



**Уральский
федеральный
университет**

имени первого Президента
России Б.Н. Ельцина

**Институт
фундаментального
образования**

**О. А. ВОРОНЦОВА
Т. В. ДРУЖИНИНА
А. А. МИРОНЕНКО**

ОСНОВЫ МЕХАНИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

Учебно-методическое пособие

Министерство образования и науки Российской Федерации
Уральский федеральный университет
имени первого Президента России Б.Н. Ельцина

О.А. Воронцова, Т.В. Дружинина,
А.А. Мироненко

ОСНОВЫ МЕХАНИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

Учебно-методическое пособие

2-е издание, переработанное

*Рекомендовано методическим советом УрФУ
для студентов, обучающихся по направлению подготовки
140400 — Электроэнергетика и электротехника*

Екатеринбург
Издательство Уральского университета
2015

УДК 621.315.1:621.3.056(075.8)

ББК 31.279-04-022.84я73

В75

Рецензенты:

проф., д-р физ.-мат. наук, гл. науч. сотр. Л.И. Яковенкова (Институт физики металлов УрО РАН);

проф., д-р физ.-мат. наук, гл. науч. сотр. В.В. Стружанов (Институт машиноведения УрО РАН)

Воронцова, О. А.

В75 Основы механического расчета опор воздушных линий электропередачи : учеб.-метод. пособие / О.А. Воронцова, Т.В. Дружинина, А.А. Мироненко. — 2-е изд., перераб. — Екатеринбург : Изд-во Урал. ун-та, 2015. — 60 с.

ISBN 978-5-7996-1398-3

В пособии приведены основные теоретические сведения по механическому расчету опор воздушных ЛЭП, а также содержатся типовые расчет опоры и задания для курсовой работы. Работа основана на применении методов теоретической механики и механики упругого тела с использованием типовых образцов реальных заводских проектов, разработанных Инженерным центром Урала (НИИ энергосетипроект). В качестве примера расчета и оформления в пособии рассмотрена работа на тему «Промежуточная одноцепная металлическая опора». Пособие предназначено для студентов.

Рис. 5. Прил. 3.

УДК 621.315.1:621.3.056(075.8)

ББК 31.279-04-022.84я73

Учебное издание

Воронцова Ольга Анатольевна, **Дружинина** Татьяна Владимировна,
Мироненко Александр Александрович

ОСНОВЫ МЕХАНИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ОПОР
ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

Подписано в печать 11.03.2015. Формат 60×84 1/16.

Бумага писчая. Плоская печать. Гарнитура NewtonC.

Усл. печ. л. 3,49. Уч.-изд. л. 2,9. Тираж 100 экз. Заказ № 41.

Издательство Уральского университета

Редакционно-издательский отдел ИПЦ УрФУ

620049, Екатеринбург, ул. С. Ковалевской, 5

Тел.: 8 (343) 375-48-25, 375-46-85, 374-19-41

E-mail: rio@urfu.ru

Отпечатано в Издательско-полиграфическом центре УрФУ

620075, Екатеринбург, ул. Тургенева, 4

Тел.: 8 (343) 350-56-64, 350-90-13

Факс 8 (343) 358-93-06

E-mail: press-urfu@mail.ru

ISBN 978-5-7996-1398-3

© ГОУ ВПО «Уральский государственный
технический университет — УПИ», 2009

© Переработка. Уральский федеральный
университет, 2015

ВВЕДЕНИЕ

Воздушные линии служат для передачи и распределения электроэнергии по проводам, расположенным на открытом воздухе и закрепленным на опорах при помощи изоляторов и линейной арматуры. Основными элементами воздушных линий являются провода, изоляторы, линейная арматура, опоры и фундаменты. Дополнительные элементы — грозозащитные тросы, заземления и разрядники.

На линиях электропередачи напряжением выше 1000 В применяют сталеалюминиевые провода. Грозозащитные тросы представляют собой стальные канаты, свитые из нескольких проволок.

Изоляторы, служащие для подвески проводов на воздушных линиях, делятся на штыревые и подвесные. На линиях напряжением 110 кВ и выше применяются только подвесные изоляторы, которые состоят из фарфоровой или стеклянной изолирующей части и соединенных с ней металлических элементов для сцепления изоляторов друг с другом и с линейной арматурой. Ряд последовательно соединенных изоляторов называется гирляндой.

Воздушные линии сооружаются в районах с различными климатическими условиями. Основными климатическими факторами, определяющими нагрузки, являются ветер и гололед. При проектировании линий электропередачи ветровые и гололедные районы определяются по специальной карте.

На воздушных линиях переменного трехфазного тока подвешивается не менее трех проводов, составляющих одну цепь, на линиях электропередачи постоянного тока — не менее двух проводов.

По количеству цепей линии электропередачи делятся на одноцепные, двухцепные и многоцепные.

В зависимости от способа подвески проводов опоры делятся на две основные группы:

- 1) опоры промежуточные, на которых провода закрепляются в поддерживающих зажимах;
- 2) опоры анкерного типа, служащие для натяжения проводов; на этих опорах провода закрепляются в натяжных зажимах.

Расстояние между соседними опорами называется пролетом, а расстояние между опорами анкерного типа — анкерowanym участком. Согласно правилам устройства электроустановок (ПУЭ) пересечение ЛЭП и железной дороги следует выполнять на опорах анкерного типа. На углах поворота линии устанавли-

ваются угловые опоры, на которых провода могут быть подвешены в поддерживающих или натяжных зажимах. Таким образом, две основные группы опор разбиваются на типы, имеющие специальное назначение.

Промежуточные прямые опоры устанавливаются на прямых участках линии. Провода закрепляются в поддерживающих гирляндах, висящих вертикально. Промежуточные опоры воспринимают горизонтальные нагрузки от давления ветра на провода и на опору, а вертикальные — от веса проводов, изоляторов и собственного веса опоры. При необорванных проводах и тросах промежуточные опоры не воспринимают, как правило, горизонтальной силы от тяжения проводов и тросов в направлении линии. (Тяжением провода называется сила, действующая в любой точке провода и направленная по касательной к кривой провисания провода.)

Промежуточные угловые опоры устанавливаются на углах поворота линии с подвеской проводов в поддерживающих гирляндах. Помимо нагрузок, действующих на промежуточные прямые опоры, угловые опоры (промежуточные и анкерные) воспринимают также нагрузки от поперечных составляющих тяжения проводов и тросов.

На линиях с подвесными изоляторами провода закрепляются в зажимах натяжных гирлянд; эти гирлянды являются как бы продолжением провода и передают его тяжение на опору. При установке анкерных опор на прямых участках трассы и подвеске проводов с обеих сторон от опоры с одинаковым тяжением горизонтальные продольные нагрузки от проводов уравниваются и анкерная опора работает как промежуточная. В случае необходимости провода с одной и с другой стороны от опоры можно натягивать с различным тяжением, тогда анкерная опора будет воспринимать разность тяжения проводов. При установке анкерных опор на углах (в точках поворота линии) анкерные угловые опоры воспринимают нагрузку также от поперечных составляющих тяжения проводов и тросов.

Концевые опоры устанавливаются на концах линии. От этих опор отходят провода, подвешиваемые на порталах подстанций. При подвеске проводов на линии до окончания сооружения подстанции, концевые опоры воспринимают полное одностороннее тяжение проводов и тросов.

На воздушных линиях применяются деревянные, стальные и железобетонные опоры.

Стальные опоры (рис. 1) состоят из ствола 1, траверс 3 и тросостойки 5. Элементами ствола являются пояса 2, раскосы 8 и распорки 9. Траверсы состоят из поясов 6, тяг 7, раскосов и распорок в решетках граней; иногда вместо тяг применяются подкосы 4. Часть пояса между точками крепления двух соседних раскосов или распорок называется панелью.

Стальная опора изготавливается из отдельных длинных прямых стержней, имеющих сечение в виде равнобокого уголка. Эти стержни соединены между собой при помощи сварки, клепки или болтов. При расчетах полагают, что поскольку стержни имеют возможность некоторого взаимного перемещения, постольку в узлах их соединения расположены шарниры.

Железобетонные опоры состоят из ствола, траверс и тросостойки. Ствол опоры выполняется в виде цельных конических или цилиндрических железобетонных труб. Траверсы и тросостойки обычно выполняются из стальных оцинкованных ферм. Железобетонные опоры могут быть с оттяжками или без них. В курсовой работе рассматриваются одностоечные свободностоящие опоры без оттяжек.

Согласно правилам устройства электроустановок (ПУЭ) и строительным нормам и правилам различают три режима, которые могут иметь место в процессе монтажа и эксплуатации линий: нормальный, аварийный и монтажный.

Нормальным режимом называется работа линии при необорванных проводах и тросах. При работе в этом режиме на опоры действуют постоянные нагрузки от собственного

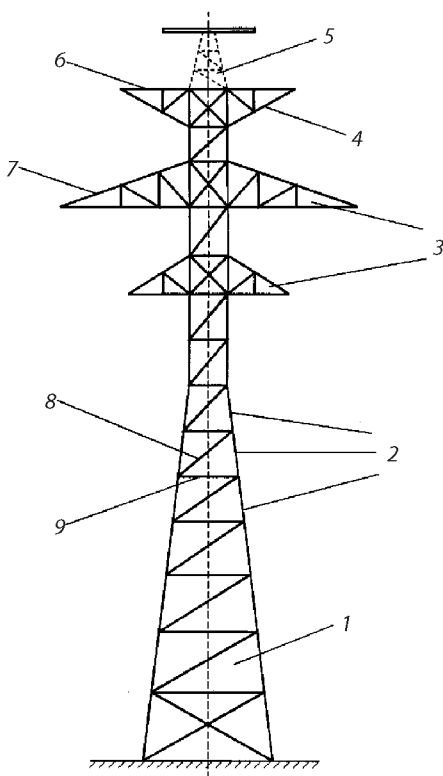


Рис. 1. Двухцепная стальная промежуточная опора

веса опор, изоляторов, проводов и тросов без гололеда и кратковременные нагрузки от давления ветра на провода, трос и опоры, а также от веса гололеда на проводах и тросах.

При I нормальном режиме провода и трос не оборваны и свободны от гололеда, ветер максимальной скорости направлен перпендикулярно линии, скоростной напор $q = q_{\max}$.

При II нормальном режиме провода и трос не оборваны и покрыты гололедом, ветер направлен перпендикулярно линии, и его скорость вдвое меньше максимальной, а скоростной напор $q = 0,25q_{\max}$.

Аварийным режимом называется работа линии при обрыве проводов или тросов. Продолжительность воздействия нагрузок аварийного режима сравнительно невелика, поэтому расчетные нагрузки от гололеда и давления ветра не учитываются.

В курсовой работе монтажный режим не рассматривается.

НАГРУЗКИ ПРИ РАСЧЕТЕ СТВОЛА ОПОРЫ

Нагрузки при работе включают в себя такие.

1. Собственный вес опоры (Q_0). Его принято считать равномерно распределенным по высоте ствола опоры. Интенсивность равномерно распределенной нагрузки $q = \frac{Q_0}{H}$, где H — высота ствола опоры.

2. Вес гирлянд изоляторов (с арматурой). Вес проводов и тросов.

3. Ветровая нагрузка на конструкцию опоры. Давление ветра на металлическую опору учитывается при помощи полной величины горизонтальной силы, определенной при максимальной скорости ветра (Q_B). При расчете давление ветра можно считать равномерно распределенным по высоте ствола опоры.

4. Для железобетонных конструкций ветровая нагрузка задается интенсивностью q_b , кН/м². Полное давление горизонтальной силы, действующей на железобетонную опору, вычисляют как произведение ветрового напора q_b на площадь вертикального сечения наземной части опоры, после чего считают, что ветер давит равномерно по высоте опоры, и находят интенсивность q'_b , кН/м. При сочетании ветра и гололеда нормативный скоростной напор принимается равным 0,25 от его максимального нормативного значения.

5. Ветровая нагрузка на провода и тросы. Действие ветра на провода и трос рассматривается для самого неблагоприят-

6

ного случая, когда ветер направлен перпендикулярно проводам. Эта горизонтальная ветровая нагрузка приложена к концам траверс в местах крепления гирлянд изоляторов и к тросостойке в месте крепления троса.

6. Тяжения проводов и троса. Эти нагрузки приложены к концам траверс и тросостойки.

На схеме (рис. 2) через Z_{Π} , Z_T обозначены вертикальные нагрузки от веса проводов и троса, Y_{Π} , Y_T — горизонтальные нагрузки от давления ветра на провод и трос. Для анкерной промежуточной и угловой опоры составляющие от тяжения проводов и троса представляются таким же образом. У концевой опоры появляется еще одна составляющая X_{Π} , X_T — горизонтальная нагрузка от тяжения провода или троса, направленная параллельно оси x и расположенная с той стороны, где крепится провод или трос (рис. 3, 4). Направления сил Y_{Π} , Y_T и равномерно распределенной нагрузки $q_{\text{в}}$ определяются по направлению ветра.

В аварийном режиме величины расчетных нагрузок в аварийном режиме выбираются в зависимости от типа опоры. Для промежуточной опоры принимают, что провода свободны от гололеда и от действия ветра, поэтому горизонтальная нагрузка от давления ветра равна нулю. В точке обрыва провода или троса вертикальная

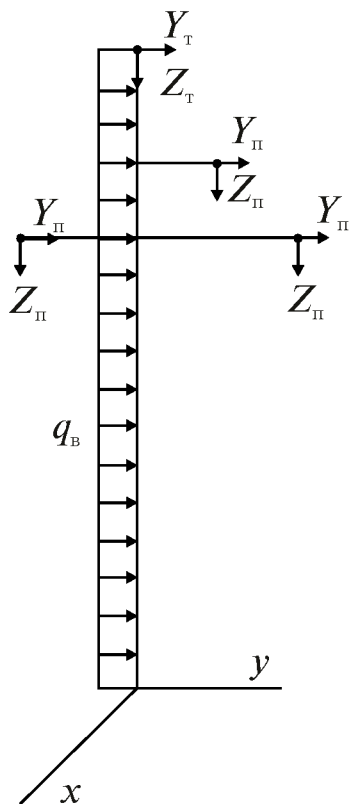


Рис. 2. Расчетная схема для промежуточной одноцепной опоры

составляющая нагрузки от веса провода (троса) Z_{Π}' , (Z_T') равна половине от вертикальной составляющей первого нормального режима. Для анкерной и концевой опор принимают, что провода (трос) покрыты гололедом и ветра нет. В точке обрыва провода или троса вертикальная составляющая от веса провода (троса) Z_{Π}' , (Z_T') равна половине вертикальной составляющей второго нормального режима, а горизонтальной нагрузки от давления ветра нет. У концевой опоры в точке обрыва нагрузок нет.

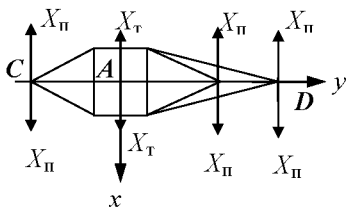


Рис. 3. Схема проводов для промежуточной опоры в нормальном режиме

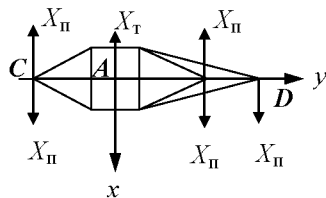


Рис. 4. Схема проводов для промежуточной опоры в аварийном режиме (в точке A оборван трос, в точке D — провод)

На рис. 3 показано направление тяжения проводов для промежуточной опоры (вид на опору сверху) в нормальном режиме. На рис. 4 та же опора показана в аварийном режиме при обрыве троса в точке A со стороны положительного направления оси x и при обрыве провода в точке D со стороны отрицательного направления оси x .

СОДЕРЖАНИЕ И ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

Курсовая работа в себя включает:

- 1) расчет ствола опоры в нормальном режиме;
- 2) расчет ствола опоры в аварийном режиме;
- 3) расчет траверсы;
- 4) выводы.

Все данные для расчета приведены в таблице прил. 1. Направление ветра в нормальном режиме, номер нормального режима (I или II), точки обрыва проводов и троса в аварийном режиме, а также траверса указываются преподавателем.

Работа выполняется на одной стороне листов формата A4 с рамкой на каждом листе. Все страницы должны быть пронумерованы. Номер ставится внизу страницы, в центре, внутри рамки.

