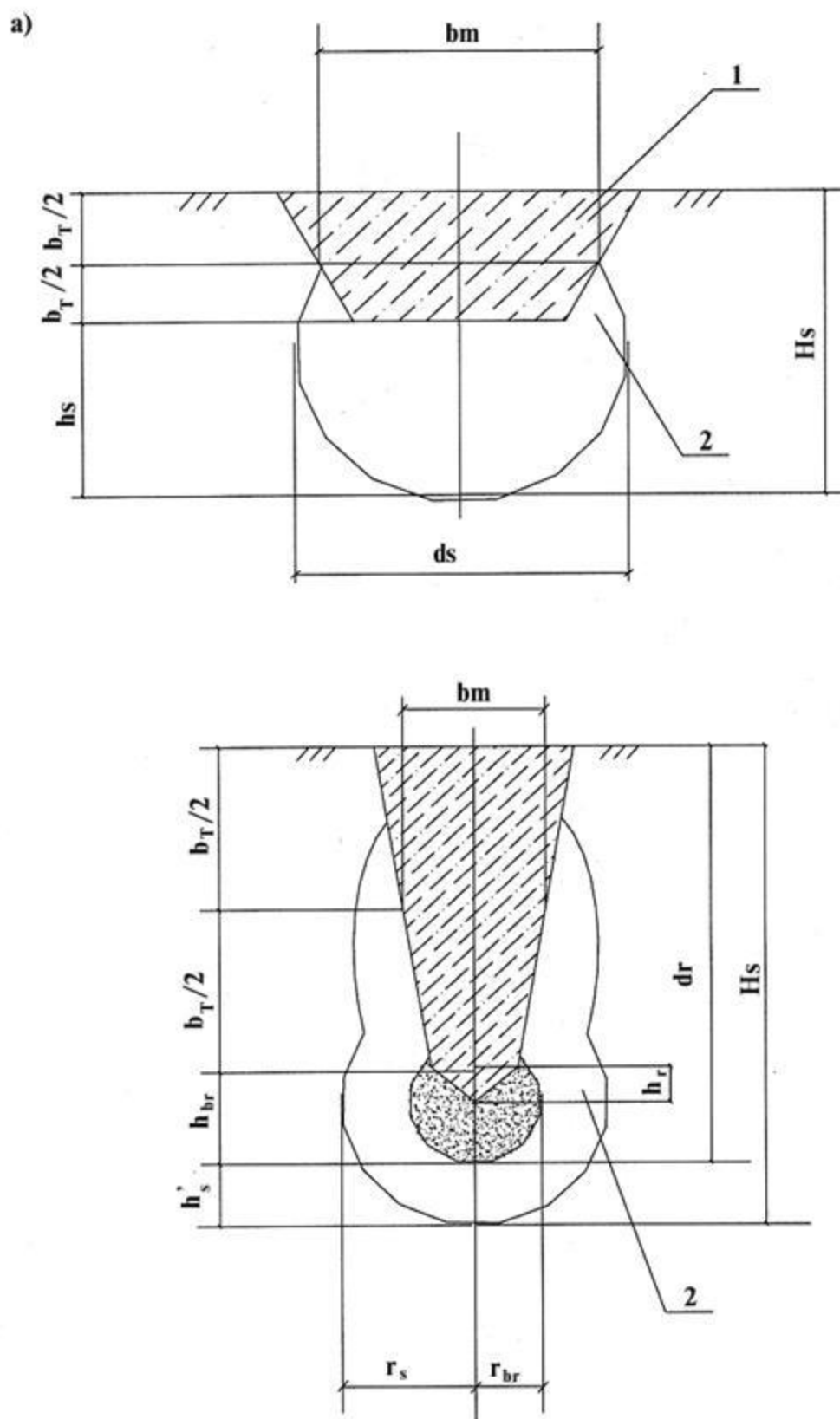
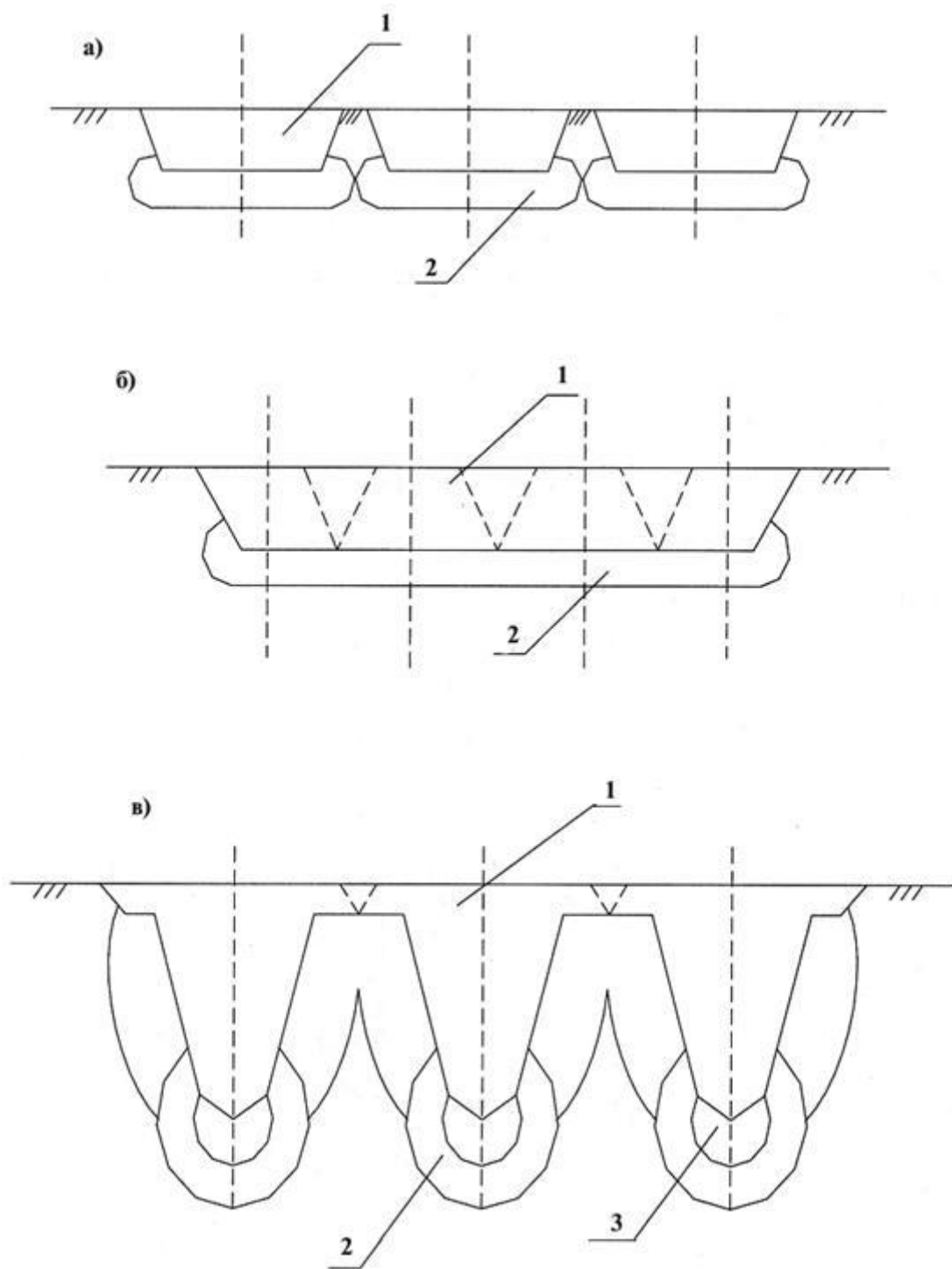


Рисунок 1.1 – Схемы фундаментов в вытрамбованных котлованах без уширенного основания (а) и с уширенным основанием (б)
1 - фундамент; 2 - зона уплотнения; 3 - зона уширения



1 - фундамент; 2 - уплотненная зона грунта; 3 - уширение жесткого материала

Рисунок 1.2 – Схема ленточных прерывистых (а), сплошных (б) и арочных фундаментов в вытрамбованных котлованах

2 КОНСТРУИРОВАНИЕ

2.1 При разработке проектов конструкций ФВК необходимо располагать следующими исходными данными:

- конструктивная схема объекта, здания, сооружения;

- показатели воздействия физических нагрузок на ФВК;
- структурно-механический и физико-химический состав грунтов основания, в том числе и степень их коррозионной активности;
- характеристика грунтовых вод, включая их статический и динамический напор, мощность водоносного слоя, глубина водоупорного слоя, коэффициенты фильтрации, физико-химический состав воды, в том числе и степень их агрессивности по отношению к металлам и бетонам;
- количество, расположение, форма и размеры фундаментов, расстояния между котлованами и их рядами;
- геометрические размеры трамбовки или молота и энергетические показатели навесного оборудования;
- режим приложения ударной нагрузки при втрамбовывании жесткого материала в дно котлованов;
- форма и размеры уплотненной зоны в грунтовой среде вокруг котлована;
- форма и размеры уширения котлована, заполняемого жестким материалом, вид, объем и количество порций последнего;
- физические и деформационно-прочностные характеристики уплотненного грунта основания под подошвой ФВК;
- оптимальность влажного грунта, количество воды, необходимой для доведения влажности грунта до оптимальной;
- технико-экономические показатели производственного процесса возведения ФВК;
- особенности технологии строительного производства, требования техники безопасности и охраны труда, эргономические и экологические показатели, правила контроля и приемки работ.

2.2 Для особо ответственных объектов, возводимых на территориях с не имеющими в строительной практике аналогов грунтовыми условиями в отношении практического опыта по использованию ФВК, должны быть организованы тщательно подготовленные геодезические наблюдения за осадками фундаментов существующих зданий и сооружений.

2.3 Для каркасных зданий и сооружений ФВК проектируются согласно [10, 11], исходя из плана размещения несущих конструкций, колонн и опор. Проектирование бескаркасных объектов ведется с учетом необходимости размещения фундаментов по осям несущих стен и в местах их пересечения. Расстояния между фундаментами следует при этом назначать с учетом таких параметров, как:

- нагрузки на ФВК;
- конфигурация расположения и другие особенности несущих конструкций;
- длина и показатели прочности, жесткости и деформативности панелей цокольного этажа и технического подполья;
- минимально допустимые расстояния между ФВК.

При пересечении длинных стен короткими, как показано на рисунке 2.1, если длина короткого участка не превышает 1,5 м, то в этом месте рекомендуется устраивать один общий фундамент.

Минимально допустимые расстояния a_{min} между соседними фундаментами определяются по данным устройства ФВК в аналогичных геологических условиях или по результатам опытных работ, проводимых согласно требованиям СН РК 5.01-07-2002 [10].

При отсутствии информации по ФВК-аналогам и опытных данных величину a_{min} рекомендуется принимать равной:

- $3b_{\text{ж}}$ (в осях) - для ФВК с уширенным основанием, где $b_{\text{ж}}$ - ширина фундамента, равная соответствующей ширине котлована на глубине $0,5 d_{\text{ф}}$ ($d_{\text{ф}}$ - высота ФВК, равная глубине вытрамбовывания котлована);

- $2b_{\text{ж}}$ (в свету поверху) - для отдельно стоящих фундаментов, выполненных без уширения основания;

- $0,8b_{\text{ж}}$ (в свету поверху) - для ФВК, применяемых при устройстве ленточных прерывистых фундаментов, вытрамбовывание и бетонирование котлованов для которых выполняется в один этап;

- $0,5b_{\text{ж}}$ (в свету поверху) - для ФВК, применяемых при устройстве ленточных прерывистых фундаментов, вытрамбовывание и бетонирование котлованов для которых выполняется в два этапа.

Минимально допустимое расстояние $a_{\text{мин}}$ при устройстве ФВК с втрамбованным в котлован жестким материалом рекомендуется принимать равным $1,5b_{\text{ж}}$ (в осях).

2.4 Как показано на рисунке 2.2, там, где расположены деформационные швы несущих конструкций, устраиваются общие спаренные или отдельные ФВК.

2.5 Сопряжение опорных частей колонн с отдельно стоящими и кустовыми ФВК осуществляется посредством стаканов, анкерных болтов и плит. Опираемые фундаментные балки производятся непосредственно на верхнюю часть ФВК с использованием для этого гнезд или уступов.

2.6 При применении ФВК ленточного прерывистого типа их подземная часть должна включать:

- для кирпичных и крупноблочных объектов - сборные бетонные блоки, укладываемые на верхнюю часть фундаментов либо железобетонные перемычки (балки), монтируемые с помощью гнезд или уступов в ФВК;

- для крупнопанельных зданий - цокольные панели или панели технического подполья, располагаемые непосредственно на верхней поверхности фундаментов;

- в случае устройства высокорасположенного железобетонного ростверка его и стойки заделывают в фундаментные стаканы.

2.7 Использование сплошных ленточных и арочных ФВК связано с тем, что несущие конструкции здания или сооружения опираются непосредственно на фундаменты, ростверки или сборные блоки.

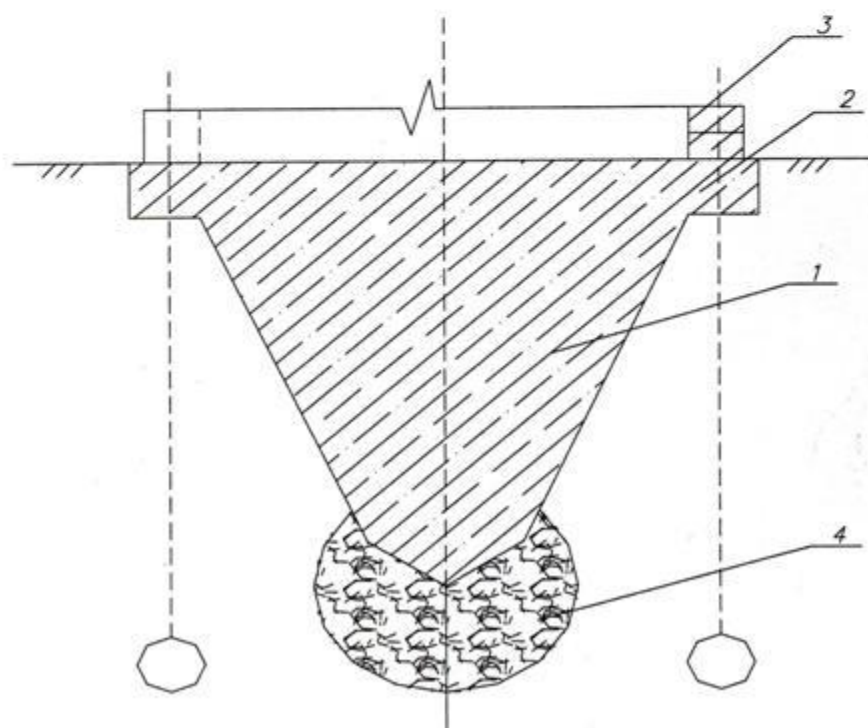
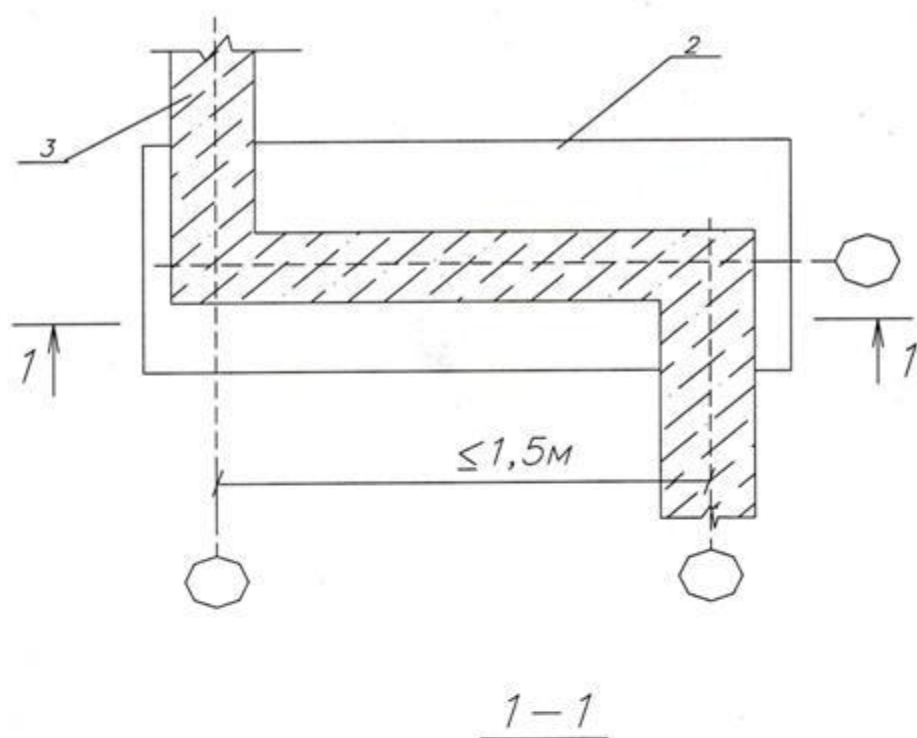
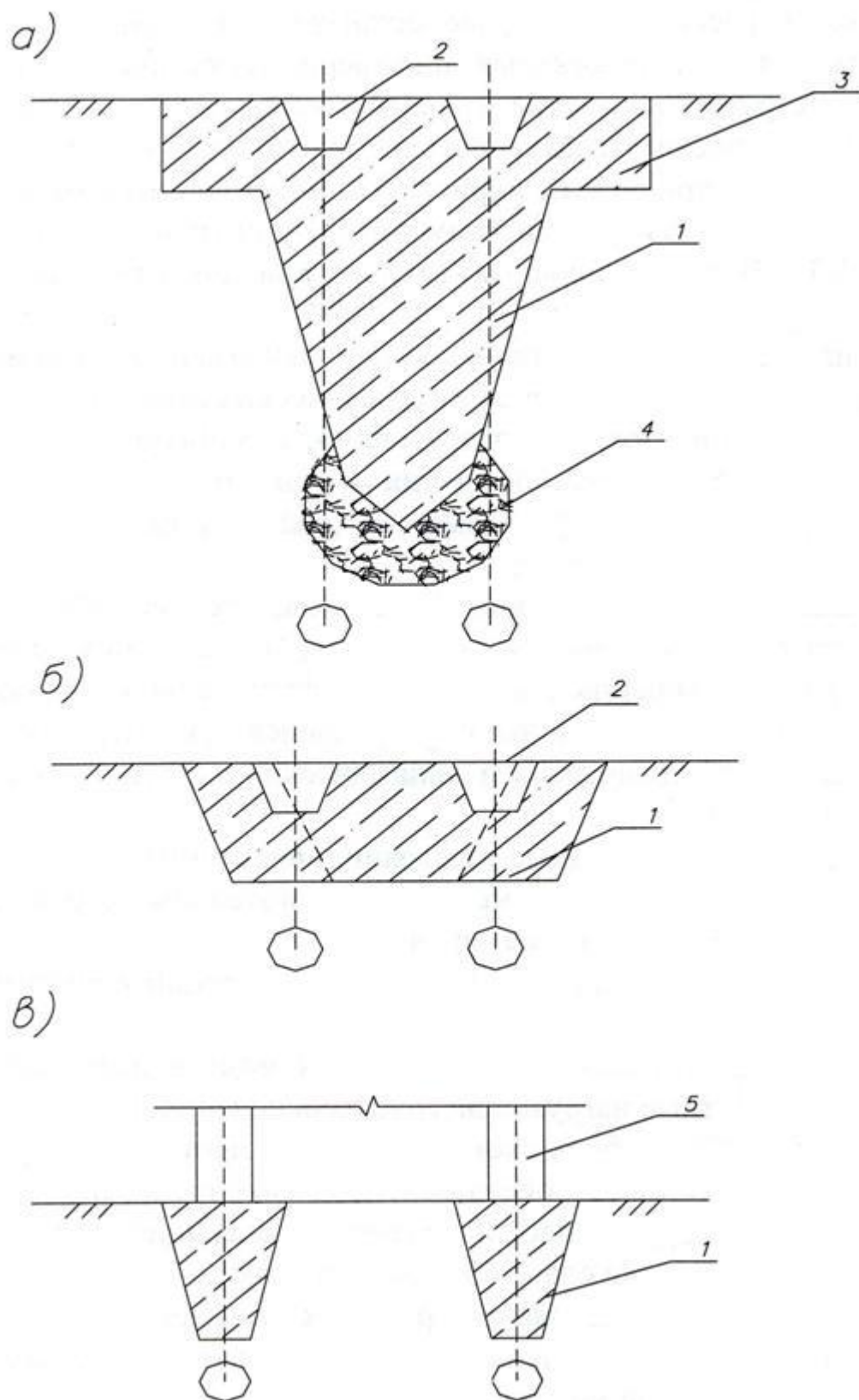


Рисунок 2.1 – Схема фундамента в вытрамбованном котловане на пересечении стен
1 - фундамент; 2 - ростверк; 3 - стена; 4 - уширение из жесткого материала



1 - фундамент; 2 - стакан; 3 - ростверк; 4 - уширение из жесткого материала; 5 – стена
 Рисунок 2.2 – Схемы общего (а), спаренного (б) и отдельных (в) фундаментов в
 вытрамбованных котлованах

3 ПРОЕКТИРОВАНИЕ

3.1 В настоящем нормативном документе приводится описание методов расчета несущей способности отдельно стоящего ФВК. При этом в отличие от известных методов предлагается более полный учет физических нагрузок на проектируемые фундаменты, ориентированный на грунтовые условия территории Казахстана в сопоставлении с соответствующими нормативными показателями предельно-допустимых деформаций.

3.2 Исходными данными для проектирования ФВК служат:

- планы и разрезы зданий и сооружений с определением расчетных нагрузок на фундаменты, привязка объекта к местности в плане и по высоте, схема расположения транспортных и инженерных коммуникаций;

- материалы предпроектных инженерно-геологических изысканий, включающие стратиграфические разрезы и колонки, структурно-механические и физико-химические характеристики грунтов, данные по их просадочности и сжимаемости, прочности, пористости, водопроницаемости, типу грунтовых условий, наличию и фактическим параметрам грунтовых вод и так далее.

3.3 В состав проектно-технической документации по ФВК следует включать:

- 1) план подготовки котлованов под фундаменты с указанием всех основных геометрических размеров и геодезических отметок;

- 2) количество и характеристику машин, механизмов и оборудования, предназначенных для вытрамбовывания котлованов, в том числе производственно-технические параметры трамбовок (размеры, форма, высота сбрасывания, частота ударов и так далее);

- 3) данные по степени влажности грунтов, рекомендуемой для оптимизации процесса вытрамбовывания котлованов, а при необходимости результаты расчетов по повышению или снижению фактической влажности грунтов;

- 4) расчет уплотненной зоны, образующейся при вытрамбовывании котлованов, исходя из статических и динамических характеристик ударного оборудования;

- 5) минимально допустимые расстояния между ФВК;

- 6) спецификацию на основные и вспомогательные строительные конструкции, изделия, элементы и материалы;

- 7) размеры уширения, объем и количество порций жесткого материала, подлежащего втрамбованию в дно котлована;

- 8) расчет прочностных характеристик и модуля деформации уплотненных грунтов, проектные нагрузки на грунты основания и на фундаменты;

- 9) пооперационную блок-схему программы производства работ с технологическими картами на устройство ФВК, особые требования по процессу строительства, мониторингу производственных операций, охране труда и технике безопасности, а также сдаче объекта заказчику;

- 10) программу проведения контрольных статических и динамических испытаний, необходимых в случае отсутствия опытных данных по аналогичным объектам для данной местности.

3.4 Подготовка котлованов для фундаментов здания или сооружения производится до нулевой отметки, являющейся исходной для расчета проектных параметров ФВК. Вертикальная планировка площадки строительства выполняется под один уровень, либо с несколькими уступами в соответствии с конструктивными особенностями объекта. В этот период с подготавливаемой площадки полностью убирается растительный слой грунта и насыпной материал с содержанием растительных остатков более 0,05 по весу. При излишней толщине растительного и насыпного слоев грунта, а также при значительном уклоне земной поверхности планировка завершается подсыпкой и выравниванием глинистого материала, имеющего оптимальную для данных условий строительства влажность. Далее производится уплотнение подсыпанных грунтов укаткой тракторами и

бульдозерами до плотности скелета 1,55 - 1,6 т/м³. Если производить уплотнение дальше, то эффективность вытрамбовывания котлованов снижается.

3.5 Толщина подсыпки h_{γ} , выполняемой согласно п.3.4, не должно превышать ее величины, рассчитываемой по формуле:

$$h_{\gamma} = a_{\gamma} + 1,5b_{ж} + h_{\delta\gamma}, \text{ м}, \quad (3.1)$$

где a_{γ} - глубина вытрамбовывания котлована, м;

$b_{ж}$ - ширина вытрамбованного котлована в его среднем по глубине сечении, м;

$h_{\delta\gamma}$ - толщина уширения, произведенного путем втрамбовывания в дно котлована жесткого материала, м.

Коэффициент уплотнения грунта в зоне уширения должен быть не менее 0,95. Не рекомендуется, чтобы солесодержание грунтов, используемых для подсыпки, превышало 0,5%.

3.6 Столбчатые ФВК следует проектировать монолитными, выполняемыми путем бетонирования котлованов враспор и с устройством опалубки только для стаканов или элементов, служащих для опирания колонн и фундаментных балок. Кирпичные и блочные стены соединяются с ФВК с помощью монолитных ростверков ленточного типа, а также фундаментных балок.

3.7 При минимальном расстоянии в свету поверху между ФВК $a_{\min}$ более 2 м фундаменты следует рассматривать как отдельно стоящие, а менее 2 м - как ленточные прерывистые. Причем выбор шага (расстояния между центрами) фундаментов обусловлен перемещением грунта основания при вытрамбовывании котлованов по вертикали и горизонтали, что зависит от:

- глубины котлованов;
- вида, объема и состава жесткого материала, втрамбовываемого в дно котлована;
- плотности скелета грунтов;
- влажности грунтов;
- производственно-технической характеристики ударного оборудования (размеров, формы и массы трамбовки, высоты сбрасывания и так далее).

Перед освоением новых объектов строительства на недостаточно изученных и неосвоенных территориях, наряду с лабораторными и пилотными испытаниями на опытном полигоне, должен отрабатываться полный производственный цикл возведения ФВК данной модификации с ориентацией на минимально допустимые расстояния между фундаментами.

3.8 При отсутствии опытных данных ориентировочно минимальные расстояния в свету поверху между ФВК $a_{\min}$ следует принимать для ленточных прерывистых, равными $(0,8 - 1,2)b_{ж}$, а для отдельно стоящих - $2b_{ж}$. Для ФВК с уширенным основанием $a_{\min}$ в осях не должно превышать $3b_{ж}$.

3.9 Минимальную глубину вытрамбованных котлованов с учетом обратной засыпки необходимо назначать, исходя из расчетной глубины заложения ФВК и их связи с каналами, туннелями, приемками, лотками, коробами и другими элементами инженерных коммуникаций согласно СН РК 5.01-06-2002 [10]. При прокладке последних от фундаментов на расстоянии в свету не менее $b_{ж}$ глубина вытрамбовывания котлованов назначается большей глубины их заложения.

3.10 Форму, массу и размеры трамбовки выбирают в зависимости от расчетных параметров ФВК, грунтовых условий и возможностей базового механизма. В плане

трамбовки могут иметь квадратную, прямоугольную, круглую, шести- или восьмиугольную форму с плоской или заостренной нижней частью, угол конусности которой составляет от 45 до 90°. Длина трамбовки должна превышать глубину вытрамбовывания котлована на 10 - 20 см. Ее масса назначается, исходя из условия, чтобы удельное статическое давление составляло бы не менее 0,05 МПа. Высота сбрасывания трамбовки принимается в зависимости от особенностей проектируемых ФВК от 3 до 12 м.

Количество ударов трамбовки n , необходимых для устройства котлована, ориентировочно определяется по формуле:

$$n = \frac{d_p}{\eta \cdot \Delta}, \quad (3.2)$$

где η - коэффициент, принимаемый для грунтов с оптимальной плотностью и влажностью равным 0,7 - 1,5;

Δ - средняя величина углубления котлована за один удар трамбовки, составляющая для их модификации с заострением понизу 0,15 м, а с плоской ударной частью 0,1 м.

Ориентировочное количество ударов трамбовки n' , необходимых для вытрамбовывания уширения котлована, заполненного жестким материалом при условии увлажнения грунта, составляет:

$$n' = 1,5 \frac{h_{\text{уш}}}{\eta \cdot \Delta}, \quad (3.3)$$

где $h_{\text{уш}}$ - толщина уширения из жесткого материала, м.

3.11 Вытрамбовывание котлованов рекомендуется производить при влажности грунтов, близкой к оптимальной, то есть при отклонении от нее не более, чем на $\pm 0,02$.

Оптимальная влажность грунтов W_0 ориентировочно находится по формуле:

$$W_0 = W_p - (0,01 \dots 0,03), \quad (3.4)$$

где W_p - влажность грунта на границе раскатывания.

Необходимое количество воды V , требующейся для достижения оптимальной влажности грунтов:

$$V = 1,2 \left[\rho_d (W_{\text{sat}} - W) / \rho_w \right] V_w, \text{ м}^3, \quad (3.5)$$

где ρ_d - среднее значение плотности грунта в сухом состоянии в условиях его природного залегания в пределах зоны увлажнения, т/м³;

W_{sat} - полная влагоемкость грунта;

V_w - объем зоны увлажнения грунта, определяемый по результатам опытных работ по устройству ФВК или опыта увлажнения грунтов, м³;

ρ_w - плотность воды, т/м³.

При отсутствии результатов опытных работ и опыта увлажнения грунтов допускается объем зоны увлажнения определять по формуле:

$$V_w = H_z \cdot A_z, \text{ м}^3, \quad (3.6)$$

где H_z - расстояние от поверхности вытрамбовывания котлована до нижней границы уплотненной зоны под ним, м;

A_z - площадь поперечного сечения уплотненной зоны, м^2 .

4 РАСЧЕТ МОДИФИКАЦИЙ ФВК И ИХ ОСНОВАНИЙ

4.1 Определение проектных параметров фундаментов в вытрамбованных котлованах и их оснований производится согласно СН РК 5.01-06-2002 [12] по двум предельным состояниям:

- для первой модификации (без втрамбовывания жесткого материала) - по прочности бетона фундаментов и ростверков, несущей способности грунтов основания, устойчивости подземной конструкции;
- для второй модификации (с втрамбовыванием в дно котлована жесткого материала) - по крену фундаментов и осадкам основания.

4.2 Физические нагрузки и воздействия, подлежащие расчету при проектировании ФВК, коэффициенты надежности и сочетания нагрузок определяют в соответствии с рекомендациями СНиП 2.01.07-85* [3].

4.3 Проектирование ФВК и их оснований выполняется с учетом справочных значений физических характеристик материалов грунтов и фундаментов, принимаемых согласно требованиям СНиП 2.03.01-84* [4] и СНиП РК 5.01-01-2002 [8]. То же самое относится к расчетам ФВК по прочности материалов грунтов и фундаментов.

4.4 При проектировании ФВК по несущей способности грунтов основания необходимо выполнение расчетов по:

- действию на фундаменты и основание вертикальных нагрузок;
- действию на них горизонтальных нагрузок и изгибающих моментов.

Расчеты в первом случае выполняются, исходя из условия, что:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_g}, \text{ кН}, \quad (4.1)$$

где N - расчетная вертикальная нагрузка, передаваемая на фундамент, кН;

F_d - проектная несущая способность грунтов основания, то есть несущая способность ФВК при воздействии вертикальной нагрузки, определяемая расчетами, либо по результатам полевых испытаний, кН;

γ_g - коэффициент надежности для грунтов основания, принимаемый равным:

- 1 - при использовании результатов полевых испытаний;
- 1,4 - при определении несущей способности фундамента, на основе расчетов.

4.5 Проектирование ФВК по несущей способности грунтов основания при действии горизонтальных нагрузок, изгибающих моментов сечений и поперечных сил следует вести, исходя из условия:

$$Q' \leq F_h, \quad (4.2)$$

где Q' - расчетная приведенная горизонтальная нагрузка на фундамент, кН;

F_h - расчетная несущая способность грунтов основания, называемая далее несущей способностью ФВК и определяемая согласно рекомендациям СНиП РК 5.01-01-2002 [8] и СН РК 5.01-06-2002 [10], кН.

Расчетную приведенную нагрузку Q' на фундамент находят из выражения:

$$Q' = \sum Q + \frac{\sum M}{d_f}, \text{ кН}, \quad (4.3)$$

где $\sum Q$ - сумма горизонтальных сил, действующих на фундамент по рассматриваемой оси, кН;

$\sum M$ - сумма изгибающих моментов сил, приложенных к сечениям фундамента по рассматриваемой оси относительно центра тяжести сечения верха фундаментной конструкции, кНм;

d_f - высота фундамента, равная глубине вытрамбовывания котлована без учета глубины его заостренной части, м.

4.6 Проверка ФВК и их оснований на устойчивость производится в соответствии с требованиями СНиП РК 5.01-01-2002 [8].

Такие расчеты выполняются в тех случаях, когда:

- фундаменты располагаются на откосах или вблизи них;
- приведенные горизонтальные нагрузки, действующие на фундаменты, превышают приведенные вертикальные $Q' > N$.

4.7 Расчет ФВК и их оснований по появляющимся в результате осадки деформациям и крену выполняется, исходя из следующих условий:

$$S \leq S_u, \quad (4.4)$$

$$S + S_{il} \leq S_u, \quad (4.5)$$

$$i \leq i_u, \quad (4.6)$$

где S - совместная осадка фундамента и основания, м;

S_u - предельно допустимое значение совместной осадки фундамента и основания, м;

S_{il} - просадка грунта основания, м;

i - крен ФВК, град.;

i_u - предельно допустимое значение крена фундамента, град.

4.8 Расчеты предельно допустимых значений горизонтального перемещения u_u и углов поворота ψ_u ФВК следует производить на проверку условий:

$$u_p \leq u_u, \quad (4.7)$$

$$\psi_p \leq \psi_u, \quad (4.8)$$

где u_p , ψ_p - горизонтальное перемещение и угол поворота верхней части фундамента, определяемые по результатам полевых испытаний, м, град.

4.9 Расчеты деформаций ФВК и их оснований рекомендуется выполнять с применением графической схемы линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи грунтов величиной H_c . При этом грунты основания под ФВК рассматриваются в виде условной двухслойной зоны, состоящей из уплотненного грунта и неуплотненного грунта общей толщиной H :

$$H = H_c - h_s, \quad (4.9)$$

$$H = H_c - h'_s, \quad (4.10)$$

где h_s - толщина уплотненной зоны грунта под фундаментом без уширения основания, м;

h'_s - то же под фундаментом с уширенным основанием, м.

Деформация ФВК и их оснований определяются с учетом размеров уплотненной зоны грунта и уширения низа котлованов, выполняемого с использованием подсыпки жесткого материала. Формы и размеры уплотненной зоны грунта и уширения находятся по результатам опытных работ, производимых в соответствии с рекомендациями СН РК 5.01-07-2002 [11].

4.10 Для ФВК без уширенного основания плоская форма уплотненной зоны грунта в вертикальном сечении принимается в виде эллипса, а ее параметры устанавливаются по таблице 4.1 (см. схему фундамента на рисунке 1.1).

Таблица 4.1

Вид фундамента	Угол конусности нижней части фундамента, град.	Размеры уплотненной зоны грунта	
		толщина, h_s , м	диаметр, d_s , м
С плоской нижней частью	-	$1,5 b_{ж}$	$2 b_{ж}$
С заостренной нижней частью	45°	$0,7 b_{ж}$	$1,4 b_{ж}$
	60°	$b_{ж}$	$1,6 b_{ж}$
	90°	$1,3 b_{ж}$	$1,8 b_{ж}$

4.11 Для удлиненных ФВК с уширением, выполненным путем вдавливания в дно котлована жесткого материала, форма уширения в горизонтальной плоскости принимается в виде круга или эллипса. Рекомендации по расчету таких фундаментов сведены в таблицы 4.2 - 4.4.

Таблица 4.2

Характеристика грунтов основания			Характеристика котлована		
вид грунтов	плотность в сухом состоянии, ρ_d , т/м ³	степень влажности, W	форма уширения	показатель, h_{dr}/r_{dr}	коэффициент формы уширения, k_{dr}
Песчаные	$\geq 1,5$	- < 0,7 > 0,7	Круг	1,0	0,62
Глинисты	$\geq 1,6$				
Глинисты	$\geq 1,7$				
Песчаные	< 1,5	-	Эллипс	1,4	0,55

Глинисты е	< 1,6	< 0,7			
Глинисты е	от 1,5 до 1,7	≥ 0,7			
Глинисты е	1,5	> 0,7		1,8	0,51

Таблица 4.3

Плотность грунта в сухом состоянии в пределах уплотненной зоны, $\rho_{d,5}$, т/м ³	Поправочный коэффициент η_p								
	Плотность грунта в сухом состоянии до уплотнения, ρ_d , т/м ³								
	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,55	1,6	
1,6	1,57	1,66	1,76	1,9	2,1	2,4	3,02	-	
1,65	1,52	1,6	1,68	1,78	1,92	2,11	2,42	3,24	
1,7	1,48	1,54	1,61	1,69	1,8	1,94	2,13	2,57	
1,75	1,44	1,49	1,55	1,62	1,71	1,82	1,96	2,07	
1,8	1,41	1,45	1,51	1,57	1,64	1,73	1,83	1,98	
1,85	1,38	1,42	1,47	1,52	1,58	1,65	1,74	1,85	

Для промежуточных значений ρ_d и $\rho_{d,5}$ величина коэффициента η_p находится интерполяцией.

