

UNIVERSIDAD SAN PEDRO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL



“Análisis del diseño de cimentaciones para torres en línea de transmisión 60 kV C.H. Chancay – S.E.T. Huaral usando $f^c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ como dato para el análisis”

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autor

Albujar Silva, Jesus

Asesor

Flores Reyes, Gumercindo

Chimbote – Perú

2019

INDICE

KEYWORDS	i
RESUMEN.....	iii
ABSTRACT.....	iv
INDICE DE TABLAS	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
I. INTRODUCCIÓN	1
II. METODOLOGÍA.....	70
III. RESULTADOS.....	130
IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN	139
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	141
VI. AGRADECIMIENTO	143
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	144
VIII. APÉNDICES Y ANEXOS.....	150
PANEL FOTOGRÁFICO	151

PALABRAS CLAVE

Tema	Análisis Estructural
Especialidad	Estructuras

KEYWORDS

Theme	Structural analysis
Specialty	Structures

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Área	2. ingeniería y tecnología
Sub- área	2.1 Ingeniería civil
Disciplina	Ingeniería civil

“Análisis del diseño de cimentaciones para torres en línea de transmisión 60 kV C.H. Chancay – S.E.T. Huaral usando $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ como dato para el análisis”

RESUMEN

Desde el punto de vista estructural las torres o postes que componen una línea de transmisión deben resistir la acción de fenómenos naturales como hielo, sismo, y principalmente el empuje del viento; estas acciones (cargas) son transmitidas a la cimentación que a su vez se encarga de transmitir todos esos esfuerzos al terreno donde se desplantan, sufriendo el menor daño posible. Aquí, considero como factor importante para garantizar la estabilidad y buen funcionamiento de la línea, el diseño y construcción de sus cimentaciones; principalmente por la extensa gama de condiciones que presenta el suelo donde se desplantan estas estructuras.

El análisis de la cimentación se realizó con ayuda de una hoja electrónica EXCEL, con la cual se probaron diferentes geometrías para la zapata, usando como datos básicos las cargas aplicadas a nivel de pedestal, y parámetros básicos del suelo; logrando resultados que difieren del diseño original.

De acuerdo a los estudios geológicos-geotécnicos se establece el nivel de desplante de 2.00 m con respecto al terreno natural, donde se estima una capacidad de carga admisible de 3.00 Kg/cm² para suelo tipo I. Las dimensiones en planta del proyecto original aumentaron un 38%, de “Lz = 1.3m” a “Lz = 1.8m” con respecto al diseño original debido a la excentricidad de la carga; y la altura de zapata varió en un 33%, de “Hz = 0.30 m” a “Hz = 0.40 m” respecto a que el análisis se realizó teniendo en cuenta la longitud de desarrollo a compresión del refuerzo del pedestal.

Además se exponen los procedimientos y pasos constructivos a seguir para su construcción (replanteo topográfico, tipo de terreno existente y tipo de cimentación a utilizar; excavación, bloqueteo; nivelación de STUBS, armado de acero y encofrado para zapata y pedestal de las estructuras. adicionando el ensamblaje y armado de las torres).

ABSTRACT

From the structural point of view, the towers or posts that make up a transmission line must resist the action of natural phenomena such as ice, earthquake, and mainly the thrust of the wind; These actions (loads) are transmitted to the foundation that in turn is responsible for transmitting all these efforts to the land where they move, suffering the least possible damage. Here, I consider as important factor to guarantee the stability and good functioning of the electric transmission towers, the design and construction of its foundation; mainly due to the wide range of conditions that the soil presents where these structures move. The analysis of the foundation was carried out with the help of an EXCEL electronic sheet, with which different geometries for the shoe were tested, using as basic data the loads applied at the pedestal level, and basic soil parameters; achieving results that differ from the original design.

According to geological-geotechnical studies, the level of displacement of 2.00 m with respect to natural land is established, where an allowable load capacity of 3.00 Kg / cm² for type I soil is estimated. The plan dimensions of the original project increased by 38%, from “Lz = 1.3m” to “Lz = 1.8m” with respect to the original design due to the eccentricity of the load; and the height of the shoe varied by 33%, from “Hz = 0.30 m” to “Hz = 0.40 m” with respect to the fact that the analysis was carried out taking into account the compression development length of the pedestal reinforcement.

In addition, the procedures and constructive steps to be followed for its construction are exposed (topographic staking, type of existing land and type of foundation to be used; excavation, blocking; STUBS leveling, steel reinforcement and formwork for footings and structures pedestal. the assembly and assembly of the towers).

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla N°01.- Tensiones normalizadas.....	11
Tabla N°02.- Viento y temperatura para zonas de carga A B C.....	22
Tabla N°03.- Viento, hielo y temperatura para Áreas de carga A B C.....	24
Tabla N°04.- Vértices de la poligonal de la línea.....	75
Tabla N°05.- Datos para el análisis.....	81
Tabla N°06.- Características del terreno.....	81
Tabla N°07.- Fuerzas mecánicas máximas en la base....	82
Tabla N°08.- Presiones para determinar área de zapata	85
Tabla N°09.- Datos para el análisis de zapata	85
Tabla N°10.- Resultados obtenidos	131
Tabla N°11.- Resultados del estudio geotécnico	134
Tabla N°12.- Comparación de resultados.....	137

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura N°01.- Producción y transmisión de energía eléctrica.....	12
Figura N°02.- Torre de suspensión y anclaje respectivamente.....	14
Figura N°03.- postes metálicos tipo PT.....	15
Figura N°04.- Torre de transición.....	15
Figura N°05.- Torre con retenida y autosoportada respectivamente.....	17
Figura N°06.- Partes de una torre.....	18
Figura N°07.- Mapa de ubicación de zonas de carga, Perú.....	23
Figura N°08.- Vano viento.....	27
Figura N°09.- Vano gravante.....	27
Figura N°10.- Diagrama de carga con factores de carga.....	30
Figura N°11.- Diagrama de carga sin factores de carga	31
Figura N°12.- Tipos de zapata.....	34
Figura N°13.- Distribución de presiones en cimentaciones.....	35
Figura N°14.- Distrib. De presiones en zapatas con flexión compuesta.....	36
Figura N°15.- Distrib. De presiones en cada esquina.....	37
Figura N°16.- Ubicación del núcleo central.....	38
Figura N°17.- Zapata con carga excéntrica.....	39
Figura N°18.- Diagrama Hülldünker para cálculo de presiones.....	40
Figura N°19.- Naturaleza de fallas por capacidad de carga.....	44
Figura N°20.- Zapatas para torres.....	45
Figura N°21.- Zapata a compresión.....	46
Figura N°22.- Zapata a tensión.....	46

Figura N°23.- Fundación en parrilla y zapata respectivamente.....	48
Figura N°24.- Corte en planta y elevación de la zapata.....	49
Figura N°25.- Ángulo de inclinación del pedestal.....	50
Figura N°26.- posición de STUBS.....	50
Figura N°27.- Ancho de base y cintura de torre.....	51
Figura N°28.- Altura de cuerpo piramidal de torre.....	51
Figura N°29.- Longitud de desarrollo a compresión.....	52
Figura N°30.- Volumen de pirámide trunca.....	54
Figura N°31.- Volumen de interferencia.....	55
Figura N°32.- Área equivalente en una cimentación.....	59
Figura N°33.- Sección crítica a punzonamiento.....	60
Figura N°34.- Muestreo en campo.....	67
Figura N°35.- Central hidroeléctrica Chancay.....	72
Figura N°36.- Trazo de la Línea 60 kV	77
Figura N°37.- Geometría de la torre tipo suspensión.....	80
Figura N°38.- Geometría de la zapata.....	82
Figura N°39.- Momentos actuantes alrededor del punto $O_{X,Y}$	89
Figura N°40.- Presión actuante en cada esquina de la zapata.....	91
Figura N°41.- Sección crítica para corte a punzonamiento.....	92
Figura N°42.- Cortante por flexión.....	94
Figura N°43.- Diseño a flexión.....	96
Figura N°44.- Diagrama de interacción C-18.....	102
Figura N°45.- Diagrama de interacción C-2.....	103
Figura N°46.- Cálculo de acero en pedestal.....	105

Figura N°47.- Cálculo de ángulo entre cimentaciones	106
Figura N°48.- Replanteo para cimentaciones.....	107
Figura N°49.- Seccionamiento.....	107
Figura N°50.- Marcación de internas y externas.....	109
Figura N°51.- excavación en suelo 1.....	110
Figura N°52.- Excavación en roca fracturada.....	110
Figura N°53.- excavación en terreno saturado.....	112
Figura N°54.- Nivelación de eje de torre.....	112
Figura N°55.- Colocación de solado.....	113
Figura N°56.- Nivelación de Stubs.....	115
Figura N°57.- Esquema de nivelación.....	115
Figura N°58.- Apoyos para diferentes tipos de torres.....	116
Figura N°59.- Nivelación con estación total.....	117
Figura N°60.- Acero y encofrado para zapata	118
Figura N°61.- concreto para zapatas	120
Figura N°62.- Ensayo slump y testigos	121
Figura N°63.- Stubs nivelados	123
Figura N°64.- Relleno y compactación.....	124
Figura N°65.- Ensamblado y montaje.....	125
Figura N°66.- Montaje de ménsulas.....	126
Figura N°67.- Montaje terminado.....	126
Figura N°68.- Elementos para montaje... ..	127
Figura N°69.- verificación de verticalidad.....	128
Figura N°70.- Verificación a torsión... ..	129

Figura N°71.- Planta y corte respectivamente en la zapata.....131

I. INTRODUCCIÓN

La energía eléctrica en el Perú sustenta gran parte de nuestra vida cotidiana, ya que sin ella difícilmente podríamos imaginarnos los niveles de progreso que nuestro país ha alcanzado. Dentro del suministro de energía eléctrica, las líneas de transmisión asumen un papel muy importante, pues son las encargadas de transportar la energía eléctrica desde la central eléctrica hacia los diferentes rincones del país, donde sea requerida.

