

На правах рукописи

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ БССР
ГЕЛОРУССКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

ЖЕЗНИЦКИЙ ИОСИФ АНТОНОВИЧ

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЙ
НАКЛОННЫХ АНКЕРНЫХ ПЛИТ

(05.2302 - Основания, фундаменты и подземные
сооружения)

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени кандида-
та технических наук.

Минск 1972

Работа выполнена на кафедре "Основания, Фундаменты и инженерная геология" Белорусского ордена Трудового Красного Знамени политехнического института и лаборатории теории и методов расчета оснований и сооружений ордена Трудового Красного Знамени Научно-исследовательского института оснований и подземных сооружений.

НАУЧНЫЕ РУКОВОДИТЕЛИ:

1. Доктор технических наук, проф. Ю.А. СОВОЛЕВСКИЙ.
2. Кандидат технических наук, старший научный сотрудник А.С.КАНАНЯН.

ОФИЦИАЛЬНЫЕ ОППОНЕНТЫ:

1. Доктор технических наук, профессор И.А. СИМБУЛИЦИ.
2. Кандидат технических наук, старший научный сотрудник В.А.КУЗЬМИЦКИЙ.

3. Ведущее предприятие - Белорусское отделение института "Энергосетьпроект".

Автореферат разослан "5" января 1973 г.

Защита диссертации состоится "9" февраля 1973 г. на заседании Объединенного Совета по присуждению ученых степеней по строительным, гидротехническим, строительству коммунальных сооружений и химико-технологическим специальностям при Белорусском ордена Трудового Красного Знамени политехническом институте.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке БПИ.

Просим Вас и сотрудников Вашего учреждения, интересую - щихся темой диссертации, принять участие в заседании Ученого Совета и прислать свои отзывы (в двух экземплярах), заверенные печатью учреждения, по адресу: г. Минск-27, Ленинский проспект, 65, Белорусский политехнический институт, учёному секретарю Совета.

Ученый секретарь Совета
кандидат технических наук,
доцент

И.С.КАЧАИ

Девятая пятилетка является важным этапом в строительстве материально-технической базы советского общества. Сохраняются высокие темпы развития тяжелой промышленности. Выработка электроэнергии в 1975 году - последнем году пятилетки - достигнет 1030-1070 миллиардов киловатт - часов. Будут продолжены работы по созданию единой энергосистемы СССР. Для решения этой задачи в 1971 - 1975 годах будут построены новые линии электропередачи различного напряжения.

Стоимость фундаментов высоковольтных линий (ВЛ) составляет около 20-30% от всех затрат на их строительство. Упрощение и удешевление фундаментов опор ВЛ позволит сэкономить значительные капитальные вложения в энергетике, а также ускорить ввод в действие новых мощностей.

Значительное место в строительстве ВЛ занимают железобетонные и металлические опоры с оттяжками, наиболее экономные как по стоимости, так и по расходу материалов - железобетона и металла. Оттяжки удерживают опору в проектном положении посредством анкерных плит.

Применяемые на строительстве ВЛ конструкции анкерных плит обладают рядом недостатков, основными из которых являются большой объем земляных работ и значительный расход железобетона. Способы расчета оснований наклонных анкерных плит по предельным состояниям не разработаны.

Приведенные в реферируемой работе результаты исследований относятся преимущественно к области энергетического строительства, но они могут быть использованы также и при решении вопросов закрепления в грунте анкерными плитами других сооружений.

В виду отсутствия строгого аналитического решения задачи предложен инженерный метод расчета оснований по устойчивости, а для расчета по деформациям даны рекомендации. Нормативные сопротивления грунтов обратной засыпки исходя из допускаемых перемещений надфундаментной части.

Диссертация состоит из введения, пяти глав, перечня использованной литературы и приложений. В введении дан обзор экспериментальных и теоретических исследований различных авторов, а также сформулированы задачи настоящей работы. Первая глава посвящена состоянию вопроса. Во второй и третьей главах приведены результаты лабораторных и полевых опытов. Четвертая глава содержит метод расчета оснований наклонных анкерных плит по устойчи-

ности, в пятой — описываются предлагаемые конструкции анкерных плит и дается их технико-экономическое обоснование. В приложении приведены графики и таблицы вспомогательных коэффициентов для расчета оснований наклонных анкерных плит по предложенному методу.

В практике линейного фундаментостроения принимаются сборные анкерные плиты (железобетонные и металлические) или набивные. В СССР в основном используются сборные железобетонные анкерные плиты, что исключает производство мокрых процессов на местах установки опор. Недостатком является практика обратной засыпки котлованов без трамбовки грунта, что снижает несущую способность основания и надежность анкеровки. Изыскания на трассе выполняются в недостаточном количестве, а определение физико-механических свойств грунтов производится на основании таблиц СНиП.