Параметры h_{dy} и r_{dy} - толщина и радиус уширения показаны на рисунке 1.1. Данные, приведенные в таблице 4.2 следует использовать при проектировании ФВК с заостренной нижней частью.

Радиус уширения, выполняемого путем втрамбовывания жесткого материала в дно котлована, определяется по формуле:

$$r_{dy} = k_{dy} \sqrt[3]{V_{cr}}, \quad \text{м,} \quad (4.11)$$

где k_{dy} - коэффициент формы уширения котлована, принимаемый по данным таблицы 4.2;

V_{cr} - объем жесткого материала, втрамбованного в дно котлована, м³.

Коэффициент k_{dy} используется при проектировании ФВК, если центр расширения находится на расстоянии $0,5 h_z$ от нижней отметки заостренной части котлована, где h_z это глубина этой части.

Если величина r_{dy} , рассчитанная по формуле (4.11), будет более $0,5 b$ (b - ширина трамбовки понизу), то следует ориентироваться на выражение:

$$r_{dy} \leq 0,5b \quad (4.12)$$

Глубина уширения $h_{\delta r}$ котлована при известном радиусе $r_{\delta r}$ устанавливается, исходя из данных таблицы 4.2.

Радиус уплотненной зоны грунта r_s определяется по формуле:

$$r_s = r_{\delta r} \cdot \eta_p, \text{ м}, \quad (4.13)$$

где η_p - коэффициент, принимаемый по таблице 4.3.

Толщина уплотненной зоны грунта h_s' , как расстояние от низа уширения до нижней границы уплотненной зоны, составляет:

$$h_s' = r_s - r_{\delta r}, \text{ м}. \quad (4.14)$$

4.12 Деформации ФВК неглубокого заложения без уширения и их оснований должны рассчитываться из условий, что:

$$P_{\max} \leq 1,2R, \quad (4.15)$$

$$P_{\min} > P_0, \quad (4.16)$$

где $P_{\max}$ и $P_{\min}$ - краевые давления под подошвой фундамента, кПа;

R - расчетное сопротивление грунта основания кПа;

P_0 - давление, равное 100 кПа.

Показатели краевых давлений под подошвой фундаментов определяются по формуле:

$$P_{\max, \min} = \frac{N + G}{A_m + \frac{\sum M - 0,5P_k \cdot b_m \cdot d_p^2}{W}}, \text{ кПа}, \quad (4.17)$$

где N - расчетная вертикальная нагрузка, передаваемая на фундамент, кН;

G - вес фундамента, кН;

A_m - площадь поперечного сечения ФВК на глубине $0,5 d_p$, м²;

$\sum M$ - сумма изгибающих моментов сил относительно подошвы фундамента, кНм;

P_k - реактивное давление грунта на боковую поверхность тела ФВК, кПа;

b_m - ширина фундамента, равная ширине котлована на глубине $0,5 d_p$, м;

d_p - высота ФВК, равная глубине вытрамбовывания котлована, м;

W - момент сил сопротивления в поперечном сечении ФВК на глубине $0,5 d_p$, кНм.

Реактивное давление грунта для монолитных ФВК составит:

$$P_k = k_k (a + b P_m), \text{ кПа}, \quad (4.18)$$

где k_k - коэффициент формы фундамента, принимаемый равным: для ФВК прямоугольной и квадратной форм в плане - 1; шести- и восьмигранной - 0,75; круглой формы - 0,65; с консолями - 1,05;

a, b - поправочные коэффициенты составляющие 60 кПа и 0,4;

P_m - среднее давление на фундамент, равное:

$$\frac{P_{max} + P_{min}}{2}, \text{ кПа.}$$

Величину реактивного давления грунта находят по результатам полевых испытаний.

4.13 Расчетное сопротивление грунта основания R определяют по наименьшему значению показателей R_s и R'_s , где R_s - это сопротивление уплотненного грунта, принимаемое согласно СНиП РК 5.01-01-2002 [8], а R'_s - сопротивление грунта, располагаемого в уплотненной зоне под подошвой ФВК. В случае, когда в качестве подстилающего слоя служат просадочные грунты, то сопротивление подстилающего уплотненную зону грунта находят по формуле:

$$R'_s = \frac{k_{sl} \cdot P_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zgo}}{\alpha},$$

кПа, (4.19)

где k_{sl} - поправочный коэффициент, принимаемый равным 1,5 или 1,2 в зависимости от компрессионных и штамповых испытаний;

P_{sl} - начальное просадочное давление грунтов подстилающего слоя, кПа;

σ_{zg} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на кровле подстилающего слоя, кПа;

σ_{zgo} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, кПа;

α - поправочный коэффициент, принимаемый по рекомендациям СНиП РК 5.01-01-2002 [8].

Если под уплотненной зоной ФВК залегают непросадочные грунты, то расчетное сопротивление R'_s также определяется по формуле (4.19), однако вместо произведения $k_{sl} \cdot P_{sl}$ в нее вводится показатель R_s (расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя по данным того же СНиП РК 5.01-01-2002 [8]). При этом однако следует учитывать, что сопротивления R_s и R'_s не должны превышать максимальных значений расчетного сопротивления, приведенных в таблице 4.4.

Таблица 4.4

Ширина фундамента b_m на расстоянии 0,5 a_p , м	Максимальные расчетные сопротивления грунта, кПа
$b_m \leq 0,8$	500
$b_m \geq 1,4$	600

Для промежуточных значений $b_{ж}$ от 0,8 до 1,4 расчетные сопротивления находятся интерполяцией.

4.14 Определение деформаций ФВК и их оснований, сложенных просадочными грунтами, производится по состоянию их влажности, которая рассчитывается по условиям полного водонасыщения грунтовой среды при S_r не менее 0,8. Модуль деформации подстилающего слоя водонасыщенных грунтов в этом случае оценивается в интервале давления от 0 до P_{sd} .

4.15 Расчет деформаций ФВК при использовании уширенного путем втрамбовывания в дно котлована жесткого материала следует производить как для «условного фундамента». Для этого площадь каждого ФВК принимается равной площади поперечного сечения уширения, которая рассчитывается по формуле 4.22, а высота идентична расстоянию d_p от поверхности котлована до отметки нижней части уширения.

4.16 Несущая способность ФВК с уширением из жесткого материала при действии вертикальной сжимающей нагрузки F_d находится как наименьшее значение одного из трех параметров, которые рассчитываются по следующим формулам:

$$F_{d1} = \gamma_c R_{ср} A, \quad \text{кН,} \quad (4.20)$$

$$F_{d2} = \gamma_c \left[\gamma_{ср} R_{ср} A_{фр} + d_p u_{ж} (f_i \gamma_{сд} + i_{\delta} E \gamma_{сд} \varepsilon_r) \right] \quad \text{кН,} \quad (4.21)$$

$$F_{d3} = \gamma_c \left[\gamma_{ср} R_{ср} A_{фр} + d_p u_{ж} (f_i \gamma_{сд} + i_{\delta} E \gamma_{сд} \varepsilon_r) \right] \quad \text{кН,} \quad (4.22)$$

где γ_c - коэффициент условия работы фундамента, принимаемый равным 1;

$R_{ср}$ - расчетное сопротивление жесткого материала уширения, составляющее для щебня и гравия 10 МПа, а для крупного песка 5 МПа;

A - площадь подошвы фундамента, м^2 ;

$\gamma_{ср}$ - коэффициент условий работы уплотненного грунта, определяемый по таблице 4.5;

$R_{ср}$ - расчетное сопротивление уплотненного грунта, принимаемое для глинистых грунтов по таблице 4.6, кПа;

$A_{фр}$ - площадь поперечного сечения уширения, заполненного жестким материалом:

$$A_{фр} = \pi \cdot r_{фр}^2, \quad \text{м}^2, \quad (4.23)$$

d_p - глубина вытрамбованного котлована, м;

$u_{ж}$ - периметр поперечного сечения котлована на глубине $0,5 d_p$, м;

f_i - расчетное сопротивление уплотненного грунта по боковой поверхности ФВК, принимаемый для пылевато-глинистых грунтов по таблице 4.6, кПа;

$\gamma_{сд}$ - коэффициент условий работы уплотненного грунта по боковой поверхности ФВК грунта, принимаемого равным 0,8;

i_{δ} - уклон боковых стенок фундамента;

E - модуль деформации неуплотненного грунта, залегающего в верхней части ФВК, определяемый по результатам компрессионных испытаний грунта, находящегося в водонасыщенном состоянии, кПа;

γ_{c2} - коэффициент условий работы фундамента, составляющий 0,5;

ξ_r - реологический коэффициент, принимаемый равным 0,8;

$r_{\delta r}$ - радиус уширения, выполненного из жесткого материала, определяемый по формуле (4.11), м;

A_z - площадь поперечного сечения уплотненной зоны грунтов, при их небольших размерах следует рассчитывать из выражения:

$$A_z = \pi \cdot r_s^2, \text{ м}^2;$$

r_s - радиус уплотнения, м;

R_z - расчетное сопротивление грунта, подстилающего уплотненную зону, кПа.

Таблица 4.5

Глубина вытрамбовывания котлована, d_p , м	Коэффициент условий работы уплотненного грунта, γ_{c2}
2	1
2,5	1,2
3	1,4
Более 3	1,6

Таблица 4.6

Расстояние от поверхности вытрамбовывания котлована до середины i-го слоя d_i , м	Расчетное сопротивление уплотненного грунта по боковой поверхности фундамента f_i кПа, при показателе текучести J_L , равном						
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
1	35	23	15	12	8	4	2
2	42	30	21	17	12	5	4
3	48	34	25	20	14	7	5
4	52	38	27	22	16	8	5
5	56	40	29	24	17	8	6
6	58	42	31	25	18	8	6

Для непросадочных грунтов расчетное сопротивление R_z находится по рекомендациям СНиП РК 5.01-06-2002 [10], а для просадочных грунтов по формуле:

$$R_z = k_{st} P_{st}, \quad \text{кН,} \quad (4.24)$$

где $k_{si}^{P_{si}}$ аналогичны формуле (4.19).

4.17 Несущая способность ФВК без уширения при действии вертикальной сжимающей нагрузки определяется по наименьшему значению F_{d2} и F_{d3} . Несущая способность такого фундамента F_{d2} находится по формуле (4.21) при соблюдении следующих требований:

- площадь поперечного сечения A_{ϕ} заменяется на площадь опирания фундамента A ;

- расчетное сопротивление уплотненного грунта R_{su} , принимаемый по таблице 4.6, в зависимости от глубины вытрамбовывания котлована d_{ϕ} .

Несущая способность фундамента без уширения F_{d3} рассчитывается по формуле (4.23), в которой площадь поперечного сечения уплотненной зоны A_z находится по формуле:

$$A_z = \pi \cdot d_z^2, \quad \text{м}^2, \quad (4.25)$$

где d_z - ширина уплотненной зоны, м.

4.18 Несущая способность ФВК с уширением при действии горизонтальной нагрузки и изгибающего момента сил составляет:

$$F_k = \gamma_c \cdot P_k \cdot b_m \cdot d_f, \quad \text{кН}, \quad (4.26)$$

где γ_c - коэффициент условий работы фундамента, принимаемый равным 0,8;

P_k - реактивное давление грунта по боковой поверхности ФВК, кПа;

b_m - ширина фундамента, равная ширине котлована на глубине 0,5 d_{ϕ} , м;

d_f - высота фундамента, равная глубине вытрамбовывания котлована, без учета его заостренной части, м.

5 ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА, ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ФВК В ЗАСОЛЕННЫХ ГРУНТАХ

5.1 Подготовка фундаментостроительных работ

5.1.1 В состав предпроектных инженерно-геологических изысканий на территориях, сложенных ПЗГ, следует предусмотреть проходку разведочных скважин или шурфов по каждому проектируемому объекту и на такую глубину, чтобы они полностью захватили пласты засоленных грунтов и подстилающих слоев (на глубину не менее 1 м для скальных пород и - 3 м для нескальных). При устройстве таких скважин и шурфов через каждые 0,5 - 1 м их глубины производится отбор образцов грунта ненарушенной структуры (монолита), затем в полевых и стационарных условиях определяются структурно-механические и физико-химические характеристики.

5.1.2 Оценка процессов растворения и выщелачивания, происходящих в отобранных пробах, сопровождается изучением не только грунтов, но и грунтовых вод. Исследование степени агрессивности последних по отношению к материалу фундаментов и других подземных частей зданий и сооружений проектируемых в районе изысканий обязательно.

5.1.3 Спецификой засоленных грунтов как раз является их повышенная коррозионная активность по отношению к металлам, бетонам и другим видам строительных материалов. Поэтому при устройстве ФВК в таких грунтах необходимо предусмотреть комплекс мер по надежной защите строительных конструкций от агрессивного воздействия грунтовой среды. Исследования последних лет, выполненные КарГТУ в Казахстане, в странах дальнего и ближнего зарубежья на территориях, сложенных ПЗГ и перспективных для развития строительства, выявили богатые возможности технологий новых поколений, обеспечивающих надежную, высокоэффективную, экономичную и экологически безопасную защиту проектируемых зданий и сооружений.

Так, в частности, предложены уникальные конструктивные решения, технические средства, способы и приемы в рассматриваемой области по возведению ФВК и других типов фундаментов в засоленных грунтах. Разработаны также и новейшие технологии, обеспечивающие повышение несущей способности, прочности, жесткости и долговечности как фундаментов так и грунтовых оснований. Наиболее распространенными являются сегодня трубы, пленки, оболочки и покрытия, изготовленные из синтетических материалов, нефтебитуминозных пород, силиката натрия и других компонентов и их смесей, системы эффективного дренирования подземной части строящихся и реконструируемых зданий и сооружений, а также современные метрологические средства, позволяющие изучать и контролировать поведение этих объектов на всем протяжении их проектирования, возведения и эксплуатации.

5.1.4 Для облегчения освоения проектов ФВК последних поколений введем следующую их классификацию:

- без уширения нижней части фундамента;
- с уширением;
- с уширением, выполненным путем втрамбовывания в дно котлована жесткого материала и применением перечисленных в п. 5.1.3 защитных мер, предназначенных для исключения негативного влияния грунтовой среды на материал фундамента.

5.1.5 Одним из вариантов апробированной на ряде объектов Казахстана вариантов антикоррозионной защиты ФВК, выполненных без уширения, является заполнение подготовленного котлована нефтебитуминозными породами, кироминеральными либо асфальтобетонными смесями и повторное вытрамбовывание до заданной глубины. После этого производятся арматурные работы и бетонирование котлована (см. рисунок 5.1 а).

5.1.6 ФВК с уширенной нижней частью устраивается аналогично, но с тем условием, чтобы после первичного вытрамбовывания в дно котлована порционно втрамбовывается жесткий материал (щебень, гравий, песчано-гравийная или бетонная смеси), после чего котлован заполняется изоляционным материалом (по п.5.1.5), заново вытрамбовывается и бетонируется (см. рисунок 5.1 б).

Другим способом является изготовление фундаментной оболочки (см. рисунок 5.2). В этом случае в дно подготовленного вытрамбовыванием котлована также на заданную глубину втрамбовывается жесткий материал, затем в образовавшуюся выемку укладывают слой нефтебитуминозных пород, кироминеральных либо асфальтобетонных смесей. Далее с помощью трамбовки создают оболочку фундамента, в которую помещают арматурный каркас, после чего производятся бетонные работы и возведение ФВК завершается.

5.2 Технология возведения ФВК, снабженных противокоррозионной защитой

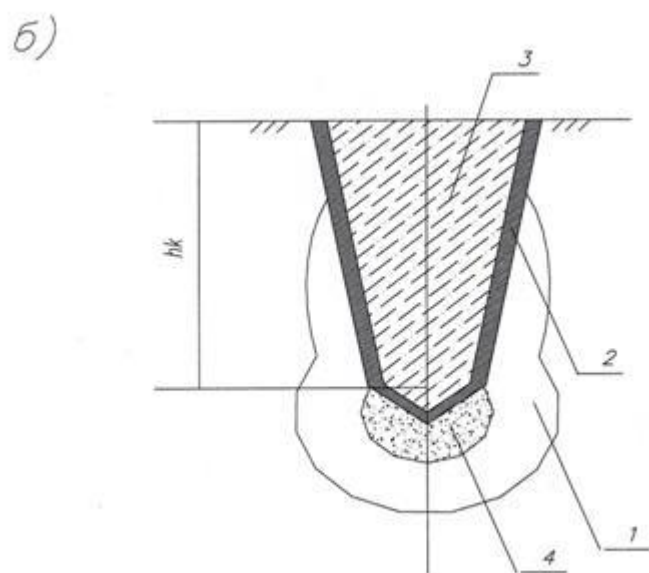
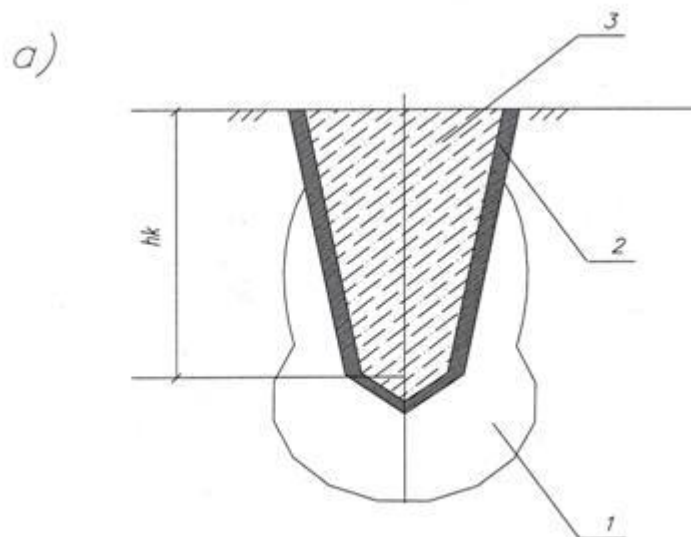
5.2.1 В связи с тем, что использование нефтебитуминозных пород (НБП) и кироминеральных смесей (КМС) находит наибольшее распространение в современной строительной практике для защиты фундаментов зданий и сооружений от агрессивной твердой и жидкой среды, то именно такие методы и легли в основу раздела 5 настоящего нормативного документа.

Технологический процесс строительства ФВК включает следующие операции:

- 1) разметка и разработка котлованов путем их вытрамбовывания в намеченных проектом участках застраиваемой территории;
- 2) заполнение подготовленных выемок жестким материалом;
- 3) втрамбовывание этого материала в дно котлованов;
- 4) заполнение вновь образовавшегося в котлованах свободного пространства НБП или КМС;
- 5) втрамбовывание изоляционного материала в дно и стенки котлована;
- 6) монтаж арматурного каркаса, закладных элементов, формирование стаканов, уступов, пазов и так далее;
- 7) бетонирование котлованов, уплотнение бетонной смеси и уход за бетоном;
- 8) визуальная и метрологическая проверка результатов всего цикла фундамент строительных работ.

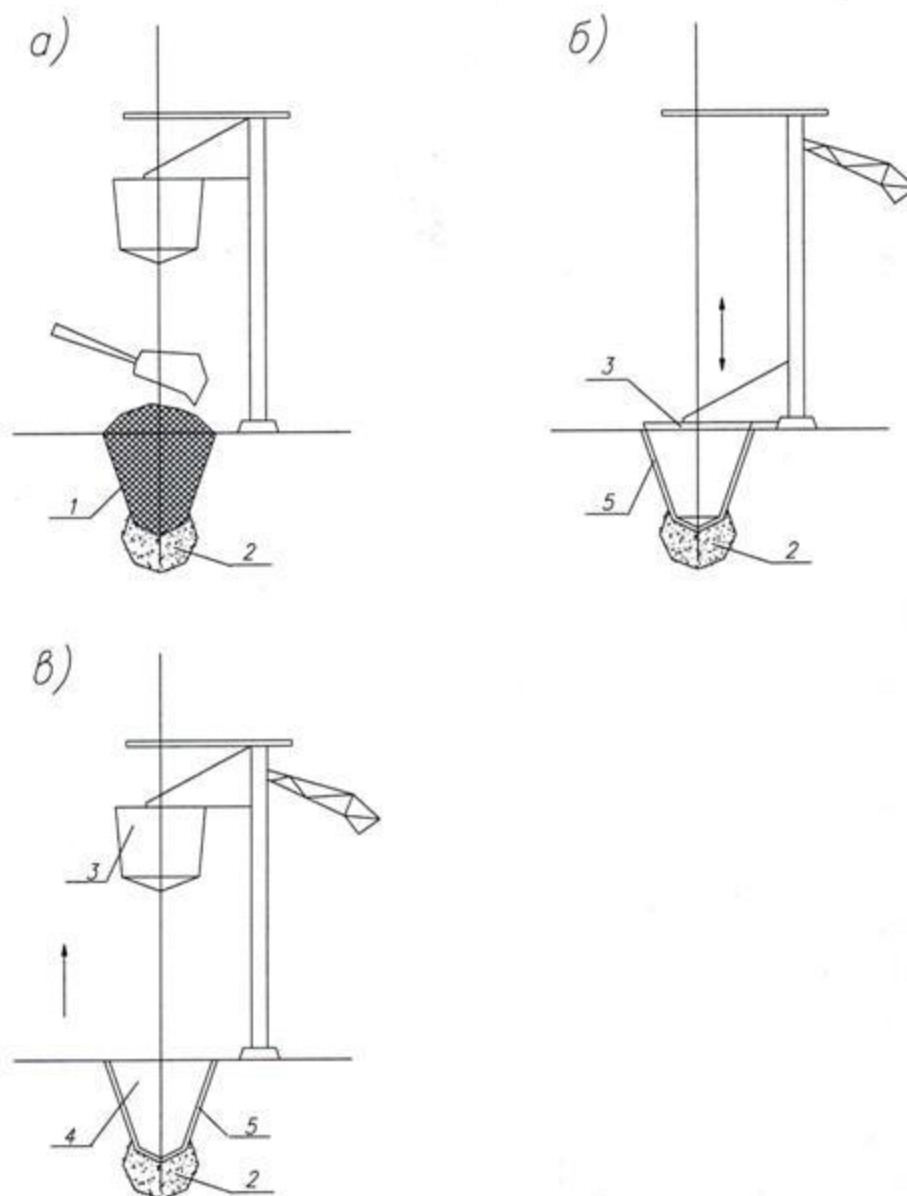
5.2.2 При устройстве ФВК без уширения по п.5.2.1 выполняются только операции: 1), 4), 5), 6), 7), 8), а 2) и 3) не производятся.

5.2.3 Возведение комбинированного фундамента также осуществляется согласно п.5.2.1, однако после операции 4) производятся дополнительные работы по заполнению котлована щебнем на $\frac{2}{3}$ его объема, после чего остальные операции ведутся без изменения.



1 - зона уплотнения; 2 - антикоррозионная защита; 3 - фундамент;
4 - уширение из жесткого материала;

Рисунок 5.1 – Возведение ФВК с применением антикоррозионной защиты
а) без уширения; б) с уширением



1 - киров; 2 - уширение; 3 - трамбовка; 4 - вытрамбованный котлован;
5 - защитная оболочка из киров

Рисунок 5.2 – Вытрамбование защитной оболочки из нефтебитуминозных пород (киров)

а) заполнение вытрамбованного котлована кирами; б) вытрамбование трамбовкой киров до получения защитной оболочки; в) извлечение трамбовки из котлована

Вытрамбовывание котлованов

5.2.4 Подготовку котлованов для устройства фундаментов следует осуществлять в соответствии с проектом, его программой производства строительных работ, технологическими картами и нормативными документами по этому направлению (см. нормативные ссылки и список использованных источников).

5.2.5 Очередность подготовки котлованов и схему движения механизмов, оснащенных ударным оборудованием, рекомендуется выбирать с таким расчетом, чтобы обеспечить завершение бетонных работ не менее, чем через 3 суток после окончания

вытрамбовывания котлованов, с учетом того, что в целях предохранения свежеуложенного бетона от сотрясений в течение первых трех суток его твердения расстояние между захватками по трамбованию и бетонированию составляло не менее 15 м.

5.2.6 При расстоянии (шаге) в свету между соседними котлованами менее $0,8 b_{\text{ф}}$ их вытрамбование и бетонирование следует производить по нечетным номерам (то есть через один). А подготовку четных котлованов осуществлять не менее, чем через 3 суток.

5.2.7 Подготовка котлованов вытрамбовыванием необходимо начинать с установки и центровки ударного оборудования. Так, вертикальная ось трамбовки должна быть точно направлена в центр котлована и правильно сориентирована относительно осей будущего фундамента. Эксцентриситет допускается при этом не более 3 см, а отклонение оси трамбовки от центра котлована - не более 5° .

5.2.8 Вытрамбовывание котлованов производится путем последовательного сбрасывания трамбовки, скользящей по направляющей штанге, с высоты 3 - 12 м, а при использовании сваебойного оборудования сбрасыванием молота и углубления сваи в грунт на заданную глубину.

5.2.9 Работу с ударным оборудованием ведут по следующей методике: высоту сброса трамбовки принимают по реакции ее погружения в грунт, которое за один удар не должно превышать 0,15 глубины котлована. Кроме того, необходимо обеспечивать доуплотнение верхнего слоя уже вытрамбованного котлована, для чего последний завершающий удар трамбовки производится с высоты не более 1 м.

5.2.10 При возведении ФВК в вязких грунтах повышенной влажности для исключения засасывания рабочего органа грунтовой средой дно и стенки котлованов следует покрывать тонким слоем песка, а поверхность трамбовки смачивать водой.

5.2.11 При устройстве котлованов в сухих плотных грунтах для предотвращения заклинивания трамбовки ее также необходимо регулярно увлажнять.

В отличие от формул (3.2) и (3.3) число ударов n'' трамбовки для получения заданной глубины котлована следует определять по уточненному ее варианту:

$$n'' = \frac{d_p}{\eta S} \quad (5.1)$$

где d_p - заданная глубина вытрамбованного котлована, м;

η - коэффициент, учитывающий состояние грунта основания по влажности, принимаемый равным 1, если содержание влаги близко к оптимальному, а при снижении более чем на 0,03 - 0,05 от оптимальной, равной 0,7;

S - средняя величина понижения дна котлована за один удар, принимаемая равной для трамбовок с плоской нижней частью площадью A по следующей зависимости:

$$\begin{aligned} A < 1 \text{ м}^2 & \quad S = 0,1 \text{ м}; \\ A = 1 \dots 2 \text{ м}^2 & \quad S = 0,08 \text{ м}; \\ A = 2 \text{ м}^2 & \quad S = 0,06 \text{ м}. \end{aligned}$$

Для трамбовок с заостренной нижней частью S принимается равной 0,15 м.

5.2.12 Смещение вертикальной оси котлована для ФВК не должно превышать 0,1 его ширины поверху, а при наличии подколонного стакана - 0,05. При нарушении этих требований производят подгонку боковых стенок котлована вручную с удалением или доутрамбовкой осыпавшегося грунта.

Втрамбовывание жесткого материала в дно котлованов

5.2.13 Засыпку и втрамбовывание жесткого материала необходимо проводить отдельными порциями из расчета заполнения ими котлована на 0,6 - 1,2 м по высоте. Каждую порцию жесткого материала следует вводить в котлован после втрамбовывания предыдущей части до соответствующей проектной отметки. Втрамбовывание жесткого материала нужно производить сбрасыванием трамбовки с высоты 4 - 8 м. В случаях осыпания грунта со стенок котлована высоту сбрасывания трамбовки снижают до 3 - 4 м.

5.2.14 Если расстояние в свету между соседними котлованами не превышает $2^{b_{\text{ФВК}}}$, втрамбовывание осуществляют сначала по нечетным ФВК, а спустя 3 суток по четным фундаментам.

5.2.15 При необходимости создания уширения под подошвой ФВК число ударов трамбовки назначают по формуле (5.1), но среднюю величину параметра S при этом необходимо сократить в 1,5 раза.

5.2.16 Втрамбовывание последней порции жесткого материала допускается прекращать, даже не доходя до проектной отметки дна котлована, если после 12 ударов трамбовки понижение уровня грунта за один удар составляет не более 3 - 4 см.

5.2.17 Втрамбовывание НБП и КМС (см. рисунок 5.2) осуществляется сразу же после окончания операций с жестким материалом без изменения местоположения направляющей штанги ударного механизма. Котлован после заполнения нефтебитуминозными породами или кироминеральной смесью вытрамбовывается до той же геодезической отметки, которая задана проектом при использовании жесткого материала.

Арматурные работы

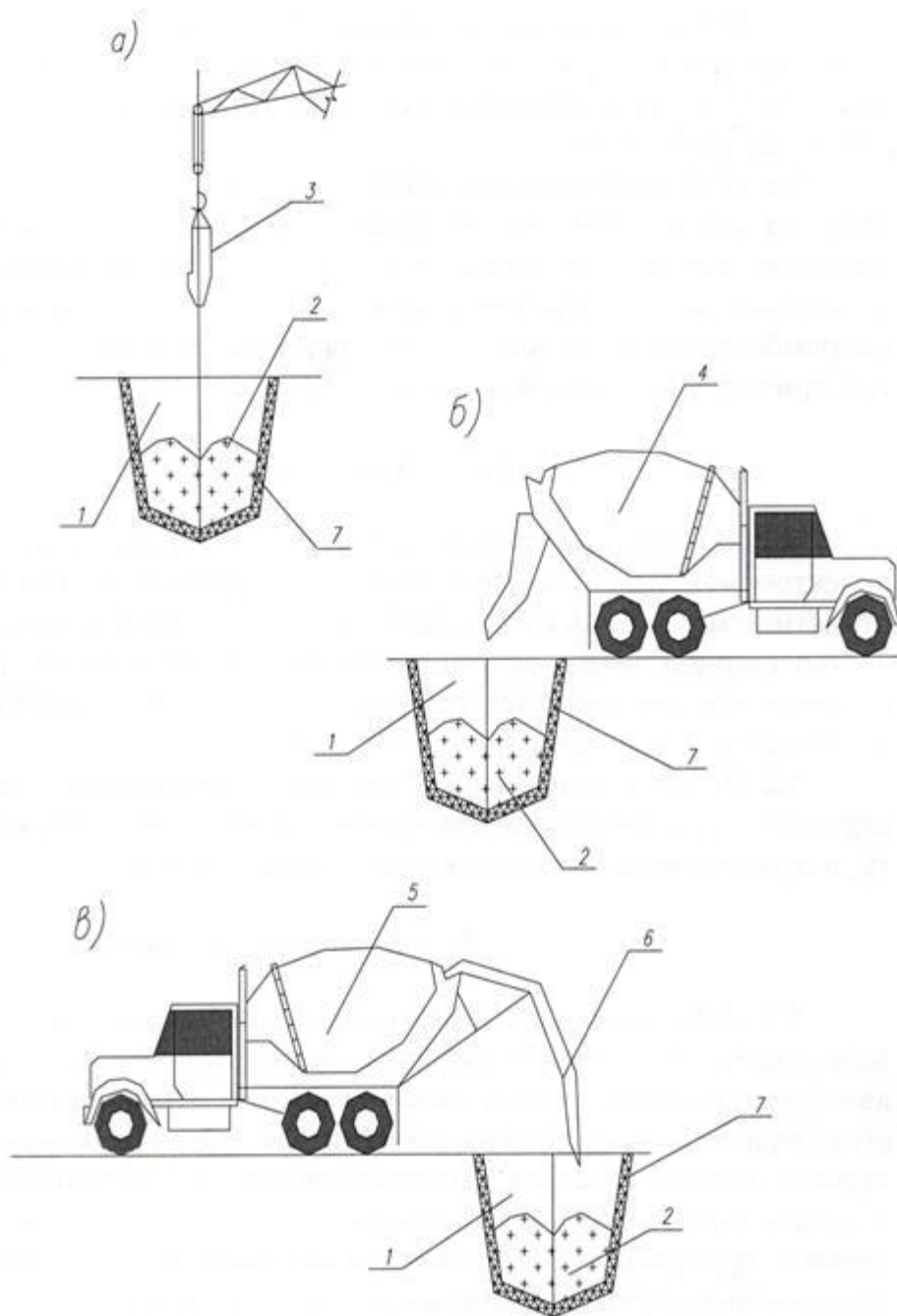
5.2.18 Перед монтажом арматурного каркаса или предусмотренного проектом монтажа отдельных стальных стержней их необходимо тщательно отчистить металлической щеткой, проверить геометрические размеры и качество сварных швов, устранив замеченные недостатки. При установке закладных деталей требуется тщательный контроль за качеством бетонной поверхности и недопущением ее перекосов.

5.2.19 Арматурный каркас следует устанавливать с использованием анкерных болтов, служащих для крепления металлических колонн к фундаменту, и применением для этого кондукторных систем.

Бетонирование фундамента

5.2.20 Бетонировать ФВК допускается непосредственно с помощью автобетоносмесителей либо напорным методом с помощью бетононасосов или автобетононасосов, а также поворотных бадей (см. рисунок 5.3). Не допускается производство бетонных работ путем прямого сброса строительного материала из автосамосвала, что может привести к обрушению верхних кромок и стенок котлованов. Для исключения смешивания используемой бетонной смеси с грунтами подачу бетона в котлован рекомендуется производить с применением легких наклонных лотков, передвигаемых от одного котлована к другому. Перерывы в процессе бетонирования не допускаются. Для предотвращения обрушения котлованов во время технологических простоев используют размещение в них трамбовки или выполненной идентично ее форме шаблона. Уплотнение бетонной смеси осуществляется глубинными вибраторами.

5.2.21 Применение быстроразборного инвентарного стаканообразователя связано с необходимостью его тщательной выверки по осям и отметкам и надежного закрепления этого конструктивного элемента в проектном положении.



- 1 - вытрамбованный котлован; 2 - уложенный бетон; 3 - бадья;
 4 - автобетоносмеситель; 5 - автобетононасос;
 6 - напорный бетоновод; 7 - защитная оболочка из киров

Рисунок 5.3 – Схема укладки бетонной смеси в вытрамбованный котлован
 а) кран с бадьей; б) автобетоносмесителем; в) автобетононасосом

5.2.22 При использовании ручных вибраторов необходимо, чтобы толщина одного уплотняемого слоя не превысила 1,35 длины рабочей части этого механизма. Продолжительность уплотнения одного слоя бетона в заданной точке не должна превышать 15 - 20 с. Завершение процесса уплотнения контролирует по появлению на поверхности бетона цементного молока и прекращению выделения пузырьков воздуха. Применение суперпластификаторов исключает операции по уплотнению бетонной смеси. После достижения прочности бетона ФВК не ниже 70 % от проектного значения разрешается производить работы следующего цикла строительства.

Возведение ФВК в несвязанных слабых водонасыщенных грунтах

5.2.23 Принципиальная схема устройства ФВК в водонасыщенных и переувлажненных глинистых грунтах состоит из следующих этапов:

- отсыпка на месте расположения будущих фундаментов слоя глинистого грунта с числом пластичности I_p в пределах от 0,12 до 0,14 и заданной влажностью;
- вытрамбовывание котлована на заданную глубину через отсыпанный материал, а в необходимых случаях с использованием дополнительной подсыпки глинистых грунтов после первой части углубления выемки котлована на глубину 0,5 - 0,8 от ширины котлована;
- заполнение нижней части вытрамбованного котлована жестким материалом с влажностью грунта на границе раскатывания равной $(0,75 - 0,95) I_p$ и его втрамбовывание в грунты основания.

5.2.24 Описанная ниже в п. 2.27 технологическая схема имеет три основных модификации. Первый вариант рекомендуется для рыхлых, средней плотности, мелких и пылеватых песков с содержанием в них глинистых частиц и состоит из этапов по:

- I - вытрамбовыванию котлована на максимально достижимую глубину;
- II - засыпке в выемку глинистых грунтов;
- III - вытрамбовке котлована на проектную глубину;
- IV - наполнению выемки жестким материалом;
- V - втрамбовыванию жесткого материала в дно и стенки котлована.

Вторая схема предназначена для плотных и средней плотности мелких и пылеватых песков. Она включает:

- I - проходку лидерной скважины;
- II - засыпку скважины слоем щебня;
- III - засыпку слоя глинистого материала;
- IV - вытрамбовывание котлована на проектную глубину;
- V - повторную отсыпку щебня;
- VI - втрамбовывание щебня в стенки и дно котлована.

Третья схема разработана для ее использования в малосвязанных песках средней крупности, а также в водонасыщенных песках и состоит из:

- I - отсыпки на месте будущего котлована слоя глинистого грунта и слоя щебня;
- II - вытрамбовывания котлована на максимально возможную глубину;
- III - отсыпки щебня и глинистого грунта;
- IV - вытрамбовывания котлована до проектной отметки с использованием периодической подсыпки в выемку глинистого грунта и щебня.

Схема устройства ФВК с несущим слоем

5.2.25 Несущим слоем является зона уплотнения грунтовой среды под котлованом, которая образуется в результате его заполнения жестким материалом доверху и втрамбовывания его в грунт до проектной отметки вплоть до образования очень плотного уширения под будущим фундаментом. Такие ФВК устраиваются в глинистых грунтах с низкой степенью плотности (то есть просадочных или насыпных), несущий слой вокруг таких фундаментов создается вытрамбовыванием дополнительных симметрично расположенных в плане относительно оси главного котлована двух-трех, реже четырех-шести котлованов.

5.2.26 Дополнительные котлованы целесообразно устраивать в направлении действия моментных сил и горизонтально направляемых нагрузок. Расстояние между дополнительными котлованами принимается равным $1,5 - 2 b_*$, где b_* диаметр окружности, описанной относительно верхнего сечения трамбовки.