Las líneas de transmisión de acuerdo con el nivel de tensión que transmiten están conformadas por torres de celosía, postes metálicos, postes de madera, o postes de concreto. Dichas estructuras, además deben estar diseñadas y construidas para asegurar la resistencia a los fenómenos naturales tales como, nevadas, fuerza de sismo, y principalmente para soportar el empuje del viento; asegurando que el suministro de energía eléctrica se realice de forma segura, eficiente y a bajo costo.

El presente trabajo de investigación está dirigido básicamente al análisis de factores y fuerzas que condicionan el diseño de cimentaciones para estructuras de celosía; además de exponer los procesos constructivos necesarios en la construcción de cimentaciones para torres de la “LINEA DE TRANSMISION 60 kV C.H CHANCAY – S.E.T HUARAL”; en la cual contribuyeron para su desarrollo las siguientes investigaciones:

De la Cruz, J. & Sánchez, M. (2010), proporciona el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales a base de zapatas aisladas de concreto reforzado para torres auto - soportadas que se encuentran desplantadas en roca y forman parte del proyecto “Línea de transmisión Quevedo-Menonita” bajo los lineamientos que señala la especificación CFE 100-64 “CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS DE LINEAS DE TRANSMISION”; siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño

descriptivo, de nivel descriptivo; la cual llego a las siguientes conclusiones: de la revisión bibliográfica se observó que la especificación Mexicana CFEJA 100-64no contempla diseño por sismo de las cimentaciones. Que dicha especificación mexicana no contempla la existencia de suelo estratificado. El diseño geotécnico aquí desarrollado limita su uso a la existencia de afloramientos superficiales de roca, por lo que es necesario realizar nuevos proyectos que puedan emplearse para distintas condiciones de terreno.

Martínez, K. & Lira, I. (2010), determina el tipo de fundación de acuerdo a los resultados obtenidos en el estudio de suelos, definir las sobrecargas transferidas por los elementos de la torre a la cimentación, efectuar el diseño estructural de la fundación requerida en cada caso; siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño descriptivo y de nivel descriptivo, la cual llego a las siguientes conclusiones: el trabajo presentado es una contribución al aprendizaje de los estudiantes ya que se presentó de forma didáctica el análisis y diseño de cimentaciones, adaptando el procedimiento convencional de análisis de cimentación a los requerimientos especiales de acuerdo al tipo de construcción, presenta los conceptos necesarios para entender los parámetros que rigen el diseño, así como los que nos permiten mayor entendimiento del suelo como elemento imprescindible en la construcción, poniendo en práctica los conocimientos adquiridos a lo largo del curso.

Cañar, G. (2012), realiza un análisis de suelo en los sitios de ubicación de las torres de la línea de sub-transmisión, determinar la capacidad portante del suelo, adquirir experiencia en este tipo de actividades profesionales y analizar cuanto influye la resistencia del suelo en el tipo de cimentación adoptado, siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño descriptivo y nivel descriptivo, la cual llego a las siguientes conclusiones: de acuerdo a los ensayos se determinó que al ser la resistencia muy baja no permite realizar un determinado tipo de cimentación por lo que debe optar por una

cimentación que de estabilidad a la estructura, de acuerdo a los ensayos se determinó que el coeficiente de balasto es de 0.8 Kg/cm²/cm y el nivel recomendado para las cimentaciones es de 2m de profundidad.

Capuyel, R. (2012), estudia teóricamente la fundación prefabricada propuesta aplicando los conocimientos teóricos adquiridos durante la permanencia en la universidad, diseñar una fundación prefabricada de hormigón armado cuyos elementos puedan conectarse entre sí para lograr un comportamiento monolítico ante diversas solicitaciones de carga, diseñar los elementos de unión que se encarguen de dar resistencia suficiente para asegurar un comportamiento monolítico de la estructura ante las diversas solicitaciones de carga, siendo esta investigación de tipo aplicada, diseño experimental y de nivel cuasi experimental; la cual llegó a las siguientes conclusiones: es factible desde el punto de vista técnico, el diseño y fabricación de las fundaciones estudiadas para cada tipo de suelo considerado, debido a que existen códigos y normativas que hacen posible tener respaldo técnico y legal, aceptado y ampliamente utilizado por los profesionales y personal del rubro del diseño estructural. Esto se debe también principalmente porque se utilizaron materiales de uso habitual en las prácticas de diseño y construcción de obras de ingeniería y que por lo demás, también han sido utilizados por la solución que se adopta actualmente en este tipo de estructura.

Luzardo, M (2015), diseña una fundación para líneas de distribución de energía eléctrica por el método de Broms, diseñar una fundación para líneas de distribución de energía eléctrica por el método de Sulzberger, analizar el diseño de fundaciones por el método de Sulzberger y el método de Broms y compararlo con lo establecido en el manual de diseño de postes de distribución de CORPOELEC, siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño descriptivo y nivel descriptivo, la cual llegó a las siguientes conclusiones: .el método de Broms da como resultado dimensiones mayores

en el diámetro y profundidad de la fundación que el manual de CORPOELEC: diámetro 0.93m, y profundidad 3.60m para suelos cohesivos, un diámetro de 0.93m y una profundidad 5.30m para suelos friccionantes; el método de Sulzberger da como resultado dimensiones mayores en el diámetro y profundidad de la fundación que el manual de CORPOELEC, es decir un diámetro equivalente de 1.9m y una profundidad de 2.7m para suelos de tipo arena arcillosa.

Portalino, F. (2017), realiza el diseño del micro-pilote helicoidal realizado por la empresa AB Chance (EEUU Missouri), tomando en consideración las solicitudes de carga del análisis estructural, características y parámetros del suelo para la torre de comunicación en análisis, calcular los asentamientos totales del micro-pilote helicoidal bajo el programa HELIXPILE Vs15 considerando el rango de asentamiento permisibles por normas de telecomunicaciones, realizar un análisis representativo de costo y tiempo entre los micro-pilotes helicoidales y una losa de cimentación, ambos aplicados al proyecto de la torre de comunicación Chimbote industrial.

Suyo, E. (2017), prepara la relación de las investigaciones geológicas del modelo propuesto y cuya realización permita colaborar a la definición de la cimentación adecuada y estable de las estructuras (postes y torres) de las líneas de transmisión de energía eléctrica, preparar la relación de las investigaciones geotécnicas del modelo propuesto y cuya realización permita colaborar a la definición de la cimentación adecuada y estable de las estructuras (postes y torres) de las líneas de transmisión de energía eléctrica, siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño experimental, nivel cuasi experimental, la cual llegó a las siguientes conclusiones: las investigaciones geológicas y geotécnicas del modelo general son muy importantes e imprescindibles por varias razones ; en primer lugar, porque las investigaciones geológicas muchas veces sirven de base a las investigaciones geotécnicas, y en segundo lugar su realización nos proporciona información importante para la seguridad y estabilidad de la cimentación que se diseñó.

Álvarez, E. (2017), presenta las bases teóricas del diseño de cimientos a base de zapatas aisladas para torre de transmisión eléctrica, indicar procedimientos complementarios de diseño de cimientos a base de zapatas aisladas para torres de transmisión eléctrica, siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño descriptivo y nivel descriptivo, la cual llevo a las siguientes conclusiones: el método del talud natural diseña cimientos a base de zapatas aisladas para torres de transmisión eléctrica específicamente, método que se aplica para media y alta tensión de torres de transmisión eléctrica, el diseño estructural de la cimentación, se basó en el diseño por punzonamiento y por corte, verificando que la cortante actuante sea menor o igual a la cortante resistente afectada por el factor de 0.85 de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones, para luego continuar el diseño por flexión, con la finalidad de obtener cantidad de acero necesario para evitar fisuras o grietas en la cara expuesta a tensión.

Aguirre, A. (2017), define una metodología para el análisis y diseño estructural de acuerdo con los códigos vigentes nacionales e internacionales que garanticen ante todo la filosofía de la ingeniería estructural, que es salvar vidas y evitar el colapso; siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño descriptivo y nivel descriptivo; la cual llevo a las siguientes conclusiones: el procedimiento para el analisis estructural de una torre autosoportada tipo celosía para telecomunicaciones en el Perú, utilizando la norma TIA/EIA 222F y códigos actualizados de nuestro medio ha permitido establecer los pasos necesarios para un adecuado diseño estructural de los elementos que lo conforman, el diseño de la torre autosoportada triangular cumple con las condiciones de resistencia y las deformaciones de los elementos no excede los límites establecidos.

Asmat, M. (2006), analiza las cimentaciones de estructuras de líneas de transmisión de energía eléctrica y proponer métodos de diseño acorde con el tipo de suelo para cimentación; siendo dicha investigación de tipo decriptivo, diseño no experimental – descriptivo; la cual llegó a las siguientes conclusiones: el método mas conservador para diseño de cimentaciones de torres es el método de Terzaghi en el caso de compresión

y el método de Sulzberger en caso de tracción; en el medio local no se da la real importancia que un estudio de mecánica de suelos tiene en la concepción de un proyecto, se ha podido apreciar en los casos de análisis que se asignan presupuestos muy bajos que devienen en una exploración insuficiente del terreno que lleva a tomar factores de seguridad necesarios.

La presente investigación se justifica al no existir en Perú, una normativa o guía para el diseño y construcción de cimentaciones en estructuras de soporte eléctricas; buscando exponer de forma didáctica el análisis, diseño estructural y construcción de las cimentaciones requeridas en un proyecto de línea de transmisión, pues juegan un papel muy importante en la seguridad y rendimiento satisfactorio de dichas estructuras. Los cimientos en varios tipos de suelos deben diseñarse para adaptarse a las condiciones del suelo de un tipo particular.

Generalmente un ingeniero estructural se enfrenta al diseño de cimentaciones sometidas a esfuerzos ocasionados por cargas de gravedad y de sismo que generan las estructuras de edificios, puentes, viviendas muros, etc , situadas mayormente en lugares planos y en un área ya establecida, no siendo así el caso de las líneas de transmisión, cuyas cimentaciones además requieren un alto grado de seguridad para ser dimensionadas y calculadas, pues si llegaran a fallar podrían ocasionar pérdidas mortales y/o grandes perjuicios económicos; por lo expuesto anteriormente, el presente trabajo busca servir de guía, con los aspectos y procesos necesarios para el diseño y construcción eficiente, económica y segura de este tipo de cimentaciones.