Существующие методы расчета оснований анкерных фундаментов, как-то метод грунтового конуса (Г.К.Клейн, Э.Фрид, К.Фильц, ПУЭ-48), метод давления грунта (Г.Фрелих, А.Мюллер, Г.Морс), метод среза (М.Л.Гальперн, Е.Франке, Г.Петерсон), метод трения (Ц.Шкопек, В.Гиркман, А.И.Половинкин, С.И.Новал), метод СНиП (А.С.Кенания и др.) относятся в основном к расчету вертикальных грубозидных фундаментов. Некоторые авторы предлагают расчет оснований анкерных фундаментов выполнять различными методами и принимать в качестве расчетного меньшее из полученных значений несущей способности грунта. Существует и такое мнение, что все методы расчета на выравнивающие нагрузки дают только весьма приближенное значение несущей способности основания, а точные данные можно получить только путем натуральных испытаний.

СНиП II-И.9-62 предлагает расчет вертикальных анкерных фундаментов производить по формуле:

$$N_{доп} \leq (\gamma_b \gamma_p + S c_0 + 0,9 \gamma_p) m. \quad (I)$$

В этой формуле первое слагаемое представляет собой вес покоящегося на фундаменте грунтового обелиска, у которого боковые поверхности прямолинейны и отклонены от вертикали под углом γ_b . Угол отклонения определяется в зависимости от вида и объемного веса грунта обратной засыпки. Вторая часть формулы учитывает сила сцепления по боковой поверхности обелиска. Значение удельного сцепления принимается для грунтов засыпки.

Метод СНИП основан на работах А.С. Кананяна. Аналогичные предложения ряда авторов отличаются формой грунтового обелиска (Л.Р. Марзупольский, Л.С. Агамирзян, Л.И. Джисев, Ю.И. Соловьев, К. Колер, Ф. Режёфи и И. Шигети, И. Биарез и др.). Некоторые методы (Г.А. Беричевский, Проектстальконструкция и др.) предлагают учитывать также и силы трения по боковой поверхности. В соответствии с опытом, поверхности скольжения имеют криволинейную форму и их аппроксимация плоскостями делает формулу (1) приближенной. Второй член формулы (1) выражен неточно, так как вместо сил сцепления необходимо учитывать их проекцию на направление вырывающего усилия. Пренебрежение силами трения в формуле (1) приводит к необоснованному увеличению угла ψ .

Большинство исследований устойчивости оснований проведено для вертикальных анкерных фундаментов, затем их результаты относившись к наклонным анкерам (ОИИ института "Энергосетьпроект"; Проектстальконструкция; Г.А. Беричевский и др.).

Расчет оснований наклонных анкерных плит выполнялся по формуле:

$$N_{накл} = \varphi \cos \alpha, \quad (2)$$

где φ - расчетная несущая способность основания для вертикального анкера;

α - угол отклонения усилия от вертикали.

Такая постановка вопроса является неверной. Как показали наши опыты, расположение поверхностей скольжения в основании наклонных анкерных плит не симметрично оси и зависит от угла наклона вырывающей силы.

В связи с этим определение величины несущей способности оснований по формуле (2) может рассматриваться сугубо ориентировочно. Положение поверхностей скольжения необходимо знать не только для правильной оценки несущей способности основания, но и для устройства анкерных балок над плитами (пунктир на рис. 1) а также при учете совместной работы рядом расположенных фундаментов и т.д.

Предложенная Северо-Западным отделением института "Энергосетьпроект" методика расчета оснований наклонных анкерных плит базируется на учете веса грунтовой призмы, ограниченной по торцам плиты вертикальными плоскостями, и сил трения по ним:

$$N_{накл} = (R_{пн} - R_{аэ} + 2T_f) m, \quad (3)$$

где $P_{\text{акт}}$ - активное давление подпорной стенки высотой H ;
 $P_{\text{пасс}}$ - пассивное давление подпорной стенки высотой H ;
 T_f - силы трения по торцовым плоскостям призмы;
 m - коэффициент условий работы.

В данном методе форма грунтового обелиска не отвечает фактической работе основания анкерных плит; не учитываются силы сцепления по боковым поверхностям призмы выпора, а также часть сил трения; не выполняны рекомендации принимать для глинистых грунтов вместо угла внутреннего трения угол "сдвига", определяемый по формуле: $\varphi' = \varphi + \frac{c}{\sigma}$.

К. Хайкилло и Э. Лейн выведена формула для оснований наклонных анкеров в виде:

$$N_{\text{накл}} = C_{\text{гр}} + K a a \cdot \frac{H_0}{3 \sin \alpha} = 2(a + a_0) H_0 c_0 K. \quad (4)$$

В формуле вес грунтового обелиска учитывается только в пределах, ограниченных размерами анкерной плиты, что недостаточно. Во втором слагаемом формулы принята высота грунтовой призмы по направлению вырывающего усилия, а в третьем слагаемом - по вертикали.