5.2.27 Предлагаемая схема устройства ФВК с несущим слоем состоит из следующих операций:

- вытрамбовывания первого дополнительного котлована;
- засыпки этого котлована жестким материалом и втрамбовывания последнего в грунт;
- подготовки второго дополнительного котлована;
- засыпки второго котлована жестким материалом и его втрамбовывания в грунт;
- вытрамбовывания основного котлована;
- устройства уширения;
- работ по армированию и бетонированию ФВК.

5.2.28 Описанная технология не рекомендуется к применению для плотных глинистых грунтов, а также супесчаных и песчаных грунтов при их влажности более 0,7.

Особенности расчета ФВК в защитной оболочке

5.2.29 Засоленные грунты относятся, в основном, к структурно неустойчивым, однако они одновременно обладают определенной прочностью и деформируемостью и следовательно подлежат расчету по предельным состояниям, исходя из теории линейных деформаций и принципов экстремального равновесия. В связи с этим расчеты оснований, сложенных ПЗГ, производятся по:

- первому предельному состоянию, позволяющему определить несущую способность основания;
- второму предельному состоянию, дающему возможность ограничения возможных деформаций грунтов основания.

5.2.30 При расчетах ФВК с защитной оболочкой грунты основания, окружающие фундамент, рассматриваются как упругая линейно-деформируемая среда, характеризующаяся коэффициентом постели C , кН/м³. Следует учитывать и динамику падения давления под подошвой фундамента за счет взаимодействия его боковых наклонных стенок с грунтом основания.

5.2.31 Приведенная на рисунке 5.2 расчетная схема ФВК разработана с учетом разрушающего взаимодействия боковых стенок фундамента с грунтами основания. Эпюра распределения напряжений на уровне подошвы фундамента или низа уширения определяется по площади основания пирамиды, наклон граней, который представляет собой угол, равный $\phi/4$, ϕ где ϕ - это угол внутреннего трения уплотненных грунтов основания в водонасыщенном состоянии. Расчеты ФВК по деформациям грунтов сводится к проверке неравенства:

$$S \leq S_u, \quad (5.2)$$

где S - суммарное значение осадки от сил горизонтального перемещения или поворота фундамента, определяемых по СНиП РК 5.01-01-2002 [8] с учетом дополнительных требований, м;

S_u - предельно допускаемая совместная деформация основания здания или сооружения:

$$S = S_p + S_{sl}(-S_x) + S_c, \quad \text{м}, \quad (5.3)$$

где S_p - деформация грунтов естественной влажности под нагрузкой, м;

S_{sl} - просадка грунтов под нагрузкой при кратковременном замачивании, м;

S_x - набухание грунтов под нагрузкой при кратковременном замачивании, м;

S_c - суффозионная осадка грунтов под нагрузкой при выщелачивании из них солей, м.

5.2.32 Расчеты ФВК по деформациям ведутся с учетом плотности, прочностных характеристик и модулей деформации уплотненного слоя грунтов, его толщины, а также соответствующих показателей грунтов, залегающих ниже зоны уплотнения.

Расчет по несущей способности выполняется по нагрузкам, определяемым путем умножения нормативных значений на поправочный коэффициент K , принимаемый равным 1,18 - 1,22.

Краевые давления под подошвой фундамента с учетом расчетного давления грунта по боковым стенкам фундамента определяются по формуле:

$$P_{\min, \max} = \frac{N + G}{A_{\text{укл}}} \pm \frac{\sum M - 0,5 p_k b_{\text{cp}} d_p}{W}, \quad \text{кПа}, \quad (5.4)$$

где N - сумма вертикальных нагрузок на фундамент, кН;

G - собственный вес фундамента и грунтов условного фундамента, кН;

$A_{\text{укл}}$ - площадь подошвы условного фундамента, м²;

$\sum M$ - сумма моментов сил, действующих относительно площади подошвы фундамента, кН м;

p_k - реактивный отпор грунта по боковой поверхности, кПа;

b_{cp} - средняя ширина условного фундамента на глубине $0,5 h$, м;

d_p - глубина вытрамбовываемого котлована, м;

W - момент сил сопротивления в среднем сечении фундамента на глубине $0,5 d_p$, кНм.

Площадь подошвы условного фундамента:

$$A_{\text{укл}} = b_{\text{укл}}^2, \quad \text{м}^2, \quad (5.5)$$

где $b_{\text{укл}}$ - ширина подошвы условного фундамента:

$$b_{\text{укл}} = b_0 + 1,5 d_p \left(\tan \frac{\phi}{4} \right), \quad \text{м}, \quad (5.6)$$

где b_0 - ширина фундамента на глубине $0,25 d_p$, м, а для фундамента с уширением:

$$b_{\text{укл}} = b_0 + 2 \left(0,75 d_p + h'_s \right) \left(\tan \frac{\phi}{4} \right), \quad \text{м}, \quad (5.7)$$

где h'_s - высота уширения, м;

ϕ - угол внутреннего трения грунта, градус.

При расчетах ФВК должны выполняться следующие условия:

$$P_{max} \leq 1,2 R_s(R'_s); P_{min} \geq 0 \quad (5.8)$$

где $R_s(R'_s)$ - расчетное сопротивление грунта основания фундамента, кПа.

Реактивный отпор грунта по боковой поверхности находится по формуле:

$$P_k = n + P_m, \quad \text{МПа,} \quad (5.9)$$

где n - поправка, принимаемая равной 0,06 МПа;

P_m - среднее давление в сечении фундамента на глубине 0,5 h :

$$P_m = \frac{N + G}{A_m}, \quad \text{МПа,} \quad (5.10)$$

где A_m - площадь сечения фундамента на глубине 0,5 h , m^2 .

5.2.33 Расчетное сопротивление основания фундамента рассчитывается с учетом длительного замачивания засоленных грунтов, исходя из следующих условий:

- по расчетному сопротивлению R_s уплотненного грунта под подошвой фундамента или несжимаемое уширение из жесткого материала, МПа;

- по расчетному сопротивлению R_s на подстилающую уплотненную зону или на не менее прочный слой грунта естественной плотности, МПа.

Согласно СНиП РК 5.01-01-2002 [8]:

$$R_s = \frac{\gamma_{cl} \gamma_{cl2}}{k} \left[M_{\chi} k_{\chi} b_{\chi\kappa\kappa} \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + (M - l) d \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right] \quad \text{МПа,} \quad (5.11)$$

где все обозначения соответствуют рекомендациям СНиП 2.02.01-83, за исключением $b_{\chi\kappa\kappa}$, описанного выше формулами (5.6) и (5.7).

При определении R'_s по формуле (5.11) используются расчетные значения объемного веса γ_{II} и удельного сцепления C_{II} для уплотненных грунтов в водонасыщенном состоянии после их длительного замачивания.

Давление R_2 на подстилающую уплотненную зону грунта находится из условия устранения просадки подстилающих грунтов:

$$R'_s = \frac{k P_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zg0}}{\alpha}, \quad \text{МПа,} \quad (5.12)$$

где k - коэффициент, учитывающий повышение величины начального просадочного давления за счет распространения сжатия грунта за пределы зоны достаточного его уплотнения, принимаемый равным при определении начального просадочного давления 1,5 (по компрессионным испытаниям) или - 1,2 (по штамповым испытаниям);

P_{ss} - начальное просадочное давление подстилающего грунта, МПа;
 α - коэффициент уменьшения дополнительного давления от фундамента на кровлю подстилающего слоя, определяемый по СНиП РК 5.01-01-2002 [8].

Причем модуль деформации следует принимать с учетом степени водонасыщения уплотненных слоев и показателя степени выщелачивания подстилающих грунтов.

Для фундаментов, проектируемых без уширения по расчетной схеме а (см. рисунок 1.1), толщина уплотненной зоны h_s^f принимается $2b_{ж}$, а диаметр уплотненной зоны в месте наибольшего размера d_s , равным $3b_{ж}$.

ФВК с уширением, рассчитывается по схеме б. Диаметр уплотненной зоны зависит от объема втрамбованного в грунт жесткого материала и формы уширения:

$$d_s = 1,9 r_{\partial r} \sqrt[3]{\frac{\rho_{d.s}}{\rho_{d.s} - \rho_s}}, \quad (5.13)$$

м,

или $d_s = 2r_{\partial r} \cdot \eta_{\rho}$, м, 5.14)

где r_s - радиус: уширение из жесткого материала, определяемый по формуле 5.15.

где ρ_s - плотность скелета грунта в природном состоянии, т/м³;

$k_{\partial r}$ - коэффициент, учитывающий форму уширения из щебня, принимаемый равным:

- 0,62, если под подошвой фундамента залегают глинистые грунты плотностью ρ_s , большей 1,6 т/м³, и влажности S_r , меньшей 0,7;

- 0,77, если под подошвой фундамента залегают песчаные грунты (ρ_s менее 1,5 т/м³) или глинистые грунты (ρ_s менее 1,6 т/м³) с влажностью S_r , меньшей 0,7;

V_{σ} - объем втрамбованного в грунт жесткого материала, м³;

$\rho_{d.s}$ - среднее значение плотности грунта в сухом состоянии в пределах уплотненной зоны, т/м³;

η_{ρ} - поправочный коэффициент, принимаемый по таблице 5.1.

$$r_{\partial r} = k_{\partial r} \sqrt[3]{V_{\sigma}}, \quad \text{м}, \quad (5.15)$$

Таблица 5.1

Плотность грунта в сухом состоянии в пределах уплотненной зоны, $\rho_{d.s}$, т/м ³	Поправочный коэффициент η_{ρ} в сухом состоянии до уплотнения, $\rho_{d.s}$, т/м ³							
	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,55	1,6
1,6	1,57	1,66	1,76	1,9	2,1	2,4	3,02	-
1,65	1,52	1,6	1,68	1,78	1,92	2,11	2,42	3,24

1,7	1,48	1,54	1,61	1,69	1,8	1,94	2,13	2,57
1,75	1,44	1,49	1,55	1,62	1,71	1,82	1,96	2,07
1,8	1,41	1,45	1,51	1,57	1,64	1,73	1,83	1,98
1,85	1,38	1,42	1,47	1,52	1,58	1,65	1,74	1,85

Толщину уплотненной зоны для ФВК с уширением определяют по формуле:

$$h'_z = \frac{l}{2} (d_z - d_{\partial r})$$

(5.16)

, м.

При расчете вертикальной нагрузки N для фундаментов столбчатого и ленточного типов следует использовать следующее выражение:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_g}, \quad \text{кН}, \quad (5.17)$$

где F_d - расчетная несущая способность фундамента по грунту основания, кН;

γ_g - коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4 при определении величины N расчетом и 1 при использовании данных статических испытаний опытных фундаментов.

Несущую способность ФВК, защищаемых от воздействия агрессивной грунтовой среды НБП или КМС, по вертикальной нагрузке находят как наименьшее значение, определенное по:

- несущей способности F_{d2} , рассчитываемой в пределах уплотненной зоны ниже подошвы фундамента по схеме (а) или ниже зоны уширения, выполненной из жесткого материала по схеме (б) (см. рисунок 1.1);

- несущей способности F_{d3} подстилающего уплотненную зону грунта при полном его водонасыщении.

В первом случае используется формула:

$$F_{d2} = [R_z \cdot A_{\partial r} \cdot \gamma_{cr} + d \cdot U_{\text{ж}} \cdot (f_1 \cdot \gamma_{c1} + i_{\partial} \cdot E \cdot \gamma_{c2} \cdot \xi_r)] \cdot \gamma'_c$$

(5.18)

где все значения согласно СНиП РК 5.01-06-2002 [10], за исключением:

γ'_c - степень рассоления грунтов, под подошвой ФВК, зависит от вида грунтов, содержания в них солей и уровня их выщелачивания:

$$\gamma'_c = 1 - b - \beta_{\neq}$$

(5.19)

где b' - коэффициент, по снижению расчетного сопротивления R за счет выщелачивания солей: для средnezасоленных грунтов его принимают равным 0,25; для слабозасоленных грунтов 0,15;

$\beta_{\neq}$ - фактическая степень выщелачивания солей в грунтах под подошвой ФВК.

Таблица 5.2

Глубина вытрамбовывания, d_p , м	2	2,5	3	3,5
Понижающий коэффициент, γ_c'	1	1,2	1,4	1,6

Несущую способность ФВК F_{β} по подстилающему слою следует находить из выражения:

$$F_{\beta} = \gamma_c \left[\gamma_{\sigma} \cdot R_2 \cdot A_3 + d_p \cdot U_m (f_1 \cdot \gamma_{c1} + i_b \cdot E \cdot \gamma_{c2} \cdot \xi_r) \right] \cdot \gamma_c' \quad (5.20)$$

Все значения принимаются согласно СНиП РК 5.01-06-2002 [10], за исключением γ_c' и A_3 - максимальная площадь поперечного сечения уплотнения, которая определяется по формуле (5.21):

$$A_3 = \frac{3,14 m' d_s^2}{4}, \quad (5.21)$$

где m' - поправочный коэффициент принимаемый равным 1,25;

d_s - диаметр уплотненной зоны грунта, м.

Несущая способность уплотненных грунтов на горизонтальные и моментные нагрузки рассчитывается по формулам:

$$F_k \geq \Sigma Q \frac{\Sigma M}{d_l}, \quad \text{кН}, \quad (5.22)$$

$$F_k = \gamma_c \cdot F_k \cdot b_m \cdot d_l, \quad \text{кН}, \quad (5.23)$$

где ΣQ - сумма горизонтальных нагрузок, кН;

ΣM - сумма моментов сил, действующих по оси фундамента, кН·м;

d_l - высота фундамента без его нижней заостренной части, м;

γ_c - коэффициент условия работы, принимаемый для расчетных схем а и б (см. рисунок 1.1) равным 0,8.

Приложение 1

Проверка расчета фундамента в вытрамбованном котловане по первому предельному состоянию на несущую способность грунтов основания

П.1.1 Исходные данные на проектирование

Требуется рассчитать отдельно стоящие ФВК с уширенным основанием под девятиэтажный жилой дом по типовому проекту 94-026/76.

Расчетная сосредоточенная нагрузка под отдельный фундамент N составляет 1100 кН.

Верх ФВК расположен ниже нулевой отметки (уровня планировки строительной площадки на 1,2 м).

Здание возводится на участке, сложенном засоленными лессовидными суглинками и супесями, основные физико-механические характеристики приведены в таблице П.1.1.

Таблица П.1.1

Глубина слоя от планировки, z_p , м	ρ_s , т/м ³	ρ_d , т/м ³	P , т/м ³	W ,	W_L ,	W_p ,	P_{3l} , кПа
1	2,68	1,39	1,60	0,15	0,27	0,17	80
2	2,68	1,42	1,61	0,13	0,27	0,17	100
3	2,68	1,45	1,65	0,14	0,27	0,17	120
4	2,68	1,45	1,68	0,16	0,27	0,17	140
5	2,68	1,45	1,75	0,20	0,27	0,20	160
6	2,68	1,50	1,80	0,20	0,26	0,20	160

Расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов, уплотненных до $\rho_{d,с}$, равной 1,75 т/м³, в водонасыщенном состоянии по результатам испытаний составляют:

- значение удельного сцепления уплотненного грунта c_{II} составляет 45 кПа;
- угол внутреннего трения уплотненного грунта ϕ равен 26 градусов;
- модуль деформации уплотненного грунта E - 21 МПа.

Модуль деформации грунта природного сложения в водонасыщенном состоянии E_{nat} - 3,5 МПа. Коэффициент пористости e - 0,85.

П.1.2 Расчет ФВК

Принимаем, что площадь удлиненного фундамента в вытрамбованном котловане, при r_l , равном 0,35 м, (см. рисунок П.1.1), составляет:

$A_f = 1,5\sqrt{3} \cdot r_l^2 = 1,5 \cdot 1,73 \cdot 0,35^2 = 2,595 \cdot 0,1225 = 0,31789 \approx 0,318$ м², так как площадь правильного шестиугольника, согласно [24], равна:

$$S = \frac{3}{2} \sqrt{3} a^2, \text{ м}^2,$$

где a - сторона многоугольника, составляющая для фундамента r_l , м. Радиус окружности, описанной вокруг среднего сечения ФВК,

$$r_{ж} = (0,35 + 0,45)/2 = 0,4 \text{ м.}$$

Принимаем, что вытрамбовывание котлована производится при природной влажности, то есть без использования дополнительного увлажнения грунтов.

Коэффициент водонасыщения [25]:

$$S_r = W \cdot \rho_s / e \cdot \rho_w,$$

где W - природная влажность на глубине 2,45 м, (таблица П.1.1):

$$W = 0,1375 \approx 0,14 \text{ д.е. } (b_{\text{ж}}),$$

$$S_r = 0,14 \cdot 2,68 / 0,85 \cdot 1 = 0,44, \quad 0,44 < 0,7.$$

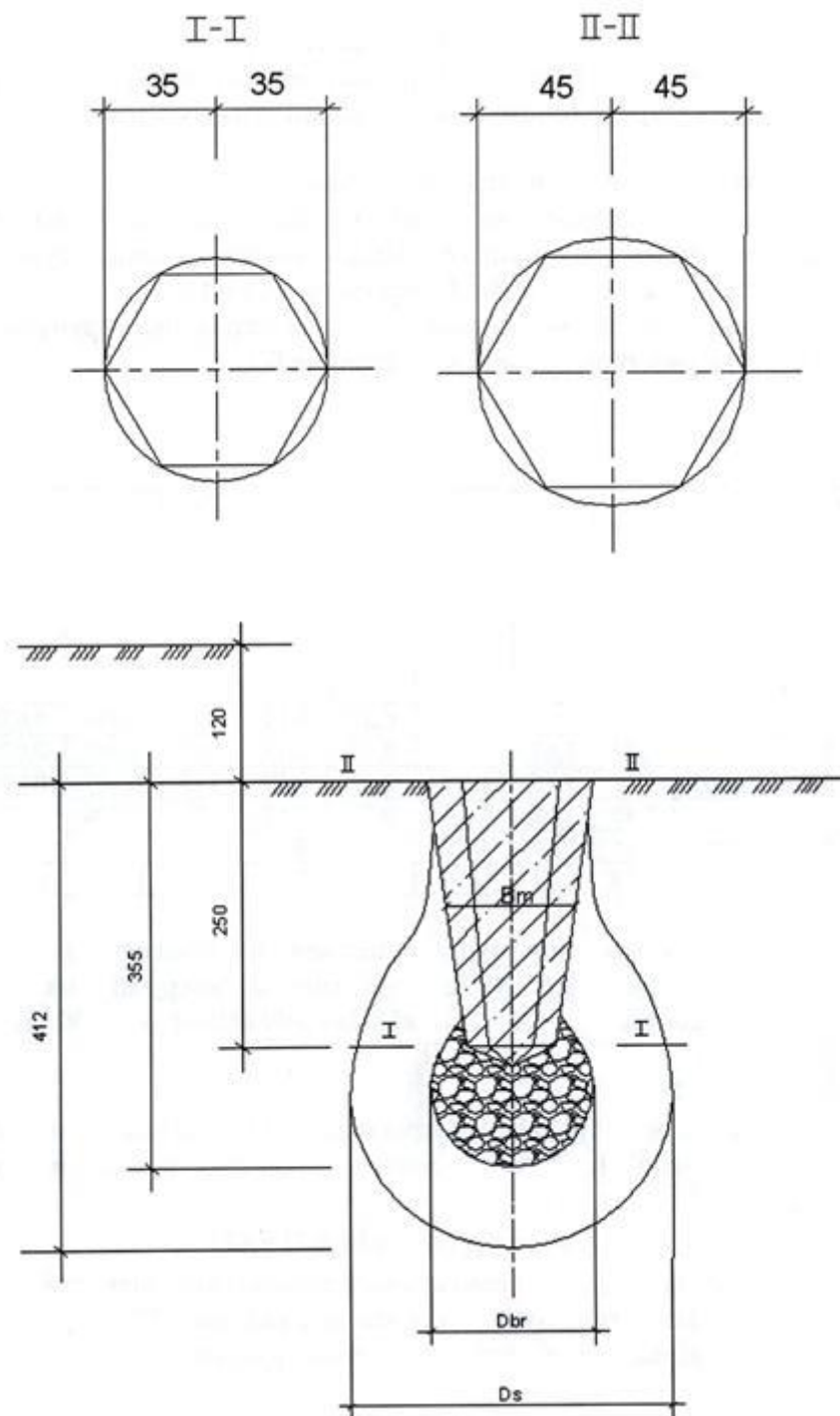


Рисунок П.1.1– Фундамент в вытрамбованном котловане с уширением
а) сечение 1-1, сечение 2-2 б) схема фундамента

Принимаем ρ_d на глубине 2,45 м

$\rho_d = 1,4425 \approx 1,44 \text{ т/м}^3$, где, значение ρ_d определено интерполяцией, по таблице П.1.1 $1,44 < 1,6 \text{ т/м}^3$.

При вдавливании жесткого материала в дно котлована трамбовкой с заостренным нижним концом создается уширение, имеющее форму шара с радиусом $r_{\partial r}$ или эллипсоида вращения с полуосями $h_{\partial r}$ и $r_{\partial r}$. В нашем случае уширение будет иметь форму эллипсоида с соотношением сторон $h_{\partial r} / r_{\partial r}$ равных 1,4 (так как у засоленных пылевато-глинистых грунтов, залегающих ниже дна котлована, ρ_d равное 1,58 т/м³, то есть меньше 1,6 т/м³ и S_r равное 0,6, - меньше 0,7) [25].

Определяем радиус уширения основания $r_{\partial r}$:

$$r_{\partial r} = k_{\partial r} \sqrt[3]{V_{\sigma}}, \text{ м,}$$

где $k_{\partial r}$ - коэффициент, учитывающий форму уширения и при расположении центра уширения на расстоянии $0,5 h_1$ от основания заостренной части фундамента, принимаемый согласно таблице 4.2. данного пособия:

- для шара - $k_{\partial r}$ равен 0,62;
- для эллипсоида, при $h_{\partial r} / r_{\partial r} - 1,4$, $k_{\partial r} - 0,55$;
- для эллипсоида, при $h_{\partial r} / r_{\partial r} - 1,8$, $k_{\partial r} - 0,51$;

V_{σ} - объем втрамбованного в дно жесткого материала, м³.

V_{σ} принимается равным 1,5 м³. [25]:

$$r_{\partial r} = 0,55 \sqrt[3]{1,5} = 0,55 \cdot 1,145 = 0,62975 \approx 0,63 \text{ м,}$$

$$h_{\partial r} = 1,4 \cdot r_{\partial r} = 1,4 \cdot 0,63 = 0,88 \text{ м.}$$

Площадь поперечного сечения уширения основания:

$$A_{\partial r} = 3,14 \cdot r_{\partial r}^2 = 3,14 \cdot 0,63^2 = 3,14 \cdot 0,3969 \approx 1,25 \text{ м}^2.$$

Среднее значение плотности сухого грунта в пределах уплотняемой зоны $\rho_{d,z}$ определим по формуле:

$$\rho_{d,z} = 0,5 [\rho_d + G \cdot \rho_s + \rho_w / (G \cdot \rho_w + W \cdot \rho_s)], \text{ т/м}^3,$$

где ρ_d - плотность минеральной части грунта, принимаемый по таблице 1.1, т/м³;

G - коэффициент водонасыщения грунта - 0,9;

ρ_w - плотность воды - 1 т/м³;

W - природная влажность грунта - 0,14.

$$\begin{aligned}\rho_{d,3} &= 0,5[1,44 + 0,9 \cdot 2,68(0,9 \cdot 1 + 0,14 \cdot 2,68)] = 0,5[1,44 + 2,412(0,9 + 0,3752)] = \\ &= 0,5(1,44 + 2,412 \cdot 1,2752) = 0,5(1,44 + 1,89) = 0,5 \cdot 3,33 = 1,665 \approx 1,67 \text{ т/м}^3.\end{aligned}$$

Радиус уплотненной зоны находим по формуле:

$r_s = r_{\partial r} \cdot \eta_{\rho}$, м, где η_{ρ} - табличный коэффициент, определяемый в зависимости от плотности сухого грунта природного сложения и средней плотности сухого грунта после уплотнения (см. таблицу 5.1 данного пособия).

При $\rho_{d,3}$ равной 1,67 т/м³ и ρ_d - 1,44 т/м³ [10]

$$\eta_{\rho} = 1,85.$$

$$r_s = 0,63 \cdot 1,85 = 1,1655 \approx 1,2 \text{ м.}$$

Толщина уплотненной зоны, ниже уширенной части из втрамбованного материала определяется по формуле:

$$h_s = r_s - r_{\partial r} = 1,2 - 0,63 = 0,57 \text{ м.}$$

Площадь сечения уплотненной зоны, образующейся при втрамбовывании жесткого материала (по формуле 5.23, данного Приложения) в месте наибольшего уширения, принимается равной:

$$A_s = 3,14 \cdot 1,25 \cdot 2,4^2 / 4 = 4,52 \text{ м}^2.$$

Определим несущую способность фундамента, исходя из несущей способности жесткого материала, втрамбованного в дно котлована:

$$F_{d1} = \gamma_c R_{cr} \cdot A, \text{ МН, где } \gamma_c - \text{коэффициент условий работы фундамента} - 1;$$

R_{cr} - параметр жесткого материала, принимаемый равным: для тяжелого бетона, щебня и гравия 10 МПа, для крупного песка - 5 МПа;

$$A - \text{площадь нижнего сечения фундамента, равная } A_1 - 0,318 \text{ м}^2$$

$$F_{d1} = 1 \cdot 10 \cdot 0,318 = 31,8 \text{ МН.}$$

Производим проверку удлиненного фундамента в вытрамбованном котловане по несущей способности, исходя из условия:

$$N \leq F_{d1} / \gamma_E, \text{ МН,}$$

где N - расчетная вертикальная нагрузка, передаваемая на фундамент, МН;

F_{d1} - несущая способность фундамента, МН;

γ_E - коэффициент надежности, составляющий при определении несущей способности фундаментов расчетом, - 1,4; а по данным статистических испытаний опытных фундаментов - 1.

$$F_{d1} = 31,8/1,4 = 22,7 \text{ МН} > N = 11 \text{ МН}.$$

Определим несущую способность фундамента уширенного основания, согласно [25]:

$$F_{d2} = \gamma_c \left[R_{su} \gamma_{cr} \cdot A_{br} + d_p \cdot U_m \cdot (f_i \cdot \gamma_{c1} + i_p \cdot E \cdot \gamma_{c2} \cdot \xi_r) \right] \cdot \gamma'_c, \text{ МН},$$

где R_{su} - расчетное сопротивление уплотненного грунта под уширением, МПа;

A_{br} - площадь поперечного сечения уширенного основания из жесткого материала в месте его наибольшего уширения, м²;

U_m - периметр поперечного сечения фундамента в его средней части, м;

f - расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности наклонной части ФВК, МПа;

γ_{c1} - коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности фундамента, принимаемый равным 0,8;

γ_c - коэффициент условия работы фундамента - 1;

γ_{cr} - коэффициент условия работы уплотненного грунта - 1;

i_p - уклон боковых стенок фундамента, определяемый как отношение полуразности сторон поперечного сечения в верхней и нижней частях фундамента к его высоте; при I большем 0,025, i следует принимать равным 0,025;

E - модуль деформации верхнего слоя грунта, залегающего в пределах наклонной части фундамента, рассчитываемый по результатам компрессионных испытаний образцов грунта природного сложения в водонасыщенном состоянии при изменении давления на грунт от нуля до величины начального просадочного давления, МПа;

γ_{c2} - коэффициент условий работы фундамента, составляющий 0,5;

ξ_r - коэффициент, принимаемый равным 0,8;

γ'_c - коэффициент рассоления грунтов, под подошвой ФВК:

$$\gamma'_c = 1 - 0,15 - 0,2 = 0,65, \text{ где } 0,2 - \text{коэффициент } \beta_m, \text{ полученный опытным путем.}$$

Найдем показатель текучести грунтов уплотняемой зоны с учетом увлажнения в процессе их трамбования:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p},$$

причем значение природной влажности W принимается равным $1,2 W_p$ при увлажнении грунтов в процессе вытрамбовывания:

$$I_L = \frac{1,2 W_p - W_p}{W_L - W_p} = \frac{1,2 \cdot 0,17 - 0,17}{0,27 - 0,17} = \frac{0,034}{0,1} = 0,34.$$

Тогда по таблице П.1.2 для слоя на глубине $d_R - 4,75$ м, (см. рисунок П.1.1) и I_L равном 0,34, находим значение расчетного сопротивления под подошвой фундамента R_{su} .

Таблица П.1.2

Глубина от дневной поверхности до низа уширенного основания, d_R , м	Значения R_{su} , кПа						
	при показателе текучести I_L равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
2	6500	2900	2000	1400	900	700	500
3	7500	4000	3000	2000	1200	1100	600
4	8300	5100	3800	2500	1600	1250	700
5	8800	6200	4000	2800	2000	1300	800
6	9250	6550	4150	3050	2100	1350	825

$$R_s = 2,4 \text{ МПа.}$$

Показатель текучести грунта по боковой поверхности равен:

$$I_L = \frac{1,2W_p - W_p}{W_L - W_p} = \frac{1,2 \cdot 0,17 - 0,17}{0,27 - 0,17} = 0,34.$$

При I_L , равном 0,34, по таблице П.1.1.3 для слоя, расположенного на глубине:

$$d_R = 1,2 + 0,5 d_p = 1,2 + 1,25 = 2,45 \text{ м,}$$

интерполяцией находим расчетное сопротивление по боковой поверхности фундамента f_i , кПа.

$$f_i = 28,6 \approx 29 \text{ МПа.}$$

Периметр фундамента в средней части:

$$u_m = b \cdot r_m = 6 \cdot 0,4 = 2,4 \text{ м,}$$

$$F_{d2} = [2395 \cdot 1,25 + 2,5 \cdot 2,4(29 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 3500 \cdot 0,5 \cdot 0,8)] \cdot 0,65 = [2994 + 2,5 \cdot 2,4(23,2 + 35)] = 2,2 \text{ МН.}$$

Таблица П.1.3

Средняя глубина расположенного слоя грунта, d_i , м	Значения f_i , кПа						
	при показателе текучести I_L						
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0

1	35	23	15	12	8	4	2
2	42	30	21	17	12	5	4
3	48	34	25	20	14	7	5
4	52	38	27	22	16	8	5
5	56	40	29	24	17	8	6
6	58	42	31	25	18	8	6

Производим проверку условия:

$$F_{d2} / \gamma_g = 2,2 / 1,4 = 1,55 \text{ МН} > N = 1,1 \text{ МН.}$$

Несущая способность основания фундамента по подстилающему слою определяется по формуле [25]:

$$F_{d3} = \gamma_c [\gamma_{cr} \cdot R_z \cdot A_z + d_p \cdot U_m (f_i \cdot \gamma_{cl} + i_d \cdot E \cdot \gamma_{cl} \cdot \xi_r)] \cdot \gamma_c', \text{ МН,}$$

где γ_{cr} - коэффициент условий работы подстилающего неуплотненного грунта, принимаемый по таблице П.1.1.4 (для d_p равной 2,5 м, составляет 1,2).

Таблица П.1.4

Глубина трамбования, d_p , м	2	2,5	3	3,5
Коэффициент условий работы, γ_{cr}	1	1,2	1,4	1,6

R_z - расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта, для просадочных грунтов

$$R = P_{sl} \cdot k_{sl},$$

где P_{sl} - расчетное просадочное давление грунтов (см. таблицу П.1.1), на глубине 5,32 м (см. рисунок П 1.1);

k_{sl} - поправочный коэффициент, принимаемый равным 1,5, так как P_{sl} определено по компрессионным испытаниям, МПа;

A_z - площадь поперечного сечения уплотненной зоны в месте ее наибольшего уширения, м²;

E - компрессионный модуль деформации грунта подстилающего слоя, составляющий 2,5 МПа.

$$F_{d3} = 1 [1,2 \cdot 1,5 \cdot 160 \cdot 4,52 + 2,5 \cdot 2,4 (29 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 2500 \cdot 0,5 \cdot 0,8)] = [1302 + 2,5 \cdot 2,4 (23,2 + 25)] 0,65 = 1302 + 289 = 1,59 \text{ МН.}$$

Производим проверку условия:

$$F_{dз} / \gamma_g = 1,59 / 1,4 = 1,13 \text{ МН} > N = 1,1 \text{ МН}.$$

Таким образом, данное условие соблюдается, поэтому несущая способность основания обеспечена.

Приложение 2

Проверка расчета фундамента в вытрамбованном котловане по второму предельному состоянию по деформациям

П.2.1 Исходные данные на проектирование

Проектируем жилое девятиэтажное здание, которое возводится на участке, сложенном засоленными лессовидными суглинками и супесями, относящимся к грунтовым условиям I типа по просадочности.

Основные физико-механические характеристики грунтов в районе строительства участков приведены в таблице П.2.1.

Таблица П.2.1

Глубина слоя от грунтового уровня дневной поверхности, d_p , м	ρ_s , т/м ³	ρ_d , т/м ³	ρ , т/м ³	W ,	W_L ,	W_p ,	P_{sl} , кПа
1	2,68	1,39	1,60	0,15	0,27	0,17	80
2	2,68	1,42	1,61	0,13	0,27	0,17	80
3	2,68	1,45	1,65	0,14	0,27	0,17	115
4	2,68	1,45	1,68	0,16	0,27	0,17	120
5	2,68	1,45	1,75	0,20	0,27	0,20	140
6	2,68	1,58	1,81	0,20	0,27	0,20	140

Модуль деформации грунта естественного сложения в водонасыщенном состоянии равен 3,6 МПа. Нормативные нагрузки на уровне верха фундамента составляют: N - 1100 кН, M - 500 кНм и Q - 800 кН.

П.2.2 Расчет ФВК

Основные расчетные параметры находим согласно рекомендациям [25].

Нормативная глубина сезонного распространения нулевых температур грунта d_{fn} :

$$d_{fn} = d_o \sqrt{M_t} = 0,23 \sqrt{30} = 1,26 \text{ м}, \quad d_{fn} = d_o \sqrt{M_t} = \sqrt{30 \cdot 0,23} = 1,26$$

где M_t - коэффициент, равный суммам абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур, для данного района - 30 [24];

d_o - коэффициент, зависящий от типа грунтов, - 0,23 м для суглинков и супесей [14].

Расчетная глубина сезонного распространения нулевых температур грунта d_f :

$$d_f = k_n d_{fn} = 1,1 \cdot 1,26 = 1,38 \text{ м},$$

где k_n - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения для отапливаемых зданий и сооружений - 1,1.

Предварительные размеры фундамента определяем, исходя из расчетного давления по среднему сечению :

$$A = M/\sigma = \frac{1100}{650} = 1,7 \text{ м}^2,$$

где σ - вертикальное напряжение в грунте на глубине $\frac{1}{2} d_f$, от действия нагрузки от здания, составляющее 650 кПа.

Таким образом, принимаем ФВК с размерами среднего сечения 1,3 x 1,3 м.

Определяем минимальную глубину вытрамбовывания котлована

$$d_{p,min} = 1,2 h_s (1 - \rho_d / \rho_{ds}) = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1 (1 - 1,39 / 1,622) = 0,26 \text{ м},$$

где h_s - глубина уплотненной зоны под котлованом, принимаемая равной 1,5 b_{cr} при ширине уплотненной зоны $d_s - 2b_{cr}$, м;

ρ_d - средняя плотность сухого грунта естественного сложения в пределах толщи от отметки вытрамбованного до нижней границы уплотненной зоны, согласно таблице П.2.2.1 - 1,39 т/м³;

ρ_{ds} - средняя плотность сухого грунта в пределах уплотняемой зоны:

$$\rho_{ds} = \frac{1}{2} \left(\rho_d + \frac{G \rho_s \rho_w}{G \rho_w + W} \right) = \frac{1}{2} \left(1,39 + \frac{0,9 \cdot 2,68 \cdot 1}{0,9 \cdot 1 + 0,15 \cdot 2,68} \right) = 1,622 \text{ т/м}^3,$$

где G - степень влажности уплотненного грунта, составляющая 0,9;

W - природная влажность грунта, равная 0,15;

ρ_s - плотность скелета грунта, равная 2,68 т/м³;

ρ_w - плотность воды, равная 1 т/м³ (приведенные значения приняты в соответствии с заданием).

Согласно расчетной глубине сезонного распространения нулевых температур - 1,38, окончательно принимаем глубину заложения фундамента d_f , равной 1,4 м (по [11] d_f больше d_f).

Размер среднего сечения ФВК 1,3 x 1,3 м ($b_{ж}$ равно 1,3 м), размеры поверху 1,6 x 1,6 м ($b_{ж}$ равно 1,6 м), понизу 1 x 1 м (b равно 1 м), размеры фундамента на высоте 0,25 d_f понизу составляют 1,45 x 1,45 м.

Момент сил сопротивления для ФВК квадратного сечения в горизонтальной плоскости, определяется по формуле [23]:

$$W = 0,167 b_{ж} d_{ж}^3 = 0,167 \cdot 1,3^3 = 0,367 \text{ м}^3.$$

Собственный вес фундамента согласно [11], составляет:

$$G = b_{\text{ф}} \cdot d_{\text{ф}} \cdot \gamma_{\text{ф}} = 1,3 \cdot 1,4 \cdot 24 = 56,8 \text{ кН},$$

где $\gamma_{\text{ф}}$ - удельный вес фундамента, составляющий 24 кН/м³.