El presente trabajo de investigación pone al alcance de quienes harán el diseño y construcción de cimentaciones de estructuras aisladas, una gama de experiencias que se enmarcan únicamente en la geografía y tipo de suelos encontrados en la ejecución del proyecto “LINEA DE TRANSMISION 60 kV C.H CHANCAY – S.E.T

HUARAL”, siendo un aporte, mas no un limitante ni determinante para otro tipo de condiciones geográficas, geotécnicas, climáticas, etc.

La realidad problemática para la elaboración del presente proyecto fue la siguiente:

El crecimiento y avance hacia el desarrollo de un país hace necesaria la construcción de infraestructura que cubra las necesidades básicas de su población, como es el caso de la dotación de energía eléctrica, necesaria para un país en crecimiento que aprovecha sus recursos.

El transporte de energía eléctrica en la actualidad es un reto multidisciplinario que involucra a ingenieros mecánicos, eléctricos y civiles ya que requiere estructuras de gran magnitud que puedan garantizar la seguridad y desempeño de las líneas de transmisión, pues en caso de fallar podría causar ocasionalmente pérdidas humanas y sin lugar a dudas graves perjuicios económicos para el sector energético.

La energía eléctrica en el Perú sustenta gran parte de nuestra vida cotidiana, ya que sin ella difícilmente podríamos imaginarnos los niveles de progreso que nuestro país ha alcanzado. Dentro del suministro de energía eléctrica, las líneas de transmisión asumen un papel muy importante, pues son las encargadas de transportar la energía eléctrica desde la central hasta los diferentes rincones del país, donde sea requerida.

Las líneas de transmisión de acuerdo con el nivel de tensión que transmiten están conformadas por estructuras de soporte (torres de celosía y/o postes), que deben ser diseñadas para asegurar la resistencia a los fenómenos naturales tales como, nevadas, fuerza de sismo, y principalmente para soportar el empuje del viento; asegurando que el suministro de energía eléctrica se realice de forma segura, eficiente y a bajo costo.

Además del diseño estructural de todos los elementos de torres y/o postes, se debe prestar especial atención al análisis, diseño y construcción de la cimentación de dichas estructuras que van a ser las encargadas de absorber todos los esfuerzos provenientes

de la súper estructura y de fenómenos naturales para transmitirlos al suelo. El presente trabajo de investigación está dirigido básicamente al análisis del diseño y descripción de los procesos constructivos usados en la construcción de las cimentaciones de la “LINEA DE TRANSMISION 60 kv C.H CHANCAY – S.E.T HUARAL”, por tal efecto, formulamos el siguiente problema de investigación:

¿Cuál es el estado real de las características de las cimentaciones para torres en línea de transmisión 60 kv C.H. Chancay – S.E.T. Huaral usando $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ como dato para el análisis?

A continuación se presentan algunos términos necesarios para el desarrollo del proyecto:

- **Winche:** Dispositivo mecánico impulsado por un motor de combustión interna y caja de transmisión de velocidades, cuenta con tambor giratorio y un cable que sirve para arrastrar, levantar y/o desplazar objetos, elementos estructurales o grandes cargas.
- **Poleas:** Se utiliza para dar dirección a la guaya de tiro en el levantamiento de la estructura pre-armada y elementos de la torre.
- **Guaya:** Cordina (cable acerado) de acero trenzado o lisa.
- **Pernos escalantes:** tornillos que son instalados en uno o dos de los cuatro montantes de la torre, facilitan la subida de los operarios a la cima de la torre.
- **Pluma:** Estructura reticulada de acero o aluminio (tipo viga) que sirven de soporte para elevar cargas.
- **Torre:** Nombre dado a las estructuras metálicas en las obras de líneas de transmisión de energía eléctrica que sirven de soporte para los conductores eléctricos.

- **Estructuras auto - soportadas:** Son aquellas cuya sustentación y equilibrio son dados por un componente directo de su propia estructura, que son sus bases.
- **Stub** (Angulo de espera): Elemento de acero estructural, con dimensiones y longitudes variables que queda embebido en las cimentaciones de concreto armado o fijado a las cimentaciones tipo parrilla (zapata) o cimentación tipo cilindro y transmite los esfuerzos de las patas de las estructuras a dichas cimentaciones.
- **Base:** Conjunto de patas y cuadro base interconectados, de la estructura, que se integra a la cimentación a través del STUB.
- **Patas:** Es la parte inicial de la estructura y diseñadas para ajustar los desniveles existentes en el área de desplante de las estructuras, con el fin de lograr un nivel común en las 4 patas en un plano horizontal.
- **Extensión:** Es una de las partes componentes de la estructura utilizada cuando existe necesidad de aumentar su altura útil, con el fin de adecuar las distancias mínimas previstas en las normas, relacionadas a la distancia de los cables con el suelo o a cualquier otro obstáculo a librar.
- **Brazos o ménsulas:** Partes superiores de la torre que sirven para sostener los cables.
- **Montante:** Pieza componente de la estructura, ubicada en sus vértices y que absorbe las cargas, transmitiéndolas a las cimentaciones.
- **Montaje de estructuras:** Es la unión de las piezas metálicas caracterizadas a través de tornillos, siguiendo proyectos específicos en cuanto a tipos, ubicaciones y cantidades.
- **Pre-montaje o pre-armado:** Es la fase preliminar del montaje de estructuras y está compuesta de dos etapas:
 1. Clasificación de las piezas conforme a su colocación en las diversas partes que componen la estructura, servicio conocido como “escalar la torre”.
 2. Ensamblaje, armado en piso de los conjuntos de piezas que componen una determinada parte de la estructura, quedando listas para la elevación y la preparación

de las demás piezas que serán montadas directamente en su local de aplicación, separadas en grupos que acompañan una determinada secuencia de montaje.

- **Playa o sitio de Montaje:** Es el área donde se ubican los elementos de la estructura para utilizarla durante el proceso de montaje, quedando listas para la elevación y la preparación de las demás piezas que serán montadas directamente en su local de aplicación, separadas en grupos que acompañan una determinada secuencia de montaje.
- **Perfiles:** Es un tipo de producto laminado cuya sección tiene forma de ángulo recto, con las alas de igual longitud. Las alas tienen el borde exterior con aristas vivas, y el interior redondeado.
- **Perfil de acero Galvanizado:** Perfil de acero sometido a un proceso de galvanizado para proteger la superficie del acero de la intemperie.
- **Ratchet:** Herramienta manual utilizada para ajustar los pernos y tuercas en el acople de las partes de la estructura.
- **Llave punta:** Herramienta manual utilizada para alinear los agujeros de dos o más partes de la estructura.
- **Punzonar:** Consiste en deteriorar los hilos del tornillo una vez instalado, con la finalidad de asegurar la tuerca a que no se desplace, para ello se ajusta a un torque estipulado por el diseño.

La operación y conceptualización de la variable está dada de la siguiente manera:

LÍNEA DE TRANSMISIÓN

(De la Cruz, J. & Sánchez, M. 2010)

Una línea de transmisión es básicamente el medio físico mediante el cual se realiza la transmisión y transporte de la energía eléctrica desde una fuente de generación (central eléctrica), a los centros de distribución y consumo (sub estaciones eléctricas); buscando siempre maximizar la eficiencia, haciendo las pérdidas por calor o por radiación lo más

pequeñas posibles. Están conformadas por estructuras de soporte (torres de celosía y/o postes), elementos que mantienen unidos los conductores a las estructuras conocidos como herrajes, que sostienen los cables conductores de energía eléctrica y cables de guarda que protegen contra descargas atmosféricas a los conductores y en la actualidad también se usan para transmisión de datos mediante fibra óptica, también están las subestaciones eléctricas que transforman la tensión de la energía.

Según el Código Nacional de Electricidad (suministro 2011), apartado 017, 017A, los niveles de tensión usados en nuestro país son:

Tabla N° 01.- Tabla de tensiones normalizadas

Baja Tensión:	Alta Tensión:
380 / 220 V	60 kV
440 / 220 V	138 kV
	220 kV
Media Tensión:	Muy Alta Tensión:
20,0 kV (*)	500 kV
22,9 kV	
33 kV	
22,9 / 13,2 kV	
33 / 19 kV	

Fuente: CNE– Suministro 2011

- **Baja Tensión** (abreviatura: B.T.): Conjunto de niveles de tensión utilizados para la distribución de la electricidad. Su límite superior generalmente es $U \leq 1 \text{ kV}$, siendo U la Tensión Nominal.

- **Media Tensión** (abreviatura: M.T.): Cualquier conjunto de niveles de tensión comprendidos entre la alta tensión y la baja tensión. Los límites son $1 \text{ kV} < U \leq 35 \text{ kV}$, siendo U la Tensión Nominal.

- **Alta Tensión** (abreviatura: A.T.):

1. En un sentido general, conjunto de niveles de tensión que exceden la baja tensión (en el contexto del Código Nacional de Electricidad-Utilización).

2. En un sentido restringido, conjunto de niveles de tensión superior utilizados en los sistemas eléctricos para la transmisión masiva de electricidad. Con límites comprendidos entre $35 \text{ kV} < U \leq 230 \text{ kV}$

- **Muy Alta Tensión** (abreviatura: M.A.T.): Niveles de tensión utilizados en los sistemas eléctricos de transmisión, superiores a 230 kV.