Опытами исследователей (А.С. Канаян, Л.С. Агабирьян, И.И. Гудушауря и Л.Н. Джиоев, Г.К. Клейн, Л.Г. Мариупольский, С.И. Носаль, Ю.В. Соловьев, А.Г. Соколов, В.С. Христофоров и др.) установлено, что у анкерных фундаментов относительно мелкого заложения происходит выпор грунта по криволинейным поверхностям обкопления, у фундаментов относительно глубокого заложения разрушение основания происходит вследствие значительных деформаций за счет обтекания упругого ядра окружающим грунтом.

Проведенными нами лабораторными опытами в условиях плоской задачи выявлены зависимость перемещений от нагрузок и характер деформации основания, который определялся изменением черных полосок, выкладываемых у прозрачного стекла.

Полученные результаты показывают, что несущая способность основания возрастает по мере уменьшения угла наклона оттяжки. При нагрузке, равной 80% несущей способности основания, величины деформации не превышают 33% предельных перемещений. При 90%-ой нагрузке от предельной, деформации не превышают 50% от своих предельных значений. Отмечены две фазы состояния основа - ния при вырывании фундаментов из песчаного грунта: 1/ совмещенная фаза уплотнения и локальных сдвигов; 2/ фаза выпирания грунта.

По нашим наблюдениям, в этой серии опытов переход от первой фазы ко второй, т.е. начало разрушения основания, происходило при нагрузке, равной 80% от предельной.

Предельные деформации для наклонных анкеров больше, чем для вертикальных при относительной глубине заложения, равной 1 и 2. При относительной глубине равной 3 они практически одинаковы. Форма деформированной зоны основания имеет криволинейное очертание с двумя перегибами: в нижней части бочкообразным, в верхней — конусообразным. Поверхности скольжения имеют конусообразное очертание и хорошо аппроксимируются плоскостями по предложенным нами формулам (рис. 2).

Передвижение в грунте модели наклонного анкера поступательное параллельно ее первоначальному положению. Отмечаемое некоторыми авторами передвигание плиты с отклонением вверх связано со способом соединения модели анкерной плиты и тяжа. Такое отклонение поддается только при жестком их соединении. Этот вопрос имеет существенное значение при постановке модельных опытов, хотя он до сих пор не был замечен ни одним из авторов.

При положении плиты параллельно дневной поверхности грунта и наклонном усилии под углом 60° вместе с поступательным замечено и вращательное движение плиты. Модель стремится занять положение, перпендикулярное вырывающему усилию. В этом случае имеет место уменьшение несущей способности основания. Полученный результат противоречит данным Хейккиля и Лейна, которые отметили отсутствие влияния наклона плиты на несущую способность основания.

В наших опытах ядро было выявлено путем опускания плиты после разгрузки (при этом часть грунта отрывалась вместе с плитой). Форма и очертание уплотненного ядра является не симметричной по отношению к оси плиты. Такого рода форма уплотненного ядра предопределяет неравномерное распределение сдвигающих усилий. В пределах уплотненного ядра полоски окрашенного грунта остались прямолинейными, что наблюдалось также в опытах В.Г. Березанцева с моделями фундаментов зданий.

В условиях простративенной задачи было проведено 146 испытаний модели анкерных плит при наклоне тяжа к горизонту под углом 60° и при двух значениях объемного веса грунта обратной засыпки: 1,55 и 1,7 г/м³. 18 испытаний были выполнены при наклонах тяжа, равных 90° , 70° , 50° и 40° . Глубина заложения моделей принималась 180, 240, 300, 400 и 600 мм. Размеры мо-

делей приведены в таблице I.

Таблица I

Тип модели	Размеры, мм	Площадь, см ²
М-1	95 x 95	90,25
М-2	155 x 155	240,25
М-3	200 x 200	400,0
М-4	250 x 250	625,0
М-5	60 x 300	180,0
М-6	60 x 400	240,0
М-7	80 x 500	400,0

Опытами было установлено, что несущая способность оснований узких прямоугольных моделей больше, чем равновеликих по площади квадратных. Среднее увеличение несущей способности основания для узких плит при объемном весе грунта $1,7 \text{ т/м}^3$ и заглублений, равном 180, 240, 300 мм, составляет 37%. При глубине 400 мм значения несущей способности основания для узких и квадратных моделей практически одинаковы. Уплотнение основания приводит к значительному увеличению его несущей способности. При увеличении уплотнения основания от объемного веса грунта засыпки $1,55$ до $1,7 \text{ т/м}^3$, т.е. на 10%, рост несущей способности основания в процентах составляет от 50 до 98%.

Потеря устойчивости основания связана с выпором грунта, за исключением глубоких фундаментов (в нашем случае при глубине 600 мм). Опыты показали, что изменение конфигурации в плане дает эффект только для анкерных плит относительно мелкого заложения.