Расчетное давление на уплотненный грунт, определяем по приведенной в Пособии формуле (5.11), при значениях M_{γ} - 0,84, M_q - 4,34, M_c - 6,9 (принимается трение по q равного 26 градусам):

$$R_s = \frac{\gamma_{\text{с}} \cdot \gamma_{\text{сз}}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b_{\text{усл}} \gamma_{\text{II}} + M_q d_{\text{ф}} \gamma'_{\text{II}} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{\text{II}} + M_c c_{\text{II}} \right] = \frac{1,2 \cdot 1}{1} \\ (0,84 \cdot 1 \cdot 1,7 \cdot 18,63 + 4,34 \cdot 1,4 \cdot 16,15 + 0 + 6,9 \cdot 45) = 435,3 \text{ кН/м}^2,$$

где $\gamma_{\text{с1}}$ $\gamma_{\text{с2}}$ - коэффициент условия работы соответственно грунтового основания и здания во взаимодействии с основанием, принятые соответственно равными $\gamma_{\text{с1}}$ - 1,2, $\gamma_{\text{с2}}$ - 1;

k - коэффициент надежности - 1, так как прочностные характеристики грунта (ϕ и c) определены непосредственными испытаниями;

k_z - коэффициент, принимаемый равным 1;

$d_{\text{ф}}$ - глубина заложения фундаментов от уровня планировки, равная 1,4 м;

d_b - так как подвал в проектируемом здании отсутствует, составляет 0;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта - 45 кПа;

$b_{\text{усл}}$ - ширина подошвы условного фундамента, м;

$\gamma_{\text{с}}$ - осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента - 18,63 кН/м³;

γ'_{II} - то же для грунтов, залегающих выше подошвы ФВК, равного 16,15 кН/м³ (приведенные значения параметров приняты по рекомендациям [8].

Ширина подошвы условного фундамента определяется по формуле (5.6), приведенной в данном пособии:

$$b_{\text{усл}} = b_{\text{ф}} + 1,5 d_{\text{ф}} \left(\text{tg} \frac{\alpha}{4} \right) = 1,45 + 1,5 \cdot 1,4 (0,114) = 1,689 \text{ м} \approx 1,7 \text{ м},$$

где $b_{\text{ф}}$ - ширина фундамента на глубине 0,25 м, равная 1,45 м;

$$\text{tg} \frac{\alpha}{4} = 0,114.$$

Расчетные значения удельного веса грунта, залегающего ниже и выше подошвы фундамента, согласно [10]:

$$\gamma_{\text{с}} = \left(1 + \frac{G \gamma_{\text{с}} \cdot e}{\gamma_{\text{с}}} \right) \gamma_{\text{сз}} = \left(1 + \frac{0,9 \cdot 10 \cdot 0,848}{26,8} \right) \cdot 14,5 = 18,63 \text{ кН/м}^3,$$

где G - степень влажности уплотненного грунта, равная 0,9;

$\gamma_{д.з}$ - удельный вес сухого грунта в пределах уплотненной зоны - 14,5 кН/м³;

γ_w - удельный вес воды - 10 кН/м³;

e - среднее значение коэффициента пористости грунта в уплотненной зоне;

γ_s - удельный вес частиц грунта, равный 26,8 кН/м³ (приведенные значения приняты в соответствии с заданием).

Среднее значение коэффициента пористости грунта в уплотненной зоне составит:

$$e = (\rho_s - \rho_{д.з}) / \rho_{д.з} = (2,68 - 1,45) / 1,45 = 0,848,$$

где ρ_s - плотность частиц грунта в уплотненной зоне, равная 2,68 т/м³.

Аналогично:

$$\gamma'_s = \left(1 + \frac{0,9 \cdot 10 \cdot 0,481}{26,8} \right) \cdot 13,9 = 16,15 \text{ кН/м}^3,$$

$\gamma_{д.з}$ - 13,9 кН/м³,

γ_s - 26,8 кН/м³,

e - 0,481.

Давление на подстилающую уплотненную зону грунта, рассчитываем по формуле (5.12), приведенной в данном Пособии:

$$R'_s = \frac{k_{sl} P_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zg,0}}{\alpha} = \frac{1,5 \cdot 116,75 - (1,4 \cdot 16,5 + 1,95 \cdot 18,63) + 0,18 \cdot 1,4 \cdot 16,5}{0,18} = 665,85 \text{ кН/м}^2$$

где k_{sl} - коэффициент, учитывающий повышение величины начального просадочного давления за счет распространения сжатия грунта за пределы зоны достаточного его уплотнения, принимаемый равным при определении начального просадочного давления 1,5 (по компрессионным испытаниям) или - 1,2 (по штамповым испытаниям);

P_{sl} - начальное просадочное давление по подстилающему грунту, на глубине, при $d_p + h_s$, равной 3,35 м, - 116,75 кН/м²;

α - 0,18 по форме сечения фундамента (принимается в соответствии с рекомендациями [10]).

Определим краевые давления под подошвой фундамента по формуле (5.4), приведенной в Пособии:

$$P_{\max, \min} = \frac{N + G}{A_{\text{усл}}} \pm \frac{\sum M - 0,5 p_k b_m d_p}{W} = 400,3 \pm \frac{612 - 0,5 \cdot 460,3 \cdot 1,3 \cdot 1,4^2}{0,367} =$$

(400,3 ± 69,7) кН/м²

где N - сумма вертикальных нагрузок, равная 1100 кН;

$\sum M = M + hQ$ - сумма моментов сил, действующих относительно площади подошвы фундамента - 612 кНм;

$A_{\text{усл}}$ - площадь подошвы условного фундамента - 2,89 м²;

P_R - реактивное давление грунта, равное 460,3 кПа.

Площадь подошвы условного фундамента определим по формуле (5.5), описанной в данном Пособии:

$$F_{\text{кл}} = b_{\text{кл}}^2 = 1,7^2 = 2,89 \text{ м}^2.$$

Реактивное давление грунта P_R определим также из Пособия по формуле (5.9):

$$q = n + P_{\text{ж}} = 60 + 400,3 = 460,3 \text{ кПа}$$

Среднее давление $P_{\text{ж}}$ найдем по формуле (5.10), приведенной там же:

$$P_{\text{ж}} = \frac{N + G}{A_{\text{ж}}} = \frac{1100 + 56,8}{1,69} = 400,3 \text{ кН/м}^2,$$

где $A_{\text{ж}}$ - площадь поперечного сечения фундамента на глубине $0,5h$, равная $b_{\text{ж}} - 1,69 \text{ м}^2$.

$$P_{\text{min}} - 830,6 \text{ кН/м}^2 > 0,$$

$$P_{\text{max}} - 470 \text{ кН/м}^2 \leq 1,2 R_s = 1,2 \cdot 435,3 = 522,4 \text{ кН/м}^2,$$

$$P_{\text{max}} - 470 \text{ кН/м}^2 \leq 1,2 R'_s = 1,2 \cdot 665,85 = 799 \text{ кН/м}^2.$$

Таким образом, поскольку краевые давления под подошвой фундамента меньше расчетных сопротивлений грунта, обеспечивается надежность работы ФВК по второму предельному состоянию, то есть по деформациям.

Библиография

- [1] СНиП РК 1.03-05-2001 Охрана труда и техника безопасности в строительстве
- [2] СНиП РК 1.03-06-2002 Строительное производство. Организация строительства предприятий, зданий и сооружений
- [3] СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия
- [4] СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции
- [5] СНиП РК 2-04-01-2001 Строительная климатология
- [6] СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты
- [7] СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции
- [8] СНиП РК 5.01-01-2002 Основания зданий и сооружений
- [9] СНиП РК 5.03-34-2005 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения
- [10] СН РК 5.01-06-2002 Фундаменты в вытрамбованных котлованах. Расчет и проектирование
- [11] СН РК 5.01-07-2002 Фундаменты в вытрамбованных котлованах. Правила производства и приемки работ
- [12] ВСН 48-88 Обязательная технология устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах, Госстрой Казахской ССР
- [13] ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторных определений физических характеристик
- [14] ГОСТ 12248-96 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
- [15] ГОСТ 22733-2002 Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности

- [16] ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация
- [17] РСН 40-85 Фундаменты в вытрамбованных котлованах и в пробитых скважинах
- [18] РСН 57-90 Республиканские строительные нормы по проектированию и устройству фундамента в вытрамбованных котлованах для сейсмостойких зданий
- [19] Руководство по проектированию и устройству фундаментов в вытрамбованных котлованах - М: Стройиздат, 1981. - 112 с.
- [20] Экспериментально-теоретические исследования работы коротких забивных свай в засоленных грунтах - Киев: НИИ СК Госстроя СССР, - 1985. - 294 с.
- [21] Рекомендации по проектированию и устройству фундаментов в засоленных грунтах с вытрамбованным ложем в защитной оболочке - Астана: - КГТИ при ЕНУ им. Л.Н.Гумилева. 2001. - 191 с.
- [22] Унайбаев Б.Ж. Изыскания, проектирование и строительство на засоленных грунтах - Караганда, КарГТУ, 2001. - 308 с.
- [23] Руководство по наблюдению за деформациями фундаментов зданий и сооружений - Москва: Стройиздат, 1994. - 241 с.
- [24] Выгодский М.Я. Справочник по элементарной математике - М: Наука, 1978. - 336 с.
- [25] Крутов В.Н. Фундаменты в вытрамбованном котловане - М: Стройиздат, 1985. - 320 с.

УДК 624.153.2

МКС 93.020

Ключевые слова: вытрамбованные котлованы, применение ФВК, несущая способность, расчетная сопротивленность, обычные фундаменты, уширенные фундаменты, глубина заложения фундаментов.

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер**

**ҚР ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ ҚҰРЫЛЫС ЖӨНІНДЕГІ
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҚТАРЫ**

**ТАПТАЛҒАН ҚАЗАНШҰҢҚЫРЛАРДАҒЫ ІРГЕТАСТАРДЫ
ЕСЕПТЕУ ЖӘНЕ ЖОБАЛАУ ЖӨНІНДЕГІ ҚҰРАЛ**

ҚР ЕЖ 5.01-11-2004

**Қазақстан Республикасы Индустрия және сауда министрлігінің
Құрылыс және тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитеті**

Астана 2007

АЛҒЫ СӨЗ

1 ЖАСАЛҒАН:

“Қарағанды мемлекеттік техникалық университеті» РМҚШ жанындағы “Қазақстандық Қайта құру және даму көп салалы институтымен (ҚазҚДКИ-ымен) (орындаушылар: Ж. С. Нұғыжинов, Б. Ж. Оңайбаев, М. Ю. Тарнопольский, Е. Е. Оразалы, Б. А. Қонақбаев, Р. Е. Лұқпанов, С.В.Жаров, М. А. Хакімжанов, С. К.Әбілдин)

- 2 АУДАРЫЛҒАН «KAZGOR» Жобалау академиясы ЖШС-імен
3 ҰСЫНЫЛҒАН: Қазақстан Республикасы Индустрия және сауда министрлігінің (ҚР ИСМ) Құрылыс және тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитетінің Техникалық нормалау және құрылыс индустриясын дамыту басқармасымен
4 ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ: ҚР ИСМ Құрылыс және ТКШ істері комитетінің 26.12.2006 ж. № 477 бұйрығымен 1.06.2007жылдан бастап
5 Осы құрылыс нормалары ҚР аумағында ҚР ИСМ Құрылыс және ТКШ істері комитетінің 24.12.2004 ж. № 504 бұйрығымен 1.07.2005 жылдан бастап енгізілген орыс тіліндегі «Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастарды есептеу және жобалау жөніндегі құрал» ҚР ЕЖ 5.01-11-2004-тің теңтүпнұсқалық мәтіні және мемлекеттік тілдегі аудармасы болып табылады
6 ЕНГІЗІЛГЕН: Бірінші рет
7 Стандарттардың мемлекетаралық жіктеуішінің құрылымы бойынша ҚР ЕЖ 5.01-11-2004 93.020-тарауына енгізілген, сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы мемлекеттік нормативтер құрылымы бойынша 5.01-кешенге кіреді

Осы мемлекеттік нормативті ҚР сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері Уәкілетті органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе жекелей қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды.

МАЗМҰНЫ

ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

АНЫҚТАМАЛАР ЖӘНЕ БЕЛГІЛЕУЛЕР

1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР

2 ҚҰРЫЛЫМДАУ

3 ЖОБАЛАУ

4 ТҚІ-дың түзөзгертулерін және олардың негіздіктерін есептеу

5 Тұзды топырақтарда ТҚІ-тарды Құрылыс, жобалау және есептеу ерекшеліктері

5.1 Іргетастықұрылыстық жұмыстарды дайындау

5.2 Тоттануға қарсы қорғаумен қамтамасыз етілген ТҚІ-ды салу технологиясы

Қазаншұңқырларды таптау

Қазаншұңқырлардың түбінде қатты материалды таптау

Арматуралық жұмыстар

Іргетасты бетондау

ТҚІ-ды байланыспаған әлсіз суға қаныққан топырақтарда тұрғызу

ТҚІ-тарды көтергіш қабаттарда салу сұлбасы

Қорғаныстық қабықшадағы ТҚІ-ды есептеудің ерекшеліктері

1-қосымша Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетасты негіздіктердің топырақтарының көтергіш қабілеттілігіне арналған бірінші шекті күй бойынша есептеумен тексеру

2-қосымша Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастарды де формациялардағы екінші шекті күй бойынша есептеумен тексеру

Библиография

ҚҰРЫЛЫС ЖӘНЕ ЖОБАЛАУ ЖӨНІНДЕГІ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҚТАРЫ

ТАПТАЛҒАН ҚАЗАНШҰҢҚЫРЛАРДАҒЫ ІРГЕТАСТАРДЫ

ЕСЕПТЕУ ЖӘНЕ ЖОБАЛАУ ЖӨНІНДЕГІ ҚҰРАЛ

ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФУНДАМЕНТОВ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ

Енгізілген күні - 2005.07.01

ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

Осы нормативтік құжаттың ережелері тапталған қазаншұңқырларда тұрғызылған іргетастарға (әрі қарай ТҚІ) таратылады және шөкпелі тұзды топырақтарда жаңа құрылыстарды салу және қолданыстағы ғимараттарды және имараттарды қайта қалпына келтіру кезінде оларды орнату бойынша жұмыстарды жобалау, есептеу, жүргізу және қабылдау ережелерін белгілейді.

Осы нормативтердің ережелері сейсмикалық аудандарда, жұмыс істелініп жатқан аумақтарда және шайылмалы, қожыма, ісінбелі, тоңды, биогенді және лайлы топырақтармен төселген аландарда тұрғызылатын ТҚІ-ды орнатуға және қабылдауға қолданылмайды.

Осы құжат «Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастар. Есептеу және жобалау» ҚР ҚН 5.01-06-2002 және «Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастар. Жұмыстарды жүргізу және қабылдау ережелері» ҚР ҚН 5.01-07-2002-лерді дамытуға әзірленген [10, 11].

ТҚІ топырақтық жағдайларға байланысты мыналарда қолданылады:

- I_p 0,03-тен кем емес илемділік саны бар шөкпелі сары топырақпен, жабынды топырақ және үйілген лайлы тұзды топырақтармен төселген аумақтар үшін;

- топырақтың құрғақ күйдегі тығыздығы ρ_d 1,7 т/м³-тан артық емес кезінде;

- топырақтардың 0,75-тен артық емес ылғалдылығы дәрежесі кезінде (ұзартылған іргетастарды орнату кезінде)*;

ТҚІ-ын II типтегі шөкпелі топырақтардың төселімі (шөкпелілігі бойынша) аудандарында қолдануға мынандай жағдайларда жол беріледі:

- топырақтың өз салмағынан шөгуі мен іргетастың шөгуінің қосынды шамасы рұқсаттық шекті мәннен артпаған жағдайда;

- көтеруші құрылымдардың тегіс емес шөгуіне және жеке іргетасқа топырақтың өз салмағынан 20 см-ге дейін шөгуінің максималды шамасынан 400 кН-ға дейін түсетін жүктемеге және қосымша оқшаулаушы шаралар кешенін пайдалану шартына сезімтал емес өндірістік және қоймалық бір қабатты ғимараттар тұрғызылғанда;

Жобаланатын объектілердің құрылымдық ерекшеліктерінен шыға отырып, ТҚІ-дың мынадай типтерін пайдалану орынды:

- 200 кН-ға дейінгі вертикальды түсетін жүктеме кезінде бір қабатты өнеркәсіптік ауылшаруашылықтық, азаматтық және басқа қызметтегі ғимараттарға арналған бағанды іргетастар;

- 300 кН/м-ге дейінгі үлестірілетін жүктеме кезінде қаңқасыз ғимараттар және имараттарға арналған таспалы үзілмелі және бағанды іргетастар.

500 кН-дан жоғары жүктемелер кезінде кеңейтілген негіздіктері бар ТҚІ ұсынылады.

НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы құрылыстық нормаларда келесідегідей нормативтік құжаттарға сілтемелер пайдаланылған:

ҚР ҚНжЕ 1.03-05-2001 Құрылыстағы еңбекті қорғау және қауіпсіздігі техникасы

ҚР ҚНжЕ 1.03.06-2002 Құрылыстық өндіріс. Кәсіпорындарды, ғимараттарды және имараттарды салуды ұйымдастыру.

ҚНжЕ 2.01.07-85* Жүктемелер және әсерлер

ҚНжЕ 2.03.01-84* Бетон және темірбетон құрылымдар

ҚНжЕ 3.02.01-87 Жер имараттары, негіздіктері және іргетастары

ҚР ҚНжЕ 5.01-01-2002 Ғимараттар мен имараттардың негіздіктері

ҚР ҚНжЕ 5.03-34-2005 Бетон және темірбетон құрылымдар. Жалпы ережелер

ҚР ҚНжЕ 5.03-37-2005 Көтеруші және қоршау құрылымдары

ҚР ҚН 5.01-06-2002 Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастар. Есептеу және жобалау.

ҚР ҚН 5.01-07-2002 Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастар. Жұмыстарды жүргізу және қабылдау ережелері

МСТ 5180-84 Топырақтар. Табиғи сипаттамаларды зертханалық анықтау әдістері

МСТ 12248-96 Топырақтар. Беріктік және деформациялық сипаттамаларын зертханалық анықтау әдістері

МСТ 22733-2002 Топырақтар. Максимальды тығыздықты зертханалық анықтау әдістері

МСТ 25100-95 Топырақтар. Жіктеу

* Жеке жағдайларда ТҚ-ды келесідегілерде құрылыс кезінде пайдалануы мүмкін
- иілімділік саны I_p 0,03-тен кем емес саныбар құмды топырақтарда, сондай-ақ ұсақ және шаңды құмды топырақтарда;

- қаңқасының тығыздығы ρ_d 1,7 т/м³ артық емес тығыз балшық топырақтарда;

- табиғи ылғалдылығының дәрежесі S_r 0,75-тен артық емес топырақтарда.

АНЫҚТАМАЛАР ЖӘНЕ БЕЛГІЛЕУЛЕР

I_p - топырақтың иілімділік саны

ρ_s - топырақ қаңқасының тығыздығы, т/м³

a_{min} - іргетастардың арасындағы минимальды жол берілетін қашықтықтық, м

b_m - 0,5 d_p , м тереңдіктегі қазаншұңқырдың еніне тең іргетастың ені,

d_p - тапталған қазаншұңқырдың тереңдігіне тең іргетастың биіктігі, м

h_{br} - қатты материалды түбіне таптау жолымен орындалған қазаншұңқырдың кеңейту қалыңдығы, м

k_{com} - топырақтың нығыздағыш коэффициенті

α_m - таптаудың төменгі бөлігінің бұрыштық конустығы, градус

n - қазаншұңқырларды әзірлеудің барлық циклындағы таптау соққыларының саны

n' - қатты материалмен толтырылған қазаншұңқырларды жалпақтаумен таптауға арналған таптау соққыларының саны,

Δ - таптаудың бір соққысында таптау тереңдігін төмендетудің орташа шамасы, м

W_0 - топырақтың үйлесімді ылғалдылығы

W_p - жаймалау шекарасындағы топырақтың ылғалдылығы

W - топырақтың табиғи ылғалдылығы

W_L - ағымдылық шекарасындағы топырақтың ылғалдылығы

N - іргетасқа берілетін есептік вертикальды жүктеме, кН

$V_{\text{с}}$ - есептік вертикальды жүктемеге арналған топырақтардың көтеруші қабілеттілігінің сенімділігіне түзету
 V - топырақтың үйлесімді ылғалдылығын алуға арналған қажетті судың көлемі, м³
 h_s - топырақты нығыздаудың тереңдігі, м
 ρ_w - судың тығыздығы, т/м³
 F_d - вертикальды қысылатын жүктеменің әрекеті кезіндегі іргетастың және негіздіктің топырақтарының көтеруші қабілеттілігін есептеу, кН
 Q' - іргетасқа берілетін есептік келтірілген горизонтальды жүктеме, кН
 F_h - горизонтальды жүктемелердің әрекеті кезіндегі іргетастың және негіздік топырақтарының көтеруші қабілеттілігін есептеу, кН
 M - осьтері бойынша іргетасқа, оның үстіңгі қимасының ауырлық центріне қатысты алғанда, әрекет ететін күштің иілетін моменті, кН м
 d_f - қазаншұңырларды таптаудың тереңдігінің биіктігіне тең, оның төменгі өткір бөлігінің биіктігін есептемегендегі, іргетастың биіктігі м
 S - іргетастың және негіздіктің бірлескен шөгіндісі, м
 S_w - іргетастың және негіздіктің бірлескен шөгіндісінің жол берілетін шекті мәні, м,
 S_{st} - негіздіктің топырағының шөкпелілігі, м
 h_γ - төсеніштің қалыңдығы, м
 i - іргетастың крені, градус
 i_w - іргетастың жол берілетін шекті крені, градус
 H - іргетастардың астындағы негіздік топырақтарының бір қабатты қысылған қалыңдығының тереңдігі, м
 h_s - жалпақтаусыз іргетастың астындағы негіздіктің топырағының нығыздалған аймағының қалыңдығы, м
 h'_s - сондай, жалпақталған іргетастың астында, м
 H_c - іргетастың астындағы негіздіктің топырақтарының екі қабатты қалыңдығының тереңдігі, м
 $r_{\text{ср}}$ - жалпақтаудың радиусы, м
 $k_{\text{ср}}$ - жалпақтау пішінінің коэффициенті
 $V_{\text{ср}}$ - қазаншұңқырлардың түбінде тапталған қатты материалдың көлемі, м³
 r_s - топырақтың нығыздалған аймағының радиусы, м
 η_ρ - нығыздалған аймақтың радиусына қойылатын топырақтың нығыздаушы бойынша түзету
 P_{max} и P_{max} - шартты іргетастың табанының астындағы нығыздалған топыраққа арналған жиектік қысым, кПа
 R - негіздіктің топырақтарының есептік кедергісі, кПа
 P_0 - 100 кПа-дағы қысым
 G - іргетастың салмағы, кН
 A_m - іргетастың тереңдігіндегі көлденең қиманың алаңы, 0,5 м², м²

- P_R - іргетастың бүйірлік беті бойынша орналасқан топырақтардың реактивтік қысымы, кПа
- k_R - іргетастың пішінінің жайғасымдағы коэффициенті
- d_p - қазаншұңқырды таптаудың тереңдігіне тең іргетастың биіктігі, м
- a - 60 кПа-ға тең коэффициент
- σ - 0,4-ке тең коэффициент
- P_m - іргетастың табаны астындағы топыраққа арналған орташа қысым, кПа
- R_s - нығыздалған топырақтың есептік кедергісі, кПа
- R'_s - нығыздалған аймаққа төселген топырақтың есептік кедергісі, кПа
- γ_{c1} - іргетастың бүйірлік беті бойынша орналасатын топырақтың жұмысы шартының коэффициенті
- γ_{c2} - іргетас жұмысы шартының коэффициенті
- i_b - іргетастың бүйірлік қабырғаларының еңісі
- E - нығыздалмаған шөкпелі топырақтың деформацияланған модулі, кПа
- A_s - нығыздалған аймақтың топырақтарының көлденең қимасының алаңы, м²
- k_{sl} - шөкпелі қысымға арналған түзету
- σ_{z0} - топырақтың меншікті салмағынан төселетін қабаттың жабыны деңгейінде түсетін вертикальды кернеу, кПа
- $\sigma_{z,0}$ - іргетастың табанының деңгейінде, сондай, кПа
- b - таптаудың төменгі жағының ені
- R_z - төселетін қабаттың топырақтарының есептік кедергісі, кПа
- β - шөкпелі топырақтың есептік кедергісіне түзету
- S_γ - топырақтардың толық сумен қаныққандық көрсеткіші
- d_R - қазаншұңқырдың үстінен жалпақталудың төменгі деңгейіне дейінгі қашықтық, м
- F_{d1} - қатты материалдың жалпақталуы кедергісінің күшін ескеріле отырып анықталған іргетастың көтеруші қабілеттілігі, кН
- F_{d2} - нығыздалған топырақтың кедергісінің күшін ескере отырып, сондай, кН
- F_{d3} - нығыздалған аймаққа төселетін топырақтардың кедергісінің күшін ескеріле отырып, сондай, кПа
- R_{cr} - жалпақталған материалдың есептік кедергісі, кН
- A - іргетастың табанының алаңы, м²
- A_{cr} - қатты материалдан жасалған жалпақтаудың көлденең қимасының алаңы, м²
- u_m - іргетастың $0,5 d_p$, м тереңдіктегі көлденең қимасының периметрі
- f_i - іргетастың бүйірлік беті бойынша орналастырылған нығыздалған топырақтың есептік кедергісі, кПа
- b' - есептік кедергісін төмендету бойынша анықталатын коэффициент
- $\beta_\#$ - ТҚІ-тардың табаны астындағы топырақтарындағы тұздардың сілтіленуінің нақты дәрежесі

- γ_c - топырақтардың тұздану дәрежесі
- J_L - топырақтың аққыштық көрсеткіші
- R_n - топырақтың төселетін қабатының есептік кедергісі, кПа
- $\rho_{d.s}$ - нығыздалған аймақтың шектеріндегі құрғақ топырақтың орташа тығыздығы, т/м³
- ρ_d - нығыздалған аймақтың төменгі шекарасына дейінгі тапталған белгілерінен қалыңдықтар шектеріндегі құрғақ топырақтың орташа тығыздығы, т/м³
- P_{sl} - төселген қабаттың топырағының бастапқы шөкпелі қысымы, кПа
- W_{sat} - топырақтың толық ылғалдылық сыйымдылығы,
- V_w - ТҚІ-тарды орнату жөніндегі тәжірибелі жұмыстардың немесе топырақтардың ылғалдану тәжірибесінің нәтижелері бойынша анықталатын топырақтың ылғалдану аймағының көлемі, м³
- u_p - алаңдық сынаулардың нәтижелері бойынша анықталатын іргетастың үстінің есептік горизонтальды ауысуы, м
- ϕ_p - іргетастың үстінің бұрылысының шекті жол берілетін бұрышы, град.
- W - іргетастың $0,5 d_p$, м³ тереңдігіндегі көлденең қиманың кедергісінің моменті,
- R_n - іргетастың тереңдігінде бүйірлік беті бойынша топырақтың реактивтік тойтарысы
- b - таптаудың төменгі жағының ені, м
- b_n - таптаудың үстіңгі жағының ені, м
- γ_c - іргетастың жұмыстарының шартының 1-ге тең қабылданатын коэффициенті
- R_{sz} - нығыздалған топырақтың есептік кедергісі, кПа
- ξ_r - 0,8-ге тең қабылданған реологиялық коэффициент
- r_{br} - қатты материалдан орындалатын жалпақтаудың радиусы, м
- r_s - топырақтардың нығыздау радиусы, м
- d_s - нығыздалған аймақтың ені, м
- H_s - қазаншұңқырларды таптау бетінен нығыздалған аймақтың төменгі шекарасына дейінгі қашықтық, м
- S_p - жүктеменің астындағы топырақтардың табиғи ылғалдылығының деформациясы, м
- S_{sl} - қысқа мерзімді жібіту кезіндегі жүктеменің астындағы топырақтардың шөкпелілігі, м
- S_n - қысқа мерзімді жібіту кезіндегі жүктеменің астындағы топырақтардың қожымасы, м
- S_c - жүктеменің астындағы топырақтардың, олардан тұздардың сілтіленуі кезіндегі суффузиондық шөгуі, м
- $A_{уст}$ - шартты іргетастың табанының алаңы, м²
- $b_{уст}$ - шартты іргетастың табанының ені

- b_b - 0,25 d_z тереңдіктегі іргетастың ені
 ϕ - топырақтың ішкі қажалуының бұрышы, градус
 π - топырақтың реактивтік тойтарысына арналған түзету

1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР

1.1, Шөкпелі тұзданған топырақтарда (әрі қарай ШТТ) жаңаларды салу және тұрғызылған қолданыстағы бар ғимараттар мен имараттарды қалпына келтірудің тәжірибесінде тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастарды орнату технологиясы барынша көп тарала бастады. Мұндай технологияның мәні іргетастар астындағы қазаншұңқырлар әдеттегідей жер қазатын техниканың көмегімен жасалмайды, топырақты нығыздау аспалы жабдықтармен қамтамасыз етілген экскаваторларды, крандарды немесе тракторларды пайдаланумен тапталады. Мұндай жабдықтар мыналардан тұрады: жұмысшы органдар - таптағыштар; оны көтеруге және лақтыру үшін қызмет ететін жүкшығырлар, таптаманың тек бір орынға ғана түсіп құлауын қамтамасыз ететін бағыттаушы штангалар; таптаудың штангалардың бойымен жылжуына арналған кареткалар. Үлкен емес қазаншұңқырларды дайындау кезінде жұмысшы органы балға болып табылатын қадалық қағу агрегаты қолданылады.

1.2 ТҚІ-тарды орнату салынатын аумақтарды вертикальды жайғасымдаудан кейін топырақты нөлдік белгісіне дейін кесу және құнарлау және себу жолымен жүргізіледі. Қазандықтарды жасау және негіздіктің топырағын нығыздау бойынша операцияның бір процесіндегі үйлесімділік арқылы жер жұмыстарының көлемі айтарлықтай азайтылады, ал кейінірек іргетастарды кермелеп бетондау кезінде қаптама жұмыстары едәуір қысқарады.

Тек іргетастардың табаны астында ғана емес, сондай-ақ оның айналасындағы бүйірлік қабырғаларында да нығыздалған аймақтардың бар болуы, ТҚІ-тардың өлшемдерін ғимараттардан және имараттардан болатын тек бір жүктеме кезінде қысқару пайдасына қайта қарауға мүмкіндік береді. Мұнан басқа, ТҚІ-тарды қолдану, іргетастардың басқа типтерімен салыстыра қарағанда, бетонның, ерітіндінің, арматураның және қаптаманың, сондай-ақ құрылыстың еңбексыйымдылығының және құнының шығынын төмендетуді қамтамасыз етеді.

1.3 ТҚІ-тардың бағанды және үзілмелі таспалы құрылғылау әдістері әзірленген және табысты қолданылады. Тапталған қазаншұңқырлардың түбінде қиыршықтасты, малтатасты, құмды-малтатасты қоспаларды немесе қатты бетонды таптау жолымен алынған жалпақталған төменгі бөлігі бар ТҚІ-тар барған сайын кең қолдау тауып келеді. ТҚІ-ды қолдану саласы да кеңейтіліп келеді, соның ішінде сейсмикалық аудандар мен құмды, сумен қаныққан және шөкпелі топырақтармен төселген аумақтарға арналған қорғаныс құрылғылары әзірленеді.

1.4 Қазаншұңқырларды таптау, әдетте, бағыттаушы штанга бойынша 3-12 м биіктіктен құлайтын 0,6-3 м тереңдікте болатын іргетастың пішіні бар 1,5-7 т массамен таптаумен немесе түпкі бетке кейінірек шығарылатын қадалық қағу агрегатының балғасын пайдаланумен (іргетастың үлкен емес өлшемдері кезінде) жүргізіледі.

Таптау операциялары аяқталғаннан кейін топырақта пайда болған қазаншұңқырлардың негіздіктері қаптаманы орнатусыз бетон қоспасы құйылады немесе арматуралық қаңқа құрастырылады және бетондық жұмыстар жүргізіледі немесе қазаншұңқырдың пішінімен және өлшемдерімен бірдей параметрлері бар құрастырмалы іргетастың элементтерін тұтасқұймалау және жинақтауды жүргізеді.

1.5 Таптау нәтижесінде бұл ретте пайда болатын қазаншұңқырлардың төңірегінде шектерінде, топырақ деформациясының көлемдік салмағы және модулі артуы, оның беріктік сипаттарын ϕ және ϵ жақсарту және суффозионды процестерді толық жою,

демек шөгу және суффозионды қысу болатын нығыздалған топырақ ортасының аймағы (1.1-а, б-суретке қараңыз) жасалады.

1.6 ТҚІ-да салынған ғимараттар және имараттардан түсетін жүктеме нығыздалған топыраққа және әрі қарай төселетін негіздіктің топырағына беріледі, соның арқасында меншікті жүктемесінің төмендеуінің салдарынан олардың шөкпелігі және суффозионды қысуы толығымен алынып тасталады. ТҚІ-тардың шөкпелілігі топырақтық сулардың әсерлері жағдайларында әдетте 2-6 см-ден аспайды. ТҚІ-тың көтеруші қабілеттілігін әрі қарай жоғарылатуға қазаншұңқырдың өлшемдерін үлкейтумен, сондай-ақ іргетастың төменгі және үстіңгі бөліктерінде жалпақтау құрылғысымен қол жеткізіледі.

1.7 ТҚІ төсеу тереңдігі бойынша мыналарға бөлінеді:

- қазаншұңқырдың тереңдігінің оның қимасының орташа еніне қатынасы $\frac{a_p}{b_m}$ 1,5-тен кем кіші іргетастар (1.1, а-суретін қараңыз);

$$\frac{a_p}{b_m}$$

- $\frac{a_p}{b_m}$ қатынасы 1,5-тен артық ұзартылған іргетастар (1.1, б-суретін қараңыз).

ТҚІ құрылғылау әдісі бойынша мыналар қолданылады:

- кәдімгі іргетастар, яғни жазық немесе сына тәрізді пішінді табаны бар жалпақталмаған негіздіктер (1.1, а-суретті қараңыз);

- бос кеңістікті кейінірек бетондаумен, тапталып қойылған қазаншұңқырдың түбінде, қиыршықтастың, малтатастың, құмды-малтатасты қоспаның немесе қатты бетонның жекеленген үлесін таптау жолымен жасалатын кеңейтілген іргетастар (1.1, б-суретті қараңыз).

ТҚІ өзара орналастыру және негіздік топырағымен өзара әрекет ету сипаты бойынша мыналарға бөлінеді:

- жеке тұрған бағанды және шоғырлы іргетастар, олардың бір-біріне өзара әсері әрі қазаншұңқырларды таптау кезінде де, сондай-ақ кейінірек имараттардың және ғимараттардың салмағымен жүктемеленген кезінде іс-жүзінде білінбейді;

- таспалы үзілмелі іргетастар, жақын орналасқан қазаншұңқырларда орнатылған және бір-біріне әсері құрылыс процесінде де, сондай-ақ пайдалану кезінде де бақылауға жатады (1.2-суретті қараңыз).

1.8 Салынып жатқан ғимараттар немесе имараттардан жақын орналасқан ТҚІ объектісіне динамикалық әсер етуді ескеріп, таптауларды және массасы 7 т-дан артық емес балғаларды пайдаланумен, тапталатын қазаншұңқырлар мынадай қашықтардан кем емес орналасатындай етіп құрылғылау керек:

- қанағаттанарлық жағдайда болатын және көтеруші құрылымдарында жарықшақтар жоқ қазіргі бар ғимараттардан және имараттардан 10 м ;

- қазіргі бар ғимараттардан және имараттардан (көтеруші құрылымдарында жарықшақтары бар), сондай-ақ болат, шойын, бетон, темірбетон, қыш, асбестцемент және пластмасса құбырлардан орындалғандардан инженерлік магистральдық коммуникациялардың және тарататын тораптардан 15 м.

Бұл қашықтықтар 1,5-тен 3 т-ға дейінгі таптау массасы кезінде 1,5 есе азаюы мүмкін.