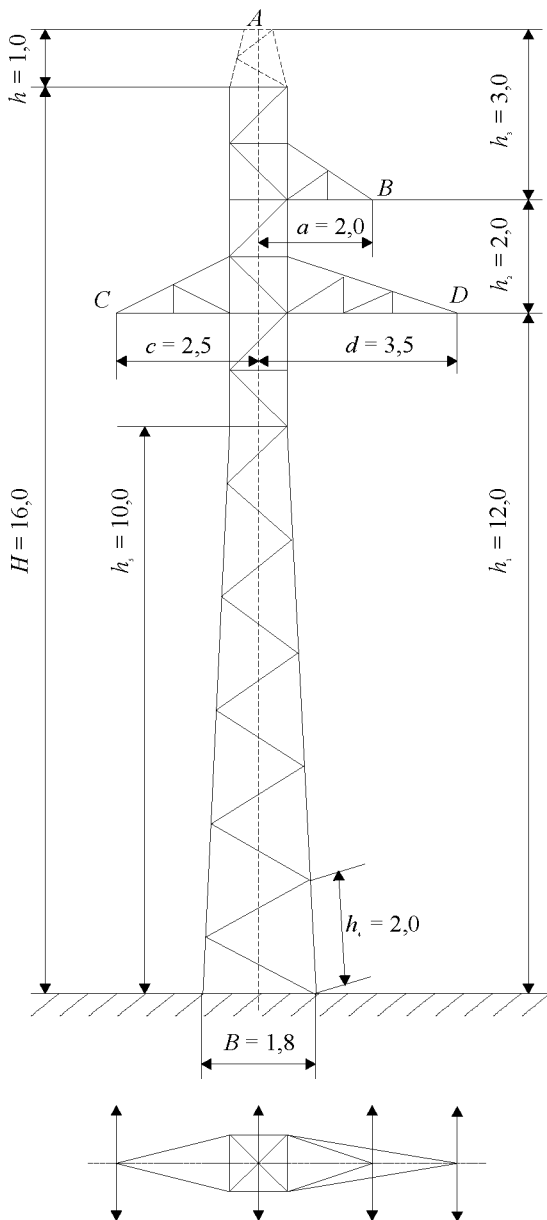
На титульном листе (с. 1) номер не ставится.

Чертеж опоры выполняется на с. 2. Таблица данных для расчета и схемы нагружения опоры в нормальном и аварийном режиме с указанием всех приложенных сил располагаются на с. 3, 4.

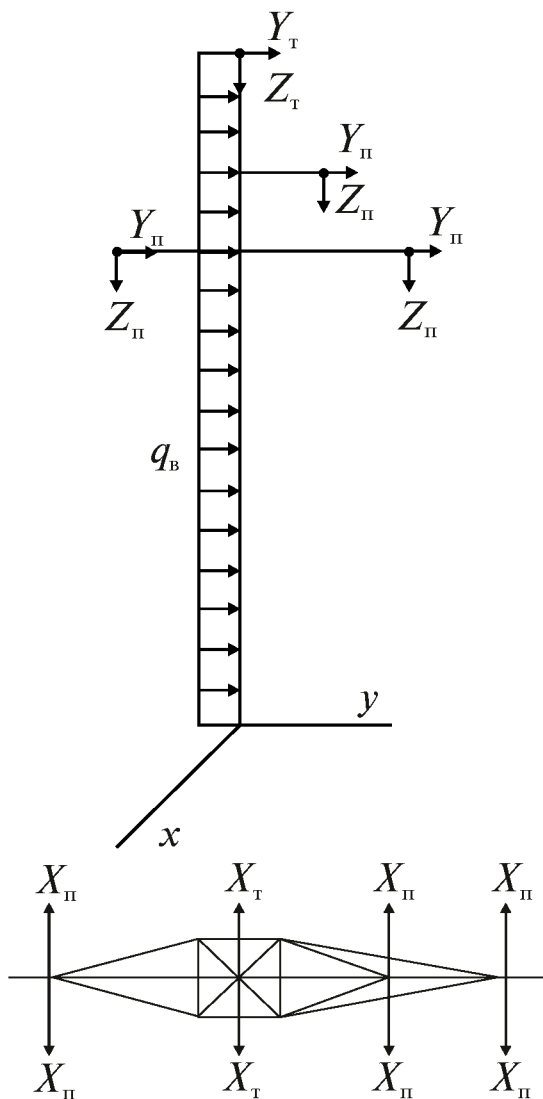
Далее выполняются расчеты ствола опоры в нормальном режиме, в аварийном режиме, расчеты траверсы. Делаются выводы.

Ниже приведен пример типового расчета и пример оформления курсовой работы.

ПРИМЕР ТИПОВОГО РАСЧЕТА



Промежуточная одноцепная металлическая опора



Расчетная схема опоры в нормальном режиме

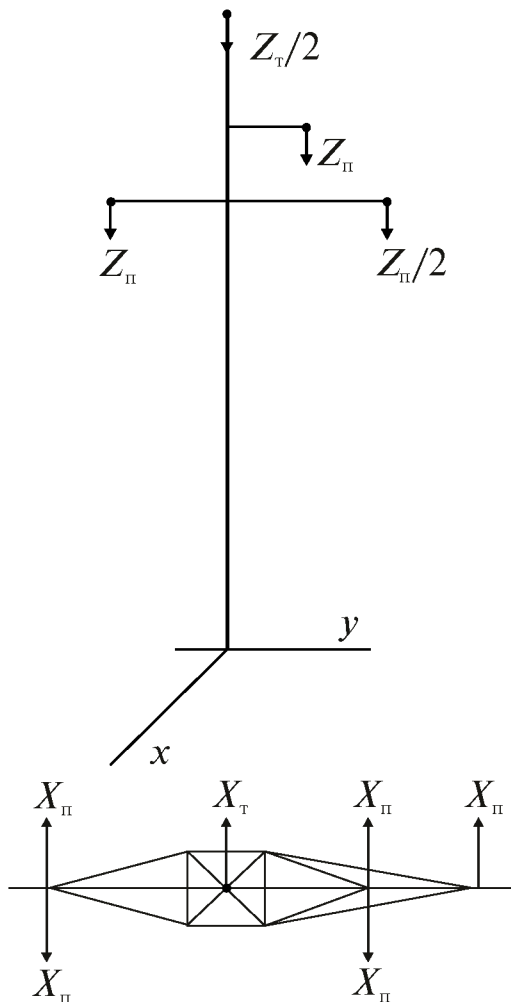
I нормальный режим

$Z_\Pi = 8,2$ кН, $Y_\Pi = 5,3$ кН, $Z_T = 3,8$ кН, $Y_T = 2,9$ кН.

Вес опоры $Q_0 = 14$ кН.

Давление ветра на опору $Q_B = 8,5$ кН.

При вершине траверсы D угол $\alpha = 30^\circ$.



Расчетная схема опоры в аварийном режиме

Аварийный режим. Ветра нет.

$$Z_{\Pi} = 8,2 \text{ кН}, \quad X_{\Pi} = 12,8 \text{ кН}, \quad Z'_{\Pi} = \frac{Z_{\Pi}}{2} = 4,1 \text{ кН}.$$

$$Z'_T = \frac{Z_T}{2} = 1,9 \text{ кН}, \quad X_T = 10,8 \text{ кН}.$$

Вес опоры $Q_0 = 14 \text{ кН}$.

В точке A оборван передний трос.

В точке D оборван передний провод.

1. РАСЧЕТ СТВОЛА ОПОРЫ В НОРМАЛЬНОМ РЕЖИМЕ

Рассматриваем опору как консольную балку с заделкой на нижнем конце и начинаем построение всех эпюр внутренних усилий со свободного конца. Начало отсчета координаты z выбираем в верхней точке опоры, ось z направляем вниз.

1.1. Построение эпюры продольных сил N

Продольная сила обусловлена действием вертикальных сил Z_{Π} , Z_T и силы тяжести конструкции Q_0 . Интенсивность вертикальной равномерно распределенной нагрузки

$$q = \frac{Q_0}{H + h} = \frac{14}{16 + 1} = 0,82 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Вычисляем значения продольной силы в характерных сечениях и строим эпюру:

$$z = 0, \quad N = Z_T = 3,8 \text{ кН};$$

$$\left[\begin{array}{l} z = h_3 \\ \text{выше траверсы} \end{array} \right. \quad N = Z_T + qh_3 = 3,8 + 0,82 \cdot 3 = 6,3 \text{ кН};$$

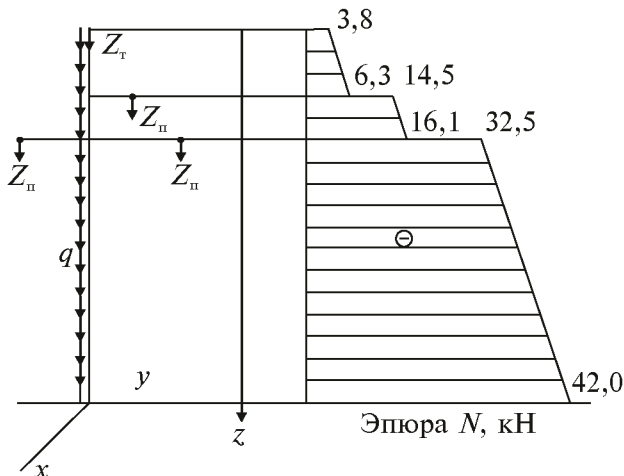
$$\left[\begin{array}{l} z = h_3 \\ \text{ниже траверсы} \end{array} \right. \quad N = Z_T + Z_{\Pi} + qh_3 = 3,8 + 8,2 + 0,82 \cdot 3 = 12 + 2,5 = 14,5 \text{ кН};$$

$$\left[\begin{array}{l} z = h_3 + h_2 \\ \text{выше траверсы} \end{array} \right. \quad N = Z_T + Z_{\Pi} + q(h_3 + h_2) = 3,8 + 8,2 + 0,82 \cdot 5 = 12 + 4,1 = 16,1 \text{ кН};$$

$$\left[\begin{array}{l} z = h_3 + h_2 \\ \text{ниже траверсы} \end{array} \right. \quad N = Z_T + 3Z_{\Pi} + q(h_3 + h_2) = 3,8 + 3 \cdot 8,2 + 0,82 \cdot 5 = 28,4 + 4,1 = 32,5 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} z = h_3 + h_2 + h_1, \quad N &= Z_T + 3Z_{\Pi} + q(h_3 + h_2 + h_1) = \\ &= 3,8 + 3 \cdot 8,2 + 0,82 \cdot 17 = \\ &= 28,4 + 14 = 42,4 \text{ кН}. \end{aligned}$$

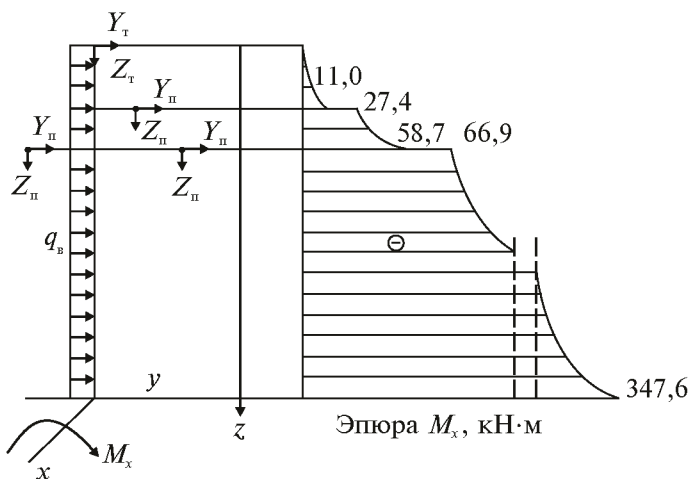
На эпюре продольных сил все наклонные прямые параллельны.



1.2. Построение эпюры изгибающих моментов M_x в плоскости, перпендикулярной оси ЛЭП (плоскость yz)

Изгибающий момент M_x обусловлен действием вертикальных сил Z_{II} , Z_{T} , горизонтальных сил Y_{II} , Y_{T} и силы давления ветра Q_B . Интенсивность давления ветра

$$q_B = \frac{Q_B}{H + h} = \frac{8,5}{16 + 1} = 0,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$



Вычисляем значения изгибающего момента M_x в характерных сечениях и строим эпюру со стороны сжатых волокон:

$$z = 0, \quad M_x = 0;$$

$$\left[\begin{array}{ll} z = h_3 & M_x = Y_T h_3 + q h_3 \frac{h_3}{2} = \\ \text{выше траверсы} & = 2,9 \cdot 3 + 0,5 \cdot \frac{3^2}{2} = 8,7 + 2,25 \approx 11 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{ll} z = h_3 & M_x = Y_T h_3 + q h_3 \frac{h_3}{2} + Z_{II} a = \\ \text{ниже траверсы} & = 11 + 8,2 \cdot 2 = 27,4 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{ll} z = h_3 + h_2 & M_x = Y_T (h_3 + h_2) + Y_{II} h_2 + q (h_3 + h_2) \frac{h_3 + h_2}{2} + \\ \text{выше траверсы} & + Z_{II} a = 2,9 \cdot 5 + 5,3 \cdot 2 + 0,5 \cdot \frac{5^2}{2} + 8,2 \cdot 2 = \\ & = 14,5 + 10,6 + 6,25 + 16,4 \approx 47,8 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{ll} z = h_3 + h_2 & M_x = Y_T (h_3 + h_2) + Y_{II} h_2 + q (h_3 + h_2) \frac{h_3 + h_2}{2} + \\ & + Z_{II} a + Z_{II} d - Z_{II} c = \\ \text{ниже траверсы} & = 47,8 + 8,2 \cdot 3,5 - 8,2 \cdot 2,5 = 47,8 + 8,2 = \\ & = 56 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} z = h_3 + h_2 + h_1, \quad M_x &= Y_T (h_3 + h_2 + h_1) + Y_{II} (h_2 + h_1) + 2Y_{II} h_1 + \\ &+ q \frac{(h_3 + h_2 + h_1)^2}{2} + Z_{II} a + Z_{II} d - Z_{II} c = \\ &= 2,9 \cdot 17 + 5,3 \cdot 14 + 2 \cdot 5,3 \cdot 12 + 0,5 \cdot \frac{17^2}{2} \\ &+ 8,2 \cdot (2 + 3,5 - 2,5) = 49,3 + 74,2 + 127,2 + \\ &+ 72,25 + 24,6 \approx 347,6 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

1.3. Построение эпюры изгибающих моментов M_y в плоскости, параллельной оси ЛЭП (плоскость xz)

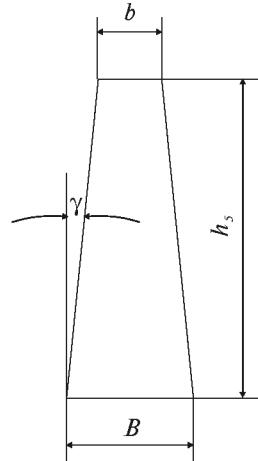
Для промежуточной опоры силы натяжения проводов и троса уравниваются, поэтому силы, создающие моменты относительно оси y , отсутствуют и $M_y \equiv 0$.

1.4. Построение эпюры крутящих моментов T_K

Для промежуточной опоры силы натяжения проводов и троса уравниваются, поэтому силы, создающие моменты относительно оси z , отсутствуют и $T_K \equiv 0$.

1.5. Определение усилия в нижней панели (стержне h_5) ствoла опоры

В нижнем сечении металлическая опора представляет собой жесткую конструкцию, которая состоит из четырех равнобоких уголков и испытывает совокупное действие сжатия (от веса всех частей конструкции) и изгиба (косого изгиба), обусловленного всеми нагрузками. Опасным состоянием является возможная потеря устойчивости одного из уголков от наибольшего сжимающего усилия. Опасное усилие определяем по принципу независимости действия сил.



$$\text{Усилие от продольных сил } N_1 = \frac{N}{4 \cos \gamma},$$

где N — наибольшее значение продольной силы, действующей на всю опору; γ — угол, который составляет нижняя панель ствoла опоры с вертикалью,

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{B-b}{2h_5}, \quad \operatorname{tg} \gamma = \frac{1,8-0,8}{2 \cdot 10} = 0,05 \Rightarrow \gamma \approx 3^\circ, \quad \cos \gamma = 0,9986 \approx 1.$$

Изгибающий момент относительно оси x можно представить двумя парами сил, плечо которых равно B (расстоянию между уголками). В таком случае $M_x = 2N_2 \cos \gamma \cdot B$ и $N_2 = \frac{M_x}{2B \cos \gamma}$, где N_2 — сжимающее усилие в уголке от действия изгибающего момента M_x .