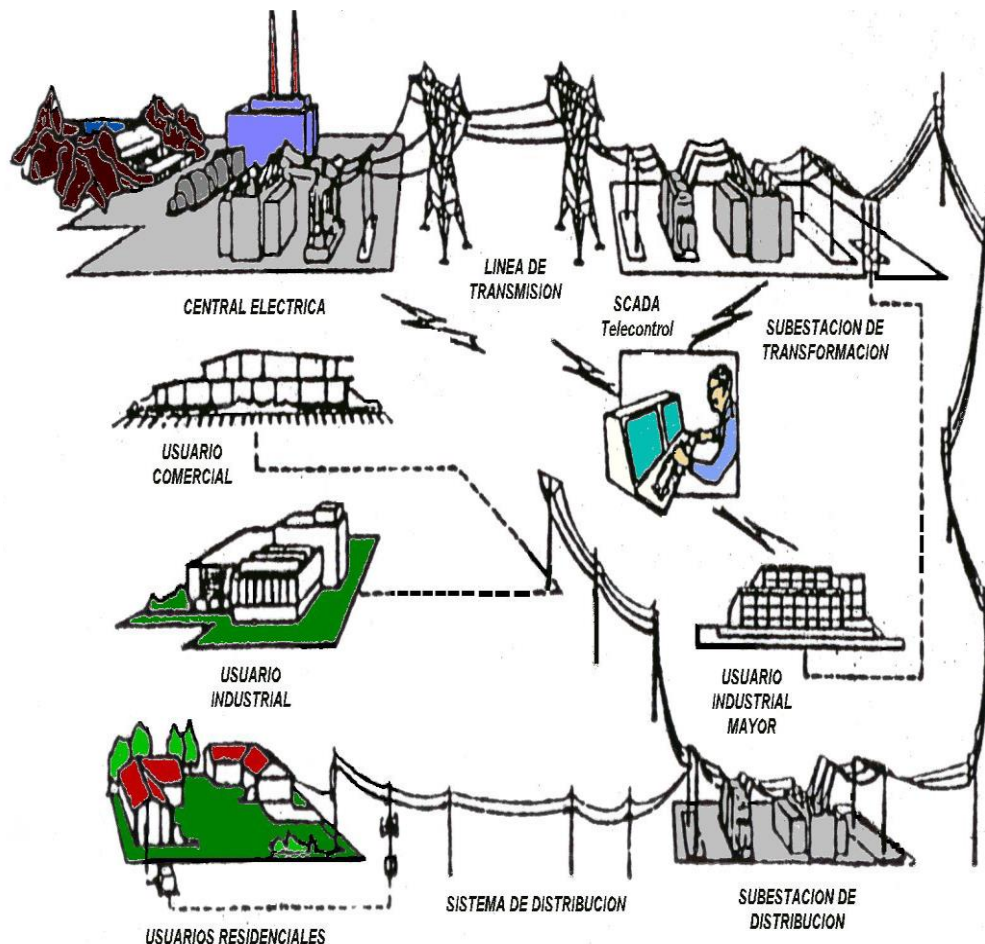


Figura N°01.- Producción y transmisión de energía eléctrica

Fuente: MINEM

Torres de transmisión eléctrica

(Semblantes, V. 2010)

Son sistemas estructurales formados por perfiles “L”, placas de unión y pernos, cuya función principal es servir de soporte a los conductores eléctricos aéreos y el cable de guarda; son capaces de soportar su propio peso y las fuerzas que sobre ella ejercen los cables conductores y cable guarda, además pueden tener gran variedad de forma y tamaño en función del uso y del voltaje de la energía transportada.

Clasificación de torres por su función o uso:

- **Estructuras de suspensión**, son las encargadas de soportar el peso del cable conductor, herrajes y accesorios, acciones producidas por el viento y fuerza de sismo, esfuerzos producidos durante la construcción, montaje y la eventual rotura de cables.

Para la línea en estudio: (Línea de transmisión 60 kV en estudio)

- S suspensión de 0° hasta 3°
- SR suspensión reforzada de 0° a 9°

- **Estructuras angulares**, están diseñadas para resistir, además de las cargas mencionadas anteriormente para suspensión, también resiste los esfuerzos producidos por cambios de dirección en el trazo de la línea.

Para la línea en estudio: (Línea de transmisión 60 kV en estudio)

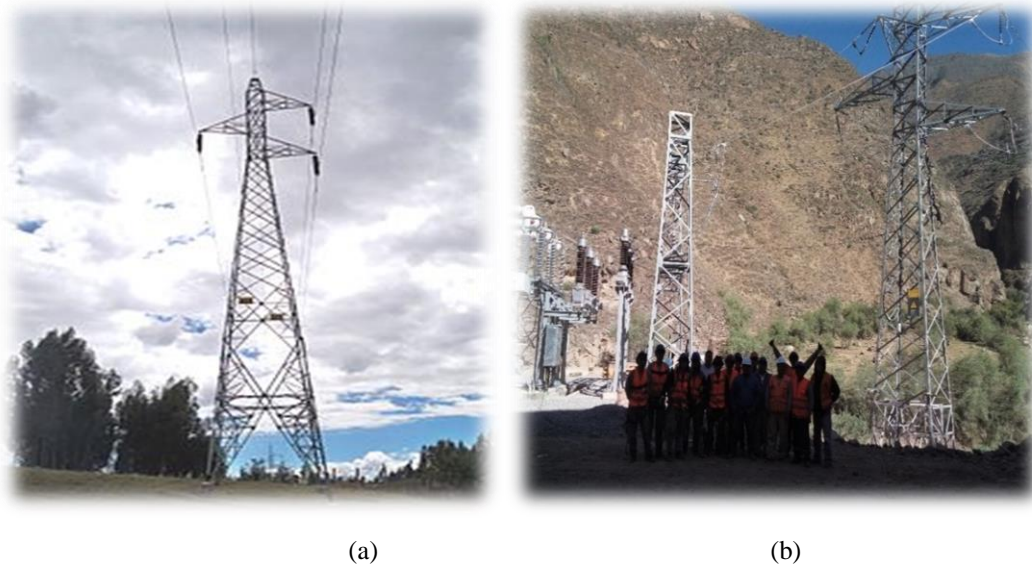
- A Angular de 0° a 22°
- A1 Angular de 0° a 36°

- Por último las **estructuras angular-terminal**, son las que se encuentran al principio y al final de la línea de transmisión y entre vanos de gran luz de distancia, están sujetas adicionalmente a cargas permanentes horizontales debidas a la tensión

mecánica no compensada de los cables, mas los esfuerzos y cargas anteriormente mencionadas en las otras estructuras. Para la línea en estudio:

(Línea de transmisión 60 kV en estudio)

- T Angular-Terminal de 0° a 68°



(a) (b)
Figura N°02.- Torre de suspensión y anclaje terminal respectivamente.

Fuente: Propio.

A lo largo de su recorrido la Línea de transmisión 60 kV C.H Chancay – S.E.T Huaral atraviesa terrenos urbanos por lo que se usó también estructuras monotubulares que se detallan a continuación:

Postes por su función o uso

Los postes metálicos adoptados son postes autoportados, tubulares de acero galvanizado, con disposición vertical de los conductores y cable guarda y/o de comunicación, tendrán una altura total de 24 m y se clasifican en los siguientes tipos:

- PS Suspensión de 0° a 5°
- PA Angular de 0° a 25°

- PT

Angular de 0° a 90°



(a)

(b)

Figura N°03.- Postes metálicos tipo "PT"

Fuente: Propio.

Cuando hay tramos donde no es posible llevar los conductores por aire, se hace necesario llevarlos subterráneos, para estos casos existen estructuras de transición que permiten el cambio de un tramo a otro.

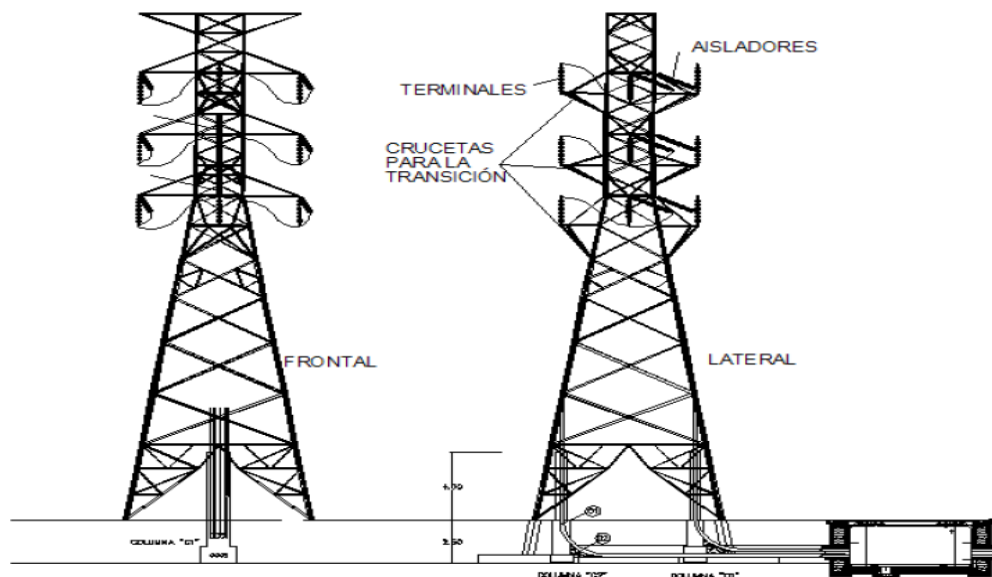


Figura N°04.- Torre de transición

Fuente: CFE

Clasificación de torres por su geometría

(De la Cruz, J. & Sánchez, M. 2010)

De acuerdo a la forma de apoyo de las torres básicamente pueden ser: torres con apoyos compartidos o relativos y torres en voladizo o auto soportadas. La diferencia entre estos dos es que las cargas horizontales sobre las torres con apoyo compartido, no son soportadas en su totalidad por la estructura de la torre, debido a que son complementadas con elementos externos, por ejemplo las torres arriostradas que cuentan con riostras formadas por cables, que trabajan a tensión y que transmiten parte de la carga a su propia cimentación.

Por el contrario las torres autosoportadas , no necesitan elementos externos para ser estables, de allí se desprende su denominación; algunas características de este tipo de estructuras son su gran rigidez y la poca área que necesitan para su construcción e instalación, características necesarias en el medio que se realizan.

La geometría de la estructura será determinada manteniendo la separación requerida entre conductores, entre el conductor y soporte y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Utilización de la estructura (ruta topográfica, ángulo horizontal de desvío).
- Características de la cadena de aisladores.
- Separación por aislamiento requerido.
- Velocidad de viento en el área del proyecto.
- Flecha y tensiones del conductor y cables de guarda.

Las torres autosoportadas pueden ser a su vez verticales (geometría delgada) o tipo delta (geometría ancha).