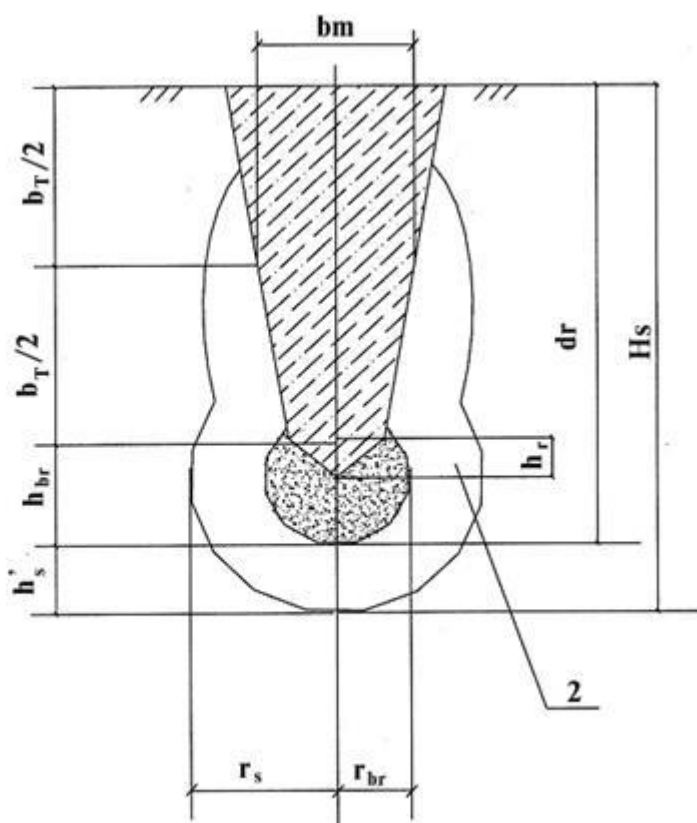
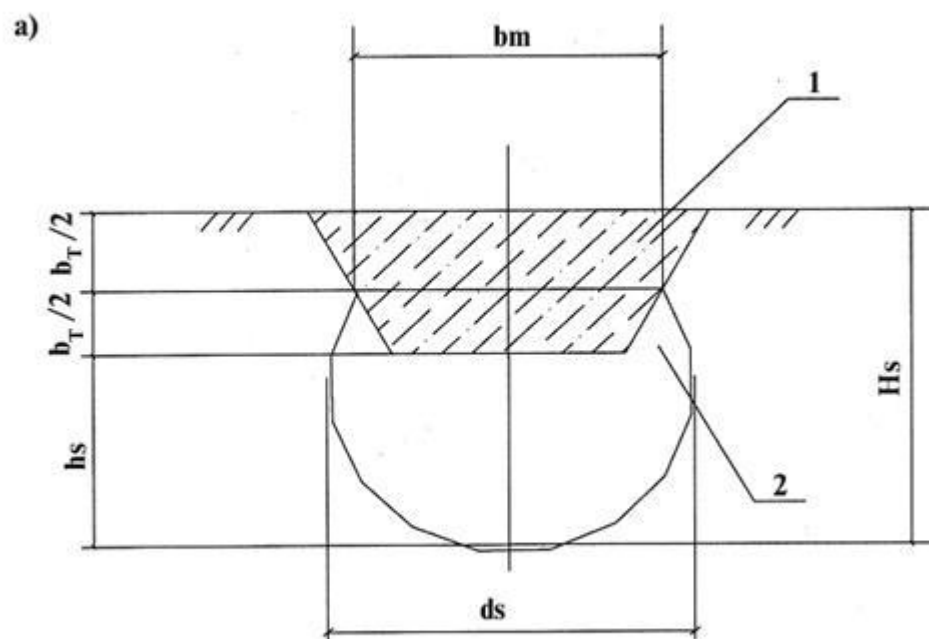
1.9 Ерекше жауапты ғимараттар және имараттарды ТҚІ-тарды жеткіліксіз зерттелген аудандарда пайдаланумен салу жобаларында мұндай іргетастарды орнату «Имараттар және ғимараттардың іргетастарының деформацияларына арналған бақылау жөніндегі нұсқауға» [21] сәйкес гидрометриологиялық, геофизикалық және геологиялық мониторингтер қарастырылуы тиіс. Бақылауға жататын объектілер жобалау ұйымдарымен белгіленеді және олардың көрсеткіштері құрылыстың сметалық құнын есептеуде ескеріледі.

1.10 Құрылыстың нөлдік циклі бойынша тарауды дайындау кезінде жобаланатын ғимараттар және имараттар үшін күрделі шығындар, пайдалану шығындары, құрылыстық-

жинақтау жұмыстарының еңбексыйымдылығы, жалпы құрылыстық құн шығындары жөніндегі есептеулерді және басқаларды қоса алғанда, ТҚІ-тарды қолдану қажеттілігінің техникалық-экономикалық негіздемесі әзірленеді.

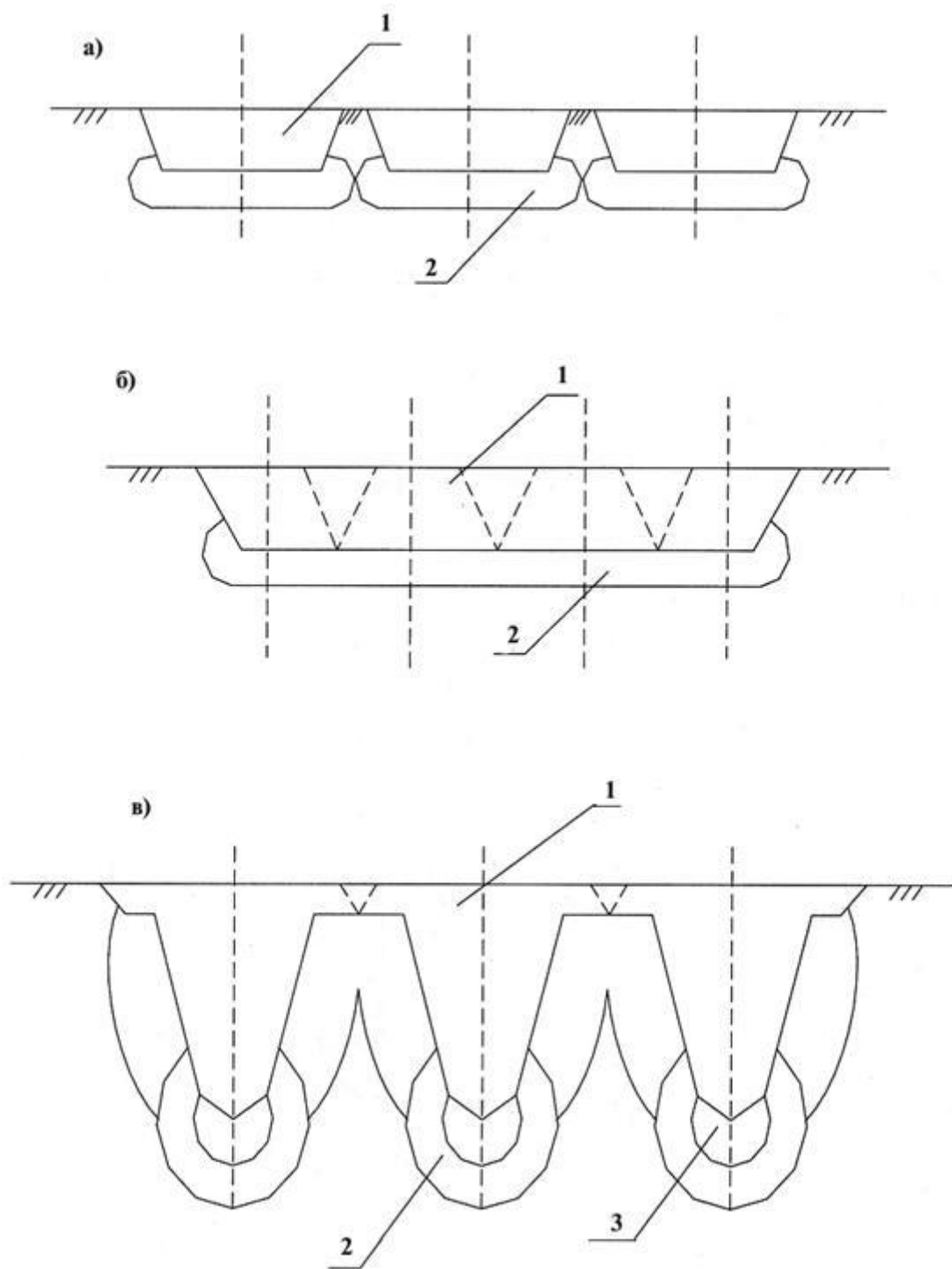
1.11 ТҚІ-тарды орнату «Құрылыстағы техника қауіпсіздігі және еңбекті қорғау» [9] ҚР ҚНЖЕ 1.03-05-2001 және «Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастар. Өндіріс және қабылдау ережелері» [13] ҚР ҚНЖЕ 5.01-07-2002-мен регламенттелген ерекше талаптарымен қатаң сәйкестікте жүргізіледі.

1.12 Салынатын және пайдаланылатын объектілердің инженерлік ізденістері, жобалауы және құрылыстық мониторингісі кезінде қолданылатын сынау, өлшеу, бақылау және басқару құралдары белгіленген тәртіпте тексерілуге жатқызылуы және метрологиялық қамтамасыз ету жөніндегі нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес келуі тиіс.



1 - іргетас; 2 - нығыздау аймағы; 3 - жалпақтау аймағы

1.1-сурет – Жалпақталмаған негіздіксіз (а) және жалпақталған негіздігі бар (б) тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастардың сұлбалары



1 -іргетас; 2 - топырақтың нығыздалған аймағы; 3 - қатты материалды жалпақтау
 1.2-сурет – Тапталған қазаншұңқырлардағы таспалық үзілмелі (а), тұтас (б)
 және аркалық іргетастардың сұлбасы

2 ҚҰРЫЛЫМДАУ

2.1 ТҚІ-тар құрылымының жобаларын жасау кезінде мынандай бастапқы деректерді иелену қажет:

- объектінің, имараттың, ғимараттың, құрылымдық сұлбалары;
- табиғи жүктемелердің ТҚІ-тарға әсер ету көрсеткіштері;

- негіздік топырақтарының құрылымдық-механикалық және физика-химиялық құрамы, соның ішінде және олардың тоттануға белсенділігі;

- статикалық және динамикалық арынын, су әкелуші қабаттың қуатын, су өтпейтін қабаттың тереңдігін, сүзгілеудің коэффициенттерін, судың физика-химиялық құрамын, соның ішінде металлдарға және бетондарға қатысты алғанда, олардың жебірлігінің дәрежесін де қоса алғандағы, топырақтық суларының сипаттамасы;

- іргетастардың саны, орналасуы, пішіні және өлшемдері іргетастардың және олардың қатарларының арасындағы қашықтық;

- таптаудың немесе балғаның геометриялық өлшемдері және аспалы жабдықтардың энергетикалық көрсеткіштері;

- қазаншұңқырлардың түбінде қатты материалды таптау кезінде соққылы жүктемені қосымша салу режимі;

- қазаншұңқырдың айналасындағы топырақтық ортадағы нығыздалған аймақтың пішіндері және өлшемдері;

- қатты материалмен толтырылатын қазаншұңқырдың жалпақталуының пішіні және өлшемдері, алдыңғысының түрі, көлемі және үлесінің саны;

- ТҚІ-тардың табаны астындағы негіздіктің нығыздалған топырағының табиғи және деформациялық-беріктік сипаттамалары;

- топырақтың ылғалдылығын үйлесімдіге жеткізуге арналған қажетті ылғалды топырақтың үйлесімділігі, судың көлемі;

- ТҚІ-тарды орнатудың өндірістік процесінің техникалық-экономикалық көрсеткіштері;

- құрылыстық өндірістің технологиялық ерекшеліктері, қауіпсіздік техникасы және еңбекті қорғау талаптары, эргономикалық және экологиялық көрсеткіштер, жұмыстарды бақылау және қабылдау ережелері.

2.2 Құрылыс ісінде ТҚІ-тарды пайдалану жөніндегі практикалық тәжірибесіне қатысты алғанда, топырақтық жағдайлардың ұқсастықтары жоқ аумақтарда тұрғызылған ерекше жауапты объектілер үшін бар ғимараттар мен имараттардың іргетастарының шөгуіне арналған мұқият дайындалған геодезиялық бақылаулар ұйымдастырылуы тиіс.

2.3 ТҚІ-тар қаңқалы ғимараттар және имараттар үшін көтергіш құрылымдарды, ұстындарды және тіреулерді орналастыру жайғасымынан шыға отырып, [10, 11] сәйкес жобаланады. Қаңқасыз объектілерді жобалау іргетастарды көтергіш қабырғалардың осьтері бойынша және олардың қиылысу орындарындағы орналастыру қажеттілігін ескере отырып жүргізіледі. Бұл ретте іргетастардың аралық қашықтықтығын мынадай параметрлерді ескеріп белгілеу керек:

- ТҚІ-тарға арналған жүктемелер;

- көтергіш құрылымдарды орналастыру конфигурациясы және басқа ерекшеліктері;

- шығынқы іргелік қабаттың панелдерінің және техникалық еденастылының ұзындығы және

беріктігінің, қаттылығының және деформалдығының көрсеткіштері;

- ТҚІ-дың аралығындағы рұқсат етілетін минимальды қашықтық.

Ұзын қабырғаларды 2.1-суретте көрсетілгендей қысқалармен қиылыстыру кезінде, егер қысқа учаскенің ұзындығы 1,5 м-ден аспаса, онда осы орында бір ортақ іргетасты орнату ұсынылады.

Көрші іргетастардың аралығындағы a_{min} минимальды рұқсат етілетін қашықтық ұқсас геологиялық шарттарда ТҚІ-ды орнатудың деректері бойынша немесе ҚР ҚН 5.01-07-2002 [10] сәйкес жүргізілген тәжірибелі жұмыстардың нәтижелері бойынша анықталады.

ТҚІ-ұқсастықтар және тәжірибелік деректер жөнінде ақпарат болмаған кезде, a_{min} шамасын мыналарға тең етіп қабылдау ұсынылады:

- $3^{b_{\text{ж}}}$ (осьтерде) –мұнда $b_{\text{ж}}$ -іргетастың ені, қазаншұңқырдың $0,5^{a_{\text{ж}}}$ тереңдігіндегі тиісті еніне тең ($a_{\text{ж}}$ - қазаншұңқырды таптау тереңдігіне тең ТҚІ-дың биіктігі);

- $2^{b_{\text{ж}}}$ (үстіңгі бет аралықта) –негіздік жалпақталмай орындалған жеке тұрған іргетастарға арналған;

- $0,8^{b_{\text{ж}}}$ (үстіңгі бет аралықта) – қазаншұңқырларды таптау және бетондау бір кезеңде орындауға арналған үзілмелі іргетастарды құрылғылау кезінде қолданылатын ТҚІ-тарға арналған;

- $0,5^{b_{\text{ж}}}$ (үстіңгі бет аралықта) – қазаншұңқырларды таптау және бетондау екі кезеңде орындауға арналған үзілмелі іргетастарды құрылғылау кезінде қолданылатын ТҚІ-тарға арналған;

Қазаншұңқырлар қатты материалмен тапталған ТҚІ-тарды орнату кезіндегі минимальды рұқсат берілетін қашықтықты $a_{\text{жін}} 1,5^{b_{\text{ж}}}$ -ке (осьтерде) тең етіп қабылдау ұсынылады.

2.4 2.2-суретте көрсетілгендей, көтергіш құрылымдардың деформациялық жіктері орналасқан орындарда ортақ жұпталған немесе бөлек ТҚІ-тар құрылғыланады.

2.5 Ұстындардың тіреулік бөліктерінің жеке тұрған және шоғырлы ТҚІ-тармен түйіндесуі стақандар, анкерлік бұрандамалар және тақталар арқылы жүзеге асырылады. Іргетастық арқалық тіректері болса, бұл үшін ұяларды немесе кемерлерді пайдаланумен ТҚІ-тың үстіңгі бөлігінде тікелей жүргізіледі.

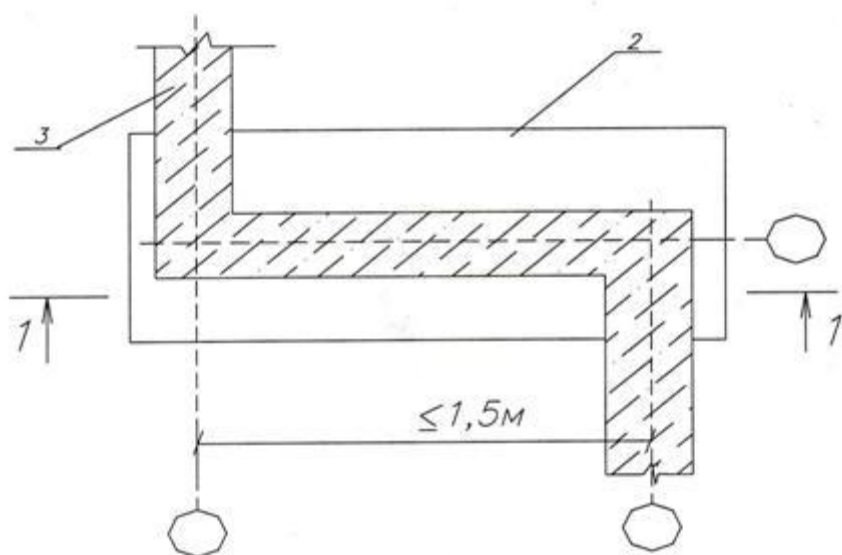
2.6 Таспалы үзілмелі типті ТҚІ-тарды қолдану кезінде олардың жерасты бөлігіне мыналар енгізілуі тиіс:

- кірпіштік және іріблоқты объектілер үшін – іргетастардың үстіңгі бетіне төселген құрастырмалы бетон блоктар немесе ТҚІ-дағы ұялардың немесе кемерлердің көмегі арқылы жинақталған темірбетон маңдайшалар (арқалықтар);

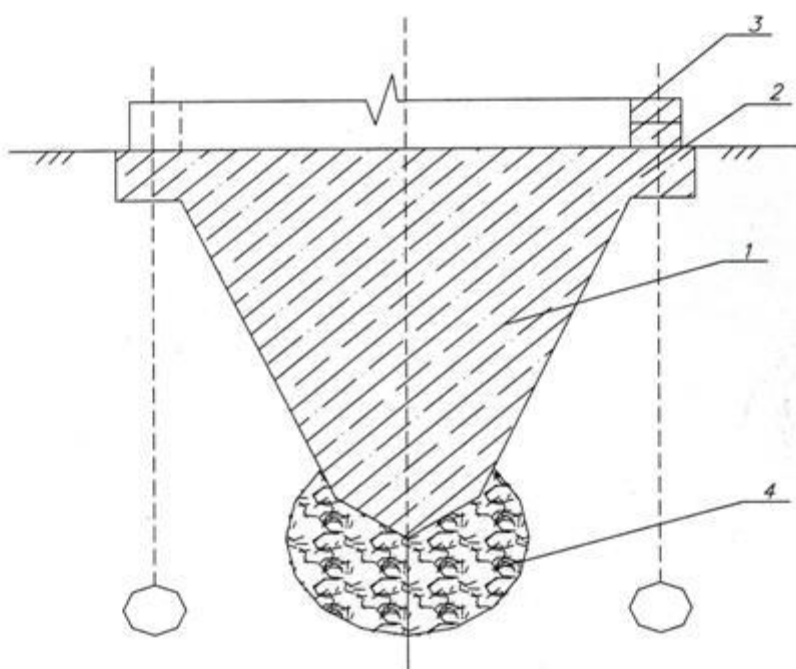
- ірі панельді ғимараттар үшін – тікелей іргетастардың бетінің үстіңгі жағына орналасқан шығыңқы іргелік панелдер немесе техникалық еденастылық панелдер;

- жоғары орналасқан темірбетонды топтаманы құрылғылау жағдайында оны және тіреулерін іргетастық стақандарда бітейді.

2.7 Тұтас таспалық және арқалық ТҚІ-тарды пайдалану ғимараттардың немесе имараттардың көтергіш құрылымдарының тікелей іргетастарға, топтамаларға немесе құрастырмалы блоктарға тірелуімен байланысты.

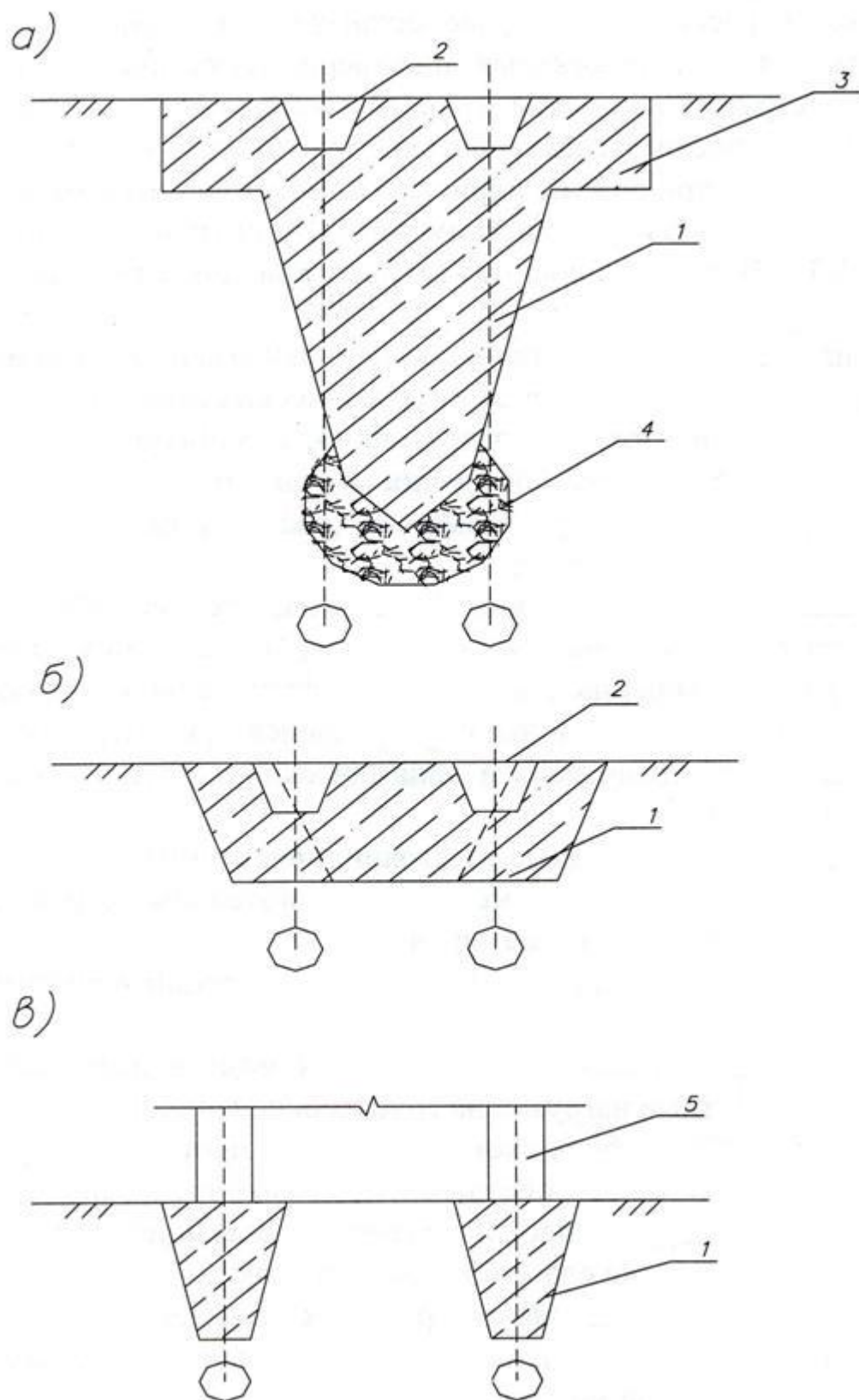


1-1



1 - іргетас; 2 - топтама; 3 - қабырға; 4 - қатты материалдан жасалған жалпақтау

2.1-сурет – Қиылысқан қабырғалардағы тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастар сұлбасы



2.2-сурет – Тапталған қазаншұңқырлардағы жалпы (а),
қосарланған (б) және жеке (в) іргетастардың сұлбалары
1 - іргетас; 2 - стақан; 3 - топтама; 4 - қатты материалдан жасалған жалпақтау;
5 - қабырға

3 ЖОБАЛАУ

3.1 Осы нормативтік құжатта жеке тұрған ТҚІ-тардың көтеруші қабілеттілігін есептеу әдістерін сипаттау жүргізіледі. Бұл ретте белгілі әдістерден айырмашылығы сонда, Қазақстан аумағындағы шектеулі-рұқсаттық деформациялардың тиісті нормативтік көрсеткіштерімен салыстырылған топырақтық жағдайларға бағытталған жобаланатын іргетастарға арналған табиғи жүктемелердің неғұрлым толық есебі ұсынылады.

3.2 ТҚІ-ды жобалауға арналған бастапқы деректер ретінде мыналар қызмет атқарады:

- ғимараттардың және имараттардың іргетастарға арналған жүктемелер анықталған жайғасымдары және кесінділері, объектінің жергілікті жерге жайғасымы және биіктігі бойынша байламы, көліктік және инженерлік коммуникацияларын орналастыру сұлбасы;

- стратиграфикалық кесінділер және бағандар, топырақтардың құрылымдық-механикалық және физикалық-химиялық сипаттамалары, олардың шөкпелілігі және қысылушылығы, беріктігі, кеуектілігі, суға қаныққандылығы, топырақтық жағдайлардың типі, топырақтық сулардың бар болуы және нақтылы параметрлері және басқалар жөніндегі деректер кіретін инженерлік-техникалық ізденістердің жобаалдылық материалдары.

3.3 ТҚІ бойынша жобалық-техникалық құжаттамалар құрамына:

- 1) іргетастардың астындағы қазаншұңқырларды барлық негізгі геометриялық өлшемдерді және геодезиялық белгілерді көрсетумен дайындау жоспарын;

- 2) қазаншұңқырларды таптауға арналған машиналардың, механизмдердің және жабдықтардың сипаттамасын және санын, соның ішінде таптаудың өндірістік-техникалық параметрлерін (өлшемдерін, пішіндерін, тастау биіктігін, соққының жиілігін және басқаларын);

- 3) қазаншұңқырларды таптау процесін үйлестіру үшін ұсынылатын топырақтардың ылғалдылық дәрежесі жөніндегі деректерді, ал қажет кезінде топырақтардың нақты ылғалдылығының төмендетілуі немесе жоғарылатуы жөніндегі есептердің нәтижелерін;

- 4) соққылы жабдықтардың динамикалық және статикалық сипаттамаларынан шыға отырып, қазаншұңқырларды таптау кезінде пайда болатын нығыздалған аймақтың есебін;

- 5) ТҚІ-дың арасындағы минимальды жол берілетін қашықтық;

- 6) негізгі және қосымша құрылыстық құрылымдарына, бұйымдарына, элеменеттері мен материалдарына арналған спецификацияны;

- 7) қазаншұңқырдың түбінде тапталуға жататын қатты материалдың үлесінің жалпақтау өлшемдерін, көлемін және санын;

- 8) нығыздалған топырақтардың беріктік сипаттамаларының және деформацияларының модулі есебін, негізділіктің топырақтарына және іргетастарға арналған жобалық жүктемелерді;

- 9) жұмыстарды ТҚІ-ды құрылылауға арналған технологиялық карталармен жүргізу бағдарламасының операция сайынғылық блок-сұлбасын, құрылыстың процесі бойынша ерекше талаптарды, өндірістік операциялар мониторингісін, еңбекті қорғау және қауіпсіздік техникасын, сондай-ақ тапсырыс берушіге объектіні тапсыруды;

- 10) осы жергілікті орын үшін ұқсас объектілер бойынша тәжірибелік деректер болмаған жағдайда қажетті бақылау статикалық және динамикалық сынауларын жүргізу бағдарламасын енгізу керек.

3.4 Ғимараттардың немесе имараттардың іргетастарына арналған қазаншұңқырларды дайындау ТҚІ жобалық параметрлерін есептеудің бастапқы дерегі болып саналатын нөлдік белгісіне дейін жүргізіледі. Құрылыстың алаңын вертикальды жайғасымдау бір деңгейде немесе объектінің құрылымдық ерекшеліктерімен сәйкес бірнеше кермелермен орындалады. Осы кезеңде дайындалатын алаңнан топырақтың өсімдік қабаты және салмағы бойынша 0,05-тен артық өсімдік қалдықтарынан құралған

үйінді материал тұтасымен алынып тасталынады. Топырақтың өсімдік және үйінді қабаттарының артық қалыңдығы кезінде, сондай-ақ жер бетінің айтарлықтай еңісінде жайғасымдау себумен және құрылыстың осы жағдайына үйлесімді ылғалдылық иеленген балшық материалды тегістеумен аяқталады. Әрі қарай себілген топырақтарды қаңқаның $1,55 - 1,6 \text{ т/м}^3$ тығыздығына дейін бульдозерлермен және тракторлармен таптаумен нығыздау жүргізіледі. Егер нығыздау әрі қарай жүргізілсе, онда қазаншұңқырларды таптаудың тиімділігі төмендейді.

3.5 3.4 т. сәйкес орындалған себудің қалыңдығы h_r мына формула бойынша есептелген оның шамасынан аспауы тиіс:

$$h_r = d_p + 1,5b_m + h_{br}, \text{ м}, \quad (3.1)$$

мұнда d_p - қазаншұңқырларды таптау тереңдігі, м;

b_m - тапталған қазаншұңқырдың оның қимасының орташа тереңді бойынша ені, м;

h_{br} - қазаншұңқырдың түбінде қатты материалмен таптау жолымен жүргізілген жалпақтаудың қалыңдығы, м.

Жалпақтау аймағындағы топырақтың нығыздалу коэффициенті 0,95-тен кем болмауы тиіс. Себу үшін пайдаланылатын тұзқұрамды топырақтар 0,5%-тен асырылып ұсынылмайды.

3.6 Бағанды ТҚІ-тарды қазаншұңқырларды кермелеп бетондау жолымен қаптамаларды ұстындарды және іргетастық арқалықтарды тіреу үшін қызмет ететін тек стақандар немесе элементтер үшін құрылғылау арқылы тұтасқұймалы етіп жобалау керек. Кірпіш және блок қабырғалар ТҚІ-тармен таспалы типтегі тұтасқұймалы топтамалардың көмегі арқылы, сондай-ақ іргетасты арқалықтармен қосылады.

3.7 ТҚІ аралығы үстінің бет аралығының 2 м-ден артық минимальды қашықтығы $a_{\min}$ кезінде іргетастарды жеке тұрғандар ретінде, ал 2 м-ден кемдерін - таспалы үзілмелі ретінде қарастыру керек. Өйткені іргетастардың (центрлердің арасындағы қашықтық) қадамын таңдау негіздіктің топырағын қазаншұңқырларды вертикаль және горизонталь таптау кезінде ауыстырушылыққа негізделген, бұл мыналарға:

- қазаншұңқырлардың тереңдігіне;
- қазаншұңқырдың түбінде тапталған қатты материалдың түрі, құрамы және көлеміне;
- топырақтың қаңқасының тығыздығына;
- топырақтардың ылғалдылығына;
- соққылы жабдықтардың (таптаудың өлшемдері, пішіндері және массасы, тастаудың биіктігі және сол сияқтылар) өндірістік-техникалық сипаттамаларына тәуелділікте болады.

Құрылыстың жаңа объектілерін жеткіліктісіз зерттелген және игерілмеген аумақтарда игерудің алдында, тәжірибелік полигонда зертханалық және пилоттық сынаулармен қатар, осы түрөзгертушіліктің ТҚІ-тарын тұрғызудың іргетастар арасындағы минимальды жол берілетін қашықтықтарға бағдарлау арқылы толық өндірістік циклы жасалуға тиіс.

3.8 Тәжірибелік деректер жоқ болса, ТҚІ үстінің бет аралығы бағдарлы минимальды қашықтығын $a_{\min}$ үзілмелі таспалар үшін $(0,8 - 1,2) b_m$ -ға, ал жеке тұрғандарды - $2 b_m$ - ға тең етіп қабылдау керек. Жалпақтау негізі бар $a_{\min}$ ТҚІ үшін осьтерде $3 b_m$ -тен аспауы тиіс.

3.9 Тапталған қазаншұңқырлардың минимальды тереңдігін қайта төкпені ескеріп, ҚР ҚН 5.01-06-2002 [10]-ге сәйкес ТҚІ-тарды төсеу тереңдігінің есебінен және олардың каналдармен, туннельдермен, шұңқыршалармен, науалармен, қораптармен және басқа инженерлік коммуникация элементтерімен байланыстарынан шыға отырып белгілеу қажет. Соңғыларын қазаншұңқырлардан бет аралығы- $b_{\text{ж}}$ -нен кем емес қашықтықта төсеу кезінде іргетастарды таптау тереңдігі олардың үлкен төселу тереңдігінен белгіленеді.

3.10 Таптаудың пішінін, массасын және өлшемдерін ТҚІ-дың параметрлерінің есебіне, топырақтық жағдайларға және механизмнің базалық мүмкіндіктеріне тәуелділікте таңдайды. Таптау жайғасымында конустық бұрышы 45-тен 90°-қа дейін құрайтын жазық немесе өткір ұшталған төменгі бөлігі бар квадратты, тікбұрышты, дөңгелек, алты- немесе сегізбұрышты пішін иелене алады. Таптау ұзындығы қазаншұңқырдың таптау тереңдігінен 10-20 см-ге артуы тиіс. Оның массасы, меншікті статикалық қысымы 0,05 мПа-дан кем емес мөлшерді құрайтындай жағдайдан шыға отырып белгіленеді. Таптаудың тастау биіктігі жобаланатын ТҚІ-дың ерекшеліктеріне байланысты 3-тен 12 м-ге дейін қабылданады.

Қазаншұңқырларды құрылылау үшін қажет таптау соққыларының саны n бағдарлы түрде мына формула бойынша анықталады:

$$n = \frac{d_p}{\eta \cdot \Delta} \quad (3.2)$$

мұнда η - үйлесімді тығыздығы және ылғалдылығы 0,7 - 1,5-ке тең топырақтар үшін қабылданатын коэффициент;

Δ - қазаншұңқырды тереңдетудің, таптаудың бір соққысындағы олардың түрөзгертушілігін төменгі жағынан 0,15 м, ал жазық соққылы бөлігінен 0,1 м ұштау арқылы құрайтын орташа шамасы.

Қатты материалмен толтырылған қазаншұңқырды жалпақтап таптауға арналған таптаудың соққыларының шамалық саны n' топырақтың ылғалдану жағдайында мынаны құрайды:

$$n' = 1,5 \frac{h_{br}}{\eta \cdot \Delta}, \quad (3.3)$$

мұнда h_{br} - қатты материалдан жасалған жалпақтаудың қалыңдығы, м.

3.11 Қазаншұңқырларды таптауды топырақтардың ылғалдылығы үйлесімділікке жақын, яғни одан $\pm 0,02$ -тен артық емес ауытқу кезінде жүргізу ұсынылады.

Топырақтардың үйлесімді ылғалдылығы W_0 мына формула бойынша шамамен табылады:

$$W_0 = W_p - (0,01 \dots 0,03), \quad (3.4)$$

мұнда W_p - жайылу шекарасындағы топырақтың ылғалдылығы.

Топырақтардың үйлесімді ылғалдылығына қол жеткізу үшін талап етілетін судың қажетті көлемі V ,:

$$V = 1,2 [\rho_d (W_{sat} - W) / \rho_w] V_w, \text{ м}^3, \quad (3.5)$$

мұнда ρ_d - құрғақ жағдайдағы топырақтың тығыздығының ылғалдану аймақтарының шектеріндегі орташа мәні, т/м³;

W_{sat} - топырақтың толық ылғалсыйымдылығы;

V_w - ТҚІ-ды құрылыс жөніндегі тәжірибелік жұмыстардың немесе топырақтардың ылғалдану тәжірибесі нәтижелері бойынша анықталатын топырақтың ылғалдану аймағының көлемі, м³;

ρ_w - судың тығыздығы, т/м³.

тәжірибелік жұмыстардың немесе топырақтардың ылғалдану тәжірибесі нәтижелері жоқ болса, ылғалдану аймағының көлемін мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$V_w = H_s \cdot A_s, \text{ м}^3, \quad (3.6)$$

мұнда H_s - қазаншұңқырларды таптау бетінен оның астындағы нығыздалған аймақтың төменгі шекарасына дейінгі қашықтық, м;

A_s - нығыздалған аймақтың көлденең қимасының алаңы, м²

4 ТҚІ-ДЫҢ ТҮРӨЗГЕРТУЛЕРІН ЖӘНЕ ОЛАРДЫҢ НЕГІЗДІКТЕРІН ЕСЕПТЕУ

4.1 Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастардың және олардың негіздіктерінің жобалық параметрлерін анықтау ҚР ҚН 5.01-06-2002 [12] сәйкес мынадай екі шектеулі жағдай бойынша жүргізіледі:

- бірінші түрөзгертушіліктер үшін (қатты материалды таптаусыз) – іргетастардың және топтамалардың бетонының беріктігі, негіздік топырақтарының көтергіш қабілеттілігі жерастылық құрылымның орнықтылығы бойынша;

- екінші түрөзгертушіліктер үшін (қазаншұңқырдың түбінде қатты материалды таптаумен) – іргетастардың крені және негіздіктің шөгудері бойынша.

4.2 ТҚІ-ды жобалау кезінде есептелуге жататын табиғи жүктемелер және әсерлер, сенімділік және жүктемелердің үйлестіру коэффициенттерін ҚНжЕ 2.01.07-85* [3] ұсыныстарына сәйкес анықтайды.

4.3 ТҚІ-тарды және олардың негіздіктерін жобалау ҚНжЕ 2.03.01-84* [4] және ҚР ҚНжЕ 5.01-01-2002 [8] талаптарына сәйкес қабылданған топырақтардың және іргетастардың материалдарының табиғи сипаттамаларының анықтамалық мәнін есепке ала отырып орындалады. Дәл осындай ТҚІ-нің топырақтарының және іргетастарының материалдарының беріктігі бойынша есептерге де тиесілі.

4.4 ТҚІ-ды жобалау кезінде негіздіктің топырақтарының көтеруші қабілеттілігі бойынша мыналар бойынша есептердің орындалуы қажет:

- вертикальды жүктемелердің іргетастарға және негіздігіне әрекет ету;

- оларға горизонтальды жүктемелеріне және иілуші моменттеріне әрекет ету.