Аналогично описанному выше получаем формулу для сжимающего усилия N_3 , обусловленного изгибающим моментом относительно оси y ,

$$M_x = 2N_3 \cos \gamma \cdot B \text{ и } N_3 = \frac{M_y}{2B \cos \gamma}.$$

Наибольшее по модулю сжимающее усилие в стержне

$$u_{\Pi} = \frac{N}{4 \cos \gamma} + \frac{M_x}{2B_y \cos \gamma} + \frac{M_y}{2B_x \cos \gamma}.$$

В нижнем сечении ствола опоры имеем

$$N = 42,4 \text{ кН}, M_x = 347,6 \text{ кН м}, M_y = 0,$$

$$\text{тогда } u_{\Pi} = \frac{42,4}{4} + \frac{347,6}{2 \cdot 1,8 \cdot 0,9986} = 10,6 + 96,7 = 107,3 \text{ кН}.$$

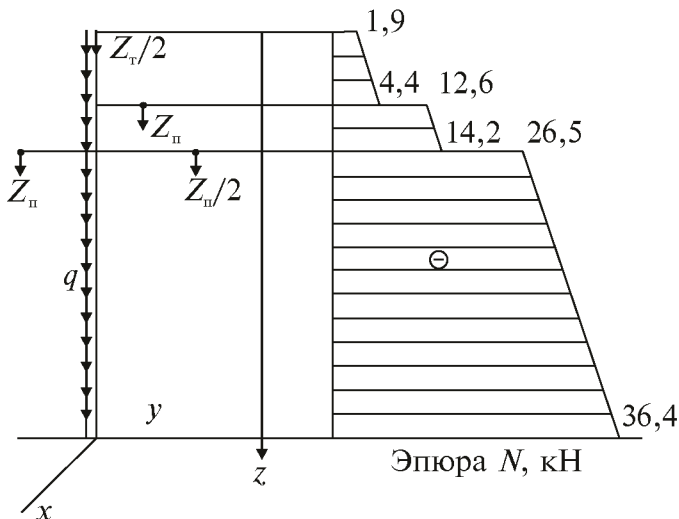
2. РАСЧЕТ СТВОЛА ОПОРЫ В АВАРИЙНОМ РЕЖИМЕ

2.1. Построение эпюры продольных сил N

При обрыве одного троса в точке A и одного провода в точке D вертикальные силы Z_{Π} , Z_T в них уменьшаются в два раза. Вычисляем значения продольной силы в характерных сечениях и строим эпюру:

$$\begin{aligned} z = 0, & \quad N = Z_T = 3,8 \text{ кН}; \\ \left[\begin{array}{l} z = h_3 \\ \text{выше траверсы} \end{array} \right. & \quad N = \frac{Z_T}{2} + qh_3 = \\ & \quad = \frac{3,8}{2} + 0,82 \cdot 3 = 1,9 + 2,46 \approx 4,4 \text{ кН}; \\ \left[\begin{array}{l} z = h_3 \\ \text{ниже траверсы} \end{array} \right. & \quad N = \frac{Z_T}{2} + Z_{\Pi} + qh_3 = \frac{3,8}{2} + 8,2 + 0,82 \cdot 3 = \\ & \quad = 1,9 + 8,2 + 2,5 = 12,6 \text{ кН}; \\ \left[\begin{array}{l} z = h_3 + h_2 \\ \text{выше траверсы} \end{array} \right. & \quad N = \frac{Z_T}{2} + Z_{\Pi} + q(h_3 + h_2) = 1,9 + 8,2 + 0,82 \cdot 5 = \\ & \quad = 10,1 + 4,1 = 14,2 \text{ кН}; \\ \left[\begin{array}{l} z = h_3 + h_2 \\ \text{ниже траверсы} \end{array} \right. & \quad N = \frac{Z_T}{2} + Z_{\Pi} + Z_{\Pi} + \frac{Z_{\Pi}}{2} + q(h_3 + h_2) = \\ & \quad = 1,9 + 2,5 \cdot 8,2 + 0,82 \cdot 5 = \\ & \quad = 1,9 + 20,5 + 4,1 = 26,5 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 z &= h_3 + h_2 + h_1, & N &= \frac{Z_T}{2} + 2,5Z_{II} + q(h_3 + h_2 + h_1) = \\
 & & &= 1,9 + 2,5 \cdot 8,2 + 0,82 \cdot 17 = \\
 & & &= 1,9 + 20,5 + 14 = 36,4 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$



2.2. Построение эпюры изгибающих моментов M_x в плоскости, перпендикулярной оси ЛЭП (плоскость yz)

Аварийный режим рассчитывается без учета ветра, поэтому горизонтальные нагрузки от давления ветра на провода, трос и ствол опоры (Y_{II} , Y_T , q_v) отсутствуют. Изгибающий момент M_x обусловлен действием только вертикальных сил Z_{II} , Z_T .

$$z = 0, \quad M_x = 0;$$

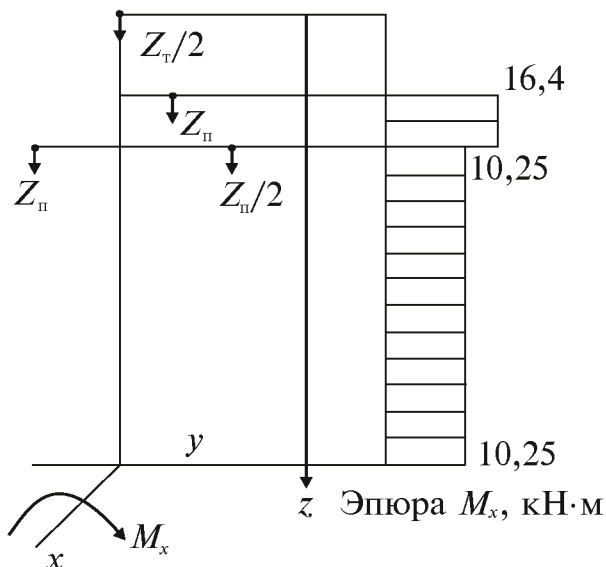
$$\left[\begin{array}{l} z = h_3 \\ \text{выше траверсы} \end{array} \right. \quad M_x = 0;$$

$$\left[\begin{array}{l} z = h_3 \\ \text{ниже траверсы} \end{array} \right. \quad M_x = Z_{II}a = 8,2 \cdot 2 = 16,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\left[\begin{array}{l} z = h_3 + h_2 \\ \text{выше траверсы} \end{array} \right. \quad M_x = Z_{II}a = 16,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\left[\begin{array}{l} z = h_3 + h_2 \\ \text{ниже траверсы} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M_x = Z_{\Pi} a + \frac{Z_{\Pi}}{2} d - Z_{\Pi} c = \\ = 8,2 \cdot (2 + 0,5 \cdot 3,5 - 2,5) = 10,25 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{array}$$

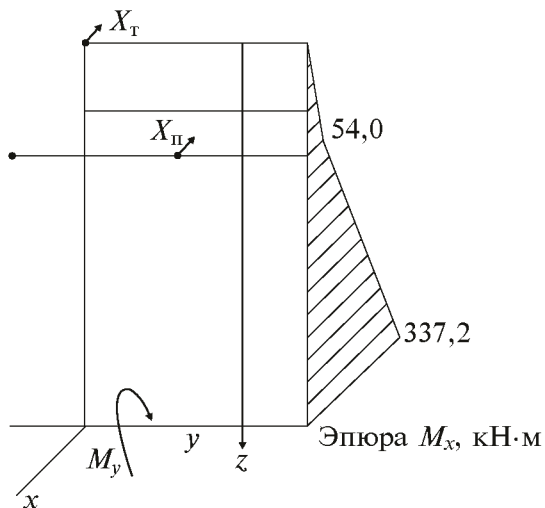
$$z = h_3 + h_2 + h_1, \quad M_x = Z_{\Pi} a + \frac{Z_{\Pi}}{2} d - Z_{\Pi} c = 10,25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



2.3. Построение эпюры изгибающих моментов M_y в плоскости, параллельной оси ЛЭП (плоскость xz)

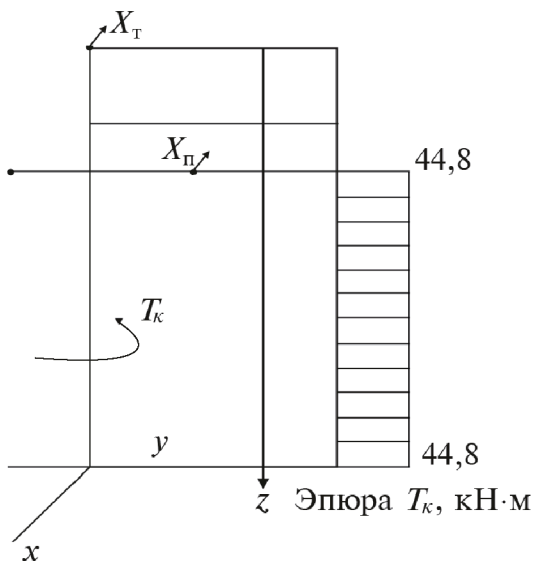
Изгибающий момент M_y обусловлен действием только горизонтальных сил X_{Π} , X_T , приложенных в точках обрыва троса и провода.

$$\begin{aligned} z = 0, & \quad M_y = 0; \\ z = h_3, & \quad M_y = X_T h_3 = 10,8 \cdot 3 = 32,4 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ z = h_3 + h_2, & \quad M_y = X_T (h_3 + h_2) = 10,8 \cdot 5 = 54 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ z = h_3 + h_2 + h_1, & \quad M_y = X_T (h_3 + h_2 + h_1) + X_{\Pi} h_1 = \\ & = 10,8 \cdot 17 + 12,8 \cdot 12 = 183,6 + 153,6 = \\ & = 337,2 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$



2.4. Построение эпюры крутящих моментов T_K

$$\begin{aligned}
 z = 0, & \quad T_K = 0; \\
 z = h_3, & \quad T_K = 0; \\
 z = h_3 + h_2, & \quad T_K = X_{\Pi} d = 12,8 \cdot 3,5 = 44,8 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\
 z = h_3 + h_2 + h_1, & \quad T_K = X_{\Pi} a = 12,8 \cdot 3,5 = 44,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$



2.5. Определение усилия в нижней панели (стержне h_4) ствола опоры

$$u_{\Pi} = \frac{N}{4 \cos \gamma} + \frac{M_x}{2B_y \cos \gamma} + \frac{M_y}{2B_x \cos \gamma},$$

где γ — угол между нижней панелью и вертикалью.

$$N = 36,4 \text{ кН}, M_x = 10,25 \text{ кН м}, M_y = 337,2 \text{ кН м};$$

$$u_{\Pi} = \frac{36,4}{4} + \frac{10,25}{2 \cdot 1,8} + \frac{337,2}{2 \cdot 1,8} = 9,1 + 2,8 + 93,7 = 105,6 \text{ кН}.$$

3. ПОДБОР РАВНОБОКОГО УГОЛКА ДЛЯ НИЖНЕЙ ПАНЕЛИ СТВОЛА ОПОРЫ

Из двух значений сжимающего усилия в нижней панели ствола опоры, найденных в нормальном ($u_{\Pi} = 107,3 \text{ кН}$) и аварийном ($u_{\Pi} = 105,6 \text{ кН}$) режимах, выбираем наибольшее и принимаем его за расчетное.

3.1. Подбор равнобокого уголка по условию прочности на растяжение-сжатие

$$\sigma_{\max} = \frac{u_{\Pi}}{A} \leq [\sigma],$$

где $[\sigma]$ — основное допускаемое напряжение, $[\sigma] = 160 \text{ Мпа}$;
 A — площадь поперечного сечения,

$$A \geq \frac{u_{\Pi}}{[\sigma]}, A = \frac{107,3 \cdot 10^3}{160 \cdot 10^6} = 10^{-4} \cdot 6,7 \text{ м}^2 = 6,7 \text{ см}^2.$$

По сортаменту прокатной стали находим равнобокий уголок $70 \times 70 \times 5 \text{ мм}$ с площадью поперечного сечения $A' = 6,86 \text{ см}^2$ и минимальным радиусом инерции $i_{\min} = 1,39 \text{ см}$. Проверяем уголок по условию устойчивости $\sigma_{\max} = \frac{u_{\Pi}}{A} \leq [\sigma] \varphi$, где φ — коэффициент понижения основного допускаемого напряжения, $0 < \varphi < 1$.

Считаем, что концы стержня закреплены шарнирами, и определяем его гибкость по формуле $\lambda = \frac{\mu h_4}{i_{\min}}$, $\mu = 1$, $\lambda = \frac{200}{1,39} = 143,9$.

Величина φ зависит от материала и гибкости стержня. Для стали Ст3 при $\lambda = 140$ имеем $\varphi = 0,36$, а при $\lambda = 150$ имеем $\varphi = 0,32$, тогда при $\lambda = 143,9$ получим $\varphi = 0,36 - \frac{0,36 - 0,32}{10} \cdot 3,9 = 0,34$.

Допускаемое напряжение при расчете на устойчивость $[\sigma_y] = [\sigma] \varphi$, $[\sigma_y] = 160 \cdot 0,34 = 54,4$ МПа.

Максимальное напряжение для уголка данной площади $\sigma_{\max} = \frac{u_{\Pi}}{A'} = \frac{107,3 \cdot 10^3}{6,86 \cdot 10^{-4}} = 10^6 \cdot 156,4 \text{ Па} = 156,4 \text{ МПа}$.

Получаем, что $\sigma_{\max} > [\sigma_y]$ на $\frac{\sigma_{\max} - [\sigma_y]}{[\sigma_y]} \cdot 100 \% = \frac{156,4 - 54,4}{54,4} \cdot 100 \% = 187,5 \%$, что недопустимо.

3.2. Подбор равнобокого уголка для нижней панели ствола опоры по условию устойчивости методом последовательных приближений

$$\sigma_{\max} = \frac{u_{\Pi}}{A} \leq [\sigma] \varphi.$$

В первом приближении полагаем, что $\varphi_1 = 0,5$.

Находим площадь сечения $A = \frac{u_{\Pi}}{0,5[\sigma]} = \frac{107,3 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 160 \cdot 10^6} = 10^{-4} \cdot 13,4 \text{ м}^2 = 13,4 \text{ см}^2$.

По сортаменту находим уголок 90×90×8 мм с площадью $A' = 13,9 \text{ см}^2$ и минимальным радиусом инерции $i_{\min} = 1,77 \text{ см}$.

Находим гибкость λ стержня длиной $h_4 = 200 \text{ см}$, $\lambda = \frac{\mu h_4}{i_{\min}} = \frac{200}{1,77} = 113$ и коэффициент понижения основного допускаемого напряжения φ . Для стали Ст3 при $\lambda = 120$ имеем $\varphi = 0,45$, при $\lambda = 110$ имеем $\varphi = 0,52$, тогда при $\lambda = 113$ получим $\varphi'_1 = 0,52 - \frac{0,52 - 0,45}{10} \cdot 3 = 0,50$. Допускаемое напряжение

при расчете на устойчивость $[\sigma_y] = [\sigma] \varphi'_1 = 160 \cdot 0,5 = 80 \text{ МПа}$. Максимальное сжимающее напряжение в стержне $\sigma_{\max} = \frac{u_{\Pi}}{A'} = \frac{107,3 \cdot 10^3}{13,9 \cdot 10^{-4}} = 10^6 \cdot 77,2 \text{ Па} = 77,2 \text{ МПа}$.

Сравнивая напряжения, получаем недогрузку на $\frac{\sigma_{\max} - [\sigma_y]}{[\sigma_y]} \cdot 100 \% = \frac{77,2 - 80}{80} \cdot 100 \% = -3,5 \%$, что допустимо.

Если расхождение между напряжениями превышает 6%, то во втором приближении полагаем, что $\varphi_2 = \frac{\varphi_1 + \varphi'_1}{2}$, и повторяем расчет.

3.3. Определение критической силы и коэффициента запаса устойчивости

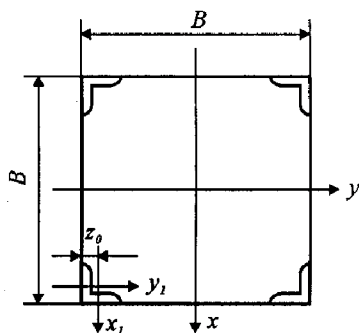
Гибкость стержня $\lambda > 100$, поэтому определяем критическую силу по формуле Эйлера $P_{кр} = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{(\mu l)^2}$, где модуль Юнга для стали $E = 2 \cdot 10^5$ МПа, $l = h_4 = 2$ м, $I_{\min} = 43,8$ см⁴, $\mu = 1$. Получаем $P_{кр} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 43,8 \cdot 10^{-8}}{2^2} = 10^3 \cdot 216 \text{ Н} = 216 \text{ кН}$.

Коэффициент запаса устойчивости равен отношению критической силы к фактическому усилию в стержне $k_y = \frac{P_{кр}}{u_{II}}$, $k_y = \frac{216}{107,3} = 2,01$.

Для нижней панели ствола опоры подобран уголок 90×90×8 мм.

Замечание. Если гибкость стержня $\lambda > 100$, то определяем критическое напряжение по формуле Ясинского $\sigma_{кр} = a - b\lambda$, где $a = 310$ МПа, $b = 1,14$ МПа для стали Ст3. Коэффициент запаса устойчивости равен отношению критического напряжения к максимальному напряжению в стержне.

3.4. Определение геометрических характеристик нижнего сечения ствола опоры



Рассматриваем нижнее сечение ствола опоры как жесткую конструкцию, состоящую из четырех равнобоких уголков. Для уголка 90×90×8 мм имеем площадь $A' = 13,9$ см², осевые моменты инерции $I_{x1} = I_{y1} = 106$ см⁴, расстояние от полки уголка до его центра тяжести $z_0 = 2,51$ см. По теореме о моментах инерции относительно параллельных осей вычисляем осевые моменты инерции сечения, состоящего из четырех уголков,

$$I_x = I_y = 4 \left(I_{x1} + A \left(\frac{B}{2} - z_0 \right)^2 \right),$$

$$I_x = 4 \cdot \left(106 + 13,9 \cdot \left(\frac{180}{2} - 2,51 \right)^2 \right) = 426\,014 \text{ см}^4,$$

и осевые моменты сопротивления сечения

$$w_x = w_y = \frac{I_x}{y_{\max}}, \quad y_{\max} = \frac{B}{2}, \quad w_x = \frac{426\,014}{90} = 4733 \text{ см}^3.$$

3.5. Построение нейтральной линии

в нижнем сечении ствола опоры в нормальном режиме.