Деформация оснований прямоугольных моделей при малых глубинах заложения относительно больше, чем квадратных, так как они несут большую нагрузку, а при больших заглублениях замечается выравнивание перемещений и несущей способности оснований квадратных и прямоугольных моделей. При одинаковых заглублениях и нагрузке прямоугольные модели имеют меньше перемещения оснований. Вырывающие нагрузки для моделей с одинаковыми площадями при одинаковых перемещениях больше для прямоугольных. При одинаковом удельном давлении перемещения прямоугольных плит меньше, чем квадратных, и уменьшаются с ростом глуби-

ны заложения.

Для всех моделей в пределах исследованных соотношений с увеличением относительной глубины несущая способность основа - ния возрастает (рис. 3). Анализ значений несущих способностей основания для различных типов плит при одинаковом заглублении позволил получить новую зависимость, ранее неизвестную, в виде кривой, перебегающей под некоторым углом кривизне графика $M-A$. Такая сетка в пределах изученной области дает возможность ре - шить ряд задач, связанных с проектированием анкерных плит и под - бором их размеров в зависимости от значения вырывающего усилия. Можно также по заданному усилию выбрать требуемую глубину зало - жения и размеры плит.

Зависимость несущей способности основания от площади мо - дели показана на рис. 4. Прямоугольные модели, заложение на глубине 180 мм, имеют вырывающие усилия, близкие по значению квадратным моделям при глубине 240 мм. При глубине заложения 400 мм значения несущей способности оснований для квадратных и прямоугольных моделей одинаковы. Увеличение периметра моделей, при одинаковых площадях рабочей поверхности вызывает повышение несущей способности грунтового основания.

Зависимость несущей способности основания от угла наклона вырывающего усилия для квадратных плит криволинейна с минимумом в точке, соответствующей углу наклона 70° (рис. 5). Такой харак - тер кривой отмечен также и в работах институтов "Энергосеть - проект" и "Проектстальконструкция".

Для узких прямоугольных моделей увеличение наклона выр - вающего усилия приводит к росту несущей способности основания (рис. 6).

Отдельная серия опытов была проведена с половинной мо - делью анкерной плиты с жестким сопряжением модели и тяга. Перед - вращение модели в грунте наблюдалось у прозрачного окна. В ре - зультате опытов было подтверждено, что модель с жестким соеди - нением тяга и плиты при передвижении в грунте отклоняется вверх. На опытах в условиях пространственной задачи выявлено, что несу - щая способность оснований моделей плит с шарнирным сопряжением плиты и тяга больше, чем с жестким. Размеры призма выпора меньше для плит с жестким сопряжением. Возникновение первых трещин в грунте основания у плит с жестким сопряжением наблюдалось при достижении вырывающей нагрузки значения 15-90% несущей способ -

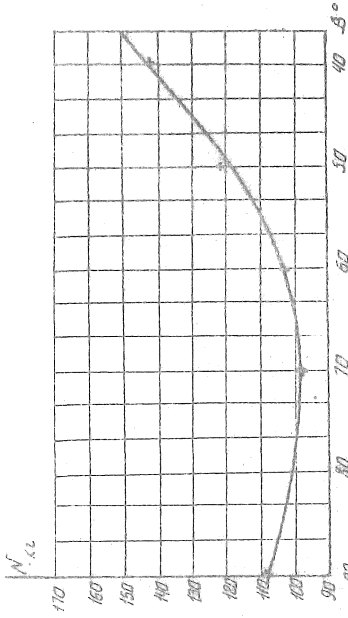


FIG. 5

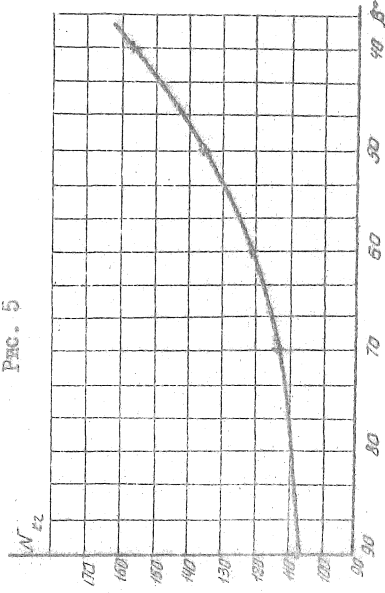


FIG. 6

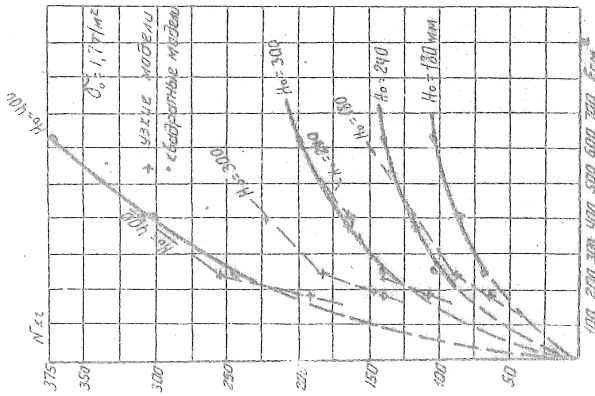


FIG. 4

ности основания, у плит с шарнирным сопряжением - при 70-80%. Специальные опыты были проведены с моделью размером 60x180 мм, шарнирно сопряженной с тяжем и устанавливаемой в различном положении в грунте (рис. 7).