Бірінші жағдайда есептер мына жағдайдан шыға отырып орындалады:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_g}, \text{ кН}, \quad (4.1)$$

мұнда N - іргетасқа берілетін есептік вертикальды жүктеме, кН;

F_d - негіздіктің топырағының жобалық көтеруші қабілеті, яғни алаңдық сынаулардың есептерімен немесе нәтижелері бойынша анықталатын вертикальды жүктемелер әрекеті кезіндегі ТҚІ-дың көтеруші қабілеті, кН;

γ_g - негіздіктің топырақтарына арналған мыналарға тең алынған сенімділік коэффициенті:

- 1 – алаңдық сынаулардың нәтижелерін пайдалану кезінде;
- 1,4 – есептердің негізіндегі іргетастың көтеруші қабілеттілігін анықтау кезінде.

4.5 ТҚІ-ды негіздіктің топырақтарының көтеруші қабілеті бойынша горизонтальды жүктемелер, қималардың иілімдік моменттері және көлденең күштер кезінде мына жағдайдан шыға отырып жобалау жүргізу керек:

$$Q' \leq F_h, \quad (4.2)$$

мұнда Q' - іргетасқа арналған келтірілген горизонтальды жүктеме есебі, кН;

F_h - Негізділік топырақтарының онан әрі қарай ТҚІ-дың көтергіш қабілеттілігі деп аталатын және ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002 [11] және ҚР ҚН 5.01-06-2002 [10] ұсыныстарына сәйкес анықталатын есептік көтеруші қабілеттілігі, кН.

Іргетасқа арналған Q' келтірілген есептік жүктемесін мына өрнектен табады:

$$Q' = \sum Q + \frac{\sum M}{d_f}, \text{ кН}, \quad (4.3)$$

мұнда $\sum Q$ - қарастырылған осьтері бойынша қолданыстағы іргетасқа арналған горизонтальды күштер қосындысы, кН;

$\sum M$ - іргетастық құрылымның үстіңгі қимасының ауырлық центріне қатысты алғанда, қарастырылған осьтер бойынша іргетастың қималарына төселген күштердің иілімділік моменттерінің қосындысы, кНм;

d_f - іргетастың қазаншұңқырларды таптау тереңдігіне оның ұшталған бөлігінің тереңдігін есептемегендегі тең биіктігі, м.

4.6 ТҚІ-ды және олардың негіздіктерін орнықтылыққа тексеру ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002 [8] талаптарымен сәйкес жүргізіледі.

Мұндай есептер мынандай жағдайларда орындалады:

- іргетастар құламаларда немесе оларға жақын орналасқанда;
- іргетастарға әсер етуші келтірілген горизонтальды жүктемелер вертикалдылардан

артқанда $Q' > N$.

4.7 ТҚІ-ды және олардың негіздіктерін шөгу нәтижесінде пайда болатын деформациялар және крен бойынша есептеу мынандай жағдайлардан шыға отырып орындалады:

$$S \leq S_u, \quad (4.4)$$

$$S + S_{sl} \leq S_u, \quad (4.5)$$

$$i \leq i_u, \quad (4.6)$$

мұнда S - іргетастың және негіздіктің бірлескен шөгуі, м;

S'_u - іргетастың және негіздіктің бірлескен шөгуінің шекті жол берілетін мәні, м;

S'_{sl} - топырақтың негіздігінің шөкпесі, м;

i - ТҚІ-дың крені, град.;

i_u - іргетастың шекті жол берілетін мәні, град.

4.8 Горизонтальды ауыстырудың жол берілетін шекті мәнінің u_u және ТҚІ-дың бұрылыстың бұрыштарының φ'_u есептерін мына шарттарды тексеруге арналып жүргізілуі керек:

$$u_p \leq u_u, \quad (4.7)$$

$$\varphi'_p \leq \varphi'_u, \quad (4.8)$$

мұнда u_p , φ'_p - алаңдық сынаулардың нәтижелері бойынша анықталатын горизонтальды ауыстыру және іргетастың үстіңгі бөлігінің бұрылысының бұрышы, м, град.

4.9 ТҚІ-дың деформациялары және оның негіздіктерінің есептерін топырақтардың қысылған қалыңдығының тереңдігінің H_c шамасымен шартты шектеумен сызықтық-деформацияланған жартылайжазықтықтың графикалық сұлбаларын қолдану арқылы орындау ұсынылады. Бұл ретте ТҚІ-дың астындағы негіздіктің топырақтары нығыздалған топырақтан және жалпы қалыңдығы H нығыздалмаған топырақтан тұратын шартты екі қабатты аймақ түрінде қарастырылады:

$$H = H_c - h_s, \quad (4.9)$$

$$H = H_c - h'_s, \quad (4.10)$$

мұнда h_s - жалпақтаусыз негіздіксіз іргетастың астындағы топырақтың нығыздалған аймағының қалыңдығы, м;

h'_s - жалпақтау негіздігімен іргетастың астындағы сондай, м.

ТҚІ-дың және олардың негіздіктерінің деформациялары қатты материалды себүді пайдаланумен орындалған топырақтың нығыздалған аймағының және қазаншұңқырлардың төменгі бөлігінің жалпақтауының өлшемдері ескеріліп анықталады. Топырақтың нығыздалған аймағының және жалпақтауының пішіндері және өлшемдері ҚР ҚН 5.01-07-2002 [11] ұсыныстарымен сәйкес жүргізілетін тәжірибелі жұмыстардың нәтижелері бойынша табылады.

4.10 Жалпақталмаған негіздіксіз ТҚІ-тар үшін топырақтың нығыздалған аймағының жазық пішіні вертикальды қимада эллипс түрінде қабылданады, ал оның параметрлері 4.1-кесте бойынша белгіленеді (1.1-суреттегі іргетастың сұлбасын қараңыз).

4.1-кесте

Іргетастың түрі	Іргетастың төменгі бөлігінің конустық бұрышы,	Топырақтың нығыздалған аймағының өлшемдері	
		қалыңдығы, h_s , м	диаметр, d_s , м

	град.		
Жазық төменгі бөлігі бар	-	$1,5^{b_{ж}}$	$2^{b_{ж}}$
Ұшталған төменгі бөлігі бар	45°	$0,7^{b_{ж}}$	$1,4^{b_{ж}}$
	60°	$b_{ж}$	$1,6^{b_{ж}}$
	90°	$1,3^{b_{ж}}$	$1,8^{b_{ж}}$

4.11 Жалпақтауы бар, қазаншұңқырдың түбіне қатты материалды батыру жолымен орындалған ұзартылған ТҚІ-тар үшін горизонтальды жазықтықтағы жалпақтау пішіні дөңгелек немесе эллипс түрінде қабылданады. Осы іргетастардың есебі бойынша ұсыныстар 4.2-4.4-кестелерінде көрсетілген.

4.2-кесте

Негіздіктің топырақтарының сипаттамасы			Қазаншұңқырдың сипаттамасы		
топырақтардың түрлері	кұрғақ күйдегі тығыздық, ρ_d , т/м ³	ылғалдылық дәрежесі, W	жалпақтаудың пішіні	h_{dr}/r_{dr} көрсеткіші	жалпақтау пішінінің коэффициенті, k_{dr}
Құмды	$\geq 1,5$	-	Дөңгелек	1,0	0,62
Балшықты	$\geq 1,6$	< 0,7			
Балшықты	$\geq 1,7$	> 0,7			
Құмды	< 1,5	-	Эллипс	1,4	0,55
Балшықты	< 1,6	< 0,7			
Балшықты	от 1,5 до 1,7	$\geq 0,7$		1,8	0,51
Балшықты	1,5	> 0,7			

4.3-кесте

Нығыздалған аймақтың шектеулеріндегі суық күйдегі топырақтың тығыздығы, $\rho_{d,s}$, т/м ³	Түзету коэффициенті η_p								
	Нығыздауға дейінгі суық жағдайдағы топырақтың тығыздығы, ρ_d , т/м ³								
	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,55	1,6	
1,6	1,57	1,66	1,76	1,9	2,1	2,4	3,02	-	
1,65	1,52	1,6	1,68	1,78	1,92	2,11	2,42	3,24	
1,7	1,48	1,54	1,61	1,69	1,8	1,94	2,13	2,57	
1,75	1,44	1,49	1,55	1,62	1,71	1,82	1,96	2,07	
1,8	1,41	1,45	1,51	1,57	1,64	1,73	1,83	1,98	
1,85	1,38	1,42	1,47	1,52	1,58	1,65	1,74	1,85	

ρ_d және $\rho_{d,s}$ аралық мәндеріне арналған коэффициенттің шамасы η_p интерполяциямен табылады.

$h_{\partial r}$ және $r_{\partial r}$ параметрлері - жалпақтадың қалыңдығы және радиусы 1.1-суретте көрсетілген. 4.2-кестеде келтірілген деректерді ұшталған төменгі бөлігі барТҚІ-тарды жобалау кезінде пайдалану керек.

Қазаншұңқырдың түбіне қатты материалды таптау жолымен орындалған жалпақтаудың радиусы мына формула бойынша анықталады:

$$r_{\partial r} = k_{\partial r} \sqrt[3]{V_{\sigma}}, \quad \text{м,} \quad (4.11)$$

мұнда $k_{\partial r}$ - 4.2-кестедегі деректер бойынша қабылданатын қазаншұңқырдың жалпақтау пішінінің коэффициенті;

V_{σ} - қазаншұңқырдың түбіне тапталған қатты материалдың көлемі, м³.

$k_{\partial r}$ коэффициенті ТҚІ-ды жобалау кезінде, егер кеңею орталығы қазаншұңқырдың ұшталған бөлігінің төменгі белгісінен $0,5^{h_2}$ қашықтықта болса, пайдаланылады, мұндағы h_2 бұл осы бөліктің тереңдігі.

Егер (4.11) формуласы бойынша есептелген $r_{\partial r}$ шамасы $0,5b$ -тен артық болса (b - төменнен таптаудың ені), онда мына өрнекті басшылыққа алу керек:

$$r_{\partial r} \leq 0,5b \quad (4.12)$$

Қазаншұңқырдың жалпақтау тереңдігі $h_{\partial r}$ белгілі радиус $r_{\partial r}$ кезінде 4.2-кестенің деректерінен шыға отырып белгіленеді.

Топырақтың нығыздалған аймағының радиусы r_s мына формула бойынша анықталады:

$$r_s = r_{\partial r} \eta_p, \quad \text{м,} \quad (4.13)$$

мұнда η_p - 4.3-кесте бойынша қабылданған коэффициент.

Топырақтың нығыздалған аймағының қалыңдығы h'_s жалпақтаудың төменгі жағынан нығыздалған аймақтың төменгі шекарасына дейінгі қашықтығы ретінде мынаны құрайды:

$$h'_s = r_s - r_{\partial r}, \quad \text{м.} \quad (4.14)$$

4.12 Жалпақтаусыз терең емес төселген ТҚІ-дың және олардың негіздіктерінің деформацияларын жағдайдан шыға отырып есептелуі тиіс:

$$P_{\max} \leq 1,2R \quad (4.15)$$

$$P_{\min} > P_0 \quad (4.16)$$

мұнда P_{max} және P_{min} - іргетастың табаны астындағы жиектік қысымдар, кПа;
 R - негіздіктің топырағының кедергісін есептеу, кПа;
 P_0 - 100 кПа-ға тең қысым.

Іргетастардың табаны астындағы жиектік қысымның көрсеткіштері мына формула бойынша анықталады:

$$P_{max, min} = \frac{N + G}{A_m + \frac{\sum M - 0,5P_k \cdot b_m \cdot d_p^2}{W}}, \quad \text{кПа}, \quad (4.17)$$

мұнда N - іргетасқа берілетін есептік вертикальды жүктеме, кН;
 G - іргетастың салмағы, кН;
 A_m - ТҚІ-дың $0,5 d_p$, м² тереңдіктегі көлденең қимасының ауданы;
 $\sum M$ - іргетастың табанына қатысты алғандағы күштердің иілімдік моменттерінің қосындысы, кНм;
 P_k - топырақтың ТҚІ-дың бойының бүйірлік бетіне реактивтік қысымы, кПа;
 b_m - қазаншұңқырдың $0,5 d_p$ м тереңдігіндегі іргетастың еніне тең ені;
 d_p - қазаншұңқырдың тапталу тереңдігіне тең ТҚІ биіктігі, м;
 W - ТҚІ-дың $0,5 d_p$, кНм.тереңдіктегі көлденең қимасындағы кедергі күштерінің моменті,

Топырақтың ТҚІ тұтасқұймалылығына арналған реактивтік қысым мынаны құрайды:

$$P_k = k_k (a + b P_m) \quad \text{, кПа}, \quad (4.18)$$

мұнда k_k - іргетастың пішіндерінің мыналарға тең қабылданған коэффициенті: жайғасымында квадрат және тікбұрышты пішінді ТҚІ-тар үшін – 1; алты- және сегізқырлы – 0,75; дөңгелек пішінді – 0,65; аспалары бар – 1,05;

a, b - 60 кПа және 0,4-ті құрайтын түзету коэффициенттері;

P_m - мынаған тең іргетасқа түсетін орташа қысым:

$$\frac{P_{max} + P_{min}}{2}, \quad \text{кПа}.$$

Топырақтың қысымының реактивтік шамасын алаңдық сынаулардың нәтижелері бойынша табады.

4.13 Негіздіктің топырағының есептік кедергісін R_{R_3} және R'_{R_3} ең аз мәнді көрсеткіштері бойынша анықтайды, мұнда R_{R_3} ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002 [8] сәйкес қабылданатын нығыздалған топырақтың кедергісі, ал R'_{R_3} ТҚІ-тың табаны астындағы

нығыздалған аймаққа орналасатын топырақтың кедергісі. Төселген қабат ретінде шөкпелі топырақтар қызмет етсе, онда топырақтың нығыздалған аймағына төселетін кедергіні мына формула бойынша табады:

$$R_z' = \frac{k_{zl} \cdot P_{zl} - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zg0}}{\alpha}, \quad \text{кПа}, \quad (4.19)$$

мұнда k_{zl} - компрессионды және мөртабанды сынауларға байланысты 1,5 немесе 1,2-ге тең қабылданатын түзету коэффициенті;

P_{zl} - төселетін қабаттың топырақтарының бастапқы шөкпелі қысымы, кПа;

σ_{zg} - шатырдағы төселетін қабаттағы топырақтың меншікті салмағынан түсетін вертикальды кернеу, кПа;

σ_{zg0} - іргетастың табанының деңгейіндегі топырақтың меншікті салмағынан түсетін вертикальды кернеу, кПа;

α - ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002 [8] ұсыныстарымен қабылданатын түзету коэффициенті.

Егер ТҚІ-дың нығыздалған аймағының астына шөкпейтін топырақтар төселсе, онда есептік кедергі де R_z' (4.19) формуладағыдай анықталады, бірақ $k_{zl} \cdot P_{zl}$ туындысы орнына оған R_z көрсеткіші (топырақтың төселетін қабатының есептік кедергісі осы ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002 [11] деректері бойынша) енгізіледі. Бұл ретте бірақ R_z және R_z' кедергілері 4.4-кестеде келтірілген есептік кедергінің максимальды мәнінен артпауы тиіс екенін ескеру керек.

4.4-кесте

0,5 ^д , м қашықтықтағы іргетастың ені $b_{ж}$	Топырақтың максимальды есептік кедергісі, кПа
$b_{ж} \leq 0,8$	500
$b_{ж} \geq 1,4$	600

Аралық мәндер үшін $b_{ж}$ 0,8-ден 1,4-ке дейінгі есептік кедергілер интерполяциямен табылады.

4.14 ТҚІ-дың деформациясы және олардың шөкпелі топырақтармен төселген негіздіктерін анықтау S_y 0,8-ден кем емес кезінде олардың топырақтық ортаның толық суға қаныққан жағдайы бойынша есептелетін ылғалдылық жағдайы бойынша жүргізіледі. Суға қаныққан топырақтардың төселген қабатының деформациясының модулін бұл ретте 0-ден P_{zl} -ге дейінгі аралықта бағаланады.

4.15 ТҚІ-дың деформациясын есептеуді қазаншұңқырдың түбіне қатты материалды таптау жолымен жалпақтауды пайдалану кезінде «шартты іргетас» ретінде жүргізу керек. Бұл үшін ТҚІ-дың әрбір алаңы 4.22 формуласы бойынша есептелетін, ал биіктігі қазаншұңқырдың бетінен жалпақтаудың төменгі бөлігінің белгісіне дейінгі қашықтығына d_p ұқсас жалпақтаудың көлденең қимасының алаңына тең етіп қабылданады.

4.16 Қатты материалдан жасалған жалпақтауы бар ТҚІ-дың көтергіш қабілеттілігі қысылатын вертикаль жүктеменің әрекеті кезінде F_d келесі формулалар бойынша есептелетін үш параметрдің бірінің ең аз мәні ретінде болады:

$$F_{d1} = \gamma_c R_{cr} A, \quad (4.20)$$

кН,

$$F_{d2} = \gamma_c \left[\gamma_{cR} R_{su} A_{\partial r} + d_p u_m (f_i \gamma_{c1} + i_{\partial} E \gamma_{c2} \xi_r) \right] \quad (4.21)$$

кН,

$$F_{d3} = \gamma_c \left[\gamma_{cR} R_x A_3 + d_p u_m (f_i \gamma_{c1} + i_{\partial} E \gamma_{c2} \xi_r) \right] \quad (4.22)$$

кН,

мұнда γ_c - іргетастың жұмыс шартының 1-ге тең қабылданатын коэффициенті;

R_{cr} - малтатастар және қиыршықтастар үшін 10 МПа, ал ірі құм үшін 5 МПа-ны құрайтын жалпақтаудың қатты материалының есептік кедергісі;

A - іргетас табанының алаңы, м²;

γ_{cR} - 4.5-кестесі бойынша анықталатын нығыздалған топырақтың шартты жұмыстарының коэффициенті;

R_{su} - балшықты топырақтар үшін 4.6-кесте бойынша алынатын нығыздалған топырақтың есептік кедергісі, кПа;

$A_{\partial r}$ - қатты материалмен толтырылған жалпақтаудың көлденең қимасының алаңы:

$$A_{\partial r} = \pi \cdot r_{\partial r}^2, \quad (4.23)$$

м²,

d_p - тапталған қазаншұңқырдың тереңдігі, м;

u_m - қазаншұңқырдың $0,5 d_p$ тереңдігіндегі көлденең қимасының периметрі, м;

f_i - нығыздалған топырақтың ТҚІ-дың бүйірлік беті бойынша 4.6-кесте бойынша шаңды-балшықты топырақтар үшін алынатын есептік кедергісі, кПа;

γ_{c1} - нығыздалған топырақтың топырақтың ТҚІ-дың бүйірлік беті бойынша жұмыс шартының 0,8-ге тең алынатын коэффициенті;

i_{∂} - іргетастың бүйірлік қабырғаларының еңісі;

E - ТҚІ-дың төменгі бөлігінде төселген нығыздалмаған топырақтың, суға қаныққан жағдайда болатын топырақтың компрессиондық нәтижелері бойынша анықталатын деформацияларының модулі, кПа;

γ_{c2} - іргетастың жұмыс шартының 5-ті құрайтын коэффициенті;

ξ_r - 0,8-ге тең қабылданатын реологиялық коэффициент;

$r_{\partial r}$ - (4.11) формула бойынша анықталатын қатты материалдан орындалған жалпақтаудың радиусы, м;

A_3 - топырақтардың нығыздалған аймағының көлденең қимасының ауданын, олардың шағын өлшемдері кезінде мына өрнектен есептеу керек:

$$A_s = \pi \cdot r_s^2, \text{ м}^2;$$

r_s - нығыздау радиусі, м;

R_z - нығыздалған аймаққа төселген топырақтың есептік кедергісі, кПа.

4.5-кесте

Қазаншұңқырларды таптаудың тереңдігі, d_p , м	Нығыздалған топырақтың жұмысы шартының коэффициенті, $\gamma_{сж}$
2	1
2,5	1,2
3	1,4
3-тен артық	1,6

4.6-кесте

Қазаншұңқырды таптау бетінен і- қабатының ортасына дейінгі қашықтық d_i , м	Нығыздалған топырақтың іргетастың бүйірлік беті бойынша ағымдылық кезіндегі J_L мыналарға тең есептік кедергісі f_i кПа						
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
1	35	23	15	12	8	4	2
2	42	30	21	17	12	5	4
3	48	34	25	20	14	7	5
4	52	38	27	22	16	8	5
5	56	40	29	24	17	8	6
6	58	42	31	25	18	8	6

Шөкпелі емес топырақтар үшін R_z есептік кедергісі

ҚР ҚНЖЕ 5.01-06-2002 [10]-нің ұсыныстары бойынша, ал шөкпелі топырақтар үшін мына формула бойынша табылады:

$$R_z = k_{sl} P_{sl}, \quad \text{кН}, \quad (4.24)$$

мұнда $k_{sl} P_{sl}$ (4.19) формуласына ұқсас.

4.17 Жалпақтаусыз ТҚІ-дың көтеруші қабілеттілігі вертикальды қысылған жүктеменің әрекеті кезінде F_{d2} және F_{d3} ең аз мәндері бойынша анықталады. Мұндай іргетастың көтеруші қабілеті F_{d2} мына төмендегі талаптарды сақтау кезінде (4.21) формуласы бойынша табылады:

а) көлденең қиманың алаңы $A_{\theta y}$ іргетастың тіреу алаңымен A ауыстырылады;

б) нығыздалған топырақтың қазаншұңқырды таптау тереңдігіне байланысты

d_p 4.6-кесте бойынша қабылданатын R_{zw} есептік кедергісі;

Жалпақтаусыз іргетастың нығыздалған аймақтың көлденең қимасының алаңы A_s мына формула бойынша анықталатын (4.23) формула бойынша есептелетін көтеруші қабілеттілігі F_{d3}

$$A_3 = \pi \cdot d_3^2, \quad (4.25)$$

мұнда d_3 - нығыздалған аймақтың ені, м.

4.18 Жалпақтауы бар ТҚІ-дың көтеруші қабілеттілігі горизонтальды жүктемелердің және күштердің иілімді моменттерінің әрекеті кезінде мынаны құрайды:

$$F_k = \gamma_c \cdot P_k \cdot b_m \cdot d_I, \quad (4.26)$$

мұнда γ_c - іргетастың жұмысы шартының 0,8-ке тең қабылданатын коэффициенті;

P_k - ТҚІ-тардың бүйірлік беті бойынша топырақтың реактивті қысымы, кПа;

b_m - қазаншұңқырдың 0,5 d_3 м тереңдіктегі еніне тең іргетастың ені;

d_I - қазаншұңқырдың тереңдігіне, оның ұшталмаған бөлігін есепке алмағанда, тең іргетастың биіктігі, м.

5 ТҰЗДЫ ТОПЫРАҚТАРДА ТҚІ-ТАРДЫ ҚҰРЫЛҒЫЛАУ, ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ ЕСЕПТЕУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ

5.1 Іргетастықұрылыстық жұмыстарды дайындау

5.1.1 ПЗГ төселген аумақтардағы инженерлік-геологиялық ізденістердің жобаалдылық құрамында олар төселетін қабаттардың және тұзды топырақтардың қатпарларын толық қамтитындай (жартастық жыныстар үшін 1 м-ден кем емес және 3 м тереңдіктегі - жартасты емес жыныстар үшін) тереңдікте әрбір жобаланатын объекті бойынша барланатын ұңғымалардың үңгілеуін және шурфтарды қарастыру керек. Осындай ұңғымаларды және шурфтарды құрылғылау кезінде олардың әрбір 0,5 – 1 м тереңдігі сайын бұзылмаған құрылымның (тұтасқұймалыны) топырағының үлгілерінен таңдау жүргізіледі, содан соң алаңдық және тұрақты жағдайларда құрылымдық-механикалық және физикалық-химиялық сипаттамалары анықталады.

5.1.2 Таңдалған сынамаларда өтетін еру және сілтілену процестерін бағалау тек топырақтарды ғана емес, сондай-ақ және топырақтық суларды зерттеумен қоса жүреді. Соңғылардың жемірік дәрежесін ізденістер ауданында жобаланатын ғимараттар мен имараттардың іргетасының және басқа жерастылық бөліктерінің материалына қатысты алғанда зерттеу міндетті.

5.1.3 Тұзды топырақтардың өзіндік ерекшелігінің нақ өзі металдарға, бетондарға және құрылыстық материалдардың басқа түрлеріне қатысты алғанда, олардың жоғарылатылған тоттану белсенділігі болып табылады. Сондықтан ТҚІ-ды мұндай топырақтарда құрылғылау кезінде құрылыстық құрылымдарды топырақтық ортаның жемірлік әсерінен сенімді қорғау жөніндегі шаралар кешенін қарастыру қажет. Соңғы жылдарда Қазақстанда КарГТУ-да, алыс және таяу шетелдерде орындалған зерттеулер ПЗГ төселген және құрылысты дамытуға келешегі бар аумақтарда жобаланатын ғимараттардың және имараттардың экономикалық және экологиялық қауіпсіздік қорғауын, жоғарытиімділікті, сенімділікті қаматамасыз ететін жаңа ұрпақтардың технологиясының бай мүмкіндіктері табылды.

Мәселен, жекелей алғанда, тұзды топырақтарда ТҚІ-ды және іргетастардың басқа типтерін орнату бойынша қарастырылған салада бірегей құрылымдық шешімдер, техникалық құралдар, тәсілдер және әдістер ұсынылған.

Сондай-ақ әрі іргетастың, әрі топырақтық негіздіктің көтергіш қабілеттілігін, беріктігін, қаттылығын және ұзақ уақыттылығын қамтамасыз ететін ең жаңа технологиялар да әзірленген. Бүгінде неғұрлым көбірек таралғандар

синтетикалық материалдардан, мұнайлыбитумдау жыныстарынан, натрий силикатынан және басқа құрауыштардан және олардың қоспаларынан жасалған құбырлар, үлдірлер, қабықшалар және жабындар, салынатын және қайта құрылымданатын ғимараттардың және имараттардың жерастылық бөліктерін тиімді дренаждау жүйелері, сондай-ақ осы объектілерді олардың барлық жобалану, тұрғызылу және пайдаланылу аралығындағы өзгерісін зерттеуге және бақылауға мүмкіндік беретін қазіргі бар метрологиялық құралдар болып табылады.

5.1.4 Соңғы ұрпақтық ТҚІ-дың жобаларын игеруді жеңілдету үшін олардың келесідегідей жіктеуін енгіземіз:

- іргетастың төменгі бөлігінің жалпақтауысыз;
- жалпақтаумен;
- жалпақтаумен, қазаншұңқырдың түбінде қатты материалды таптау жолымен 5.1.3 т.-та аталған топырақтық ортаның іргетастың материалына теріс әсерін болдырмауға арналған қорғау шараларды қолданумен орындалған.

5.1.5 Қазақстандағы бірқатар объектілерде сынамадан өткізілген жалпақтаусыз орындалған ТҚІ-дың тоттануға қарсы қорғау нұсқаларының бірі дайындалған қазаншұңқырды мұнайлыбитумдалған жыныстармен, кироминеральды немесе асфальтбетонды қоспалармен толтыру берілген тереңдікке дейін қайталама таптау болып табылады. Мұнан кейін қазаншұңқырлардың арматуралық жұмыстары және бетондау жүргізіледі (5.1, а-суретті қараңыз).

5.1.6 Төменгі бөлігі жалпақталған ТҚІ-тар ұқсас құрылғыланады, бірақ қазаншұңқырдың түбінде бастапқы таптаудан кейін қазаншұңқырдың түбіне қатты материал (қиыршықтас, маптатас, құмды-малтатасты немесе бетонды қоспалар) үлестері тапталуы, осыдан кейін оқшаулаушы материалмен толтырылады (5.1.5 т. бойынша), қайтадан тапталады және бетондалады (5.1.6-суретті қараңыз).

Басқа әдіс іргетастың қабықшаларын дайындау болып табылады (5.2-суретті қараңыз). Мұндай жағдайда таптаумен дайындалған қазаншұңқырдың түбіне де белгілі тереңдікке қатты материал тапталады, содан кейін пайда болған ойықша қуысқа мұнайбитумды жыныстарды, кироминеральды немесе асфальтбетонды қоспалардың қабаты төселеді. Әрі қарай таптаудың көмегімен арматуралық қаңқаны орналастыратын іргетастың қабықшасын жасайды, содан кейін бетондық жұмыстар жүргізіледі және ТҚІ-ды салу аяқталады.

5.2 Тоттануға қарсы қорғаумен қамтамасыз етілген ТҚІ-ды салу технологиясы

5.2.1 Ғимараттардың және имараттардың іргетастарын жебірлік қатты және сұйық орталардан қорғау үшін мұнайбитумды жыныстарды (МБЖ) және кироминеральды (КМҚ) қоспаларды пайдалану қазіргі құрылыстық тәжірибеде кең таралған сайын, онда осындай әдістер осы нормативтік құжаттың 5-тарауының негізіне де алынған.

ТҚІ-дың құрылыстық технологиясының процесіне келесідегідей операциялар енгізіледі:

- 1) қазаншұңқырларды оларды салынатын аумақтардың жобалармен белгіленген учаскелерінде таптау жолымен белгілеу және әзірлеу;
- 2) дайындалған ойықшаларды қатты материалмен толтыру;
- 3) бұл материалды қазаншұңқырлардың түбіне таптау;
- 4) қазаншұңқырлардағы қайтадан пайда болған бос кеңістікті МБЖ немесе КМҚ-ымен толтыру;
- 5) оқшаулаушы материалды қазаншұңқырдың қабырғаларына және түбінде таптау;

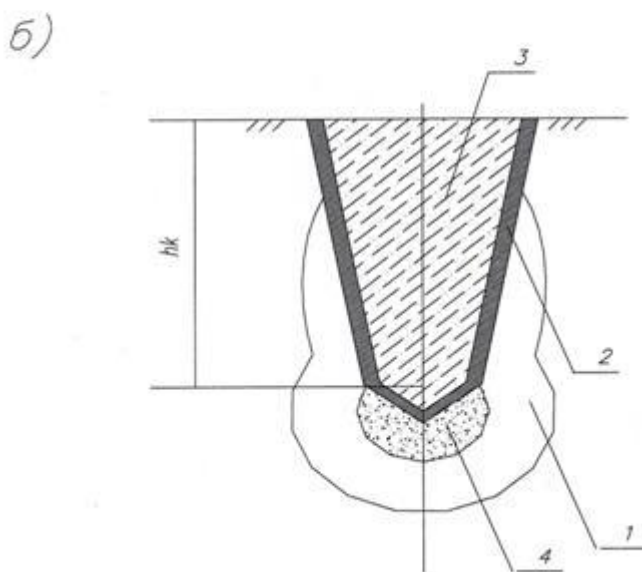
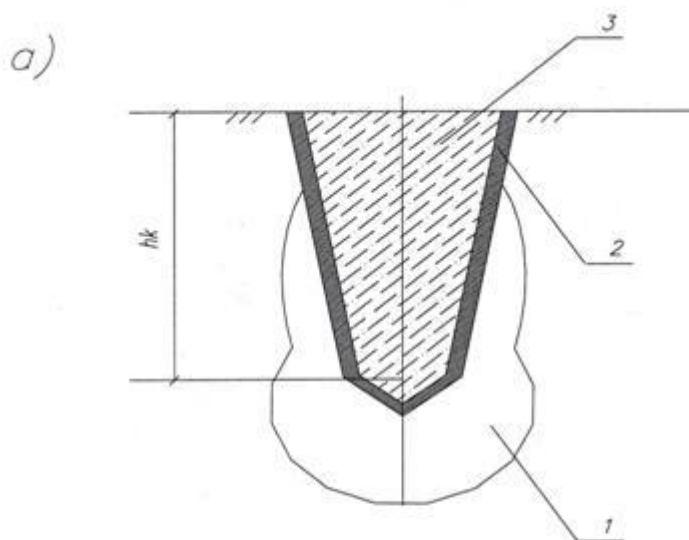
6) арматуралық қаңқаны, салмалы элементтерді жинақтау, стақандарды, кемерлерді, ойықтарды және әрі қарай басқаларын пішіндеу;

7) қазаншұңқырларды бетондау, бетондық қоспаларды нығыздау және бетонды күту;

8) іргетасқұрылыстық жұмыстардың барлық циклінің нәтижелерін көріністік және метрологиялық тексеру.

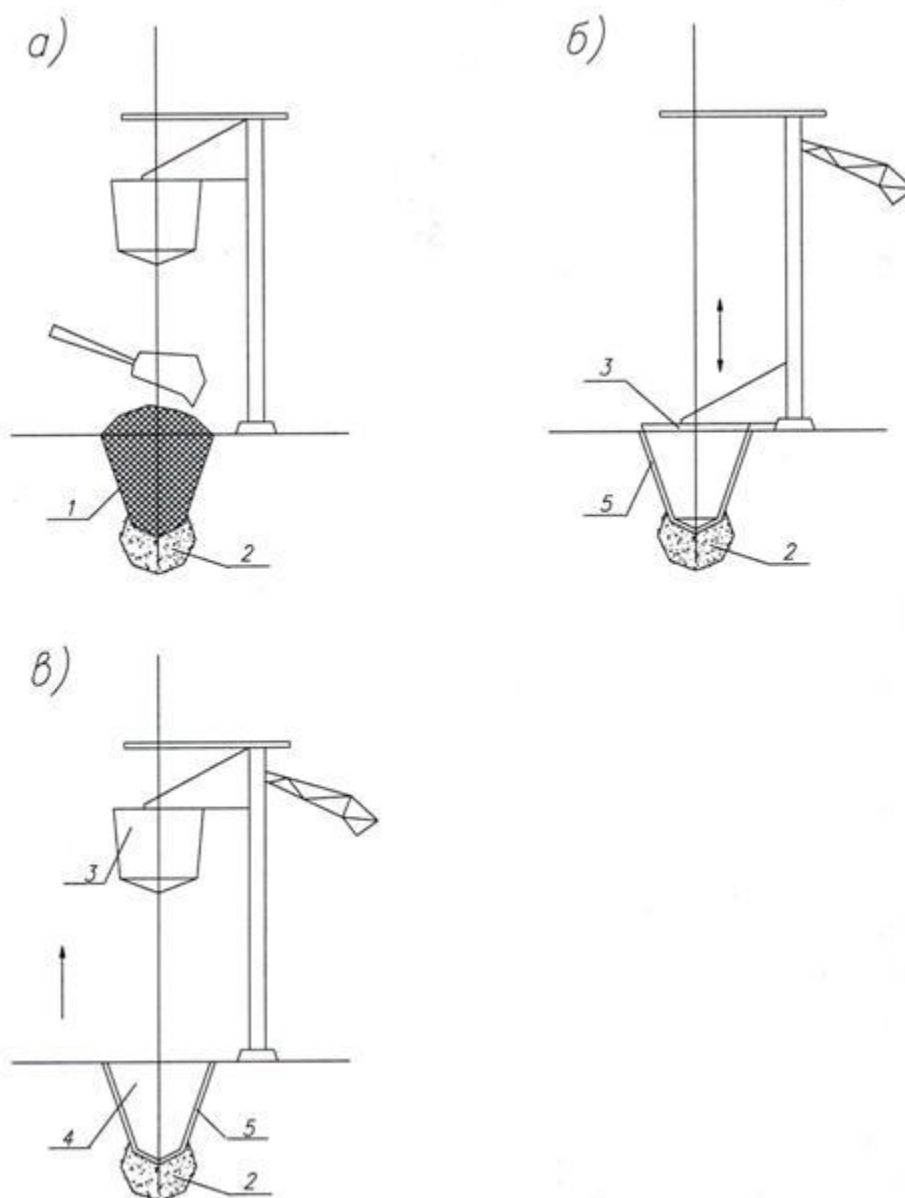
5.2.2 5.2.1 т. бойынша жалпақталмаған ТҚІ-ды құрылғылау кезінде тек қана мына операциялар орындалады: 1), 4), 5), 6), 7), 8), ал, 2) және 3) жүргізілмейді.

5.2.3 Құрастырылған іргетасты салу, сондай-ақ, 5.2.1 т. бойынша жүзеге асырылады, бірақ 4)-операциясынан кейін қазаншұңқырды оның $2/3$ көлеміндегі қиыршықтаспен толтыру бойынша қосымша жұмыстар жүргізіледі, содан кейін қалған операциялар өзгеріссіз жүргізіледі.



5.1-сурет – Тоттануға қарсы қорғау қолданылатын ТҚІ-ды салу
а) жалпақталмаған; б) жалпақталған

1-нығыздалған аймақ; 2 -тоттануға қарсы қорғау; 3 - іргетас;
4 - қатты материалдан жасалған жалпақтау.



1 - кирлер; 2 - жалпақтау; 3 - таптау; 4 -тапталған қазаншұңқыр;
5 - кирлерден жасалған қорғаныстық қабықша

5.2-сурет – Мұнайлыбитумды жыныстардан (кирлерден) жасалған қорғаныстық қабықшаларды таптау

- а) тапталған қазаншұңқырды кирлермен толтыру;
- б) кирлерді қорғаныстық қабықшаларды алғанға дейін таптаумен таптау;
- в) қазаншұңқырлардан таптауды шығару

Қазаншұңқырларды таптау

5.2.4 Қазаншұңқырларды іргетастарды құрылғылауға үшін дайындауды жобаға, оның құрылыстық жұмыстарды жүргізу бағдарламасына, бағыт бойынша технологиялық карталарға және нормативтік құжаттарға (нормативтік сілтемелердің және пайдаланылған көздердің тізімін қараңыз) сәйкес жүзеге асыру керек.