Определение максимальных растягивающих и максимальных по модулю сжимающих напряжений

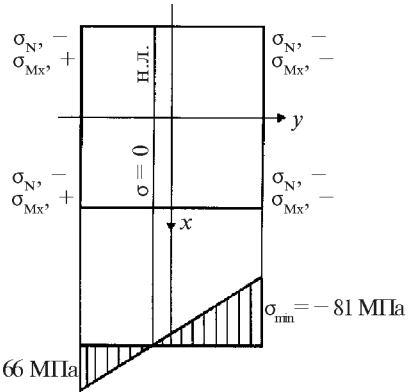
Используя эпюры, записываем значения продольной силы и изгибающих моментов в нижнем сечении ствола опоры

$$N = 42,4 \text{ кН}, \quad M_x = 347,6 \text{ кН м}, \quad M_y = 0.$$

Нормальные напряжения при сжатии с изгибом определяются по формуле

$$\sigma = \sigma_N \pm \sigma_{M_x}, \quad \sigma = -\frac{N}{4A} \pm \frac{M_x}{I_x} y,$$

при этом знак перед вторым слагаемым определяется по знаку нормального напряжения от действия момента M_x в первой четверти сечения. $\sigma_{\max} = 66 \text{ МПа}$



Расставляем знаки напря-

жений на схеме. В данном примере $\sigma = -\frac{N}{4A} - \frac{M_x}{I_x} y$.

Уравнение нейтральной линии $\sigma = 0$, или

$$-\frac{N}{4A} - \frac{M_x}{I_x} y = 0, \quad y = -\frac{N}{4A} \frac{I_x}{M_x}.$$

$$y = -\frac{42,4 \cdot 10^3}{4 \cdot 13,9 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{426\,014 \cdot 10^{-8}}{347,6 \cdot 10^3}, \quad y = -0,093 \text{ м}.$$

Строим нейтральную линию и эпюру нормальных напряжений.

Максимальные растягивающие напряжения

$$\sigma_{\max} = -\frac{N}{4A} + \frac{M_x}{w_x},$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= -\frac{42,4 \cdot 10^3}{4 \cdot 13,9 \cdot 10^{-4}} + \frac{347,6 \cdot 10^3}{4731 \cdot 10^{-6}} = 10^6 \cdot (-7,62 + 73,47) = \\ &= 10^6 \cdot 65,85 \text{ Па} = 65,82 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Минимальные (максимальные по модулю) сжимающие напряжения

$$\sigma_{\min} = -\frac{N}{4A} - \frac{M_x}{w_x},$$

$$\sigma_{\min} = -\frac{42,4 \cdot 10^3}{4 \cdot 13,9 \cdot 10^{-4}} - \frac{347,6 \cdot 10^3}{4731 \cdot 10^{-6}} = 10^6 \cdot (-7,62 - 73,47) =$$

$$= -10^6 \cdot 81,09 \text{ Па} = -81,09 \text{ МПа}.$$

3.6. Построение нейтральной линии в аварийном режиме.

Определение максимальных растягивающих и максимальных по модулю сжимающих напряжений

Используя эпюры, записываем значения продольной силы и изгибающих моментов в нижнем сечении ствола опоры

$$N = 36,4 \text{ кН}, M_x = 10,25 \text{ кН м}, M_y = 337,2 \text{ кН м}.$$

Нормальные напряжения при внецентренном сжатии определяются по формуле $\sigma = -\sigma_N \pm \sigma_{M_x} \pm \sigma_{M_y}$, $\sigma = -\frac{N}{4A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x$, знаки перед вторым и третьим слагаемыми определяются по знакам нормальных напряжений от действия моментов M_x и M_y в первой четверти рассматриваемого сечения. Расставляем знаки напряжений на схеме.

$$\text{В данном примере } \sigma = -\frac{N}{4A} - \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x.$$

$$\text{Уравнение нейтральной линии } \sigma = 0, \text{ или}$$

$$-\frac{N}{4A} - \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x = 0, y = -\frac{N}{4A} \frac{I_x}{M_x} + \frac{M_y}{I_y} \frac{I_x}{M_x} x.$$

Подставляем значения величин:

$$y = -\frac{36,4 \cdot 10^3}{4 \cdot 13,9 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{426 \ 014 \cdot 10^{-8}}{10,25 \cdot 10^3} + \frac{337,2}{10,25} x, y = -2,72 + 32,9x.$$

Находим точки пересечения нейтральной линии с осями координат:

$$y = -2,72 \text{ м при } x = 0, \quad x = 0,08 \text{ м при } y = 0$$

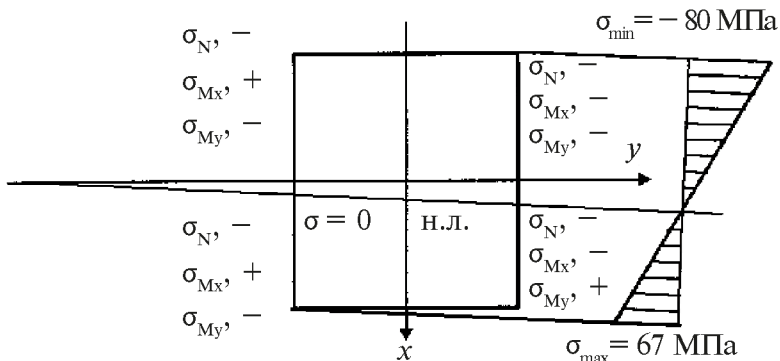
Строим нейтральную линию и эпюру нормальных напряжений.

Максимальные растягивающие напряжения

$$\sigma_{\max} = -\frac{N}{4A} + \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y},$$

$$\sigma_{\max} = -\frac{36,4 \cdot 10^3}{4 \cdot 13,9 \cdot 10^{-4}} + \frac{(10,25 + 337,2) \cdot 10^3}{4731 \cdot 10^{-6}} = 10^6 \cdot (-6,55 + 73,44) =$$

$$= 10^6 \cdot 66,9 \text{ Па} = 66,9 \text{ МПа}.$$



Минимальные (максимальные по модулю) сжимающие напряжения

$$\sigma_{\min} = -\frac{N}{4A} - \frac{M_x}{w_x} - \frac{M_y}{w_y},$$

$$\sigma_{\min} = -\frac{36,4 \cdot 10^3}{4 \cdot 13,9 \cdot 10^{-4}} - \frac{(10,25 + 337,2) \cdot 10^3}{4731 \cdot 10^{-6}} =$$

$$= 10^6 \cdot (-6,55 - 73,44) = -10^6 \cdot 80 \text{ Па} = -80 \text{ МПа}.$$

4. РАСЧЕТ ТРАВЕРСЫ

Для траверсы, указанной преподавателем, определяем максимальные по модулю усилия в стержнях пояса (горизонтальные стержни), тяги (верхние наклонные стержни) и подкоса (нижние наклонные стержни). Угол при вершине траверсы принять равным α . Подобрать размер сечения тяги по условию прочности на растяжение-сжатие. Подобрать размеры сечений пояса и подкоса по условию устойчивости.

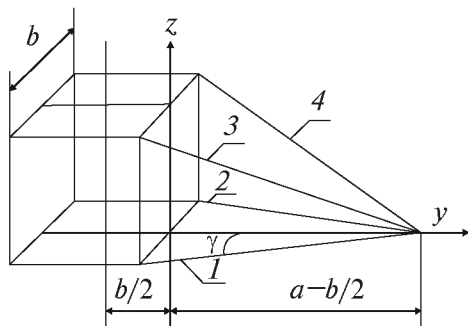
Если при расчете на устойчивость пояса или подкоса гибкость стержня получается больше 200, то нужно ввести вертикальные ребра жесткости (стойки) для уменьшения длины стержней.

Для металлических опор выбрать сечения пояса, тяги и подкоса в виде равнобоких уголков. Для железобетонных опор выбрать сечение тяги в виде круга, а подкоса и пояса в виде равнобоких уголков или швеллеров.

4.1. Выбор расчетной схемы и определение геометрических характеристик траверсы

Траверса состоит из четырех стержней (1, 2 — стержни пояса; 3, 4 — тяги), сходящихся в одной точке, и является стати-

чески неопределимой конструкцией. Как и в случае для стойки металлической опоры, полагаем, что стержни соединены между собой и со стойкой опоры шарнирами. Поскольку траверса симметрична относительно плоскости yz , заменяем две тяги одной. В результате получаем статически определимую конструкцию (расчетная схема траверсы). Принятое допущение значительно упрощает определение усилий в стержнях, позволяя использо-

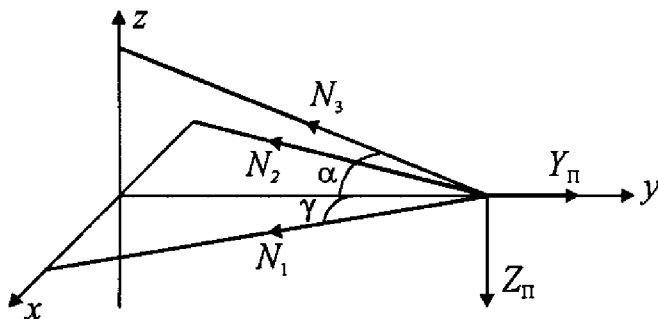


вать уравнения равновесия для пространственной системы сходящихся сил. Кроме того, такая расчетная схема увеличивает нагрузку в наклонных стержнях, что идет в запас прочности конструкции. Аналогично описанному заменяем два подкоса одним.

По условию $\alpha = 30^\circ$ находим угол γ

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{b/2}{d - b/2}, \quad \operatorname{tg} \gamma = \frac{0,4}{3,5 - 0,4} = 0,129 \Rightarrow \gamma = 7,35^\circ,$$

$$\cos \gamma = 0,9917, \quad \sin \gamma = 0,1280.$$



Расчетная длина пояса траверсы

$$l = \frac{d - b/2}{\cos \gamma} = \frac{3,5 - 0,4}{0,9917} = 3,12 \text{ м.}$$

4.2. Определение усилий в стержнях траверсы в нормальном режиме

Нагрузки в нормальном режиме: $Z_{\Pi} = 8,2 \text{ кН}$, $Y_{\Pi} = 5,3 \text{ кН}$. Усилия рассчитываем при двух направлениях ветра: ветер дует

слева направо и справа налево. Усилия в стержнях направляем от узла (точки схода), предполагая, что все стержни растянуты. Составляем три уравнения равновесия для системы сходящихся сил (ветер слева):

$$\begin{cases} \sum F_{kx} = 0, & N_1 \sin \gamma - N_2 \sin \gamma = 0; \\ \sum F_{ky} = 0, & Y_{\Pi} - N_1 \cos \gamma - N_2 \cos \gamma - N_3 \cos \alpha = 0; \\ \sum F_{kz} = 0, & N_3 \sin \alpha - Z_{\Pi} = 0. \end{cases}$$

Получаем $N_1 = N_2 = -4,5$ кН, стержни сжаты; $N_3 = 16,4$ кН, стержень растянут.

Меняем направление ветра на противоположное (ветер справа):

$$\begin{cases} \sum F_{kx} = 0, & N_1 \sin \gamma - N_2 \sin \gamma = 0; \\ \sum F_{ky} = 0, & -Y_{\Pi} - N_1 \cos \gamma - N_2 \cos \gamma - N_3 \cos \alpha = 0; \\ \sum F_{kz} = 0, & N_3 \sin \alpha - Z_{\Pi} = 0. \end{cases}$$

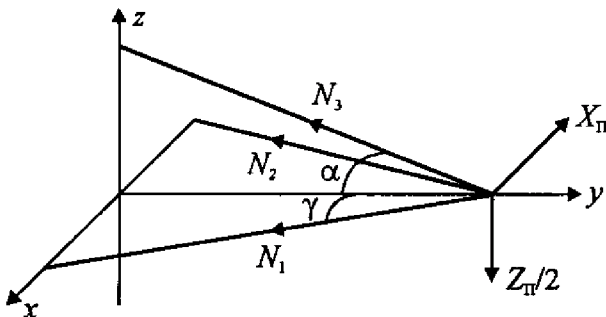
Получаем $N_1 = N_2 = -9,83$ кН, стержни сжаты; $N_3 = 16,4$ кН, стержень растянут.

4.3. Определение усилий в стержнях траверсы в аварийном режиме

Аварийный режим рассчитывается без ветра. Один провод оборван.

Нагрузки в аварийном режиме

$$Z'_{\Pi} = \frac{Z_{\Pi}}{2} = 4,12 \text{ кН}, \quad X_{\Pi} = 12,8 \text{ кН}.$$



Уравнения равновесия

$$\begin{cases} \sum F_{kx} = 0, & N_1 \sin \gamma - N_2 \sin \gamma - X_{\Pi} = 0; \\ \sum F_{ky} = 0, & -N_1 \cos \gamma - N_2 \cos \gamma - N_3 \cos \alpha = 0; \\ \sum F_{kz} = 0, & N_3 \sin \alpha - Z'_{\Pi} = 0. \end{cases}$$

Получаем $N_1 = 4,61$ кН, стержень растянут; $N_2 = -53,26$ кН, стержень сжат; $N_3 = 8,2$ кН, стержень растянут.

За расчетные принимаем максимальное растягивающее усилие в тяге $N_3 = 16,4$ кН и максимальное по модулю сжимающее усилие в поясе $N_2 = -53,26$ кН.

4.4. Подбор равнобокого уголка для тяги,
работающей только на растяжение,
по условию прочности на растяжение-сжатие

$$\sigma_{\max} = \frac{N_3}{A} \leq [\sigma],$$

где $[\sigma]$ — основное допускаемое напряжение, $[\sigma] = 160$ Мпа; A — площадь поперечного сечения,

$$A \geq \frac{N_3}{[\sigma]}, \quad A = \frac{16,4 \cdot 10^3}{160 \cdot 10^6} = 10^{-4} \cdot 1,025 \text{ м}^2 = 1,025 \text{ см}^2.$$

По сортаменту прокатной стали находим равнобокий уголок $20 \times 20 \times 3$ мм с наиболее близкой площадью поперечного сечения $A' = 1,13 \text{ см}^2$. Максимальное растягивающее напряжение в стержне $\sigma_{\max} = \frac{N_3}{A'} = \frac{16,4 \cdot 10^3}{1,13 \cdot 10^{-4}} = 10^6 \cdot 145,1 \text{ Па} = 145,1 \text{ МПа}$.

Сравнивая это напряжение с допускаемым, получаем недогрузку на $\frac{\sigma_{\max} - [\sigma]}{[\sigma]} \cdot 100 \% = \frac{145,1 - 160}{160} \cdot 100 \% = -9,3 \%$.

Для тяги траверсы подобран уголок $20 \times 20 \times 3$ мм.

4.5. Подбор равнобокого уголка для пояса траверсы
по условию устойчивости
методом последовательных приближений

Выбираем максимальное сжимающее усилие в поясе $|N_2| = 53,26$ кН.

Условие устойчивости $\sigma_{\max} = \frac{N_2}{A} \leq [\sigma] \varphi$.

В первом приближении полагаем, что $\varphi_1 = 0,5$. Находим площадь сечения $A = \frac{N_2}{0,5[\sigma]} = \frac{53,26 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 160 \cdot 10^6} = 10^{-4} \cdot 6,66 \text{ м}^2 = 6,66 \text{ см}^2$.

По сортаменту находим уголок $70 \times 70 \times 5$ мм с площадью $A' = 6,86 \text{ см}^2$ и минимальным радиусом инерции $i_{\min} = 1,39 \text{ см}$.

Находим гибкость λ стержня длиной $l = 312 \text{ см}$, $\lambda = \frac{\mu l}{i_{\min}} = \frac{312}{1,39} = 224,5$. Гибкость больше 200, поэтому вводим дополнительно два ребра жесткости для уменьшения расчетной длины стержня, тогда $l' = 104 \text{ см}$ и $\lambda' = \frac{104}{1,39} = 74,82$.

Находим коэффициент понижения основного допускаемого напряжения φ . Для марки стали Ст3 при $\lambda = 70$ имеем $\varphi = 0,81$, а при $\lambda = 80$ имеем $\varphi = 0,75$, тогда при $\lambda = 74,82$ получим $\varphi'_1 = 0,81 - \frac{0,81 - 0,75}{10} \cdot 4,82 = 0,781$. Допускаемое напряжение

при расчете на устойчивость $[\sigma_y] = [\sigma] \varphi'_1 = 160 \cdot 0,781 = 125 \text{ МПа}$. Максимальное сжимающее напряжение в стержне $\sigma_{\max} = \frac{N_2}{A'} = \frac{53,26 \cdot 10^3}{6,86 \cdot 10^{-4}} = 10^6 \cdot 77,64 \text{ Па} = 77,64 \text{ МПа}$.