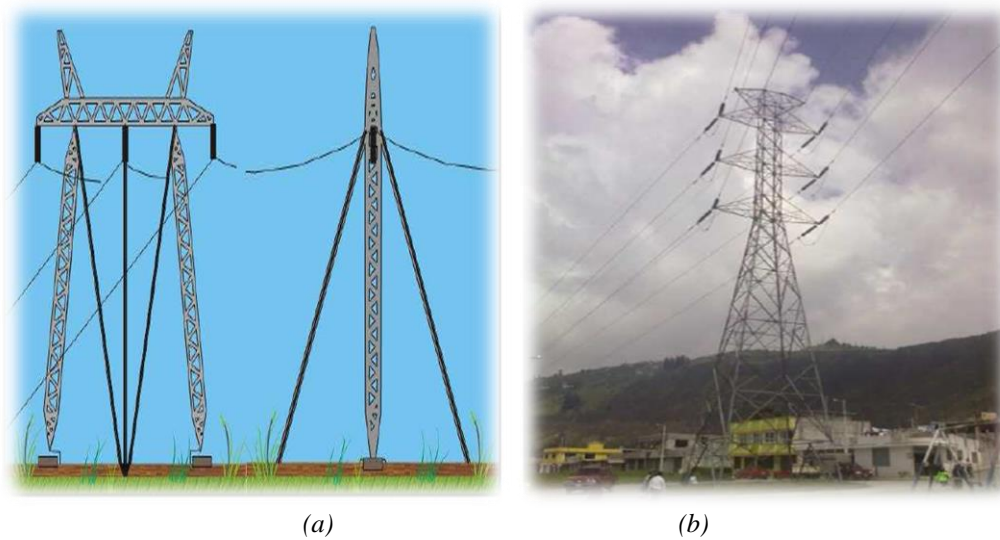


Figura N°05.- Torre con retenida y atusoportada respectivamente

Fuente: De la cruz, J.

Partes de una Torre

(Semblantes, M. 2010)

Las partes que componen a una torre auto-soportada son las siguientes:

- Cable de guarda
- Aisladores, herrajes y conductores.
- Crucetas.
- Cabeza.
- Cuerpo piramidal.
- Patas.
- Extensiones.
- Ángulos de espera (stubs): Elemento estructural de diferentes medidas de la cual, una parte queda embebida en la cimentación de concreto y la otra parte presenta

una conexión para la sujeción de la estructura metálica y el medio por el cual se transmiten las cargas de la dicha estructura a las cimentaciones.

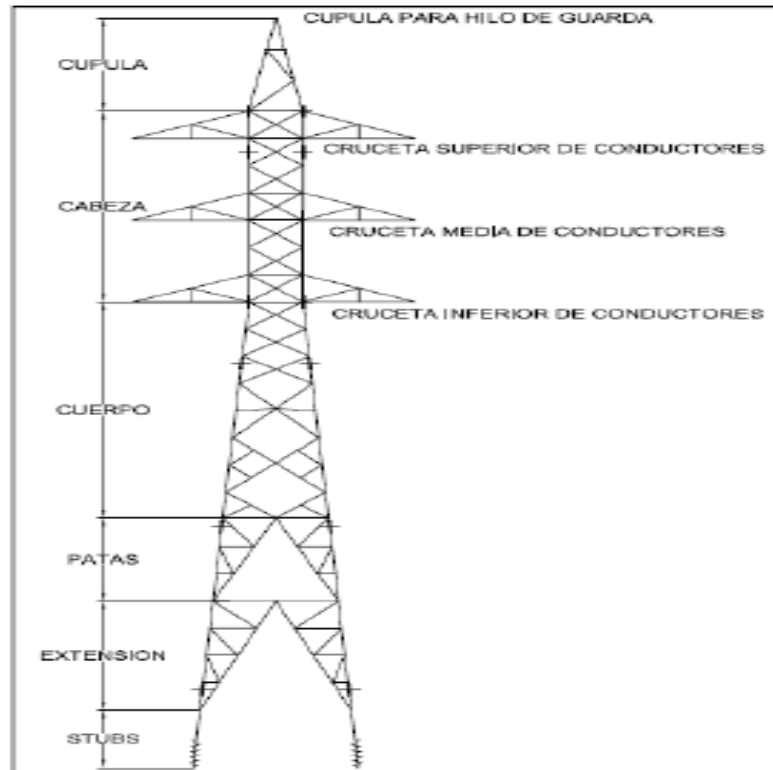


Figura N°06.- Partes de una torre

Fuente: Semblantes, M.

Hipótesis y árboles de carga

Las diferentes solicitaciones a las que se verán sometidas las estructuras se presentan en los árboles de carga, que se calcularán para cada una de las hipótesis de carga, diferentes puntos de diseño y vanos reguladores que se encuentren a lo largo del proceso de plantillado, para condiciones normales y anormales.

Para proteger las estructuras de la acción de las cargas ejercidas por los conductores y de la variación aleatoria de fenómenos meteorológicos, tales como el viento y la temperatura, es necesario afectar las cargas de trabajo por un conjunto de factores de

sobrecarga con los cuales se garantice la resistencia de las estructuras y por consiguiente la confiabilidad de la línea.

Las condiciones para la evaluación y los parámetros básicos de diseño para los cálculos electromecánicos se realizarán de acuerdo a la velocidad del viento de la región donde se encuentra ubicada la línea de transmisión que conforma el proyecto. Se realizará el cálculo de un árbol de cargas para cada tipo de estructura, con las condiciones más críticas de viento, que cubra el diseño de todas las estructuras.

Las cargas actuantes en las estructuras se subdividen en transversales, verticales y longitudinales, según su dirección o sentido de aplicación. El cálculo de las cargas a las que estarán sometidas las estructuras se realizarán de la siguiente manera:

Cargas Normales:

En condiciones de cargas normales se admitirá que la estructura está sujeta a la acción simultánea de las siguientes fuerzas.

a) Cargas Verticales:

- El peso de los conductores, cables de guarda, aisladores y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

b) Cargas transversales horizontales:

- La presión del viento sobre el área total neta proyectada de los conductores, cables de guarda y cadena de aisladores para el vano medio correspondiente.
- La presión del viento sobre la estructura.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del conductor y cables de guarda determinada por el ángulo máximo de desvío.

c) Cargas Longitudinales:

Se considera para las estructuras angular, anclaje y terminal.

El tiro unilateral resultante del desequilibrio de cargas de todos los conductores y cable de guarda.

d) Cargas de Montaje y Mantenimiento:

Las fuerzas adicionales que afectan a la estructura durante su montaje y mantenimiento.

A este respecto, las crucetas de las estructuras serán calculadas para una carga vertical mínima igual al doble de la carga indicada en a).

Cargas Excepcionales:

Este tipo de cargas no se deben al funcionamiento normal de la línea y se presenta durante lapsos breves. En condiciones de carga excepcional se admitirá que la estructura estará sujeta, además de las cargas normales, a una fuerza horizontal correspondiente a la rotura de un conductor o cable de guarda a temperatura mínima y presión de viento nula.

Esta fuerza tendrá el valor siguiente:

Para estructura de suspensión: 50% de la máxima tensión del conductor o 100% del cable de guarda.

Para estructura de anclaje: 100% de la máxima tensión del conductor o 100% del cable de guarda.

Para estructura terminal: 100% de la máxima tensión del conductor o 100% del cable de guarda.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinal y transversal según el correspondiente ángulo de desvío.

Cargas de Viento, hielo y viento combinado con hielo:

Según CNE (art. 250.B.)

Se reconocen tres zonas de carga generales, denominadas:

- Zona A - Ligera,
- Zona B - Regular
- Zona C - Fuerte

Existen cuatro áreas de carga dependientes de la altitud superpuestas en estas zonas, denominadas como:

- Área 0, menor de 3 000 m.s.n.m.,
- Área 1 - de 3 000 a 4 000 m.s.n.m.,
- Área 2 - de 4 001 a 4 500 m.s.n.m.,
- Área 3 - sobre los 4 500 m.s.n.m.,

Las zonas de carga A, B y C incluyen cargas de viento y las áreas de carga 1, 2 y 3 incluyen las cargas de viento incrementadas con las cargas de hielo. Se supone que el hielo tiene una densidad de 913 kg/m³.

Las cargas de viento horizontales o presiones debidas al viento deben aplicarse a las áreas proyectadas en los alambres que estan siendo sostenidos y a las estructuras de soporte y aisladores. Se usará la siguiente fórmula para calcular cargas de viento en áreas proyectadas:

$$P_v = K \times V^2 \times S_f \times A$$

Donde:

P_v = Carga en Newtons

K = Constante de presión

$K = 0,613$ para las elevaciones hasta 3 000 m.s.n.m.

$K = 0,455$ para las elevaciones mayores de 3 000 m.s.n.m.

V = Velocidad del viento en m/s

S_f = Factor de forma (véase las Reglas 251.A.2 y 252.B.2)

A = Área proyectada en m^2

Tabla N°02.- Viento y temperatura para zonas de carga A, B, C.

Viento y temperatura para las zonas de carga A, B y C
(Para ser utilizado con la Regla 250.B)

Zona de Carga	A Ligera	B Regular	C Fuerte
Velocidad horizontal del viento	19,5 m/s (70 km/h)	22,2 m/s (80 km/h)	25 m/s (90 km/h)
Temperatura	20 °C	15 °C	10 °C

Fuente: CNE Suministro 2011



Figura N°07.- Ubicación de las zonas de carga, Perú

Fuente: CNE Suministro 2011.

Tabla N°03.- Viento hielo y temp. para área de carga A, B, C.