5.2.5 Қазаншұңқырларды және соққылы жабдықтармен жарактандырылған механизмдердің қозғалыс сұлбасын дайындау кезектілігін бетон жұмыстарын аяқтауды қазаншұңқырларды таптауды біткеннен кейін 3 тәуліктен кем емес уақытта, оның алғашқы үш тәулік ағымында жаңа төселген бетонды соғылудан сақтандыру мақсаттарында оның таптау және бетондау бойынша ұстасулары арақашықтығының қату аралығы 15 м-ден кем еместі құрайтындай есеппен таңдау ұсынылады.

5.2.6 Көрші қазаншұңқырлардың арасындағы бет аралығының қашықтығы (қадамы) $0,8^{b_{\text{с}}}$ -дан кем кезінде оларды таптау және бетондау тақ нөмірлері (яғни, біреу арқылы) бойынша жүргізілуі керек. Ал жұп қазаншұңқырларды 3 тәуліктен кем емес уақытта дайындауды жүзеге асыру керек.

5.2.7 Қазаншұңқырларды таптаумен дайындауды соққылық жабдықтарды орнатудан және центрлеуден бастау қажет. Мәселен, таптаудың вертикальды осі қазаншұңқырдың центріне дәл бағытталуы және келешектегі іргетастың осіне қатысты алғанда, дұрыс бағытталуы тиіс. Бұл ретте эксцентриситеттің 3 см-ден артық емес, ал таптаудың осінің қазаншұңқырдың центрінен 5° -тан артық емес ауытқуына жол беріледі.

5.2.8 Қазаншұңқырларды таптау

балғаны тастаумен қадалықсоққылы жабдықтарды пайдалану және қадаларды топырақтың белгілі тереңдігіне батыру кезінде 3-12 м биіктіктен бағыттаушы штанга бойынша жылжитын таптаудың жүйелі тастау жолымен жүргізіледі.

5.2.9 Соққылы жабдықпен жұмысты келесідегідей әдістеме бойынша жүргізеді: таптауды алып тастау биіктігін оның бір соққыда қазаншұңқырдың тереңдігі 0,15-тен аспайтындай болатын топыраққа бату реакциялары бойынша алады. Мұнан басқа, тапталған қазаншұңқырдың нығыздалғанға дейінгі үстіңгі қабатын қамтамасыз ету қажет, бұл үшін таптаудың ең соңғы аяқтаушы соққысы 1 м-ден артық емес биіктіктен жүргізіледі.

5.2.10 Ылғалдылығы жоғарылатылған тұтқыр топырақтарда ТҚІ-ды орнату кезінде жұмысшы органын топырақтық ортамен сорылуын болдырмау үшін қазаншұңқырлардың түбі мен қабырғаларын құмның жұқа қабатымен жабу керек, ал таптаудың бетін сумен сулау керек.

5.2.11 Қазаншұңқырларды құрғақ тығыз топырақтарда құрылғылау кезінде таптауды сыналанып кетпеу үшін оны сондай-ақ тұрақты ылғалдау қажет.

(3.2) және (3.3) формулалардан айырмашылығы таптаудың соққылар санын n'' қазаншұңқырдың белгіленген тереңдігін алу үшін оның дәлденген нұсқасы бойынша былай анықтау керек:

$$n'' = \frac{d_p}{\eta S} \quad (5.1)$$

мұнда d_p - тапталған қазаншұңқырдың белгіленген биіктігі, м;

η - негіздіктің топырағының күйінің, егер ылғалдылықтың құрамы үйлесімділікке жақын болса,

ылғалдылығы бойынша 1-ге тең қабылданатын, ал үйлесімділіктен 0,03-0,05 артық емес төмендеу кезінде 0,7-ге тең коэффициенті;

S - қазаншұңқырдың түбінің бір соққыда A алаңды жазық төменгі бөлігі бар таптаулар үшін келесідегілерге тәуелділік бойынша тең алынатын төмендеуінің орташа шамасы:

$$\begin{aligned} A < 1 \text{ м}^2 & S = 0,1 \text{ м}; \\ A = 1 \dots 2 \text{ м}^2 & S = 0,08 \text{ м}; \\ A = 2 \text{ м}^2 & S = 0,06 \text{ м}. \end{aligned}$$

Ұшталған төменгі бөлігі бар таптаулар үшін S 0,15 м-ге тең етіп қабылданады.

5.2.12 ТҚІ-тарға арналған қазаншұңқырдың вертикальды осінен ауытқуы үстінен оның ені 0,1-ден, ал ұстынастылық стаканның бар кезінде – 0,05-ден аспауы тиіс. Бұл талаптардың бұзылуы кезінде қазаншұңқырдың бүйірлік қабырғаларын қиыстырып келтіруді төгілген топырақты кетірумен немесе соңына дейін таптаумен қолмен жүргізіледі.

Қазаншұңқырлардың түбінде қатты материалды таптау

5.2.13 Қатты материалды төгуді және таптауды олармен қазаншұңқырды биіктігі бойынша 0,6-1,2 м-ге толтыру есебінен жеке үлестермен жүргізу қажет. Қатты материалдың әрбір үлесін қазаншұңқырға алдыңғы бөліктерді тиісті жобалық белгілерге дейінгі таптаудан кейін енгізу керек. Қатты материалды таптауды, таптауды 4-8 м биіктіктен түсірумен жүргізу керек. Қазаншұңқырдың қабырғаларынан топырақтың төгілуі кезінде таптаудың түсіру биіктігін 3-4 м-ге дейін төмендетеді.

5.2.14 Көрші қазаншұңқырлардың арасындағы бет аралығы қашықтығы $2^{b_{\text{ср}}}$ -тен аспаса, таптауды бастапқыда тақ санды ТҚІ-тар бойынша, ал 3 тәулік өткен соң жұп санды іргетастар бойынша жүзеге асырады.

5.2.15 ТҚІ-тардың табаны астында жалпақтауды жасау қажеттілігі кезінде таптау соққыларының санын (5.1) формуласы бойынша белгілейді, бірақ S параметрінің орташа шамасын бұл ретте 1,5 есе қысқарту қажет.

5.2.16 Қатты материалдың соңғы үлесін таптауды, тіпті егер таптаудың 12 соққысынан кейін топырақтың төмендеу деңгейі бір соққыда 3-4 см-ден артық емес мөлшерді құраса, қысқартуға жол беріледі.

5.2.17 НБП және КМС таптау (5.2-суретті қараңыз) қатты материалмен операция соққылы механизмнің бағыттаушы штангаларының орналасу жерін өзгертпей бірден аяқталысымен жүзеге асырылады. Қазаншұңқыр мұнайлыбитумды жыныстармен немесе кирліминеральды қоспалармен толтырылғаннан кейін қатты материалды пайдалану кезінде жобамен берілген геодезиялық белгіге дейін тапталады.

Арматуралық жұмыстар

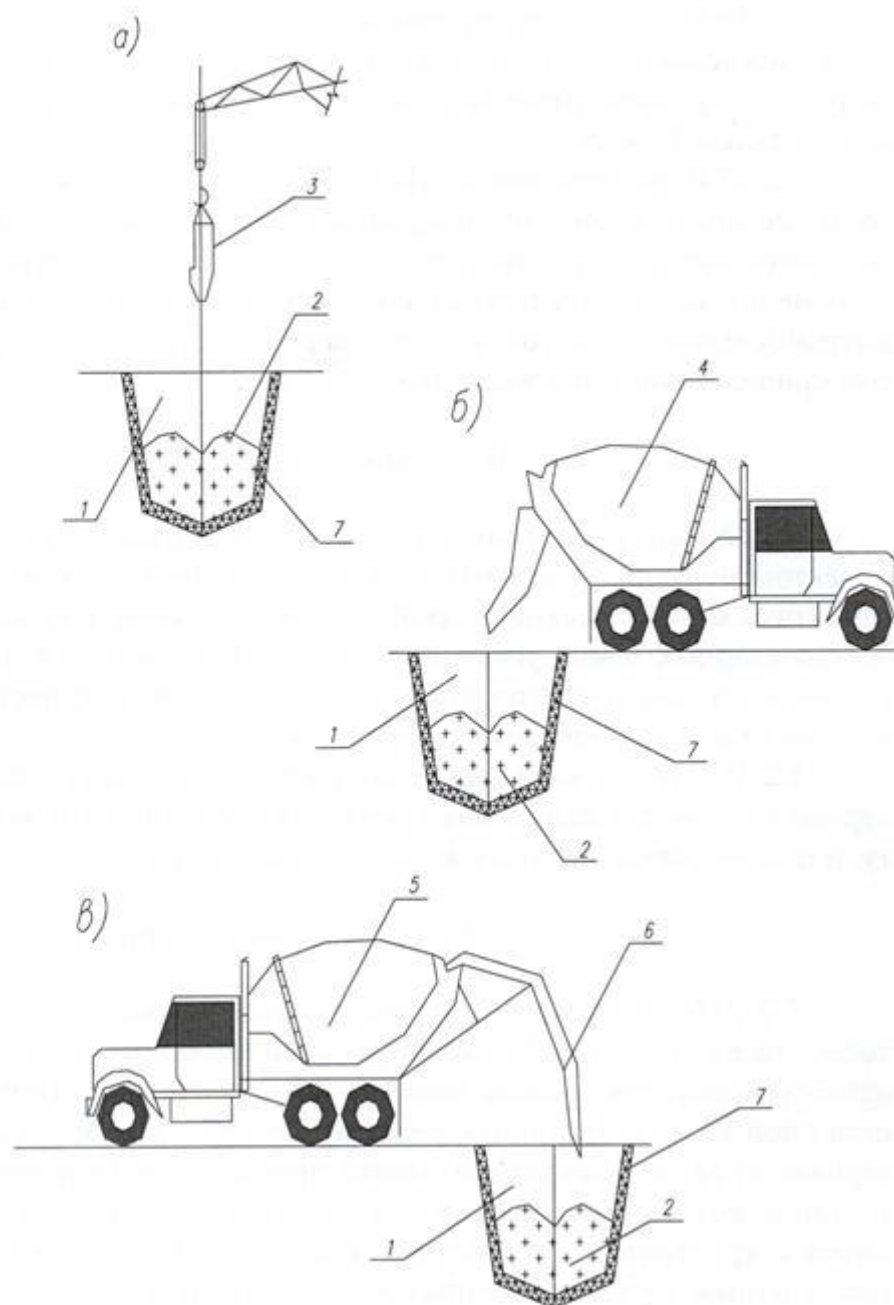
5.2.18 Арматуралық қаңқаны жинақтау немесе жобамен қарастырылған жекеленген болат шыбықтарды жинақтау алдында оларды металл щеткамен мұқият тазарту, белгіленген жетіспеушіліктерді жойып, пісірілген жіктердің геометриялық өлшемдерін және сапасын тексеру қажет. Салмалы бөлшектерді орнату кезінде бетон бетінің сапасын әбден бақылау және олардың қисаюларын болдырмауға тиянақты бақылау талап етіледі.

5.2.19 Арматуралық қаңқаны металл ұстындарды іргетасқа бекіту үшін қызмет ететін арматуралық бұрандамаларды пайдаланумен және бұл үшін кондукторлық жүйелерді қолданумен орнату керек.

Іргетасты бетондау

5.2.20 ТҚІ-тарды бетондауға тікелей автобетонқоспалардың көмегімен немесе бетондысорғылардың немесе автобетонсорғылардың, сондай-ақ бұрғыш қауғалардың көмегімен (5.3-суретке қараңыз) арындық әдіспен жол беріледі. Бетондық жұмыстарды құрылыстық материалды тікелей өзі түсіретін

автомобильден түсіру жолымен жүргізуге жол берілмейді, бұл қазаншұңқырлардың үстіңгі жиектері мен қабырғаларының бұзылуға әкелуі мүмкін. Пайдаланылатын бетонқоспасының топырақтармен араласуын болдырмау үшін бетонды беруді бір қазаншұңқырдан басқасына жылжытылатын жеңіл еңістік науаларды қолданумен жүргізу ұсынылады. Бетондау процесіндегі үзілістерге жол берілмейді. Қазаншұңқырлардың технологиялық тоқтап қалулар уақытында бұзылуын болдырмау үшін оларда таптауды немесе оның пішінімен бірдей орындалған үлгіні орналастыруларды пайдаланады. Бетонды қоспаларды нығыздау тереңдеткіш дірілдеткіштермен жүзеге асырылады.



- 1 - тапталған қазаншұңқыр; 2 - төселген бетон; 3 - қауға; 4 - автобетонараластырғыш;
 5 - автобетонсорғыш; 6 - арынды бетон жеткізу құбыры;
 7 - кирлерден жасалған қорғаныстық қабықша

5.3-сурет – Бетон қоспаларын тапталған қазаншұңқырларда төсеу сұлбасы

а) қауғалы кран; б) автобетонараластырғышты; в) автобетонсорғышты

5.2.21 Тез жиналмалы жабдықтық стақантудырғыштарды қолдану оны осьтер мен белгілер бойынша мұқият тексеру және осы құрылымдық элементті жобалау жағдайында сенімді бекіту қажеттілігімен байланысты.

5.2.22 Қол дірілдеткіштерін пайдалану кезінде бір нығыздалған қабаттың ені осы механизмнің жұмысшы бөлігінің ұзындығынан 1,35-тен аспайтындай болуы қажет. Бетонның бір қабатының белгіленген нүктедегі нығыздалуының ұзақтығы 15-20 сек.-тан аспауы тиіс. Нығыздалу процесін аяқтауды бетонның бетінде цементтің ақсұйығының пайда болуы және ауаның көпіршіктерінің бөлінуінің тоқтауы бойынша бақылайды. Суперпластификаторларды қолдану бетондық қоспаларды нығыздау бойынша операцияларды болдырмайды. ТҚІ-дың бетонының жобалық мәннен 70 % -тен төмен емес беріктігіне қол жеткізгеннен кейін құрылыстың келесідегідей циклының жұмыстарын жүргізуге рұқсат етіледі.

ТҚІ-ды байланыспаған әлсіз суға қаныққан топырақтарда тұрғызу

5.2.23 ТҚІ-ды суға қаныққан және артық ылғалданған балшықты топырақтарда салудың принциптік сұлбасы келесідегідей кезеңдерден тұрады:

- келешектегі іргетастарды орналастыру орындарындағы иілімділік саны I_p 0,12-ден 0,14-ге дейінгі шектіктерінде және белгіленген ылғалдылықтағы балшықты топырақ қабатының төгіндісі;

- қазаншұңқырды, белгіленген тереңдікке төгілген материал арқылы, ал қажетті жағдайларда қазаншұңқырдың ойықтарын тереңдетуден кейін қазаншұңқырдың енінен 0,5-0,8 тереңдікке тереудетудің бірінші бөлігінен соң балшықты топырақтардың қосымша себулерін пайдаланумен таптау;

- тапталған қазаншұңқырды жайылма шекарасында ылғалды $(0,75 - 0,95) W_p$ -ға тең топырағы бар қатты материалмен толтыру және оны негіздігіктің топырағына таптау.

5.2.24 Төменде 2.27 т.-да баяндалған технологиялық сұлба үш негізгі түрөзгертушілікті иеленеді.

Бірінші нұсқа құрамында балшықты бөліктері бар жұмсақ, орташа тығыздықты, ұсақ және шаңды құмдар үшін ұсынылады және мыналар бойынша алынатын кезеңдерден тұрады:

- I - қазаншұңқырды максимальды қол жеткізілетін тереңдікке таптау;
- II – ойыққа балшықты топырақтарды төгу;
- III - қазаншұңқырды жобалық тереңдікке таптау;
- IV - ойықтарды қатты материалмен толтыру;
- V - қатты материалды қазаншұңқырдың түбіне және қабырғаларына таптау.

Екінші сұлба тығыз және орташа тығыздықтағы ұсақ және шаңды құмдарға арналған. Оларға мыналар кіреді:

- I - жетекші ұңғыманың ұңгілеуі;
- II -ұңғымаға қиыршықтасты қабатты төгу;
- III - балшықты материал қабатын төгу;
- IV - қазаншұңқырды жобалық тереңдікке таптау;
- V -қиыршықтастың қайталама төгіндісі;
- VI - қиыршықтасты қазаншұңқырдың түбіне және қабырғаларына таптау.

Үшінші сұлба оны орташа ірілікті аз байланысқан құмдарда, сондай-ақ суға қаныққан құмдарда оны пайдалану үшін әірленген және мыналардан тұрады:

- I - келешек қазаншұңқырдың орнындағы балшықты топырақ қабатының және қиыршықтас қабатының төгінділері;
- II - қазаншұңқырды максимальды мүмкін болатын тереңдікке таптау;

- III – қиыршықтасты және балшықты топырақтың төгіндісі;
- IV – қазаншұңқырды жобалық белгілерге дейін ойыққа балшықты топырақты және қиыршықтасты кезеңділікпен төгуді пайдалану арқылы таптау.

Көтергіш қабаттары бар ТҚІ-тарды салу сұлбасы

5.2.25 Көтергіш қабаты қазаншұңқыр астындағы үстіне дейін қатты материалмен толтыру және оны топыраққа келешектегі іргетастың астындағы өте тығыз жалпақтаудың пайда болуына дейін нығыздау нәтижесінде пайда болатын топырақтық ортаны нығыздау аймағы болып табылады. Мұндай ТҚІ-тар нығыздық дәрежесі төмен дәрежелі (яғни шөкпелі немесе үйінділі) балшықты топырақтарда құрылғыланады, осындай іргетастардың айналасындағы көтергіш қабат жайғасымында басты қазаншұңқырының осіне қатысты алғанда қосымша симметриялық орналасқан екі-үш, сирек төрт-алты қазаншұңқырларды таптаумен жасалады.

5.2.26 Қосымша қазаншұңқырларды моменттік күштердің әреткегі және горизонтальды бағытталған жүктемелер бағыттарында құрылғылау орынды. Қосымша қазаншұңқырлардың арасындағы қашықтық $1,5 - 2b_n$ -ге тең етіп қабылданады, мұнда b_n -төңіректің таптаудың үстіңгі қимасына тікелей түсірілген диаметрі.

5.2.27 көтергіш қабаты арқылы ТҚІ-ды құрылғылау ұсынылатын сұлбасы келесі операциялардан тұрады:

- бірінші қосымша қазаншұңқырды таптау;
- осы қазаншұңқырға қатты материалды төгу және соңғысын топыраққа таптау;
- екінші қосымша қазаншұңқырды дайындау;
- екінші қазаншұңқырға қатты материалды төгу және оны топыраққа таптау;
- негізгі қазаншұңқырды таптау;
- жалпақтауды құрылғылау;
- ТҚІ-ды армирлеу және бетондау жөніндегі жұмыстар.

5.2.28 Көрсетілген технология тығыз балшықты топырақтарға, сондай-ақ олардың 0,7 артық ылғалдылығы кезінде құмдақты және құмды топырақтарды қолдану ұсынылмайды.

Қорғаныстық қабықшадағы ТҚІ-ды есептеудің ерекшеліктері

5.2.29 Тұзды топырақтар, негізінен құрылымдық төзімсіздерге жатады, бірақ олар бір уақытта белгілі бір беріктікті және деформациялықты иеленеді және сондықтан сызықтық деформациялар теорияларынан және экстремальды тепе-теңсіздіктің принциптерінен шыға отырып, шектеулі жағдайлар бойынша есептеуге жатады. Осыған байланысты ПЗГ-дан құралған негіздіктің есептері мыналар бойынша жүргізіледі:

- негіздіктің көтергіш қабілетін анықтауға мүмкіндік беретін бірінші шекті жағдай;
- негіздік топырақтарының болуы мүмкін деформацияларына шектеуге мүмкіндік беретін екінші шекті жағдай.

5.2.30 Негіздіктің топырағының қорғаныстық қабықшасы бар ТҚІ-ды есептеу кезінде қоршаушы іргетас төсеніш C , кН/м^3 коэффициентімен сипатталатын серпімділі сызықты-деформалық орта ретінде қарастырылады.

Іргетастың табаны астындағы қысымның құлау динамикасын да олардың бүйірлік көлбеу қабырғаларының негіздіктің топырағымен өзара әрекеті есебінен ескеру керек.

5.2.31 5.2-суретте келтірілген ТҚІ-тардың есептік сұлбасы іргетастың бүйірлік қабырғаларының негіздік топырақтарымен бұзылатын өзара әрекеті ескеріліп әзірленген. Кернеулерді іргетастың табанының деңгейінде тарату эпюрасы немесе жалпақтаудың төменгі бөлігі $\phi/4$ тең бұрыш түрінде болатын пирамиданың негіздіктерінің алаңы, қырлардың құламалары бойынша анықталады, мұнда ϕ - суға қаныққан жағдайдағы нығыздалған негіздік топырақтарының ішкі үйкелу бұрышы.

ТҚІ-тардың топырақтардың деформациялары бойынша есептері теңсіздікті былай тексеруге әкеледі:

$$S \leq S_u, \quad (5.2)$$

мұнда S - қосымша талаптарды ескере отырып, ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002 [8] бойынша анықталатын іргетастың горизонтальды жылжуының күшінен немесе бұрылысынан болған шөгіндінің қосынды мәні, м;

S_u - ғимараттардың немесе имараттардың негіздіктерінің мынадай шектеулі жол берілетін бірлескен деформациясы:

$$S = S_p + S_{sl}(-S_n) + S_c, \quad \text{м}, \quad (5.3)$$

мұнда S_p - топырақтардың жүктеме астындағы табиғи ылғалдылықтағы деформациясы, м;

S_{sl} - топырақтардың қысқамерзімдік сумен жібітудегі жүктеме астындағы шөкпесі, м;

S_n - топырақтардың қысқамерзімдік жібітудегі жүктеме астындағы ісінуі, м;

S_c - топырақтардың сілтіден айыру кезіндегі олардың ішінде тұздардың жүктеме астындағы суффозионды шөгіндісі, м.

5.2.32 ТҚІ-тардың деформациялар бойынша есептері топырақтардың нығыздалған қабатының тығыздығы, беріктік сипаттамалары және модулдері, оның қалыңдығы, сондай-ақ нығыздалу аймағының төменгі жағында төселген тиісті көрсеткіштері ескеріліп жүргізіледі.

Көтергіш қабілеттілігі бойынша есептер нормативтік мәндерді 1,18 - 1,22 тең алынатын түзету коэффициентіне K көбейту жолымен анықталатын жүктемелер бойынша орындалады.

Іргетастың табаны астындағы жиектік қысымдар іргетастың бүйірлік қабырғалары бойынша топырақтың есептік қысымы ескеріле отырып, мына формула бойынша анықталады:

$$P_{\min, \max} = \frac{N + G}{A_{\text{жс}} \pm \frac{\sum M - 0,5 p_k b_{\text{ср}} d_p}{W}}, \quad \text{кПа}, \quad (5.4)$$

мұнда N - іргетастағы вертикальды жүктемелердің сомасы, кН;

G - іргетастың және шартты іргетастың топырақтарының меншікті салмағы, кН;

$A_{\text{жс}}$ - шартты іргетастың табанының ауданы, м²;

$\sum M$ - іргетастың табанының алаңқатысты әрекет ететін күштердің моменттерінің қосындысы, кН м;

p_k - бүйірлік бет бойынша топырақтың реактивті тойтарысы, кПа;

$b_{\text{ср}}$ - шартты іргетастың $0,5 h$ тереңдіктегі орташа ені, м;

d_p - тапталған қазаншұңқырдың тереңдігі, м;

W - іргестастың $0,5 d_p$ тереңдіктегі орташа қимасындағы кедергісі күштерінің моменті, кНм.

Шартты іргестастың табанының алаңы мынадай:

$$A_{жкл} = b_{жкл}^2, \text{ м}^2, \quad (5.5)$$

мұнда $b_{жкл}$ - шартты іргестастың табанының ені:

$$b_{жкл} = b_0 + 1,5 d_p \left(\operatorname{tg} \frac{\phi}{4} \right), \quad \text{м}, \quad (5.6)$$

мұнда b_0 - іргестастың $0,25 d_p$ м тереңдіктегі ені, ал жалпақталған іргетас үшін мынадай:

$$b_{жкл} = b_0 + 2(0,75 d_p + h'_s) \left(\operatorname{tg} \frac{\phi}{4} \right), \quad \text{м}, \quad (5.7)$$

мұнда h'_s - жалпақтаудың биіктігі, м;

ϕ - топырақтың ішкі үйкелу бұрышы, градус.

ТҚІ есептері кезінде мынандай шарттар орындалуы тиіс:

$$P_{max} \leq 1,2 R_s(R'_s); \quad P_{min} \geq 0, \quad (5.8)$$

мұнда $R_s(R'_s)$ - іргестастың негіздігінің топырағының есептік кедергісі, кПа.

Бүйірлік бет бойынша топырақтың реактивтік тойтарысы мына формула бойынша табылады:

$$P_k = n + P_m, \quad \text{МПа}, \quad (5.9)$$

мұнда n - 0,06 МПа-ға тең қабылданатын түзету;

P_m - $0,5 h$ тереңдіктегі іргестастың қимасындағы орташа қысым:

$$P_m = \frac{N + G}{A_m}, \quad \text{МПа}, \quad (5.10)$$

мұнда A_m - $0,5 h$, м^2 тереңдіктегі іргестастың қимасының ауданы.

5.2.33 Іргестастардың негіздіктерінің есептік кедергісі келесі шарттардан шыға отырып, тұзды топырақтардың ұзақ сумен жібітілуі ескеріліп есептеледі:

- іргестастың табаны астындағы нығыздалған топырақтың есептік кедергісі R_s бойынша немесе қатты материалдан жасалған қысылмаған жалпақтау, МПа;

- төселген нығыздалған аймаққа немесе табиғи тығыздықтағы топырақтың кем емес берік қабатына арналған есептік кедергісі R_s бойынша, МПа.

ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002 [8]-ге сәйкес:

$$R_s = \frac{\gamma_c \gamma_{c2}}{k} \left[M_x k_x b_{x\alpha} \gamma_{II} + M_y d_{yII} + (M - 1) d_y \gamma_{II} + M_c C_{II} \right] \text{ МПа,} \quad (5.11)$$

мұнда барлық белгілер жоғарыдағы (5.6) және (5.7) формулаларда көрсетілген $b_{x\alpha}$ қоспағанда, баяндалған ҚНЖЕ 2.02.01-83-тің ұсыныстарына сәйкестендірілген.

(5.11) формуласы бойынша R'_s анықтау кезінде ұзақ суландырғаннан кейін суға қаныққан жағдайдағы нығыздалған топырақтар үшін C_{II} меншікті ұстасудың және көлемді салмақтың γ_{II} есептік мәндері пайдаланылады.

Топырақтың төселген нығыздалған аймағына түсетін қысым R_2 төселген топырақтардағы шөкпелерді жою шартынан шыға отырып былай табылады:

$$R'_s = \frac{k P_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zg,0}}{\alpha}, \quad \text{МПа,} \quad (5.12)$$

мұнда k - бастапқы шөкпелі қысымның шамасының топырақтың сығылуының 1,5 (компрессиондық сынаулар бойынша) немесе - 1,2 (мөртабандық сынаулар бойынша) оның тығыздалуы аймағынан тысқары таралу есебінен артуын ескеретін коэффициент;

P_{sl} - төселетін топырақтың бастақы шөкпелік қысымы, МПа;

α - ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002 [8] бойынша анықталатын шатырға төселетін қабаттың іргетасынан қосымша түсетін қысымды азайту коэффициенті.

Сондықтан деформациялар модулін нығыздалған қабаттардың суға қаныққан дәрежесін және төселетін қабаттың сілтіден айыру дәрежесінің көрсеткішін ескеріп алынады.

Есептік сұлба (а) бойынша жалпақтаусыз жобаланатын іргетастар үшін (1.1-суретті қараңыз), нығыздалатын аймақтың h'_s қалыңдығына $2^{b_{ж}}$ қабылданады, ал ең үлкен өлшемді орында $3^{b_{ж}}$ -ге тең нығыздалған аймақтың диаметрі d_s алынады.

Жалпақталған ТҚІ-тар (б) сұлбасы бойынша есептеледі. Нығыздалған аймақтың диаметрі топырақтарда тапталған қатты материалдың көлеміне және жалпақтау пішініне байланысты болады:

$$d_s = 1,9 r_{br} \sqrt[3]{\frac{\rho_{d.s}}{\rho_{d.s} - \rho_s}}, \text{ м,} \quad (5.13)$$

немесе
м,

$$d_s = 2 r_{br} \cdot \eta_p, \quad (5.14)$$

мұнда r_s - радиусы: 5.15 формуласы бойынша анықталатын қатты материалдан жасалған жалпақтау.

мұнда ρ_s - табиғи жағдайдағы топырақтың қаңқасының тығыздығы, т/м³;

$k_{\delta r}$ - мыналарға тең алынатын қиыршықтастан жасалған жалпақтау пішінін ескеретін коэффициент:

- 0,62, егер іргетастың табаны астында $1,6 \text{ т/м}^3$ -тен үлкен және S_r ылғалдылығы 0,7-ден аз тығыздығы ρ_s балшықты топырақтар төселсе;

- 0,77, егер іргетастың астында 0,7-ден аз S_r ылғалдылығы бар құмды топырақтар (ρ_s кем емес $1,5 \text{ т/м}^3$) немесе балшықты топырақтар (ρ_s кем $1,6 \text{ т/м}^3$) төселсе;

V_{cr} - топыраққа тапталған қатты материалдың көлемі, м^3 ;

$\rho_{d.s}$ - нығыздалған аймақтың шектеріндегі құрғақ жағдайдағы топырақтың тығыздығының орташа мәні, т/м^3 ;

η_p - 5.1-кесте бойынша алынатын түзету коэффициенті.

$$r_{\delta r} = k_{\delta r} \sqrt[3]{V_{cr}}, \text{ м}, \quad (5.15)$$

5.1-кесте

Нығыздалған аймақтың шектеріндегі құрғақ жағдайлардағы топырақтың тығыздығы, $\rho_{d.s}$, т/м^3	Құрғақ жағдайлардағы нығыздауға ρ_d , т/м^3 дейінгі түзету коэффициенті η_p							
	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,55	1,6
1,6	1,57	1,66	1,76	1,9	2,1	2,4	3,02	-
1,65	1,52	1,6	1,68	1,78	1,92	2,11	2,42	3,24
1,7	1,48	1,54	1,61	1,69	1,8	1,94	2,13	2,57
1,75	1,44	1,49	1,55	1,62	1,71	1,82	1,96	2,07
1,8	1,41	1,45	1,51	1,57	1,64	1,73	1,83	1,98
1,85	1,38	1,42	1,47	1,52	1,58	1,65	1,74	1,85

Жалпақталған ТКІ-тарға арналған нығыздалған аймақтың қалыңдығын мына формула бойынша анықтайды:

$$h'_s = \frac{l}{2} (d_s - d_{\delta r})$$

, м. (5.16)

Бағанды және таспалы типтердегі іргетастарға арналған вертикальды жүктемені N есептеу кезінде келесідегі дей өрнекті пайдалану керек:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_g}, \text{ кН}, \quad (5.17)$$

мұнда F_d - іргетастың негіздіктің топырағы бойынша есептік көтергіш қабілеті, кН;

$\gamma_E - M$ есептік шамасын анықтау кезінде 1,4-ге және тәжірибелі іргетастардың статикалық сынақтарының деректерін пайдалану кезінде 1-ге тең алынатын сенімділік коэффициенті.

ТҚІ-дың көтергіш қабілеті, НБП немесе КМС жебірлік топырақтық ортаның әрекетінен қорғалатын, вертикальды жүктемемен мыналар бойынша анықталған ең аз мәнді табады:

- (а) сұлбасы бойынша іргетастың табанының төменгі жағының нығыздалған аймақтың шектерінде немесе (б) сұлбасы бойынша қатты материалдан орындалған (1.1-суретті қараңыз), жалпақталған аймақтың төменгі жағында есептелетін көтергіш қабілеті F_{d2} ;

- топырақтың нығыздалған аймағында төселетін оның суға қаныққан толық кезіндегі көтергіш қабілеті F_{d2} .

Бірінші жағдайда мына формула пайдаланылады:

$$F_{d2} = \left[R_s \cdot A_{br} \cdot \gamma_{cr} + d \cdot U_m \cdot (f_1 \cdot \gamma_{c1} + i_b \cdot E \cdot \gamma_{c2} \cdot \xi_r) \right] \cdot \gamma'_c, \quad (5.18)$$

мұнда барлық мәндер ҚР ҚНЖЕ 5.01-06-2002 [10] сәйкес, мыналарды қоспағанда:

γ'_c - ТҚІ-тар табаны астындағы топырақтардың тұздану дәрежесі топырақтардың түрлерінен тәуелді, олардағы тұздардың және олардың еру деңгейінің құрамы мынадай:

$$\gamma_c = 1 - b - \beta_{\neq} \quad (5.19)$$

мұнда b' - тұздардың сілтіден айыру есебінен есептік кедергісінің R төмендеуі жөніндегі коэффициент мынадай: оны орташа тұзданған топырақтар үшін 0,25-ке; әлсізтұзданған топырақтар үшін 0,15 тең етіп алады;

$\beta_{\neq}$ - ТҚІ-тар табаны астындағы топырақтардағы тұздардың сілтіден айыруының нақты дәрежесі.

5.2-кесте

Таптау тереңдігі, d_p , м	2	2,5	3	3,5
Төмендетілген коэффициент, γ'_c	1	1,2	1,4	1,6

Төселетін қабат бойынша F_B ТҚІ-дың көтергіш қабілетін мына өрнектен табады:

$$F_{d3} = \gamma_c \left[\gamma_{cr} \cdot R_s \cdot A_3 + d_p \cdot U_m \left(f_1 \cdot \gamma_{c1} + i_b \cdot E \cdot \gamma_{c2} \cdot \xi_r \right) \right] \cdot \gamma'_c. \quad (5.20)$$

Барлық мәндер (5.21) анықталатын γ'_c және A_3 - нығыздаудың көлденең қимасының алаңын қоспағанда, ҚР ҚНЖЕ 5.01-06-2002 [12] –ге сәйкес мына формула бойынша қабылданады:

$$A_3 = \frac{3,14 m' d_s^2}{4}, \quad (5.21)$$

мұнда m' - 1,25-ке тең алынатын түзету коэффициенті;

Горизонтальды және моменттік жүктемелерге арналған топырақтардың көтергіш қабілеті мына формула бойынша есептеледі:

$$F_k \geq \Sigma Q \frac{\Sigma M}{d_I}, \quad (5.22)$$

кН,

$$F_k = \gamma_c \cdot P_k \cdot b_m \cdot d_I, \quad (5.23)$$

кН,

мұнда ΣQ - горизонтальды жүктемелердің қосындысы, кН;

ΣM - іргетастың осьтері бойынша әрекет ететін күштер моменттерінің қосындысы, кН·м;

d_I - іргетастың оның төменгі ұшталған бөлігінсіз биіктіктігі, м;

γ_c - а және б есептік сұлбалары үшін (1.1-суретті қараңыз) 0,8-ге тең алынған жұмыстардың шартының коэффициенті.

1-қосымша

Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетасты негіздіктердің топырақтарының көтергіш қабілеттілігіне арналған бірінші шекті күй бойынша есептеумен тексеру

Қ.1.1 Жобалауға арналған шығу деректері

Тоғызқабатты тұрғын үйдің астындағы жалпақталған негіздігі бар жеке тұрған ТҚІ-тарды 94-026/76 типтік жоба бойынша есептеу талап етіледі.

Жеке тұрған іргетас астындағы есептік жинақталған жүктеме N 1100 кН құрайды.

ТҚІ-тар үсті нөлдік белгіден төмен орналасқан (1,2 м-ге арналған құрылыс алаңының жайғасымдау деңгейі).

Ғимарат тұзды сары топырақты саздақтардан және құмайттардан құралған учаскелерде тұрғызылады, Қ 1.1-кестеде негізгі физикалық-механикалық сипаттамалары келтірілген.

Қ.1.1-кесте

Жайғасымдаудан болатын тереңдік қабаты, d_p , м	ρ_s , т/м ³	ρ_d , т/м ³	ρ , т/м ³	W ,	W_L ,	W_p ,	P_{sl} , кПа
1	2,68	1,39	1,60	0,15	0,27	0,17	80
2	2,68	1,42	1,61	0,13	0,27	0,17	100
3	2,68	1,45	1,65	0,14	0,27	0,17	120
4	2,68	1,45	1,68	0,16	0,27	0,17	140
5	2,68	1,45	1,75	0,20	0,27	0,20	160
6	2,68	1,50	1,80	0,20	0,26	0,20	160

$\rho_{d.s}$ дейін нығыздалған, $1,75 \text{ т/м}^3$ тең, суға қаныққан жағдайдағы топырақтардың беріктік және деформаланған сипаттамаларының есептік мәндері сынақтар нәтижелері бойынша келесідегілердей құрайды:

- нығыздалған топырақтың ұстасуының меншікті мәні C_d 45 кПа құрайды;

- нығыздалған топырақтың ішкі үйкелу бұрышы ϕ 26 градусқа тең;

- нығыздалған топырақтың деформацияларының модулі E - 21 МПа.

Суға қаныққан жағдайлардағы табиғи төселген топырақтың деформацияларының модулі E_{sat} - 3,5 МПа.

Кеуектілік коэффициенті e - 0,85.

Қ.1.2 ТҚІ-ды есептеу

Тапталған қазаншұңқырдағы ұзартылған іргетастың алаңы r_i кезінде 0,35 м-ге тең болғанда мыналарды құрайды (Қ.1.1.-суретті қараңыз):

$$A_i = 1,5\sqrt{3} \cdot r_i^2 = 1,5 \cdot 1,73 \cdot 0,35^2 = 2,595 \cdot 0,1225 = 0,31789 \approx 0,318 \text{ м}^2,$$

өйткені, дұрыс алтықырлыбұрыштың алаңы [24]-ке сәйкес мынаған тең:

$$S = \frac{3}{2} \sqrt{3} a^2, \text{ м}^2,$$

мұнда a - іргетас үшін құрастырылатын көпбұрыштың жағы, r_i , м.