Сравнивая напряжения, получаем недогрузку на $\frac{\sigma_{\max} - [\sigma_y]}{[\sigma_y]} \cdot 100 \% = \frac{77,64 - 125}{125} \cdot 100 \% = -37,9 \%$, что недопустимо.

Во втором приближении полагаем, что $\varphi_2 = \frac{\varphi_1 + \varphi'_1}{2} = \frac{0,5 + 0,781}{2} = 0,6405$, и повторяем расчет

$$A = \frac{N_2}{0,6405[\sigma]} = \frac{53,26 \cdot 10^3}{0,6405 \cdot 160 \cdot 10^6} = 10^{-4} \cdot 5,20 \text{ м}^2 = 5,20 \text{ см}^2.$$

Уголок $56 \times 56 \times 5$ мм, площадь $A' = 5,41 \text{ см}^2$, минимальный радиус инерции $i_{\min} = 1,1 \text{ см}$.

Гибкость стержня длиной $l = 104 \text{ см}$, $\lambda = \frac{\mu l}{i_{\min}} = \frac{104}{1,1} = 94,545$.

Коэффициент понижения основного допускаемого напряжения φ . Для стали Ст3 при $\lambda = 90$ имеем $\varphi = 0,69$, а при $\lambda = 100$ имеем $\varphi = 0,60$, тогда при $\lambda = 94,545$ получим $\varphi'_2 = 0,69 - \frac{0,69 - 0,60}{10} \cdot 4,545 = 0,649$.

Допускаемое напряжение при расчете на устойчивость $[\sigma_y] = [\sigma] \varphi_1 = 160 \cdot 0,649 = 103,84$ МПа.

Максимальное сжимающее напряжение в стержне $\sigma_{\max} = \frac{N_2}{A'} = \frac{53,26 \cdot 10^3}{5,41 \cdot 10^{-4}} = 10^6 \cdot 98,45 \text{ Па} = 98,45 \text{ МПа}.$

Сравнивая напряжения, получаем недогрузку на $\frac{\sigma_{\max} - [\sigma_y]}{[\sigma_y]} \cdot 100 \% = \frac{98,45 - 103,84}{103,84} \cdot 100 \% = -5,2 \%, \text{ что допустимо.}$

4.6. Определение критической силы и коэффициента запаса устойчивости

Гибкость стержня $\lambda = 94,545 < 100$, поэтому определяем критическое напряжение по формуле Ясинского $\sigma_{\text{кр}} = a - b\lambda$, где $a = 310$ МПа, $b = 1,14$ МПа (для стали Ст3), тогда $\sigma_{\text{кр}} = 310 - 1,14 \cdot 94,545 = 202,2$ МПа.

Коэффициент запаса устойчивости равен отношению критического напряжения к максимальному напряжению в стержне

$$k_y = \frac{\sigma_{\text{кр}}}{\sigma_{\max}} = \frac{202,2}{98,45} = 2,05.$$

Для пояса траверсы подобран уголок 56×56×5 мм.

ВЫВОДЫ

За расчетные приняты следующие размеры равнобоких уголков: нижняя панель ствола опоры 90×90×8 мм, $k_y = 2,01$; тяга траверсы 20×20×3 мм; пояс траверсы 56×56×5 мм, $k_y = 2,05$.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОПОРЫ

Железобетонная опора имеет вид полого усеченного конуса (в частном случае — цилиндра), для которого внешний и внутренний диаметры нижнего основания соответственно равны $D_{\text{н}}$ и $d_{\text{н}}$, а верхнего основания — $D_{\text{в}}$ и $d_{\text{в}}$ (рис. 5).

Пусть $D_{\text{н}} = 0,65$ м, $d_{\text{н}} = 0,51$ м, $D_{\text{в}} = 0,41$ м, $d_{\text{в}} = 0,31$ м, $H = 22,6$ м, $h = 3$ м.

Вычисляем значения внешнего D и внутреннего d диаметров на уровне земли по формуле $D = D_{\text{в}} + \frac{D_{\text{н}} - D_{\text{в}}}{H + h} H$, тогда $D = 0,622$ м, $d = 0,486$ м.

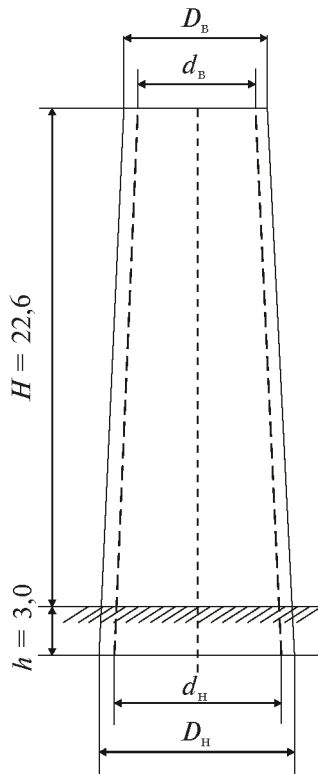


Рис. 5. Железобетонная опора

1. Геометрические характеристики кольцевого сечения на уровне земли:

площадь сечения

$$A = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,622^2 - 0,486^2)}{4} = 0,12 \text{ м}^2;$$

осевые моменты инерции сечения

$$I_x = I_y = \frac{\pi D^4}{64} \left(1 - \left(\frac{d}{D} \right)^4 \right) = \frac{3,14 \cdot 0,622^4}{64} \cdot \left(1 - \left(\frac{0,486}{0,622} \right)^4 \right) = 0,0046 \text{ м}^4;$$

осевые моменты сопротивления сечения

$$w_x = w_y = \frac{I_x}{D/2} = \frac{0,0046}{0,311} = 0,0148 \text{ м}^3;$$

полярный момент сопротивления сечения $w_p = 2w_x = 0,0296 \text{ м}^3$.

2. Определение интенсивности давления ветра на опору

Пусть величина ветрового напора $q = 0,8 \text{ кН/м}^2$. Считаем, что ветровой напор по высоте стойки опоры распределен равномерно. Площадь продольного диаметрального сечения опоры (площадь трапеции) $A_{\text{сеч}} = \frac{D_B + D}{2} H$. Полное давление ветра на опору $Q_B = qA_{\text{сеч}}$.

Интенсивность ветровой нагрузки на единицу длины стойки опоры

$$q_B = \frac{qA_{\text{сеч}}}{H} = \frac{q(D_B + D)}{2H} H = \frac{q(D_B + D)}{2},$$
$$q_B = \frac{0,8 \cdot (0,486 + 0,622)}{2} = 0,44 \text{ кН/м}.$$

Для железобетонной опоры не выполняются пп. 3.1–3.3. В пп. 3.5 и 3.6 нужно вычислить эквивалентные напряжения по IV

теории прочности $\sigma_{\text{экиV}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$, где $\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A} + \frac{\sqrt{M_x^2 + M_y^2}}{W_x}$.

В прил. 1 приведены данные для расчета, в прил. 2 — чертежи опор (по вариантам), в прил. 3 — образец оформления титульного листа. В курсовой работе использованы типовые образцы реальных заводских проектов, разработанных Инженерным центром Урала (НИИЭнергосетьпроект).

ПРИЛОЖЕНИЯ

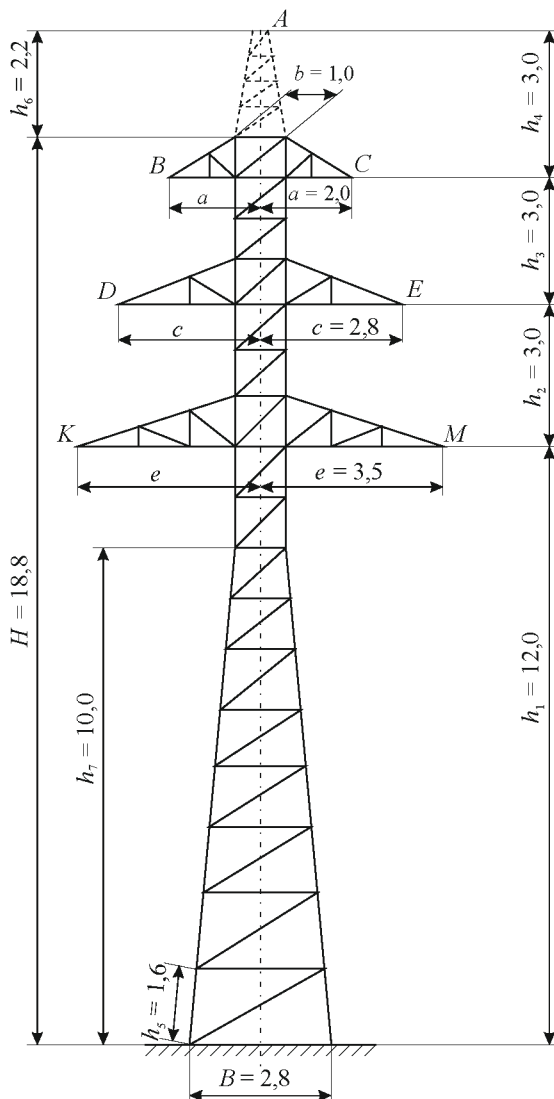
Приложение 1

Таблица данных для расчета

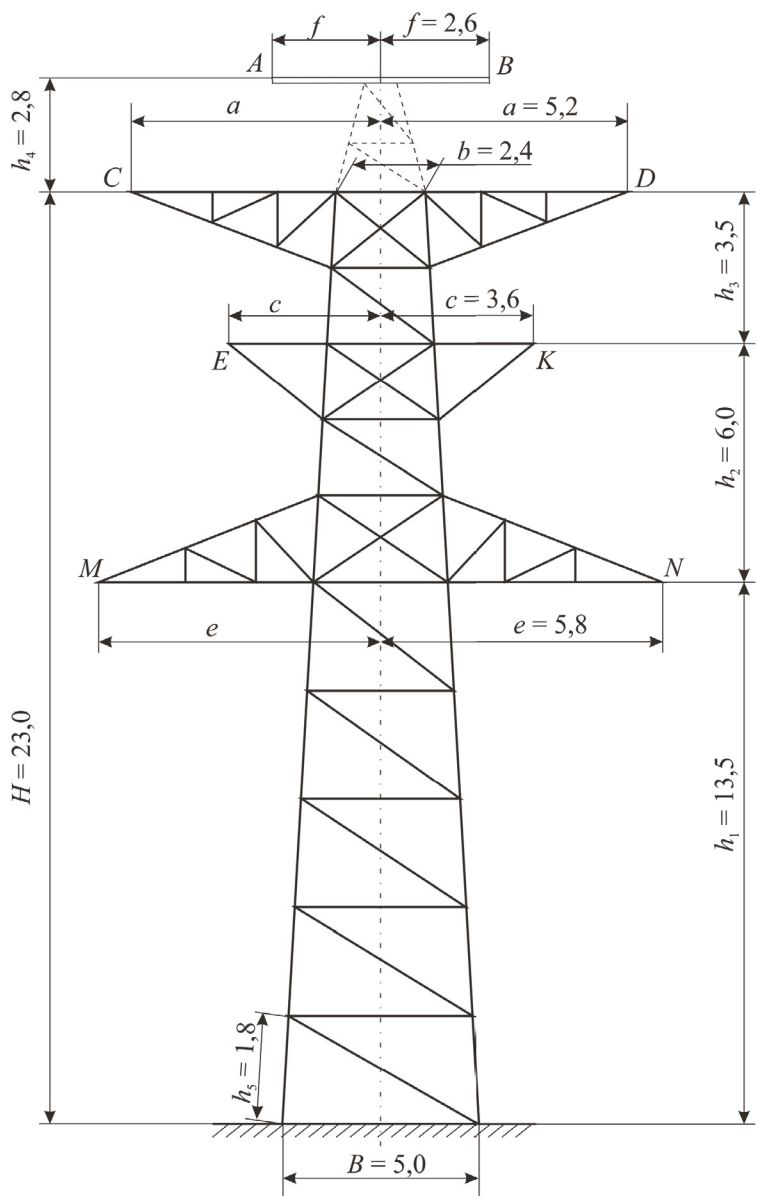
Номер вари- анта	Нагрузки, действующие на опору в точках крепления проводов («п») и троса («т»), кН				Горизонтальные нагрузки, дей- ствующие в нор- мальном режиме на концевую опору и в ава- рийном режиме на промежуточ- ную и анкер- ную, кН				α , град	Вес опоры, кН	Давление ветра на ме- таллическую опору $Q_в$, кН, и железобе- тонную опору $q_в$, кН/м ²		
	$Z_п$	$Y_п$	$Z_т$	$Y_т$	$Z_п$	$Y_п$	$Z_т$	$Y_т$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	2,8	2,1	1,3	1,2	11,2	2,8	7,7	2,9	11,1	7,9	20	19,6	10,1
2	13,5	15,7	5,1	9,5	25,7	32,2	13,5	20,8	20,8	15,0	32	43,2	0,55
3	19,5	25,7	7,8	13,2	40,8	49,2	20,5	28,8	22,3	18,1	22	46,7	32,5
4	3,6	1,8	3,2	1,7	15,9	5,4	12,5	4,9	13,7	8,0	38	47,8	0,62
5	-	-	-	-	20,8	3,8	10,2	3,9	63,4	40,7	28	75,4	33,2
6	2,4	2,1	2,0	1,7	7,1	2,6	5,9	3,1	6,1	13,6	30	58,1	0,70
7	-	-	-	-	19,2	3,6	9,2	2,6	58,7	37,2	25	45,8	41,8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
8	5,3	2,6	2,1	1,6	20,5	4,6	13,3	4,9	12,9	11,4	24	88,7	66,3
9	11,5	7,8	6,9	6,2	42,7	12,8	35,1	11,3	50,4	37,3	35	57,6	0,85
10	5,5	3,1	2,2	1,5	13,8	3,4	7,2	3,5	12,7	10,8	18	29,5	67,2
11	13,5	9,1	5,4	5,1	48,4	12,8	28,2	12,5	53,8	31,3	33	69,5	0,75
12	4,7	2,7	1,8	1,6	21,0	4,7	13,4	3,2	12,9	13,6	36	56,8	0,68
13	6,7	4,8	4,7	3,1	29,5	8,5	21,0	8,1	14,1	12,8	31	69,1	0,54
14	3,1	2,6	1,9	1,7	16,9	5,1	14,0	4,7	11,0	7,9	22	104	72,1
15	13,5	53,7	4,0	40,4	37,3	75,9	20,5	47,3	52,5	27,8	38	35,2	0,82
16	-	-	-	-	37,8	6,7	8,7	3,4	103,9	40,6	21	102,0	36,7
17	15,7	4,5	8,3	2,1	48,6	10,8	28,4	6,9	61,2	38,3	35	76,6	0,85
18	-	-	-	-	17,8	3,3	8,7	2,6	55,4	32,8	19	53,3	27,5
19	25,2	18,3	5,4	3,9	66,9	40,7	17,3	10,4	98,7	35,1	20	128	62,1
20	10,7	4,7	4,0	2,9	35,0	7,5	20,4	7,4	20,8	15,0	32	76,1	0,58
21	17,8	9,8	9,5	5,5	49,5	21,4	21,3	9,8	89,2	36,2	20	112,0	45,8
22	8,7	4,9	5,7	3,2	36,0	10,3	19,3	7,4	75,2	42,4	19	50,7	25,3
23	10,4	15,8	3,8	8,9	40,8	18,9	23,3	14,5	20,8	15,9	24	38,5	47,5
24	3,0	2,6	1,7	1,4	17,1	5,7	13,5	5,1	11,1	7,9	-	18,5	17,3