Анализ результатов позволяет сделать вывод о целесообразности установки прямоугольных плит по схеме № 3. Наиболее неблагоприятным является расположение плиты по схеме № 2, поскольку значительное уменьшение несущей способности основания связано с приближением верхнего ребра плиты к поверхности грунта.

Полевые испытания проводились при наклоне в 60° вырывающей нагрузке к горизонту и при объемном весе грунта обратной засыпки $1,81 - 1,83 \text{ т/м}^3$. Глубина заложения плит принималась 1,5; 2,0; 2,5 м. Грунты - суглинки полутвердой консистенции. Размеры плит даны в таблице 2. Плиты устанавливались в котлованы с вертикальными стенками.

Таблица 2

Типы плиты	Размеры, мм	Площадь, м ²	Вес, т
A-0	600 x 2000	1,2	0,75
A-I	600 x 3000	1,8	1,00

Призма выпора грунта во всех случаях была шире отрываемого котлована, т.е. происходил захват выпором части вертикальных стенок. Таким образом, подтвердились результаты наших модельных испытаний и опытов В.Хайккила, в то время как И.Шкопек при вырывании наклонных ажурных плит, заложённых в котлован с вертикальными стенками в глинистых пылеватых грунтах, сделал заключение, что в выпоре участвует только грунт обратной засыпки, ограниченный стенками котлована. Такое явление возможно только при рыхлой засылке котлована.

Произведенный расчет несущей способности основания по предложенным нами формулам показал, что результаты расчета хорошо совпадают с опытным данными. Отклонение расчетных и опытных значений вырывающего усилия для плиты A-0 не превышает 8%, для плиты A-I - 3%.

Зависимость несущей способности основания от относительной глубины заложения аналогична зависимости, полученной в опытах с моделями.

При предельных нагрузках возникают значительные контактные давления — до $2,7 \text{ кг/см}^2$, что приводит к большим подвижкам основания. При фиксированном перемещении, равном $2,5 \text{ см}$, значения удельных давлений на основание плит составляют не более $0,95 \text{ кг/см}^2$, что для плиты А-0 больше нормативных давлений по СНиП на 18-20%, а для плиты А-1 на 11%. Таким образом, для узких анкерных плит, устанавливаемых в аналогичных с проведенными опытами условиях, нормативные давления на грунт обратной засыпки могут быть увеличены не менее чем на 10%.

В другой серии опытов исследовалась зависимость несущей способности основания анкерных плит от углов наклона вырывающей нагрузки при постоянной глубине заложения. Кроме того, проверено влияние расположения ребра на несущую способность основания.

Плиты устанавливались на глубине $2,5 \text{ м}$ с наклоном вырывающей нагрузки к горизонту на 70° , 60° , 50° . Был испытан также вертикальный анкер. Грунты площадки сложены моренными супесями. Размеры плиты: длина 2000 мм , ширина 600 мм .

На рис. 8 представлены графики зависимостей вырывающей нагрузки от вертикальных перемещений. Установлен рост несущей способности основания с уменьшением угла наклона аналогично модельным испытаниям, а также снижение деформаций основания по мере уменьшения угла наклона.

График приведенный на рис. 9, иллюстрирует результаты двух опытов при различном положении ребра. Несущая способность основания оставалась одинаковой для обоих опытов. Это обстоятельство можно объяснить образованием уплотненного ядра над плитой. Таким образом, расположение плиты ребром вниз не может быть рекомендовано, так как при этом увеличивается объем земляных работ и, следовательно, глубина котлована, а также возникают дополнительные трудности с установкой плиты.

Расчет устойчивости оснований, выполненный по предложенным нами формулам, показал следующие отклонения расчетных и опытных значений: для угла 70° — 6%; для 60° — 4%; для 50° — 14%.

Давление грунта на контакте при перемещении, равном $2,5 \text{ см}$, и угле наклона вырывающей нагрузки $\beta = 60^\circ$ составляет $R = 1,08 \text{ кг/см}^2$. Величина нормативного давления $R^* = 0,84 \text{ кг/см}^2$. Таким образом, для анкерных плит устанавливаемых в аналогичных условиях нормативное давление может быть увеличено до 30%.