Viento, hielo y temperatura para las áreas de carga 1, 2 y 3 (Para ser utilizado con la Regla 250.B)				
Zona de carga	Área 0 elevación menor de 3 000 m.s.n.m.	Área 1 elevación 3 000-4 000 m.s.n.m.	Área 2 elevación 4 001-4 500 m.s.n.m.	Área 3 elevación a partir de 4 500 m.s.n.m.
Caso de sólo viento				
Velocidad horizontal del viento	26 m/s (94 km/h)	29 m/s (104 km/h)	31,5 m/s (113 km/h)	33,5 m/s (120 km/h)
Temperatura °C	10 °C	5 °C	0 °C	-5 °C
Caso de sólo hielo				
Grosor radial del hielo mm	No hay	6 mm	25 mm	50 mm
Temperatura	0 °C	0 °C	-5 °C	-10 °C
Caso combinado de hielo y viento				
Grosor radial del hielo	No hay	3 mm	12 mm	25 mm
Velocidad horizontal del viento	14 m/s (50 km/h)	14,5 m/s (52 km/h)	15,5 m/s (56 km/h)	17 m/s (61 km/h)
Temperatura	5 °C	0 °C	-5 °C	-10 °C

Fuente: CNE Suministro 2011

Hipótesis de carga para estructuras:

Según la tabla 250-1-B del CNE

- HIPÓTESIS A: Presión de viento transversal máximo sobre la estructura, el conductor y los aisladores. Se tomará según la zona de carga de solo viento según el CNE.
- HIPÓTESIS B: Presión de viento máximo en 45° con respecto al eje de la línea.
- HIPÓTESIS C: Rotura de una fase en condiciones de EDS (Every day stress = esfuerzo medio de cada día). En zonas con hielo se considerará la rotura de un cable con viento nulo, pero con carga de hielo sobre todos los cables.

- HIPÓTESIS D: Rotura de un cable de guarda en condiciones de EDS. En zonas con hielo se considera la rotura con viento nulo, pero con carga de hielo sobre todos los cables.

- HIPÓTESIS E: Carga con hielo máximo (donde exista) y máxima presión promedio de viento transversal a la estructura.

- HIPÓTESIS F: Condición de tendido (para la verificación del peso sobre las crucetas) al EDS.

- HIPÓTESIS G: Caso correspondiente a la zona de carga sólo hielo según el CNE.

- **Para torres de estructura de tipo ángulo o anclaje.** Las hipótesis de cargas serán las mismas que para las de tipo suspensión, salvo en lo referente a la hipótesis C en la que se debe considerar el 100% del tiro remanente longitud de la rotura de toda la fase.

- **Para torres de estructura de tipo retención.** Las hipótesis de cargas, según la tabla 250-1-B del CNE, son:

- HIPÓTESIS A: Presión de viento transversal máximo sobre la estructura, cables y los aisladores. Se tomará según la zona de carga de solo viento según el CNE.

- HIPÓTESIS B: Presión de viento máximo en 45° con respecto al sentido longitudinal de la línea.

- HIPÓTESIS C: Condición de rotura de una de los cables o conductores de guarda de un solo lado de la estructura a condiciones de EDS sin considerar reducción del tiro longitudinal salvo el debido a la elasticidad del conjunto soporte de la ménsula. En zonas con hielo se considerará el viento nulo, pero con carga de hielo sobre todos los cables.

- HIPÓTESIS D: Cargas con hielo máximo (donde exista) y máxima presión promedio de viento transversal a la estructura.
 - HIPÓTESIS F: Condición de tendido (para la verificación del peso sobre las crucetas) al EDS.
 - HIPÓTESIS G: Caso correspondiente a la zona de carga sólo hielo según el CNE.
- **Para torres de estructura de tipo terminales.** Las hipótesis de cargas, según la tabla 250-1-B del CNE, son:
 - HIPÓTESIS A: La totalidad de las tracciones máximas unilaterales de los conductores y simultáneamente la carga máxima del viento que actúa transversalmente a la dirección de la línea principal. En caso de zonas con hielo simultáneamente, carga de éstas.
 - HIPÓTESIS B: Rotura de un conductor o cable de guarda a condiciones de ED. En zonas con hielo se considerará el viento nulo y la sobrecarga por hielo sobre todos los cables.
 - HIPÓTESIS C: Caso de solo hielo según el CNE.
 - HIPÓTESIS D: Caso combinado de hielo y viento según el CNE.

Vanos característicos para cálculo y diseño

Vano es la distancia comprendida entre apoyos (torres o postes), de una línea de transmisión. Cada tipo de estructura será diseñada en función de sus vanos característicos siguientes:

- **Vano Máximo** : El vano más largo admisible de los adyacentes a la estructura, que determina las dimensiones geométricas.

- **Vano Medio, o Vano viento :** Es la semisuma de los vanos adyacentes, se utiliza para calcular las fuerzas horizontales transversales, actuantes en cada estructura, debidas a la presión del viento actuante sobre los cables.

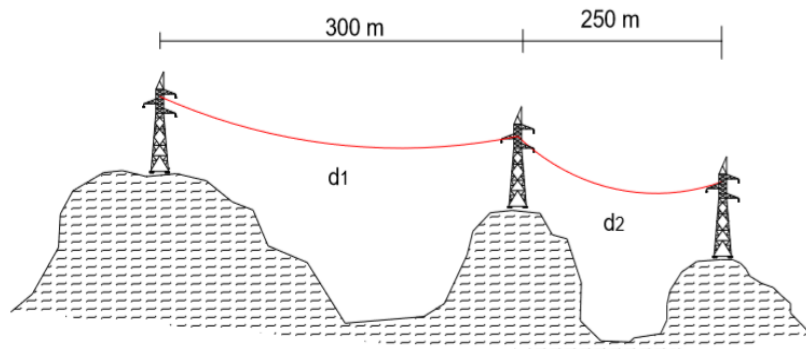


Figura 08.- Vano viento

Fuente: Ruiz, M.

- **Vano Gravante :** La distancia horizontal entre los puntos más bajos (reales o ficticios) del perfil del conductor en los dos vanos adyacentes a la estructura y que permitan la reacción vertical sobre la estructura en el punto de amarre del conductor.

En el diseño de las estructuras, se tomará además en consideración el ángulo de desvío máximo admitido de los conductores (distancias mínimas del conductor hacia la estructura).

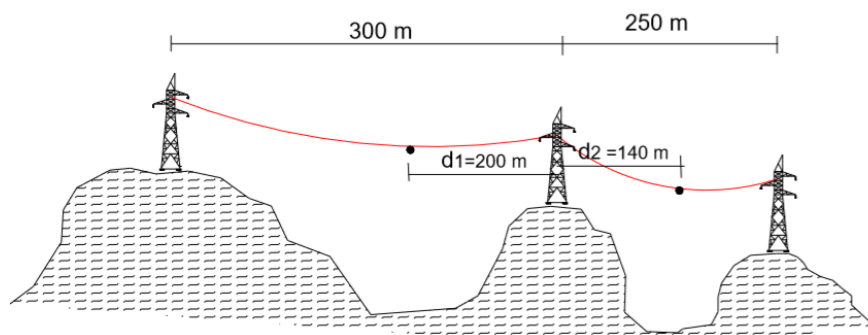


Figura 09.- Vano gravante

Fuente: Ruiz, M.

Factores de Sobrecarga:

Se toma como referencia el Código Nacional de Electricidad; se adopta el grado de construcción C para las estructuras (Art. 253-1-Tabla 253-1) adoptándose los siguientes factores:

Cargas Transversales

Debido al viento	:	2,20
Debido al tiro de los conductores	:	1,30
Cargas Verticales	:	1,90
Cargas Longitudinales	:	1,30

Factores de Resistencia para Estructuras

El Código Nacional de Electricidad (Tabla 261-A) establece que los valores de sobrecarga dados en el ítem anterior deberán ser utilizados con el siguiente:

- Estructuras Metálicas :1,00

Cuando una estructura es sometida a una carga correspondiente a cualquiera de las condiciones multiplicada por el factor de sobrecarga correspondiente, no deberá ocurrir ninguna deformación permanente ni avería.

Para calcular las estructuras metálicas (torres de celosía), ya sean de tipo suspensión, anclaje o terminal se determina previamente el tipo de conductor a utilizar, de acuerdo al nivel de tensión de la línea de transmisión.

Según Hidrandina S.A. (2006), del Estudio de los Costos de Peaje de Transmisión Secundaria; debido al efecto de la topografía y las cargas según la región se adoptarán los siguientes materiales:

- **Costa ACAR** (Aluminum Conductor Aluminum-Alloy Reinforced), conductor de aluminio reforzado con aleación de aluminio.

- **Costa de Alta Contaminación AAAC** (All Aluminum Alloy Conductor), conductor de aleación de aluminio.

- **Sierra ACSR** (Aluminum Conductor Steel Reinforced), conductor de aluminio reforzado con acero. A partir de los 3000 msnm.

No deberá superarse el 60% del esfuerzo de rotura en cualquier parte del conductor en su condición máxima de trabajo y a condición del esfuerzo medio de cada día (EDS) se trabajará a condiciones finales según se observará los límites de la norma, que dependen del material, sección, vano y dispositivos de protección antivibratoria.

Los cables de guarda se utilizan como protección de las descargas atmosféricas y se describe de la siguiente manera para su uso según su clasificación, a los niveles de líneas de transmisión son:

- En las líneas de transmisión con niveles de 33, 60 y 138 kV se utiliza el cable de guarda de acero galvanizado de calibre 5/16" , sección igual a 38,36 mm² y diámetro 7,92 mm.

TORRE TIPO "S"

FUNCION : Suspensión

Vano viento	350	m	Rotura	V	T	L
Vano peso	850	m	Conductor	564	456	1557
Angulo	3	°	Cable G.	282	224	1703

		HIPOTESIS DE CALCULO							
Pto.	Carga (kg)	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Vcg	556	556	556	282	556	556	556	830
	Tcg	447	174	69	224	447	447	447	65
	Lcg	0	0	0	1703	0	0	0	0
2	Vc	1084	1084	1084	1084	564	1084	1084	1905
	Tc	911	340	122	911	456	911	911	112
	Lc	0	0	0	0	1557	0	0	0
3	Vc	1084	1084	1084	1084	1084	564	1084	1905
	Tc	911	340	122	911	911	456	911	112
	Lc	0	0	0	0	0	1557	0	0
4	Vc	1084	1084	1084	1084	1084	1084	564	1905
	Tc	911	340	122	911	911	911	456	112
	Lc	0	0	0	0	0	0	1557	0
Vto/torre	kg/m ²	67.62	19.60	0.00	67.62	67.62	67.62	67.62	0.00
Factor de Resistencia		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Condición		Viento máx.	Viento med.	Temp. Mín.	Rotura CG	Rotura C1	Rotura C2	Rotura C3	Montaje

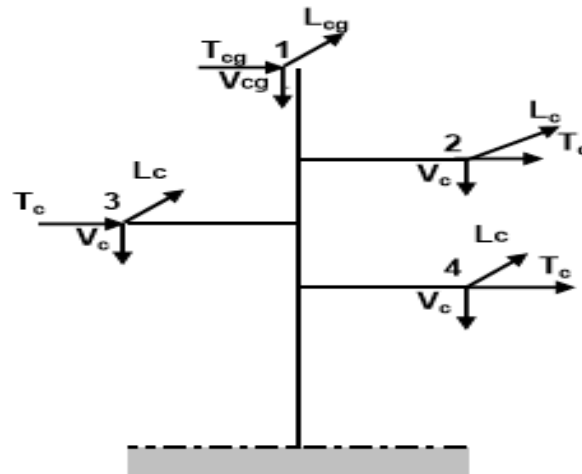


Figura 10.- Diagramas de carga con factores de sobrecarga

Fuente: Elaboración propia.