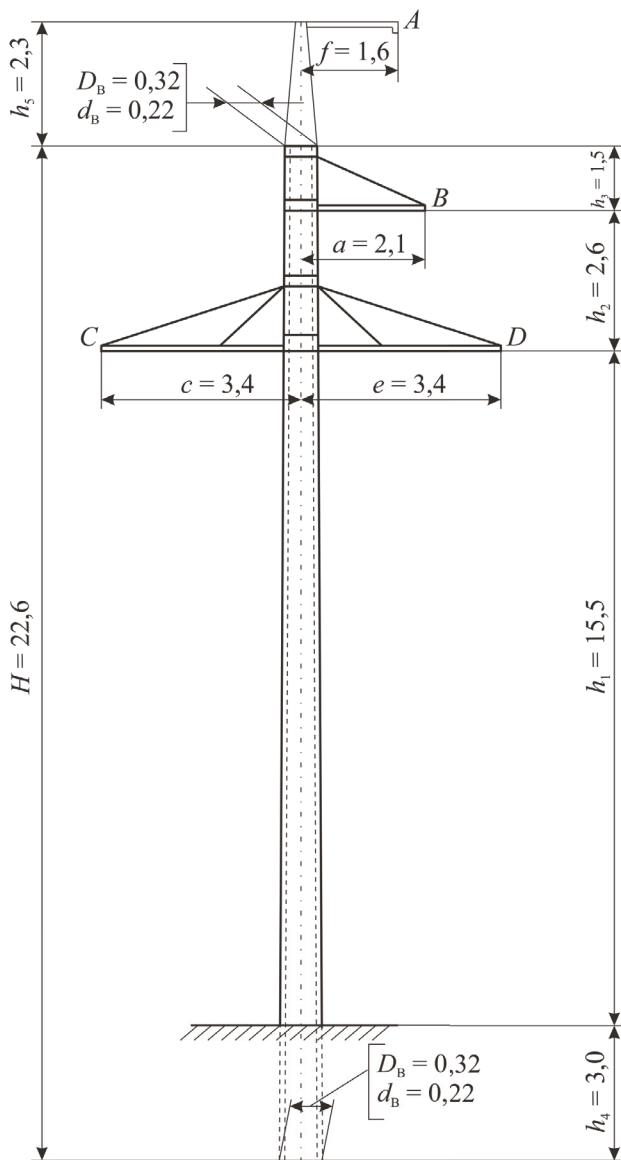
Чертежи опор



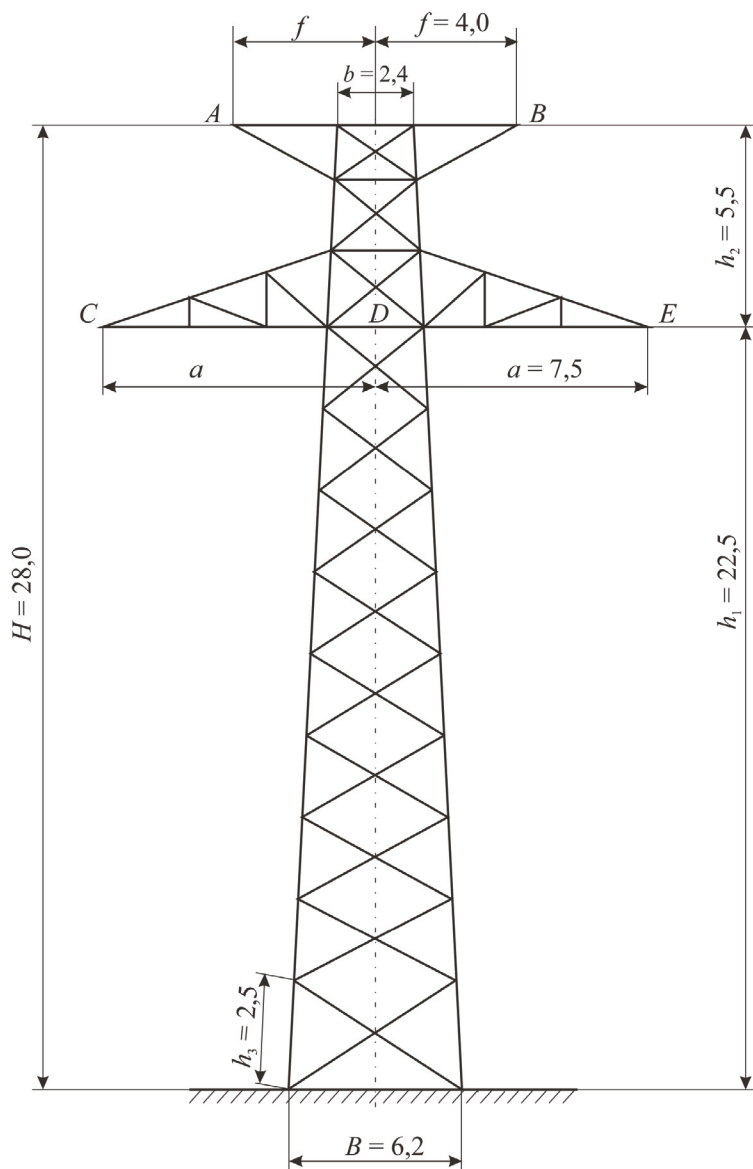
Вариант 1
Промежуточная двухцепная
металлическая опора



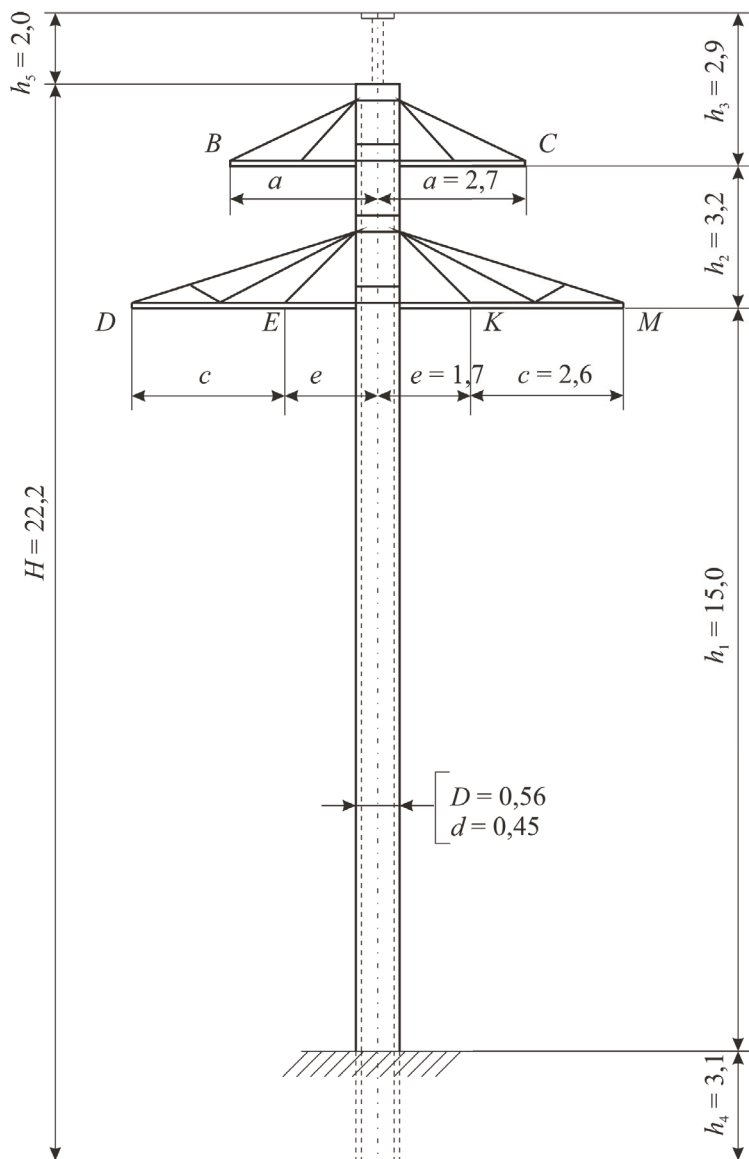
Вариант 3
Анкерно-угловая двухцепная
металлическая опора



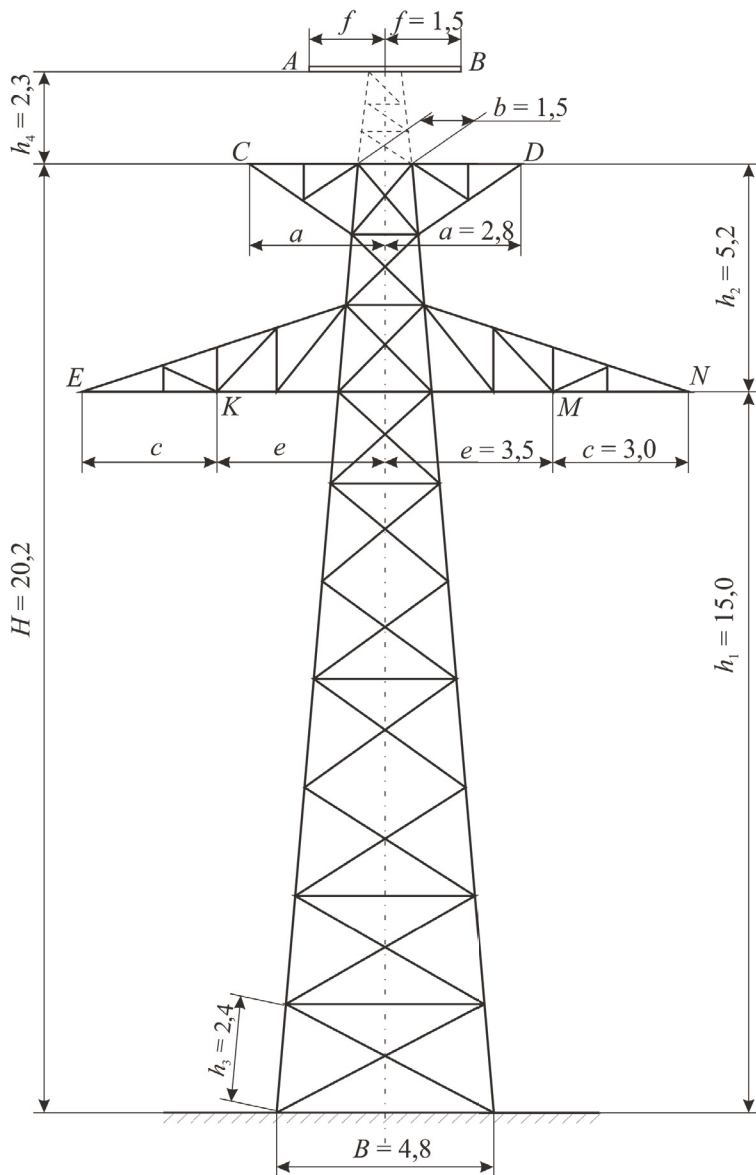
Вариант 4
Промежуточная одноцепная
железобетонная опора



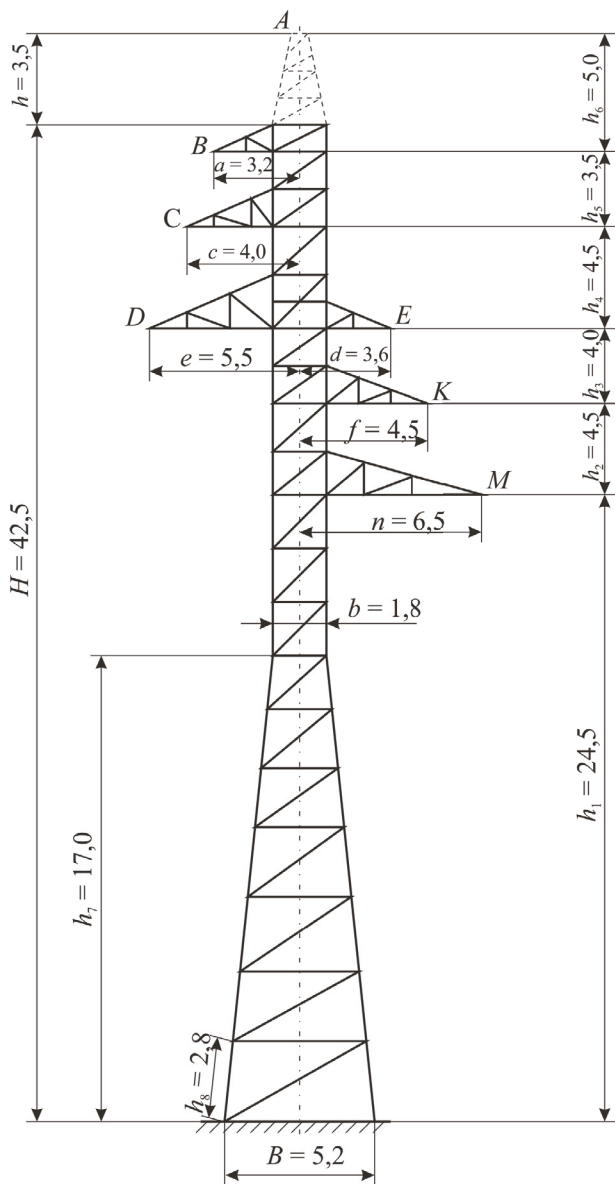
Вариант 5
Концевая одноцепная
металлическая опора



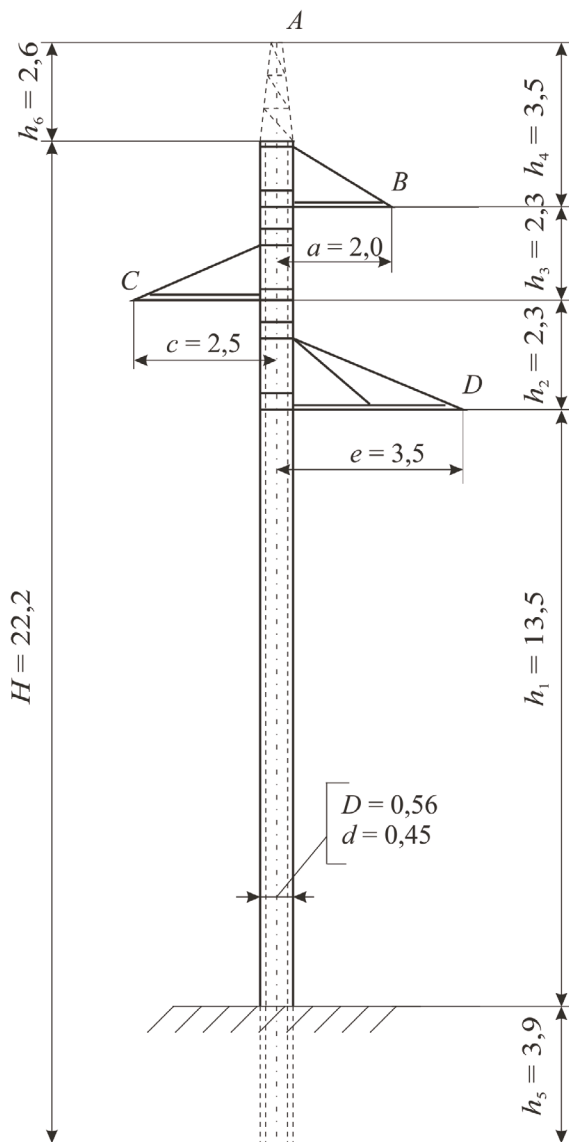
Вариант 6
Промежуточная двухцепная
железобетонная опора



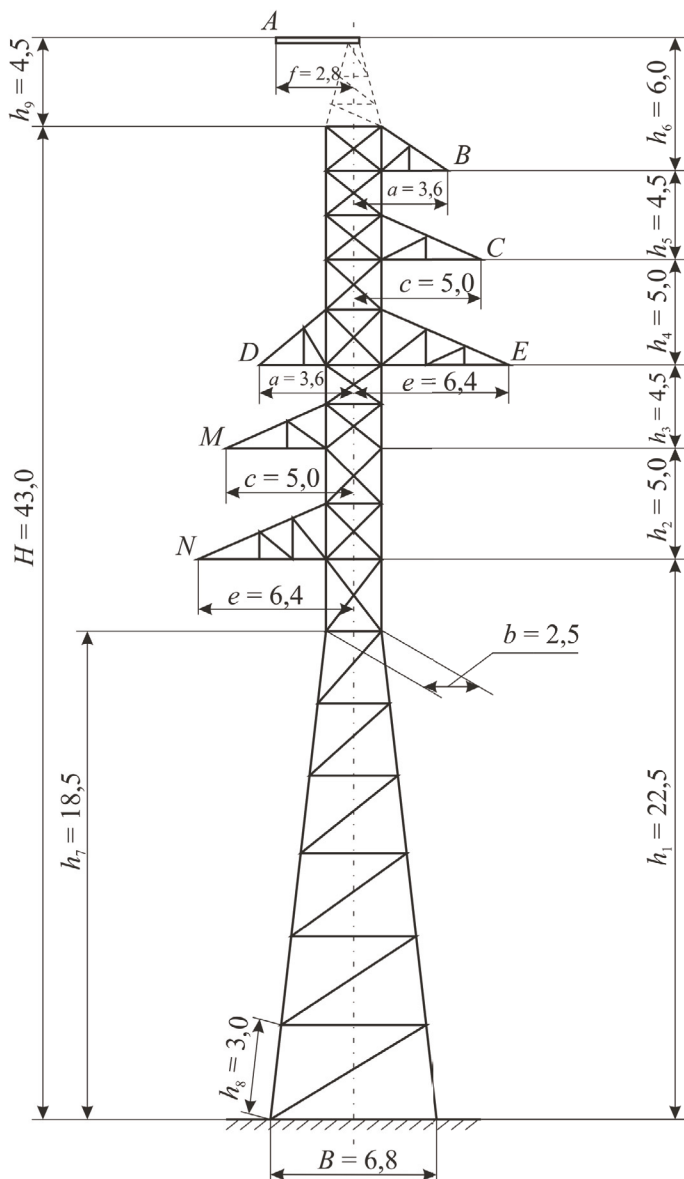
Вариант 7
Концевая двухцепная
металлическая опора