Лабораторные и полевые опыты показали, что прямоугольные плиты обладают большей устойчивостью в грунте, чем равноудли-

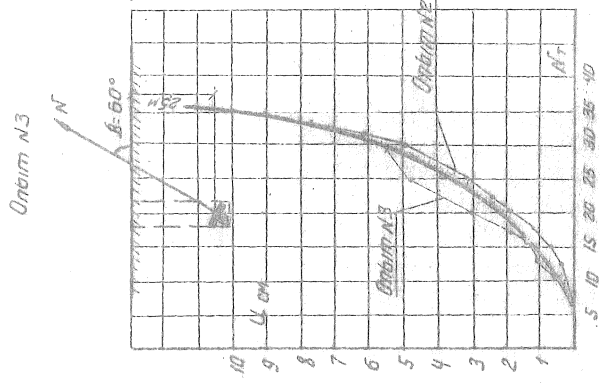
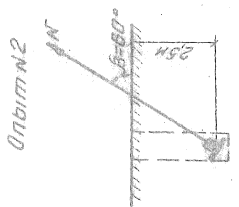
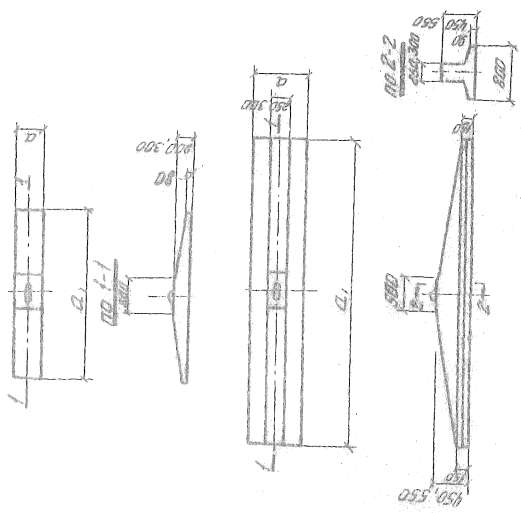


Рис. 9

Марка машины	Расстояние, км		Марка двигателя	Потребл. топлива, л/ч		Время, ч	Всего, л	N =
	в	д		в	д			
А-1	400	2500	200	0,192	30	0,380	1987	ТМ-71
А-2	600	3600	200	0,192	76	1,02		
А-3	800	4800	200	0,192	152	1,82		
А-4	1000	6000	200	0,192	172	2,68		
А-5	1400	8500	200	0,192	196	3,32		

Рис. 10

кие им по площади квадратные. Прямоугольные модели анкерных плит имели при всех прочих равных условиях меньшие деформации чем квадратные.

Для решения вопроса о возможности внедрения прямоугольных плит в практику следовало доказать это положение на полевых опытах с квадратными и прямоугольными плитами одинаковой площади при заданном их перемещении.

Испытания проводились с плитами типа А-2 и АП-1, площадью 2,1 м² и плитами А-3 и АП-2, площадью 3,6 м² в глинистых и песчаных грунтах. Размеры котлована были на 3,4 м больше соответствующей стороны плиты, угол наклона оттяжки оставил 60°.

Результаты опытов показали, что давление на квадратные и прямоугольные плиты при перемещении их до 2,5 см в широких котлованах практически одинаковы. В этих случаях расчет по деформативности основания прямоугольных плит может быть выполнен по методике СНиП. При нагрузках, близких к предельным, наблюдалось значительное увеличение вырывающих усилий для прямоугольных плит по сравнению с квадратными при меньших (до 30%) деформациях основания.

С помощью построения Понселе нами обнаружено, что углы φ_{01} и φ_{02} (рис.1) связаны между собой следующими зависимостями:

$$\begin{aligned} \varphi_{01} + \varphi_{02} &= \varphi \\ \varphi_{02} - \varphi_{01} &= \frac{H}{R} - \beta \end{aligned} \quad (5)$$

При этом ВД соответствует плоскости выпора полнорной стенки высотой H , а АС - плоскости обрушения стенки высотой R .

Решая систему этих уравнений, получаем следующие формулы для определения углов φ_{01} и φ_{02} :

$$\begin{aligned} \varphi_{01} &= \frac{1}{2} \left[\frac{H}{R} - (\beta + \varphi) \right] \\ \varphi_{02} &= \frac{1}{2} \left[\frac{H}{R} - (\beta - \varphi) \right] \end{aligned} \quad (6)$$

При $\beta = 0$ выражения для φ_{01} и φ_{02} соответствуют значениям углов для предельных площадок скольжения по теории прочности Кулона-Мора. При $\beta = 90^\circ$ получаем $\varphi_{01} = \varphi_{02} = \frac{\varphi}{2}$.

Плоскости скольжения, проведенные под этими углами хорошо аппроксимируют опытные поверхности. Задаваясь глубиной заложения плиты, ее размерами и углом наклона оттяжки, можно при помощи формул (6) определить объем приемы выпора и площадь боковой поверхности.