ТҚІ-дың орташа қимасының айналасында көрсетілген дөңгелектің радиусы,

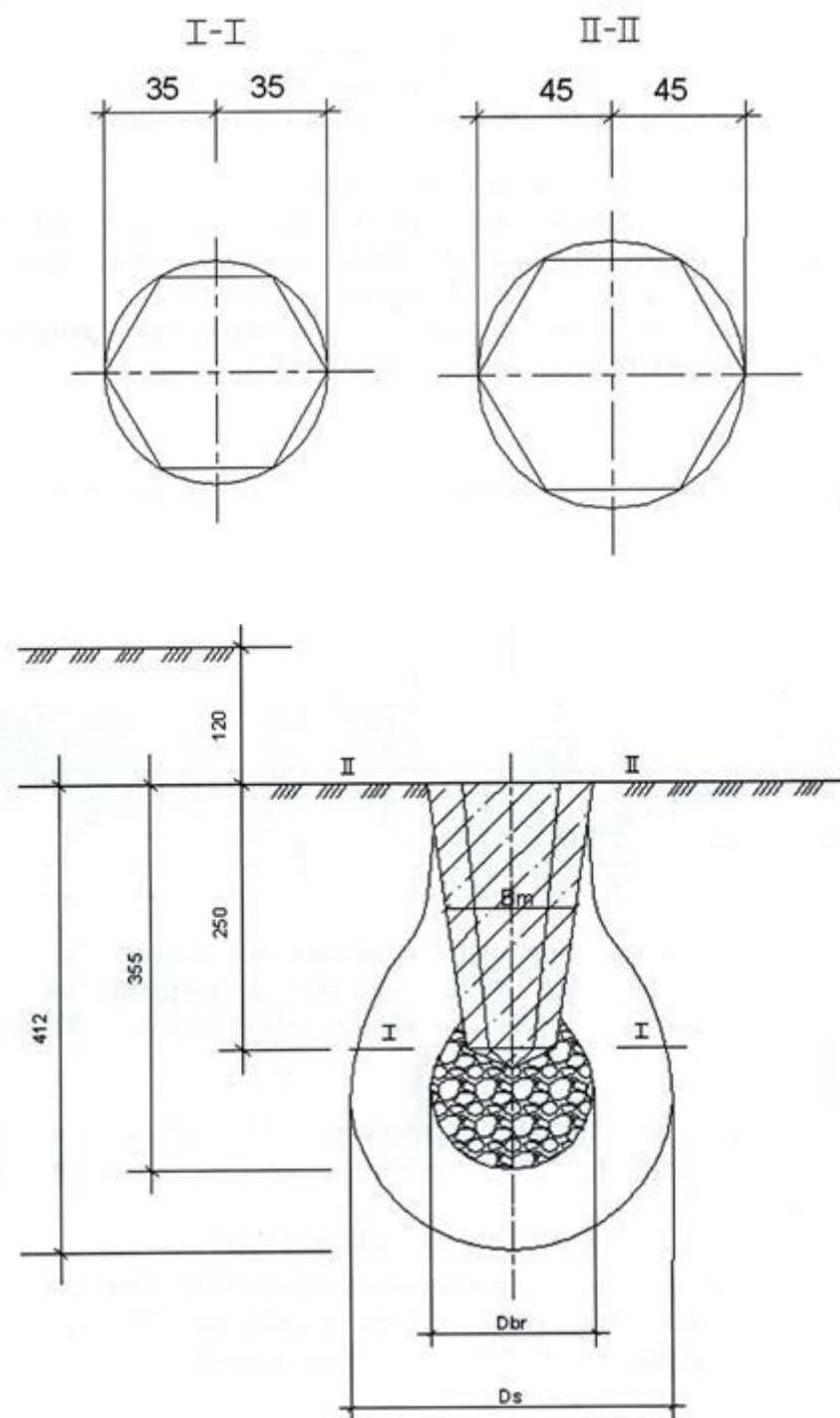
$$r_m = (0,35 + 0,45)/2 = 0,4 \text{ м.}$$

Қазаншұңқырларды таптау табиғи ылғалдылық кезінде, яғни, топырақтардың қосымша ылғалдылығын пайдаланусыз жүргізіледі деп алайық.

Суға қанығу коэффициенті [25]:

$$S_r = W \cdot \rho_s / e \cdot \rho_w,$$

мұнда W - 2,45 м тереңдігіндегі табиғи ылғалдылық, (Қ.1.1-кесте):



Қ.1.1-сурет – Жалпақталған тапталған қазаншұңқырдағы іргетас
а) 1-1 қима, 2-2 қима б) іргетастың сұлбасы

$$W = 0,1375 \approx 0,14 \text{ д.е. } (b_{\text{ж}}),$$

$$S_r = 0,14 \cdot 2,68 / 0,85 \cdot 1 = 0,44, \quad 0,44 < 0,7.$$

2,45 м тереңдіктегі ρ_d алайық.

$\rho_d = 1,4425 \approx 1,44 \text{ т/м}^3$, мұнда, ρ_d мәні Қ.1.1-кестесі бойынша $1,44 < 1,6$ т/м^3 интерполяциямен анықталады.

Қазаншұңқырдың түбіне қатты материалды таптаумен төменгі өткір ұшымен басу кезінде $r_{\partial r}$ радиусы бар шар немесе $h_{\partial r}$ және $r_{\partial r}$ жартылай осьтері бар эллипсоид пішінін иеленетін жалпақтау жасалады. Біздің мұндай жағдайда жалпақтау жақтардың арақатысы $h_{\partial r} / r_{\partial r}$ 1,4-ке тең (өйткені, тұзды шаңды-балшықты топырақтардағы төселетін қазаншұңқырдың түбінен төмен, ρ_d 1,58 т/м³-ке тең, яғни 1,6 т/м³ -ден аз және S_r 0,6-ға тең, 0,7-ден аз) [25] эллипсоид пішінін иеленеді.

Негіздіктің жалпақтау радиусын $r_{\partial r}$ былай анықтаймыз:

$$r_{\partial r} = k_{\partial r} \sqrt[3]{V_{cr}} \text{ , м,}$$

мұнда $k_{\partial r}$ - жалпақтаудың пішінін ескеретін коэффициент және жалпақтау центрінің осы құралдың 4.2-кестесіне сәйкес алынатын іргетастың негіздігінің өткірленген бөлігінен 0,5 h_i қашықтықтағы орналастыру кезінде:

- шар үшін - $k_{\partial r}$ 0,62-ге тең;
 - эллипсоид үшін, $h_{\partial r} / r_{\partial r}$ - 1,4, $k_{\partial r}$ - 0,55 кезінде;
 - эллипсоид үшін, $h_{\partial r} / r_{\partial r}$ - 1,8, $k_{\partial r}$ - 0,51 кезінде;
- V_{cr} - түбіне тапталған қатты материалдың көлемі, м³.
 V_{cr} 1,5 м³ -ке тең қабылданады [25]:

$$r_{\partial r} = 0,55 \sqrt[3]{1,5} = 0,55 \cdot 1,145 = 0,62975 \approx 0,63 \text{ м,}$$

$$h_{\partial r} = 1,4 \cdot r_{\partial r} = 1,4 \cdot 0,63 = 0,88 \text{ м.}$$

Негіздіктің жалпақтаудың көлденең қимасының алаңы:

$$A_{\partial r} = 3,14 - r_{\partial r}^2 = 3,14 \cdot 0,63^2 = 3,14 \cdot 0,3969 \approx 1,25 \text{ м}^2.$$

Нығыздалатын аймақтың $\rho_{d.s}$ шектеріндегі құрғақ топырақтың тығыздығының орташа мәнін мына формула бойынша анықтаймыз:

Нығыздалған аймақтың шектерінде құрғақ топырақтың тығыздығының орташа мәні $\rho_{d.s}$ мына формула бойынша алу керек:

$$\rho_{d.s} = 0,5 \left[\rho_d + G \cdot \rho_s \cdot \rho_w / (G \cdot \rho_w + W \cdot \rho_s) \right], \text{ т/м}^3,$$

мұнда ρ_d - топырақтың минералды бөлігінің Қ.1.1.1-кесте бойынша алынатын тығыздығы, т/м³;

G - топырақтың суға қанығу коэффициенті - 0,9;

ρ_w - судың тығыздығы - 1 т/м³;

W - топырақтың табиғи ылғалдылығы - 0,14 .

$$\begin{aligned} \rho_{d.s} &= 0,5 \left[1,44 + 0,9 \cdot 2,68 / (0,9 \cdot 1 + 0,14 \cdot 2,68) \right] = 0,5 \left[1,44 + 2,412 / (0,9 + 0,3752) \right] = \\ &= 0,5 (1,44 + 2,412 / 1,2752) = 0,5 (1,44 + 1,89) = 0,5 \cdot 3,33 = 1,665 \approx 1,67 \text{ т/м}^3. \end{aligned}$$

Нығыздалған аймақтың радиусын мына формула бойынша табу керек:

$r_s = r_{\partial r} \cdot \eta_{\rho}$, м, мұнда η_{ρ} - құрғақ топырақтың табиғи қабаттануының тығыздығынан және нығыздауға кейінгі құрғақ топырақтың орташа тығыздығынан болатын байланыстылығы анықталатын кестелік коэффициент (осы құралдың 5.1-кестесіне қараңыз).

$\rho_{d,3}$ кезінде $1,67 \text{ т/м}^3$ -қа және ρ_d - $1,44 \text{ т/м}^3$ -тең [10]

$$\eta_{\rho} = 1,85.$$

$$r_s = 0,63 \cdot 1,85 = 1,1655 \approx 1,2 \text{ м.}$$

Тапталған материалдан жасалған жалпақтаудың төменгі бөлігінде нығыздалған аймақтың қалыңдығы мына формула бойынша анықталады:

$$h_s = r_s - r_{\partial r} = 1,2 - 0,63 = 0,57 \text{ м.}$$

Қатты материалмен таптау кезінде пайда болатын нығыздалған аймақтың қимасының алаңы (осы қосымшаның 5.23 формуласы бойынша) ең үлкен жалпақтау орнында мынаған тең алынады:

$$A_s = 3,14 \cdot 1,25 \cdot 2,4^2 / 4 = 4,52 \text{ м}^2.$$

Қазаншұңқырдың түбіне тапталған қатты материалдың көтергіш қабілеттілігінен шыға отырып, іргетастың көтергіш қабілеттілігін анықтау керек:

$$F_{dI} = \gamma_c R_{cr} \cdot A, \text{ МН, мұнда } \gamma_c - \text{іргетастың жұмысы шартының коэффициенті} - 1;$$

R_{cr} - қатты материалдың мыналарға тең алынатын параметрі: ауыр бетон, қиыршықтас және малтатас үшін - 10 МПа , ірі құм үшін - 5 МПа ;

$$A - \text{іргетастың төменгі қимасының ауданы, } A_i - 0,318 \text{ м}^2 \text{ тең}$$

$$F_{dI} = 1 \cdot 10 \cdot 0,318 = 31,8 \text{ МН.}$$

Мына шарттан шыға отырып, тапталған ұзартылған іргетасты көтергіш қабілеттілігі бойынша былай тексеру жүргіземіз:

$$N \leq F_{dI} / \gamma_E, \text{ МН,}$$

мұнда N - іргетасқа берілетін есептік вертикальды жүктеме, МН;

$$F_{dI} - \text{іргетастың көтергіш қабілеттілігі, МН;}$$

γ_E - іргетастардың көтергіш қабілеттілігін есептеумен анықтау кезінде құрастырылатын сенімділік коэффициенті, - $1,4$; ал тәжірибелік іргетастардың статикалық деректері бойынша - 1 .

$$F_{d1} = 31,8/1,4 = 22,7 \text{ МН} > N = 11 \text{ МН}.$$

Жалпақталған негіздікті іргетастың көтергіш қабілетін [25] сәйкес былай анықтаймыз[:

$$F_{d2} = \gamma_c \left[R_{su} \gamma_{cr} \cdot A_{br} + d_p \cdot U_m \cdot (f_i \cdot \gamma_{c1} + i_p \cdot E \cdot \gamma_{c2} \cdot \xi_r) \right] \cdot \gamma'_c, \text{ МН},$$

мұнда R_{su} - жалпақтаудың астындағы нығыздалған топырақтардың есептік кедергісі, МПа;

A_{br} - қатты материалдан жасалған жалпақталған негіздіктің, оның ең үлкен жалпақтаудың орнындағы көлденең қимасының ауданы, м^2 ;

U_m - іргетастың оның орта бөлігінің көлденең қимасының периметрі, м;

f_i - ТҚІ-дың бүйірлік бетінің көлбеу бөлігі бойынша топырақтың есептік кедергісі, МПа;

γ_{c1} - 0,8-ге тең алынатын іргетастың бүйірлік беті бойынша топырақтың жұмыстарының шартының коэффициенті;

γ_c - іргетастың жұмыстарының шартының коэффициенті - 1;

γ_{cr} - нығыздалған топырақтың жұмыстарының шартының коэффициенті - 1;

i_p - іргетастың үстіңгі және төменгі бөліктерінде оның биіктігіне қойылатын көлденең қимасының жақтардың жартылай айырымы қатынасы ретінде анықталатын іргетастың бүйірлік қабырғаларының еңісі; I ең үлкен кезінде - 0,025, i - 0,025-ге тең етіп алу керек;

E - іргетастың көлбеу бөлігінің шегінде төселген топырақтың үстіңгі қабатының деформациясының суға қаныққан жағдайларында табиғи қабатталған топырақтың үлгілерін компрессиондық сынауларының нәтижелері бойынша топыраққа түсетін қысымның нөлден бастапқы шөкпелік қысым шамасына дейін өзгерген кездегі есептелетін модулі, МПа;

γ_{c2} - іргетастың жұмыстарының шартының 05-ті құрайтын коэффициенті;

ξ_r - 0,8-ге тең алынатын коэффициент;

γ'_c - ТҚІ-дың астындағы топырақтардың тұздану коэффициенті;

$\gamma'_c = 1 - 0,15 - 0,2 = 0,65$, мұнда 0,2 - тәжірибелік жолмен алынған β_m коэффициенті.

Нығыздалатын аймақтың топырақтарындағы ағымдылық көрсеткішін оларды таптау процесіндегі дымқылдануды ескере отырып табу керек:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p},$$

табиғи ылғалдылықтың мәні W таптау процесіндегі топырақтардың дымқылдану кезінде $1,2^{W_p}$ -ге былай тең етіп алынады:

$$I_L = \frac{1,2W_p - W_p}{W_L - W_p} = \frac{1,2 \cdot 0,17 - 0,17}{0,27 - 0,17} = \frac{0,034}{0,1} = 0,34.$$

a_R тереңдігіндегі қабат үшін Қ.1.2-кесте бойынша - 4,75 м, (Қ.1.1-суретті қараңыз) және I_L 0,34-ке тең болғанда, іргетастың табаны астындағы есептік кедергінің R_{zu} мәнін табамыз.

Қ.1.2-кесте

Түпкі беттен жалпақталған негіздіктің төменгі жағына дейінгі тереңдік, a_R , м	R_{zu} , кПа мәні						
	I_L -ге тең ағымдылық көрсеткіші кезінде						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
2	6500	2900	2000	1400	900	700	500
3	7500	4000	3000	2000	1200	1100	600
4	8300	5100	3800	2500	1600	1250	700
5	8800	6200	4000	2800	2000	1300	800
6	9250	6550	4150	3050	2100	1350	825

$$R_s = 2,4 \text{ МПа.}$$

Бүйірлік бет бойынша топырақтың ағымдылық көрсеткіші:

$$I_L = \frac{1,2W_p - W_p}{W_L - W_p} = \frac{1,2 \cdot 0,17 - 0,17}{0,27 - 0,17} = 0,34.$$

I_L кезінде Қ 1.3-кесте бойынша тереңдікке орналасқан қабаттар үшін 0,34-ке тең:

$$a_R = 1,2 + 0,5 a_p = 1,2 + 1,25 = 2,45 \text{ м,}$$

іргетастың бүйірлік беті бойынша есептік кедергіні f_i интерполяциямен табу керек, кПа.

$$f_i = 28,6 \approx 29 \text{ МПа.}$$

Іргетастың орта бөліктегі периметрі:

$$u_m = b \cdot r_m = 6 \cdot 0,4 = 2,4 \text{ м,}$$

$$F_{d2} = [2395 \cdot 1,25 + 2,5 \cdot 2,4(29 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 3500 \cdot 0,5 \cdot 0,8)] \cdot 0,65 = [2994 + 2,5 \cdot 2,4(23,2 + 35)] = 2,2 \text{ МН.}$$

Қ.1.3-кесте

Топырақтың орналасқан қабатының орташа тереңдігі, a_i , м	f_i , кПа мәні						
	ағымдылықтың көрсеткіші I_L кезінде						
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
1	35	23	15	12	8	4	2
2	42	30	21	17	12	5	4

3	48	34	25	20	14	7	5
4	52	38	27	22	16	8	5
5	56	40	29	24	17	8	6
6	58	42	31	25	18	8	6

Шартты тексеруді былай жүргіземіз:

$$F_{d2} / \gamma_g = 2,2 / 1,4 = 1,55 \text{ МН} > N = 1,1 \text{ МН}.$$

іргетастың негіздігінің көтергіш қабілеттілігі төселетін қабатта [25] формула бойынша былай анықталады:

$$F_{d3} = \gamma_c \left[\gamma_{cr} \cdot R_z \cdot A_s + d_p \cdot U_m (f_i \cdot \gamma_{cl} + i_d \cdot E \cdot \gamma_{cd} \cdot \xi_r) \right] \cdot \gamma_c', \text{ МН},$$

мұнда γ_{cr} - Қ.1.1.4-кестесі бойынша алынатын нығыздалмаған топырақтың жұмыстарының шартының коэффициенті (2,5 м-ге тең d_p үшін 1,2 құрайды).

Қ.1.4-кесте

Таптау тереңдігі, d_p , м	2	2,5	3	3,5
Жұмыстар шартының коэффициенті, γ_{cr}	1	1,2	1,4	1,6

R_z - топырақтардың төселетін қабатының шөкпелі топырақтарға арналған есептік кедергісі

$$R = F_{si} \cdot k_{si},$$

мұнда F_{si} - 5,32 м тереңдіктегі (Қ.1.1.1-суретті қараңыз) топырақтардың есептік шөкпелік қысымы (Қ.1.1.1-кестесін қараңыз);

k_{si} - 1,5-ке тең алынатын түзету коэффициенті, өйткені F_{si} компрессиондық сынаулар бойынша анықталған, МПа;

A_s - нығыздалған аймақтың оны ең үлкен жалпақтау орнындағы көлденең қиманың алаңы, м²;

E - құрастыратын төселетін қабаттың топырағының деформациясының компрессиондық модулі, 2,5 Мпа.

$$F_{d3} = 1[1,2 \cdot 1,5 \cdot 160 \cdot 4,52 + 2,5 \cdot 2,4(29 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 2500 \cdot 0,5 \cdot 0,8)] = [1302 + 2,5 \cdot 2,4(23,2 + 25)]0,65 = 1302 + 289 = 1,59 \text{ МН}.$$

Шартты тексеруді былай жүргіземіз:

$$F_{d3} / \gamma_g = 1,59 / 1,4 = 1,13 \text{ МН} > N = 1,1 \text{ МН}.$$

Осылай бұл шарт сақталады, сондықтан негіздіктің көтергіш қабілеттілігі қамтамасыз етілген.

2-қосымша

Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастарды деформациялардағы екінші шекті күй бойынша есептеумен тексеру

Қ.2.1 Жобалауға арналған шығу деректері

Шөкпелілігі бойынша I типті топырақтық шарттарға жататын, тұзданған сары топырақты саздақтармен және құмдақтармен төселген учаскелерге тұрғызылатын тоғызқабатты тұрғын ғимараттарды жобалаймыз дейік.

Учаскелердің құрылыс аудандарындағы топырақтардың негізгі физикалық-механикалық сипаттамалары Қ.2.1-кестеде келтірілген.

Қ.2.1-кесте

Қабаттың түпкі беттің топырақты деңгейінен алынатын тереңдігі $d_p, \text{м}$	$\rho_s, \text{т/м}^3$	$\rho_d, \text{т/м}^3$	$\rho, \text{т/м}^3$	$W, \%$	$W_L, \%$	$W_p, \%$	$P_{sl}, \text{кПа}$
1	2,68	1,39	1,60	0,15	0,27	0,17	80
2	2,68	1,42	1,61	0,13	0,27	0,17	80
3	2,68	1,45	1,65	0,14	0,27	0,17	115
4	2,68	1,45	1,68	0,16	0,27	0,17	120
5	2,68	1,45	1,75	0,20	0,27	0,20	140
6	2,68	1,58	1,81	0,20	0,27	0,20	140

Суға қаныққан жағдайдағы табиғи төселген топырақты деформациясының модулі 3,6 МПа-ға тең.

Іргетастың үстіңгі деңгейіндегі нормативтік жүктемелер мыналардан құралады: N - 1100 кН, M - 500 кНм және Q - 800 кН.

Қ.2.2 ТҚІ-тарды есептеу

Негізгі есептік параметрлерді [25]-тің ұсыныстарына сәйкес табамыз.

Топырақтың нөлдік температурасын маусымдық таратудың нормативтік тереңдігі d_{fn} келесідегідей:

$$d_{fn} = d_o \sqrt{M_t} = 0,23 \sqrt{30} = 1,26 \text{ м}, \quad d_{fn} = d_o \sqrt{M_t} = \sqrt{30} \cdot 0,23 = 1,26$$

мұнда M_t - осы аудандарға арналған орташа айлық теріс температуралардың абсолюттік мәнінің қосындыларына тең коэффициент— 30 [5];

d_o - топырақтардың типіне арналған коэффициент - саздақтар және құмдауыттар үшін 0,23 м [14]

Топырақтың нөлдік температураларын маусымдық таратудың есептік тереңдігі, d_f :

$$d_f = k_n d_{fn} = 1,1 \cdot 1,26 = 1,38 \text{ м},$$

мұнда k_n - жылытылатын ғимараттар және имараттардың жылу режимінің әсерін ескеретін коэффициент - 1,1.

Іргетастың алдын ала өлшемдерін орта қима бойынша есептік қысымнан шыға отырып былай анықтау керек:

$$A = M/\sigma = \frac{1100}{650} = 1,7 \text{ м}^2,$$

мұнда σ - 650 кПа-ны құрайтын ғимараттың жүктемесінің әрекетінен топырақта $\frac{1}{2} d_f$ тереңдіктегі болатын вертикальды кернеу,

Демек, ТҚІ-ды орта қимасының өлшемдері 1,3 x 1,3 м ретінде алу керек. Қазаншұңқырды таптаудың минимальды тереңдігін анықтаймыз.

$$d_{p,min} = 1,2 h_s (1 - \rho_d / \rho_{ds}) = 1,2 \cdot 1,5 \cdot (1 - 1,39 / 1,622) = 0,26 \text{ м},$$

мұнда h_s - нығыздалған аймақтың ені $d_s - 2b_{\sigma}$, м кезінде $1,5 b_{\sigma}$ -ге тең алынатын қазаншұңқырдың астындағы нығыздалған аймақтың тереңдігі;

ρ_d - таптау белгілерінен бастап нығыздалған аймақтың төменгі шекарасына дейінгі шекті қалыңдығында құрғақ топырақты табиғи төсеудің орташа тығыздығы, Қ.2.2.1-кестесіне сәйкес - 1,39 т/м³;

ρ_{ds} - нығыздалатын аймақтың шектеріндегі құрғақ топырақтың орташа тығыздығы:

$$\rho_{ds} = \frac{1}{2} \left(\rho_d + \frac{G \rho_s \rho_w}{G \rho_w + W} \right) = \frac{1}{2} \left(1,39 + \frac{0,9 \cdot 2,68 \cdot 1}{0,9 \cdot 1 + 0,15 \cdot 2,68} \right) = 1,622 \text{ т/м}^3,$$

мұнда G - 0,9-ті құрайтын нығыздалған топырақтың ылғалдылығының дәрежесі; W - 0,15-ке тең топырақтың табиғи ылғалдылығы;

ρ_s - 2,68 т/м³-ке тең топырақ қаңқасының тығыздығы;

ρ_w - 1 т/м³-ке тең судың тығыздығы (келтірілген мәндер тапсырмаға сәйкес қабылданған).

Нөлдік температураларды маусымдық таратудың есептік тереңдігіне сәйкес - 1,38, іргетасты төсеу тереңдігін d_f нақты 1,4 м ([11] бойынша d_f - үлкен) тең алу керек.

ТҚІ-дың орта қимасының өлшемі 1,3 x 1,3 м ($b_{\text{ж}}$ 1,3 м-ге тең), үстіңгі 1,6 x 1,6 м ($b_{\text{ж}}$ 1,6 м-ге тең), астыңғы 1 x 1 м (b 1 м-ге тең) өлшемдер, 0,25 d_f биіктігіндегі іргетастың өлшемдері төменгі жағынан 1,45 x 1,45 м-ді құрайды.

Горизонтальды жазықтықтағы квадратты қималы ТҚІ-ға арналған кедергінің күштерінің моменті мына формула бойынша [25] анықталады:

$$W = 0,167 b_{\text{ж}} a_{\text{ж}} = 0,167 \cdot 1,3^3 = 0,367 \text{ м}^3.$$

[11]-ге сәйкес іргетастың меншікті салмағы мынаны құрайды:

$$G = b_{\text{м}} \cdot d_{\text{г}} \cdot \gamma_{\phi} = 1,3 \cdot 1,4 \cdot 24 = 56,8 \text{ кН},$$

мұнда $\gamma_{\phi} - 24 \text{ кН/м}^3$ -ті құрайтын іргетастың меншікті салмағы.

Нығыздалған топырақтағы есептік қысымды Формулар Құралында (5.11) келтірілген бойынша, $M_{\gamma} - 0,84$, $M_q - 4,34$, $M_c - 6,9$ мәндері кезінде былай анықтау керек (үйкелу 26 градуска тең q бойынша қабылданады).

$$R_s = \frac{\gamma_{\text{с}} \cdot \gamma_{\text{сз}}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b_{\text{уст}} \gamma_{II} + M_q d_{\text{г}} \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c C_{II} \right] = \frac{1,2 \cdot 1}{1} \\ (0,84 \cdot 1 \cdot 1,7 \cdot 18,63 + 4,34 \cdot 1,4 \cdot 16,15 + 0 + 6,9 \cdot 45) = 435,3 \text{ кН/м}^2,$$

мұнда $\gamma_{c1} \gamma_{c2}$ -

$\gamma_{c1} - 1,2$, $\gamma_{c2} - 1$ -ге сәйкес тең алынған негіздікпен өзара әрекеттегі топырақтық негіздіктер мен ғимараттарға сәйкес жұмыс шартының коэффициенті;

k - сенімділік коэффициенті - 1, өйткені топырақтың беріктік сипаттамалары (ϕ и c) тікелей сынаулармен анықталған;

k_z - 1-ге тең алынатын коэффициент;

$d_{\text{г}}$ - іргетастарды жайғасымдаудың деңгейінен 1,4 м-ге тең төсеу тереңдігі;

d_b - өйткені, жобаланатын ғимараттарда ұясты қабаты болмайды, 0-ді құрайды;

C_{II} - топырақтың меншікті ұстасуының есептік мәні - 45 кПа;

$b_{\text{уст}}$ - шартты іргетастың табанының ені, м;

$\gamma_{\text{с}}$ - іргетастың табанының төменгі жағына төселетін топырақтың меншікті салмағының орташаланған есептік мәні - 18,63 кН/м³;

$\gamma_{\text{сз}}$ - бұлар да 16,15 кН/м³-ке тең ТКІ-тар табанынан жоғары төселетін топырақтарға арналған (параметрлердің келтірілген мәндері [8] ұсыныстары бойынша қабылданған).

Шартты іргетастың табанының ені осы құралда келтірілген (5.6) формуласы бойынша былай анықталады:

$$b_{\text{уст}} = b_{\text{б}} + 1,5 d_{\text{г}} \left(\text{tg} \frac{\alpha}{4} \right) = 1,45 + 1,5 \cdot 1,4 (0,114) = 1,689 \text{ м} \approx 1,7 \text{ м},$$

мұнда іргетастың $b_{\text{б}} - 0,25 d_{\text{г}}$ тереңдіктегі 1,45 м-ге тең ені;

$$\text{tg} \frac{\alpha}{4} = 0,114.$$

Іргетастың табанынан төмен және жоғары төселетін топырақтың меншікті салмағының есептік мәні, [25]-ге келесідегідей сәйкес:

$$\gamma_{II} = \left(1 + \frac{G \gamma_{\phi} \cdot e}{\gamma_s} \right) \gamma_{\text{д.с}} = \left(1 + \frac{0,9 \cdot 10 \cdot 0,848}{26,8} \right) \cdot 14,5 = 18,63 \text{ кН/м}^3,$$

мұнда G - нығыздалған топырақтың 0,9-ға тең ылғалдылық дәрежесі;

$\gamma_{d.s}$ - нығыздалған аймақтың шектеріндегі құрғақ топырақтың меншікті салмағы-
14,5 кН/м³;

γ_w - судың меншікті салмағы - 10 кН/м³;

e - нығыздалған аймақтағы топырақтың кеуектілігі коэффициентінің орташа мәні;

γ_s - топырақтың бөлшектерінің 26,8 кН/м³ - қа тең меншікті салмағы (келтірілген мәндер тапсырмаға сәйкес қабылданған).

Нығыздалған аймақтағы топырақтың кеуектілік коэффициентінің орташа мәні мынаны құрайды:

$$e = (\rho_s - \rho_{d.s}) / \rho_{d.s} = (2,68 - 1,45) / 1,45 = 0,848,$$

мұнда ρ_s - нығыздалған аймақтағы топырақтың бөлшектерінің 2,68 т/м³-тең тығыздығы.

Келесі осыған ұқсас:

$$\gamma'_w = \left(1 + \frac{0,9 \cdot 10 \cdot 0,481}{26,8} \right) \cdot 13,9 = 16,15 \text{ кН/м}^3,$$

$\gamma_{d.s}$ - 13,9 кН/м³,

γ_s - 26,8 кН/м³,

e - 0,481.

Осы Құралдағы келтірілген (5.12) формуласы бойынша есептелетін топырақтың төселетін нығыздалған аймағының топырағының қысымы:

$$R'_s = \frac{k_{sl} P_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zg.o}}{\alpha} = \frac{1,5 \cdot 116,75 - (1,4 \cdot 16,5 + 1,95 \cdot 18,63) + 0,18 \cdot 1,4 \cdot 16,5}{0,18} = 665,85 \text{ кН/м}^2$$

мұнда k_{sl} - бастапқы шөкпелік қысымды анықтау кезінде (компрессиондық сынаулар бойынша) - 1,5-ке немесе (мөртабандық сынаулар бойынша) - 1,2-ге тең қабылданатын, оның аймақтан тысқары жеткілікті нығыздауы үшін топырақтың сығуын тарату есебінен бастапқы шөкпелік қысымның шамасын көтеруді ескеретін коэффициент;

$P_{sl} - d_p + h_s$ кезінде 3,35 м, - 116,75 кН/м²-тең тереңдіктегі төселетін топырақ бойынша бастапқы шөкпелік қысым;

α - іргетастың қимасының пішіні бойынша - 0,18 [10] ұсыныстарына сәйкес алынады).

Іргетастың табаны астындағы жиектік қысымды, Құралда келтірілген (5.4) формуласы бойынша былай анықтаймыз:

$$P_{\max \min} = \frac{N + G}{A_{\text{учл}}} \pm \frac{\sum M - 0,5 p_k b_m d_p}{W} = 400,3 \pm \frac{612 - 0,5 \cdot 460,3 \cdot 1,3 \cdot 1,4^2}{0,367} =$$

(400,3±69,7) кН/м²

мұнда N - вертикальды жүктемелердің 1100 кН тең қосындысы;

$\Sigma M = M + hQ$ - іргетастардың табанының ауданына салыстырмалы әрекет ететін күштің моменттерінің қосындысы - 612 кНм;

$A_{жкл}$ - шартты іргетастың табанының ауданы- 2,89 м²;

P_k - топырақтың 460,3 кПа-ға тең реактивтік қысымы;

Шартты іргетастың табанының алаңын осы Құралда көрсетілген (5.5) формуласы бойынша былай анықтаймыз:

$$F_{жкл} = b_{жкл}^2 = 1,7^2 = 2,89 \text{ м}^2.$$

Топырақтың реактивтік қысымын да P_k осы Құралдан алынған (5.9) формуласы бойынша былай анықтаймыз:

$$q = n + P_{ж} = 60 + 400,3 = 460,3 \text{ кПа}$$

Орташа қысымды $P_{ж}$ және сонда келтірілген (5.10) формуласы бойынша былайша табамыз:

$$P_{ж} = \frac{N + G}{A_{ж}} = \frac{1100 + 56,8}{1,69} = 400,3 \text{ кН/м}^2,$$

мұнда $A_{ж}$ - іргетастың 0,5h тереңдіктегі көлденең қимасының алаңы $b_{ж}$ -1,69 м²- ға тең.

$$P_{жиз} - 830,6 \text{ кН/м}^2 > 0,$$

$$P_{жаз} - 470 \text{ кН/м}^2 \leq 1,2 R_s = 1,2 \cdot 435,3 = 522,4 \text{ кН/м}^2,$$

$$P_{жаз} - 470 \text{ кН/м}^2 \leq 1,2 R'_s = 1,2 \cdot 665,85 = 799 \text{ кН/м}^2.$$

Сондықтан іргетастың табаны астындағы жиектік қысымдар топырақтың есептік кедергісінен аз болғандықтан ТҚІ-тардың жұмысының сенімділігі екінші шекті күй, яғни деформациялар бойынша қамтамасыз етіледі.

Библиография

- [1] ҚР ҚНЖЕ 1.03-05-2001 Құрылыстағы еңбекті қорғау және техника қауіпсіздігі
- [2] ҚР ҚНЖЕ 1.03-06-2002 Құрылыстық өндіріс. Кәсіпорындарды, ғимараттарды және имараттарды салуды ұйымдастыру
- [3] ҚНЖЕ 2.01.07-85* Жүктемелер және әрекеттер
- [4] ҚНЖЕ 2.03.01-84* Бетон және темірбетон құрылымдар
- [5] ҚР ҚНЖЕ 2-04-01-2001 Құрылыстық климатология
- [6] ҚНЖЕ 3.02.01-87 Жер имараттары, негіздіктер және іргетастар
- [7] ҚНЖЕ 3.03.01-87 Көтеруші және қоршау құрылымдары
- [8] ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002 Ғимараттар және имараттардың негіздіктері
- [9] ҚР ҚНЖЕ 5.03-34-2005 Бетон және темірбетон құрылымдар. Негізгі ережелер
- [10] ҚР ҚН 5.01-06-2002 Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастар. Есептеу және жобалау

- [11] ҚР ҚН 5.01-07-2002 Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастар. Жұмыстарды қабылдау жүргізу және ережелері
- [12] ВҚН 48-88 Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастарды құрылғылаудың міндетті технологиясы, Қазақ ССР-інің Мемқұрылысы
- [13] МСТ 5180-84 Топырақтар. Табиғи сипаттамалардың зертханалық анықтау әдістері
- [14] МСТ 12248-96 Топырақтар. Беріктік және деформациялық сипаттамаларды зертханалық анықтау әдістері
- [15] МСТ 22733-2002 Топырақтар. Максимальды тығыздықты зертханалық анықтау әдісі
- [16] МСТ 25.100-95 Топырақтар. Жіктеу
- [17] РҚН 40-85 Тапталған қазаншұңқырлардағы және тесілген ұңғымалардағы іргетастар
- [18] РҚН 57-90 Сейсмикалық аудандардағы тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастарды жобалау және құрылғылау жөніндегі республикалық құрылыстық нормалар
- [19] Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастарды жобалау және құрылғылау жөніндегі нұсқа- М: Стройиздат, 1981. - 112 б.
- [20] Тұзды топырақтардағы қысқа қағылмалы қадалардың эксперименттік-теориялық зерттеу жұмыстары - Киев: КСРО Мемқұрылысы ҚҚ ҒЗИ-ы - 1985. - 294 б.
- [21] Қорғаныстық қабықшада төсемдеп тапталған тұзды топырақтардағы іргетастарды жобалау және құрылғылау жөніндегі ұсыныстар - Астана: - Л.Н.Гумилев атындағы ЕҰУ жанындағы КГТИ. 2001. - 191 б.
- [22] Оңайбаев Б.Ж. Тұзды топырақтардағы ізденістер, жобалау және құрылыс - Қарағанды, ҚарМТУ, 2001. - 308 б.
- [23] Ғимараттардың және имараттардың деформацияларына арналған бақылау жөніндегі нұсқау - Мәскеу: Стройиздат, 1994. - 241 б.
- [24] Выгодский М.Я. Элементарлық математика жөніндегі анықтамалық - М: Наука, 1978. - 336 б.
- [25] Крутов В.Н. Тапталған қазаншұңқырлардағы іргетастар. - М: Стройиздат, 1985. - 320 с.

ӘОЖ 624.153.2

МСЖ 93.020

Түйін сөздер: тапталған қазаншұңқырлар, ТҚІ-тарды қолдану, көтергіш қабілет, есептік кедергі, кәдімгі іргетастар, жалпақталған іргетастар, іргетастарды төсеу тереңдігі.