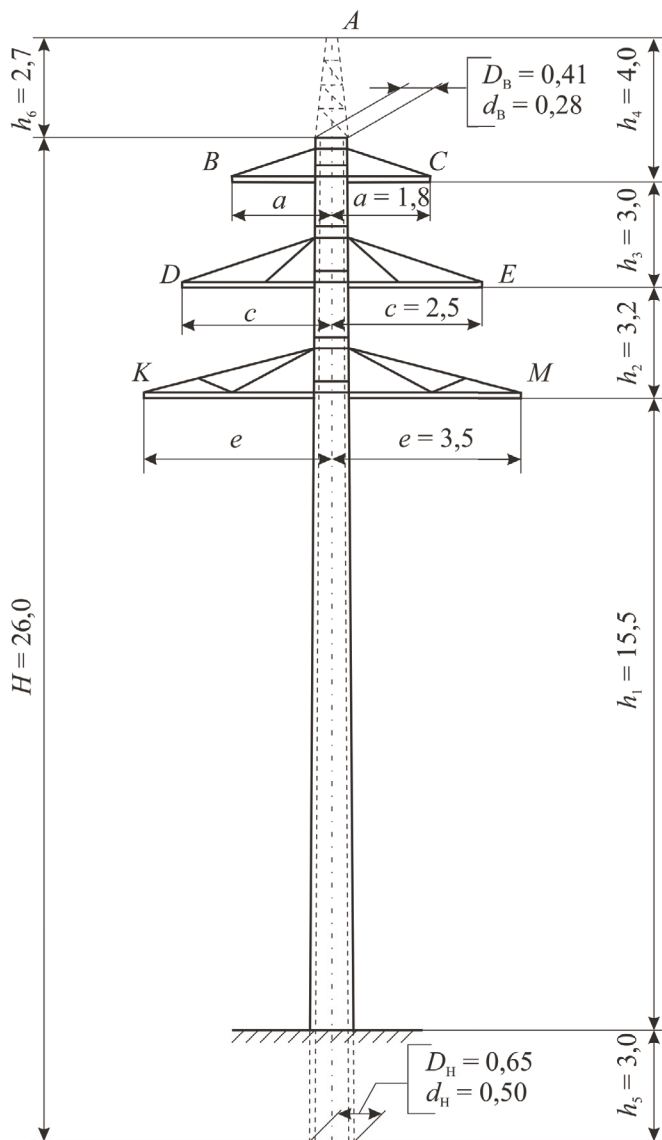
Вариант 8
Промежуточная двухцепная
металлическая опора



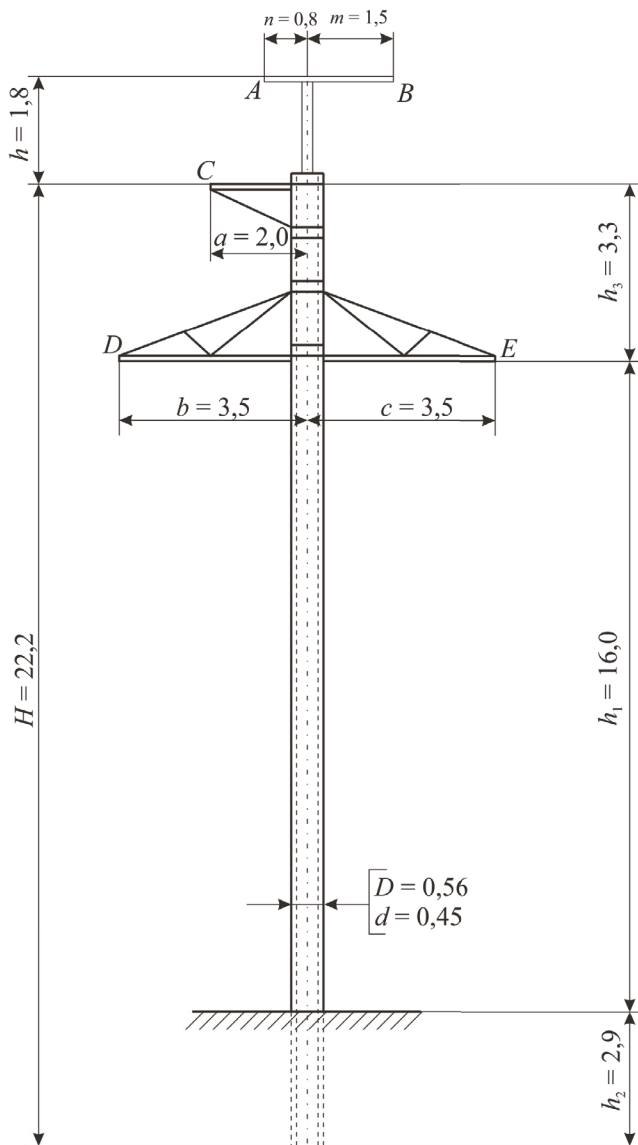
Вариант 9
 Анкерная одноцепная
 железобетонная опора



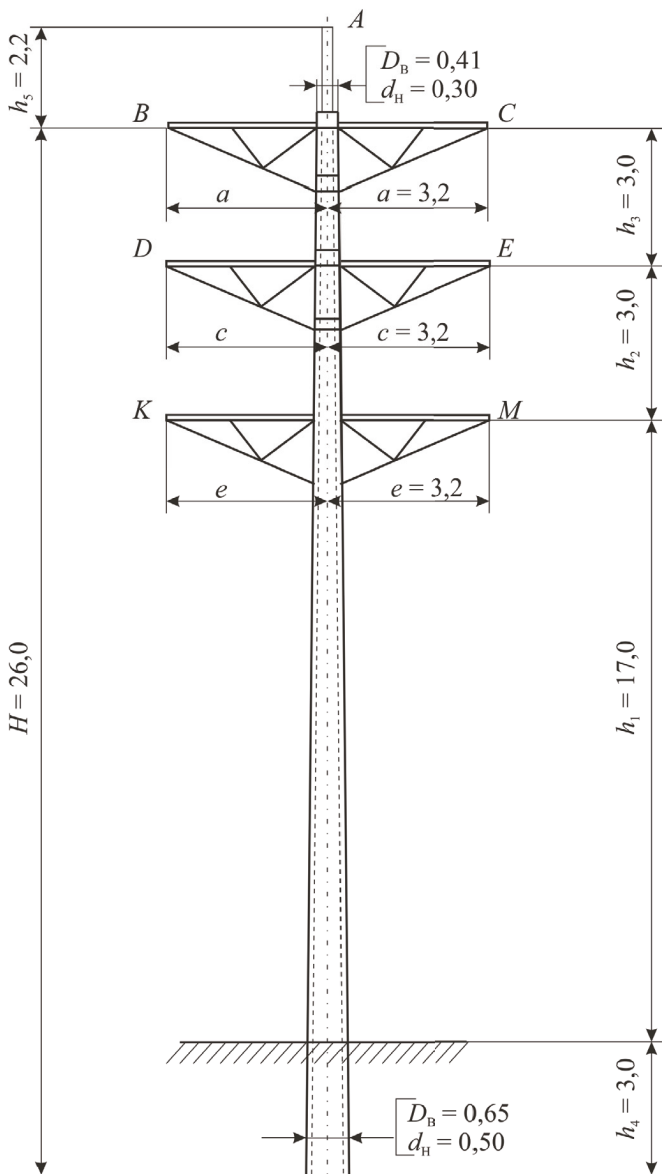
Вариант 10
Промежуточная двухцепная
металлическая опора



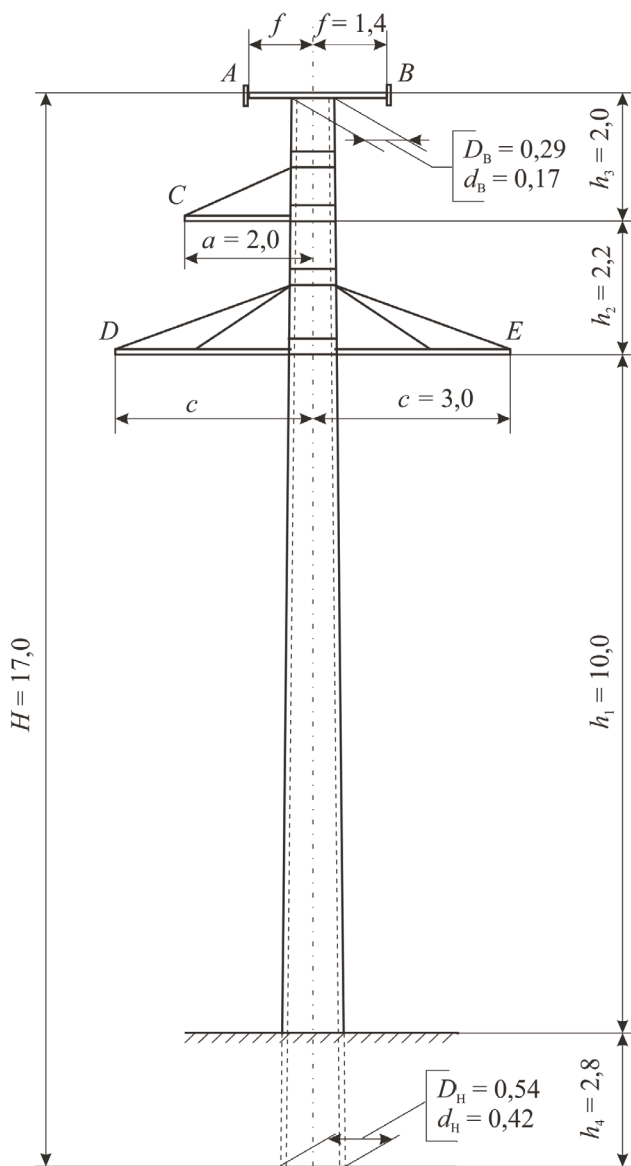
Вариант 11
 Анкерная двухцепная
 железобетонная опора



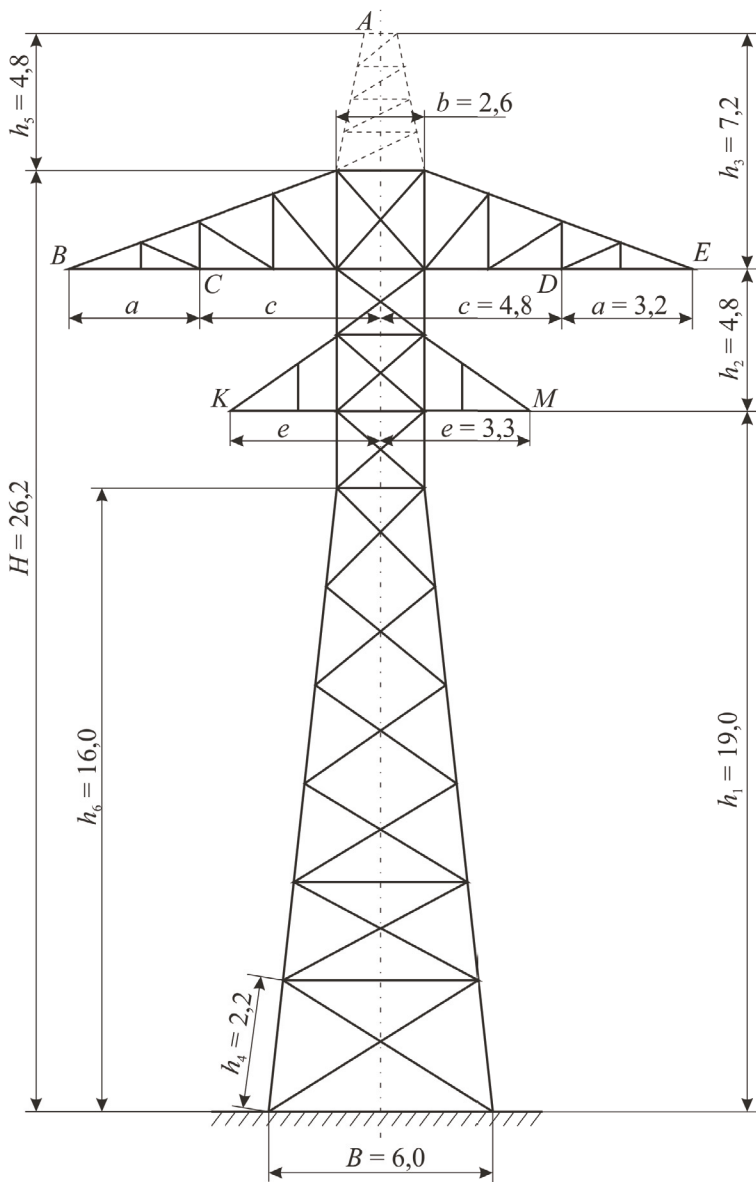
Вариант 12
Промежуточная одноцепная
железобетонная опора



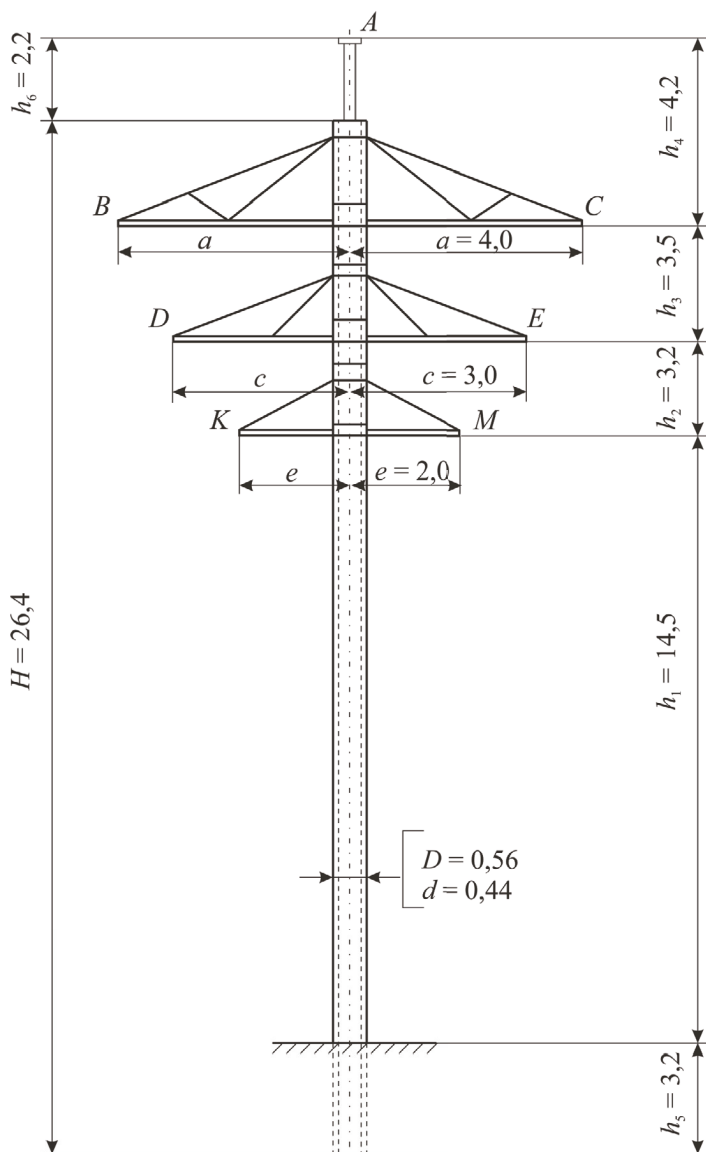
Вариант 13
Промежуточная двухцепная
железобетонная опора



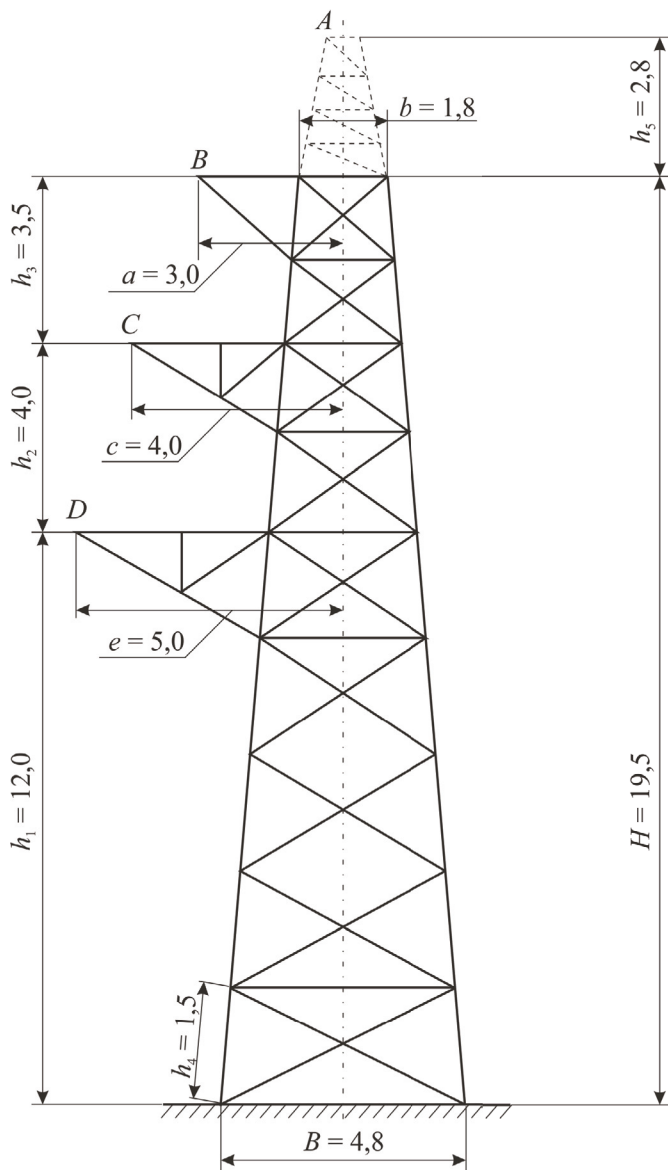
Вариант 15
Анкерно-угловая одноопная
железобетонная опора