При проектировании опор ВД в зависимости от степени уплотнения грунта обратной засыпки формулы для определения расчетных углов отклонения поверхностей скольжения принимают следующий вид;

$$\begin{aligned}
\psi_{01} &= -\frac{1}{2} \left[\frac{\pi}{2} - (\beta + k\varphi^0) \right] ; \\
\psi_{02} &= \frac{1}{2} \left[\frac{\pi}{2} - (\beta - k\varphi^0) \right] ; \\
\psi_{03} &= k\varphi^0 .
\end{aligned}
\tag{7}$$

Значение углов ψ_{01} и ψ_{02} всегда положительное; угла ψ_{03} положительное, если угол отклоняется вправо от вертикали к анкерной плите, и отрицательное, если влево. Угол ψ_{03} может также равняться нулю при $\beta + k\varphi^0 = \frac{\pi}{2}$. В этом случае плоскость скольжения совпадает с вертикалью к плите.

Расчетное удельное сцепление грунта обратной засыпки определяют по формуле:

$$c_0 = K c_p \tag{8}$$

Коэффициент K в формуле (7) и (8) принимаются по СНиП II-И.9-62.

Вырывающее усилие при наклонной нагрузке определяется по формуле:

$$\begin{aligned}
N^A = & \gamma_0 V (\sin \beta + \cos \beta \tan \varphi^0) + (S_1 \cos \alpha_1 + S_2 \cos \alpha_2 + \\
& + 2S_3 \cos \psi_{03}) c_0 + \alpha \beta G_p \sin \beta
\end{aligned}
\tag{9}$$

где γ_0 — объемный вес грунта обратной засыпки, т/м³;

V — объем призмы вывора, м³;

S_1, S_2, S_3 — площади боковой поверхности призмы вывора, м²;

c_0 — расчетное удельное сцепление грунта обратной засыпки, т/м²;

G_p — вес анкерной плиты, т.

Расчетное вырывающее усилие

$$N_{\text{в}}^A = N^A m \tag{10}$$

где m — коэффициент условий работы (для опор ВД принимается по СНиП);

m — коэффициент неравномерности возмущения наклонной анкерной плиты (для $\lambda = 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0; m = 0,40; 0,65; 0,85; 0,95; 1,0$ соответственно. Промежуточные значения принимаются по линейной интерполяции).

Устойчивость считается обеспеченной при условии:

$$N_{\text{в}}^A \geq N^P \tag{II}$$

где N^P — расчетная нагрузка на анкерную плиту от действующих на опору усилий.

Процесс расчета значительно упрощается с введением безразмерных коэффициентов, которые табулированы или представлены в виде графиков, зависящих от $\varphi_0 = k\varphi^0; \lambda$.

Таблица 3

Предлагаемые прямослойные плиты										Применяемые криволинейные плиты																	
Марка	Размеры, мм		Площадь, м ²	Объем бетона, м ³	Вес, кг	Размеры, мм	N	Вет. толщ. плиты, мм	Марка	Арина	Ширина	Размер в мм	Площадь, м ²	Объем бетона, м ³	Вес, кг	Размеры, мм	N	Вет. толщ. плиты, мм	Марка	Арина	Ширина	Размер в мм	Площадь, м ²	Объем бетона, м ³	Вес, кг	Сталь без учета ст. прок. рас. в %	Сталь с учетом ст. прок. рас. в %
	Длина	Ширина																									
A-1	2500	400	1,0 58	0,152	0,38	18	475	10,3	АП-6	1100	1100	121 4,4	0,35	0,875	45,0	17,2	25,0 405										
A-2	3000	600	2,1 8,4	0,432	1,08	36	333	33,0 52,3	АП-1	1600	1600	2,56 6,4	0,70	1,750	35	20,0	56,4 97,7										
A-3	4500	800	3,6 106	0,650	1,62	54	333	58,3 87,5	АП-2	1900	1900	3,6 7,6	0,90	2,250	50	22,2	61,1 121,2										
A-4	5500	1000	5,5 130	1,070	2,68	63	23,6	77,4 125,7	АП-3	2500	2500	6,25 10,0	1,45	3,6	60	16,7	121,3 186,5										
A-5	5500	1100	7,7 130	1,334	3,32	63	19,0	91,2 151,7	АП-4	3000	2700	9,20 12,2	2,00	5,0	53	10,6	166,2 238,1										

Применение прямоугольных плит целесообразно как для связных грунтов, так и для несвязных грунтов. Причем несущая способность плиты возрастает при большем соотношении длины к ширине. При разработке номенклатуры прямоугольных плит это обстоятельство учитывалось приданием плитам вытянутой узкой формы в плане. Предложенные плиты показаны на рис. 10. Техничко-экономические показатели даны в табл. 3.