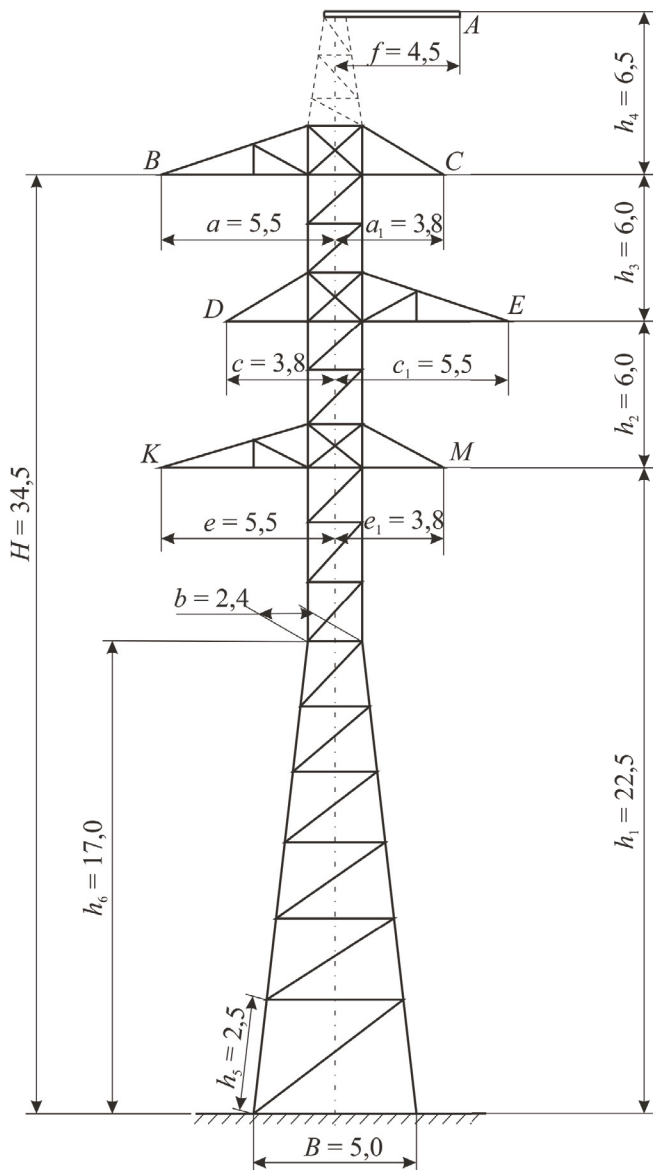
Вариант 16
Концевая двухцепная
металлическая опора



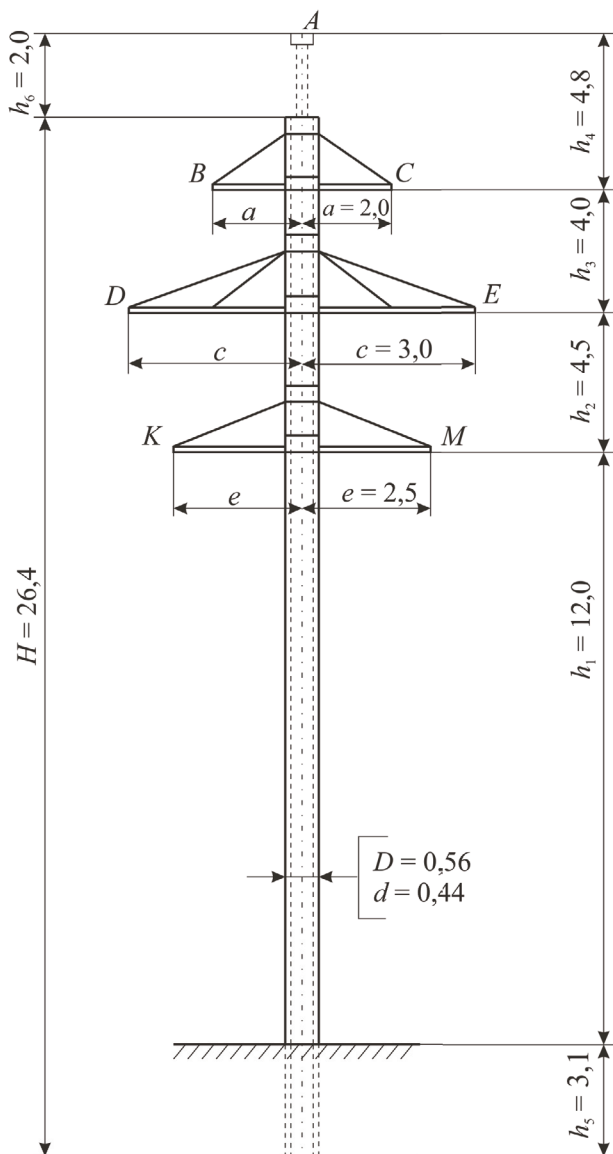
Вариант 17
 Анкерная двухцепная
 железобетонная опора



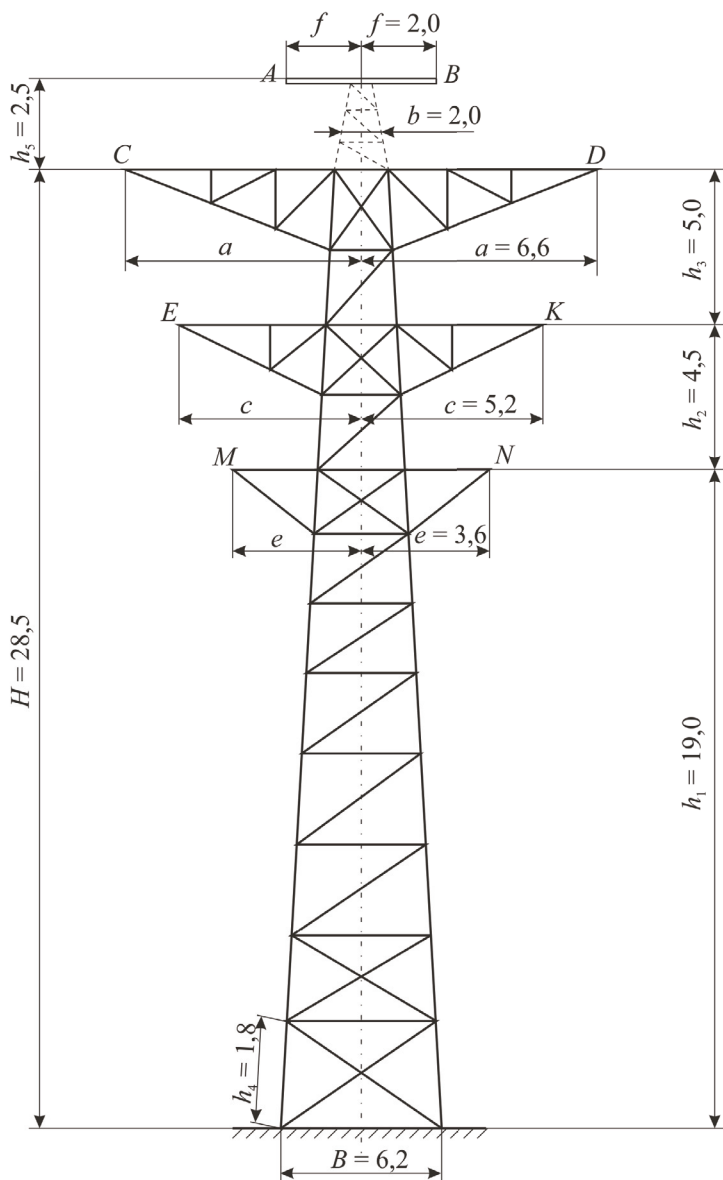
Вариант 18
Концевая одноцепная
металлическая опора



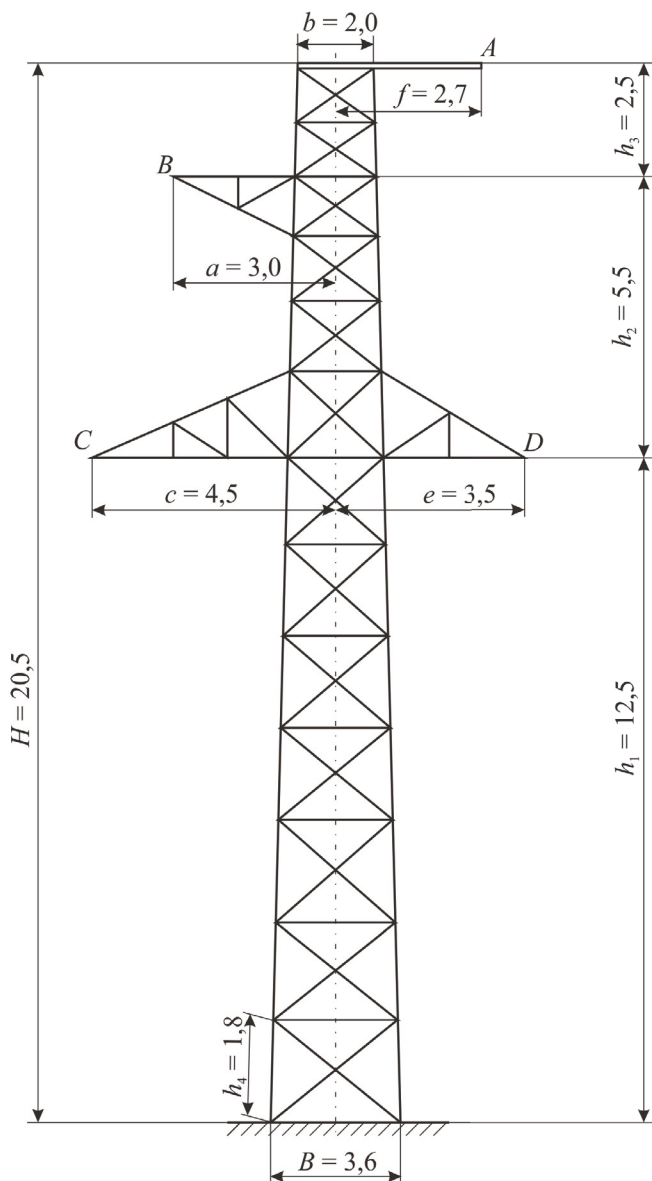
Вариант 19
Анкерная двухцепная
металлическая опора



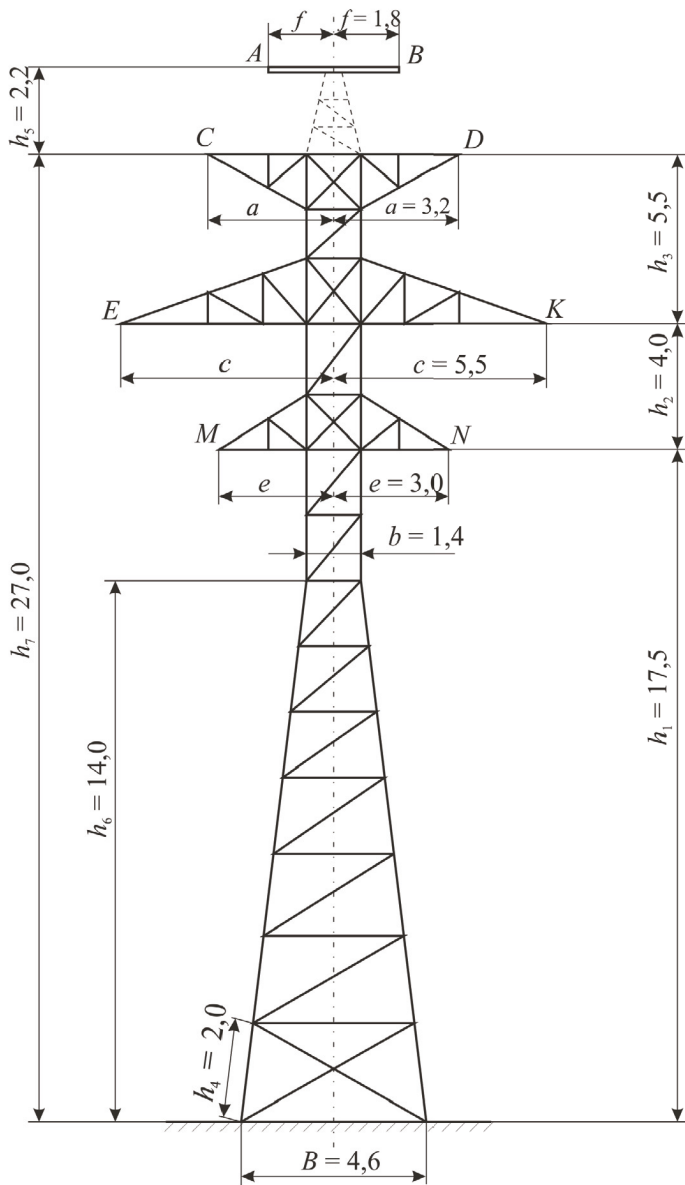
Вариант 20
Промежуточная двухцепная
железобетонная опора



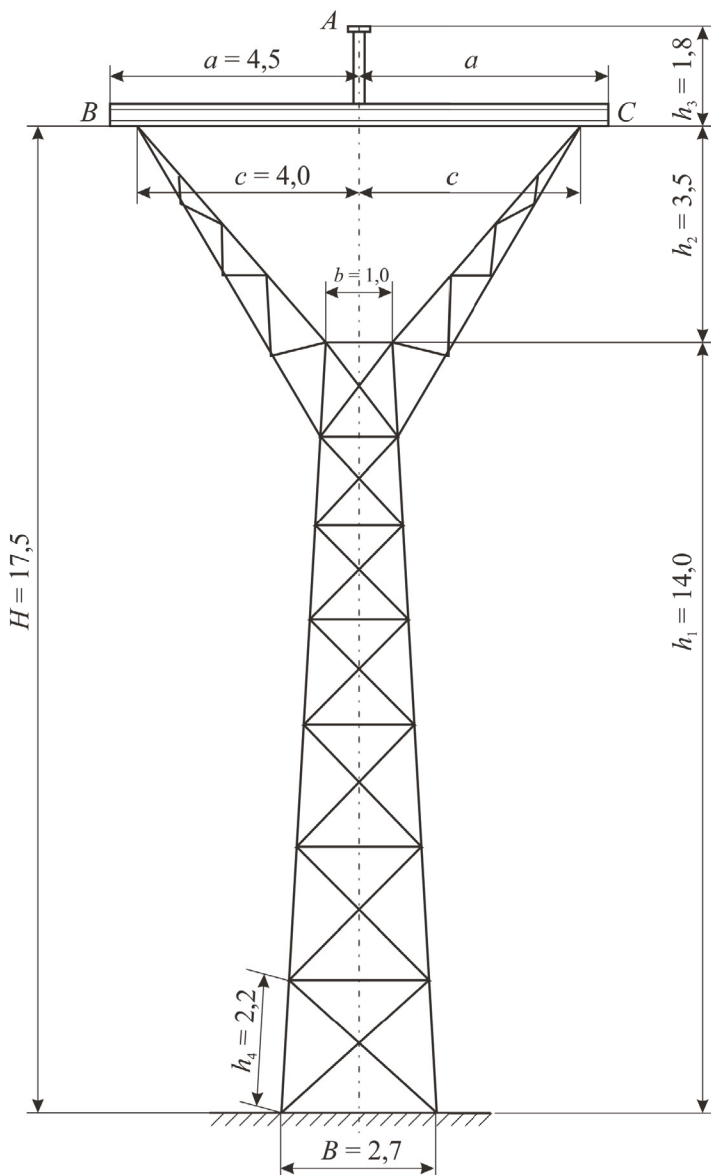
Вариант 21
Анкерная двухцепная
металлическая опора



Вариант 22
Анкерная одноцепная
металлическая опора



Вариант 23
Промежуточная угловая двухцепная
металлическая опора



Вариант 24
Промежуточная одноцепная
металлическая опора

Министерство образования и науки Российской Федерации
ФГАОУ ВПО «Уральский федеральный университет
имени первого Президента России Б.Н. Ельцина»

Кафедра теоретической механики

КУРСОВАЯ РАБОТА
по специальным главам теоретической механики

**Механический расчет опор
линий электропередачи**

Студент:
Группа:
Вариант:
Преподаватель:

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	3
Нагрузки при расчете ствола опоры	6
Содержание и оформление курсовой работы.....	8
Пример типового расчета	9
Особенности расчета железобетонной опоры.....	30
Приложения	33
Приложение 1.....	33
Приложение 2.....	35
Приложение 3	59