В В О Д И

1. Анкерные плиты являются одним из наиболее экономичных способов закрепления сооружений практически в любой грунтовой среде.

2. Принятые на строительстве ДП конструкции анкерных плит имеют ряд недостатков, так как их применение связано со значительным объемом земляных работ и большим расходом железобетона.

3. Предложенные и разработанные конструкции узких анкерных плит более экономичны как по расходу материалов и уменьшению объемов земляных работ, так и по условиям использования несущей способности основания.

4. Несущая способность оснований прямоугольных плит выше, чем квадратных, и зависит от относительной глубины заложения и уплотнения грунтов обратной засыпки.

5. Для анкерных плит мелкого заложения увеличение периметра при прочих равных условиях приводит к росту несущей способности основания. С увеличением глубины заложения эффект периметра снижается.

6. Установлено, что для прямоугольных анкерных плит несущая способность основания увеличивается при уменьшении угла наклона оттяжки к горизонту, тогда как для квадратных характерно снижение вырывающего усилия при углах $70^\circ + 80^\circ$ с дальнейшим его увеличением.

7. Самым благоприятным является положение анкерной плиты с шарнирным сопряжением оттяжки перпендикулярно вырывающему усилию, при котором в грунте имеет место поступательное движение.

При жестком сопряжении наблюдается отклонение плиты вверх с уменьшением несущей способности основания.

8. Установлено, что деформативность оснований прямоугольных плит ниже, чем квадратных.

9. Испытаниями отмечено значительное отставание деформации ос-

нования наклонных анкерных плит по сравнению с ростом вырывающего усилия - около 40% перемещений приходится на последнее 10% нагрузки, т.е. имеет место явная нелинейная зависимость. При этом обнаруживаются две фазы напряженного состояния грунта: совмещенная фаза уплотнения и локальных сдвигов и фаза выпора, в отличие от оснований фундаментов, работающих на вдавливание.

10. Выявлено, что характер деформаций оснований и зависимость нагрузка-перемещение одинаковы для песчаных и глинистых грунтов.

11. Установлено наличие уплотненного ядра параболической формы над анкерной плитой.

12. Поверхности скольжения, имеющие криволинейное очертание, образуются в пределах деформированной зоны и возникают вначале со стороны верхнего ребра.

13. Предлагаемые формулы для определения углов отклонения поверхностей скольжения наклонных анкерных плит с аппроксимацией криволинейных поверхностей плоскостями хорошо согласуются с опытными данными, а предложенная методика расчета оснований наклонных анкерных плит близко подтверждается натурными испытаниями.

14. Полученный график в виде сетки пересекающихся кривых в координатах $N-\lambda$, (предельное усилие - относительная глубина заложения) позволяет в изученной области производить подбор плит по заданным значениям нагрузки или геометрическим характеристикам анкерного основания.

15. Установка анкерных плит в шелевидные котлованы, там где это позволяют грунтовые условия, уменьшает объем земляных работ и обеспечивает передачу наклонных усилий на неповрежденный грунт. При этом уменьшается деформативность и значительно увеличивается несущая способность оснований.

Результаты исследований докладывались на I, II и III координационных совещаниях "Методы расчета несущей способности и деформативности оснований фундаментов опор линий электропередачи (ЛЭП) в различных грунтовых условиях", организованных Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений Госстроя СССР и институтом "Энергостройпроект" в 1957 г., 1968 и 1969 гг. и на XXIV, XXV и XXVI научно-технических конференциях Белорусского политехнического института в 1968, 1969 и 1970 гг.

Основные материалы диссертации опубликованы
в следующих работах:

1. Канаян А.С., Жезницкий И.А. Расчет оснований наклонных анкеров опор линий электропередачи на оттяжках. Сборник "Энергетическое строительство" № 6, 1967 г.
2. Жезницкий И.А. Новые конструкции анкерных плит опор линий на оттяжках. "Электрические станции" № 1, 1969 г.
3. Жезницкий И.А. Определение несущей способности оснований узких анкерных плит по устойчивости. Сборник "Основания, Фундаменты и механика грунтов" № 1, Минск, 1969 г.
4. Канаян А.С., Соболевский Ю.А., Жезницкий И.А. Экспериментальные исследования устойчивости и деформативности анкерных плит. Сборник "Энергетическое строительство" № 2, 1970 г.
5. Жезницкий И.А. Определение несущей способности оснований узких анкерных плит по устойчивости. Научно-технический сборник института "Энергосетьпроект" № 2, издательство "Энергия" М., 1970 г.
6. Соболевский Ю.А., Суходосов В.Н., Жезницкий И.А. Исследование работы оснований узких анкерных плит опор высоковольтных линий электропередачи. Аннотированный перечень научно-исследовательских и экспериментальных работ по строительству и архитектуре, выполненных в СССР за 1968 год. Госстрой СССР. Институт строительства и архитектуры, Минск, 1969 г.