TORRE TIPO "S"

FUNCION: Suspensión

Vano viento	350	m	Rotura	V	T	L
Vano peso	850	m	Conductor	376	233	1198
Angulo	3	°	Cable G.	188	116	1310

		HIPOTESIS DE CALCULO							
Pto.	Carga (kg)	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Vcg	371	371	371	188	371	371	371	553
	Tcg	231	101	53	116	231	231	231	50
	Lcg	0	0	0	1310	0	0	0	0
2	Vc	723	723	723	723	376	723	723	1270
	Tc	465	193	94	465	233	465	465	86
	Lc	0	0	0	0	1198	0	0	0
3	Vc	723	723	723	723	723	376	723	1270
	Tc	465	193	94	465	465	233	465	86
	Lc	0	0	0	0	0	1198	0	0
4	Vc	723	723	723	723	723	723	376	1270
	Tc	465	193	94	465	465	465	233	86
	Lc	0	0	0	0	0	0	1198	0
Vto/torre	kg/m ²	67.62	19.60	0.00	67.62	67.62	67.62	67.62	0.00
Factor de Resistencia		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Condición		Viento máx.	Viento med.	Temp. Mín.	Rotura CG	Rotura C1	Rotura C2	Rotura C3	Montaje

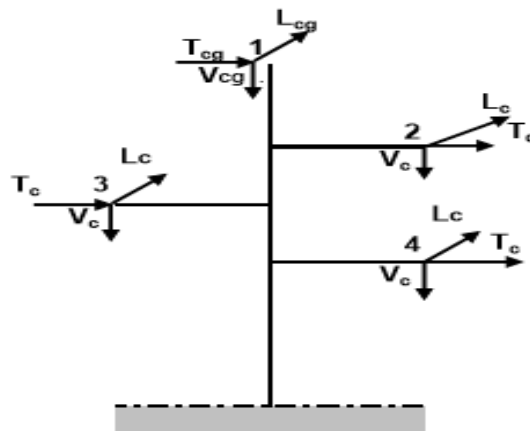


Figura 11.- Diagramas de carga sin factores de sobrecarga

Fuente: Elaboración propia.

CIMENTACIONES

(Calavera, J. 2000)

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la estructura al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros de carga; en casos especiales de grandes construcciones y/o de muy baja capacidad portante del suelo se emplean hormigones de gran resistencia ($f'c > 25$ Mpa a 28 días), por ello es la cimentación la que habrá de proyectarse de acuerdo con el suelo y en muchos aspectos, la selección y la disposición de la propia estructura vendrá también condicionada por él.

El suelo por ser un parámetro de no escogencia por los proyectistas, deberá ser fundamental al momento de proyectar el tipo de fundación a utilizar. La interacción suelo-fundación resulta casi siempre en estructuras hiperestáticas y su cálculo preciso resulta muy complejo y rara vez posible.

(Harmsen, T. 2002)

Se llama cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

El terreno debe trabajar bajo una carga tal que no altere su estado de equilibrio, o sea, que no se produzcan deformaciones o asentamientos perceptibles que repercutan en los diferentes elementos de la estructura, produciéndoles tensiones parásitas para las cuales no han sido diseñados. Si una columna se asienta más o menos que otra adyacente, la

diferencia genera esfuerzos que pueden ocasionar daños en los elementos estructurales y no estructurales.

Dependiendo de la capacidad última de carga del suelo, se puede dividir las fundaciones en dos grandes tipos; fundaciones superficiales tema principal de nuestro texto y fundaciones profundas las últimas mucho más resistentes a cargas mayores, recomendadas cuando el suelo de soporte sea de una baja resistencia, son utilizadas para estructuras grandes como son los puentes y edificios altos. Se clasifican en:

- **Cimentaciones superficiales**

Cuando la profundidad de cimentación (D_f), se encuentra a poca profundidad; y su ancho es igual o mayor que su profundidad se consideran cimentaciones superficiales (zapatas aisladas, conectadas, combinadas, losas de cimentación, etc), este tipo de cimentaciones es objeto de nuestro estudio.

- **Cimentaciones profundas**

Se consideran cimentaciones profundas a aquellas que transmiten la carga a niveles más profundos del terreno, generalmente se usan cuando la capacidad portante superficial es muy pequeña y se necesita encontrar estratos más firmes (pilas, pilotes)

Tipos de cimentaciones

(Harmsen, T. 2002),

El tipo de cimentación apropiado para cada situación depende de varios factores entre los cuales se tiene:

- La resistencia y compresibilidad de los estratos del suelo.
- La magnitud de las cargas de las columnas.

- La ubicación de la napa freática.
- La profundidad de cimentación de las edificaciones vecinas.

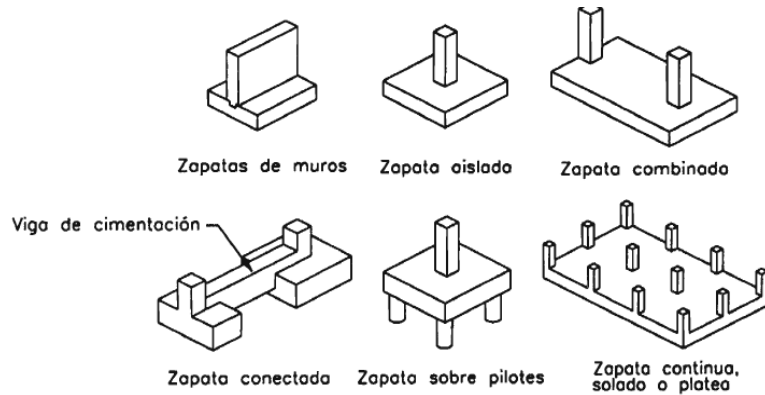


Figura 12.- Tipos de zapatas

Fuente: Harmsen, T.

- **Zapata aislada**

(Ortega, J.)

Se llama así a las zapatas que soportan una sola columna, tal que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que ésta transmite. Puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades requeridas. Estas cimentaciones constituyen el tipo más usual por razones de economía, pueden ser centradas o excéntricas dependiendo de la excentricidad de la carga o los momentos actuantes. Este es el tipo de estructura de nuestro proyecto.

(Harmsen, T. 2002)

Las zapatas aisladas son losas rectangulares o cuadradas que sirven de apoyo a columnas. Tiene peralte constante o variable, disminuyendo hacia los bordes. También pueden ser escalonadas, en este caso el elemento debe vaciarse integralmente y no por escalones. El peralte efectivo mínimo en el borde de una zapata de sección variable es 15 cm.

Presión del suelo

(Harmsen, T. 2002).

Cada tipo de terreno tiene sus características propias y reacciona ante diferentes cargas exteriores de diferentes modos.

Algunos de los factores que influyen en la distribución del suelo son, flexibilidad del cimiento con respecto al suelo, el nivel de cimentación y el tipo de terreno:

a). Terrenos granulares

En este terreno se aprecia que la presión en bordes de la cimentación es menor que en la zona central debido a la presión ejercida por las cargas aplicadas, tienden a desplazar el suelo en los extremos lo cual disminuye la reacción. Este desplazamiento depende de profundidad de la cimentación, si esta es profunda la fuerza ejercida por el peso propio del terreno impediría que el suelo se desplace.

b). Terrenos cohesivos

Por el contrario la presión en los bordes de la cimentación es menor que en la sección transversal, el suelo que circunda el área cargada ejerce una fuerza de soporte sobre ella por acción y efecto de la cohesión y por ello la reacción se incrementa.

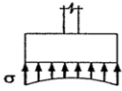
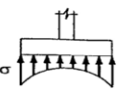
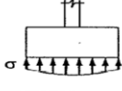
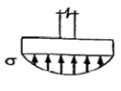
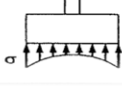
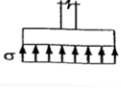
TIPO DE SUELO	TIPO DE ZAPATA	
	RÍGIDA	FLEXIBLE
COHESIVO		
GRANULAR		
ROCA		

Figura 13.- Distrib. De presiones en cimentaciones

Fuente: Calavera, J. 2000

(Harmsen, T. 2002)

Si se presenta excentricidad en dos direcciones, las presiones en las esquinas de la zapata serán:

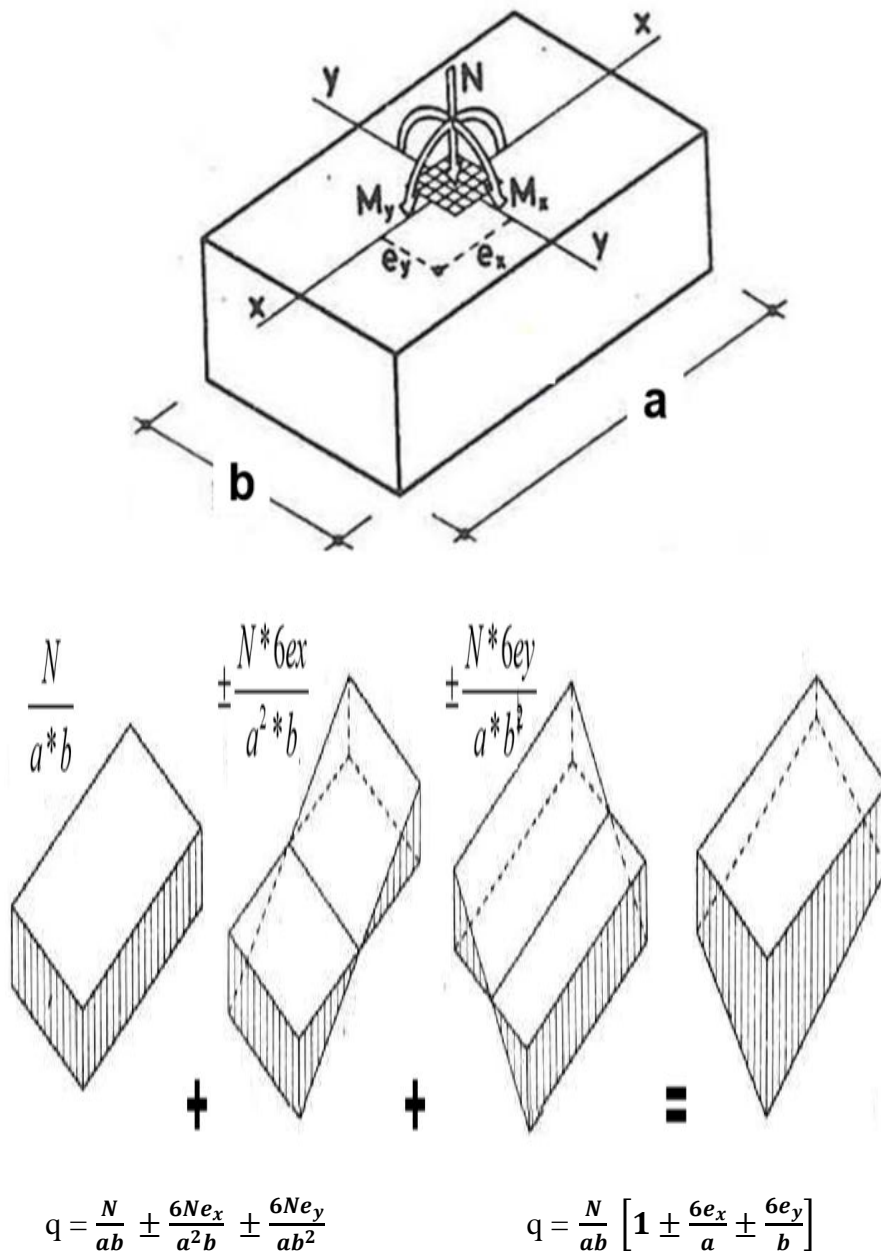


Figura 14.- Distrib. De presiones en zapatas con flexión compuesta

Fuente: Tomás, C.

Las presiones en cada punto de la zapata en contacto con el terreno, viene dada por la ecuación de flexión compuesta.

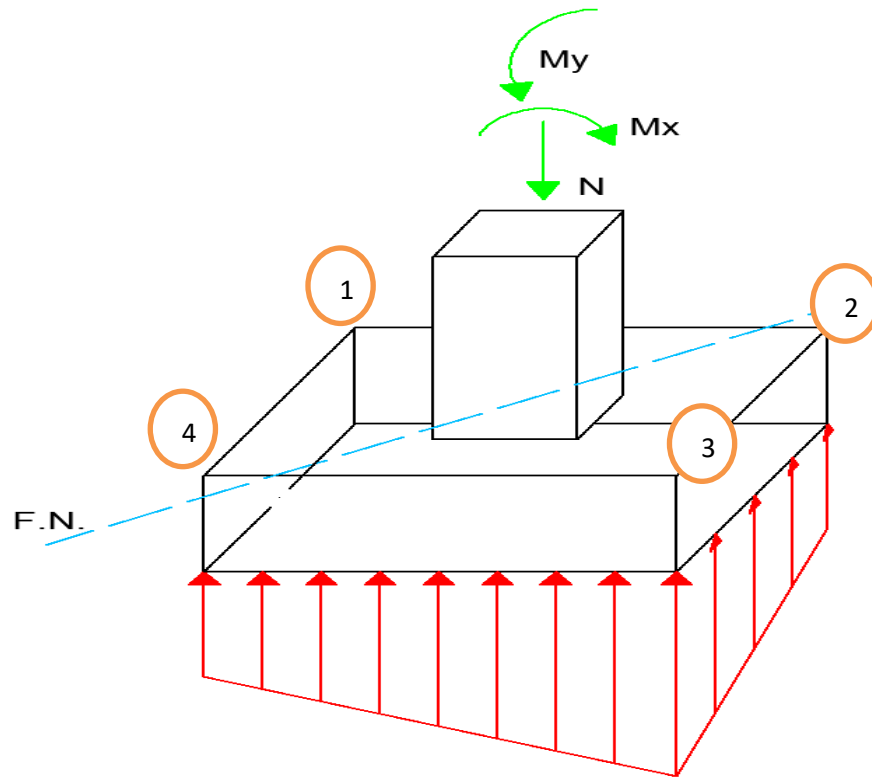


Figura 15.- Distrib. De presiones en cada esquina

Fuente: Elaboración propia.

Si las excentricidades en la cimentación son reducidas, osea que caen en el tercio medio de la cimentación, debe cumplir la siguiente expresión para que las presiones en las esquinas sean todas positivas (compresión).

$$\frac{e_x}{a} + \frac{e_y}{b} \leq \frac{1}{6}$$

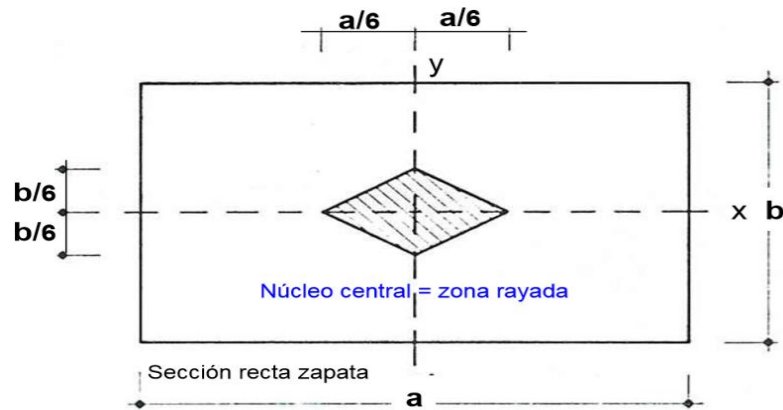


Figura 16.- Ubicación del núcleo central

Fuente: Tomás, C.

En el punto 1: $\Rightarrow q_{\min} = \frac{N}{ab} \left[1 - \frac{6e_x}{a} - \frac{6e_y}{b} \right] \geq 0$

En el punto 2: $\Rightarrow q_2 = \frac{N}{ab} \left[1 - \frac{6e_x}{a} + \frac{6e_y}{b} \right] \geq 0$

En el punto 3: $\Rightarrow q_{\max} = \frac{N}{ab} \left[1 + \frac{6e_x}{a} + \frac{6e_y}{b} \right] \leq q_{ad}$

En el punto 4: $\Rightarrow q_4 = \frac{N}{ab} \left[1 + \frac{6e_x}{a} - \frac{6e_y}{b} \right] \geq 0$

(Braja M., Das)

Cuando una cimentación se ve sometida a una carga vertical última “ Q_u ” y un momento “ M ” (ver figura 15), las componentes del momento “ M ” respecto a los ejes “ x ” e “ y ” se determinan como “ M_x ” y “ M_y ” respectivamente. La excentricidad en cada sentido se determina como:

$$e_x = \frac{M_y}{Q_u} \quad e_y = \frac{M_x}{Q_u}$$

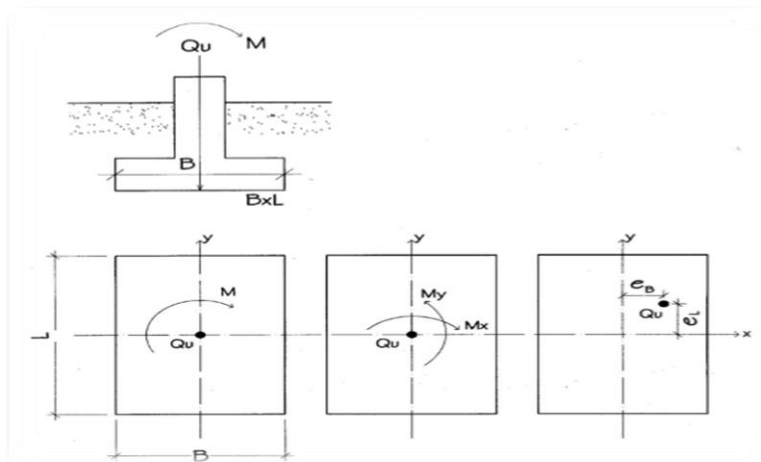


Figura 17.- Zapata con carga excéntrica

Fuente: Braja. M

Si empleando esta expresión, una de las esquinas resulta sometida a tracción, es evidente que parte de la zapata se ha desprendido del suelo; por lo tanto dicha expresión perdería validez. Esta limitación acorta el campo de aplicación y validez de la fórmula general de flexión compuesta; el problema radica en el proceso iterativo que hay que realizar cuando se producen despegues, ya que el área de apoyo se va reduciendo al producirse despegue en la parte traccionada; dicha reducción en el área de la zapata se debe tener en cuenta en la verificación a compresión y del esfuerzo que reparte la zapata al terreno.

Lo recomendable sería agregar a las longitudes de la zapata, dos veces la longitud de la excentricidad ($L_z + 2e = L_{zt}$), para asegurar la estabilidad y la transmisión de esfuerzos al suelo.

Hülsdünker construyó el ábaco que presentamos a continuación, que tenía esta reducción de área de apoyo en cuenta, en función de las excentricidades relativas:

Si llamamos $a = b_x$ y $b = b_y$ a las dimensiones en planta de la zapata, $N = V$ a la carga vertical, a partir de las excentricidades relativas $\varepsilon = e_x/b_x$ y $\delta = e_y/b_y$, puede

determinarse el parámetro μ , que permite determinar la tensión máxima σ_0 bajo la zapata.

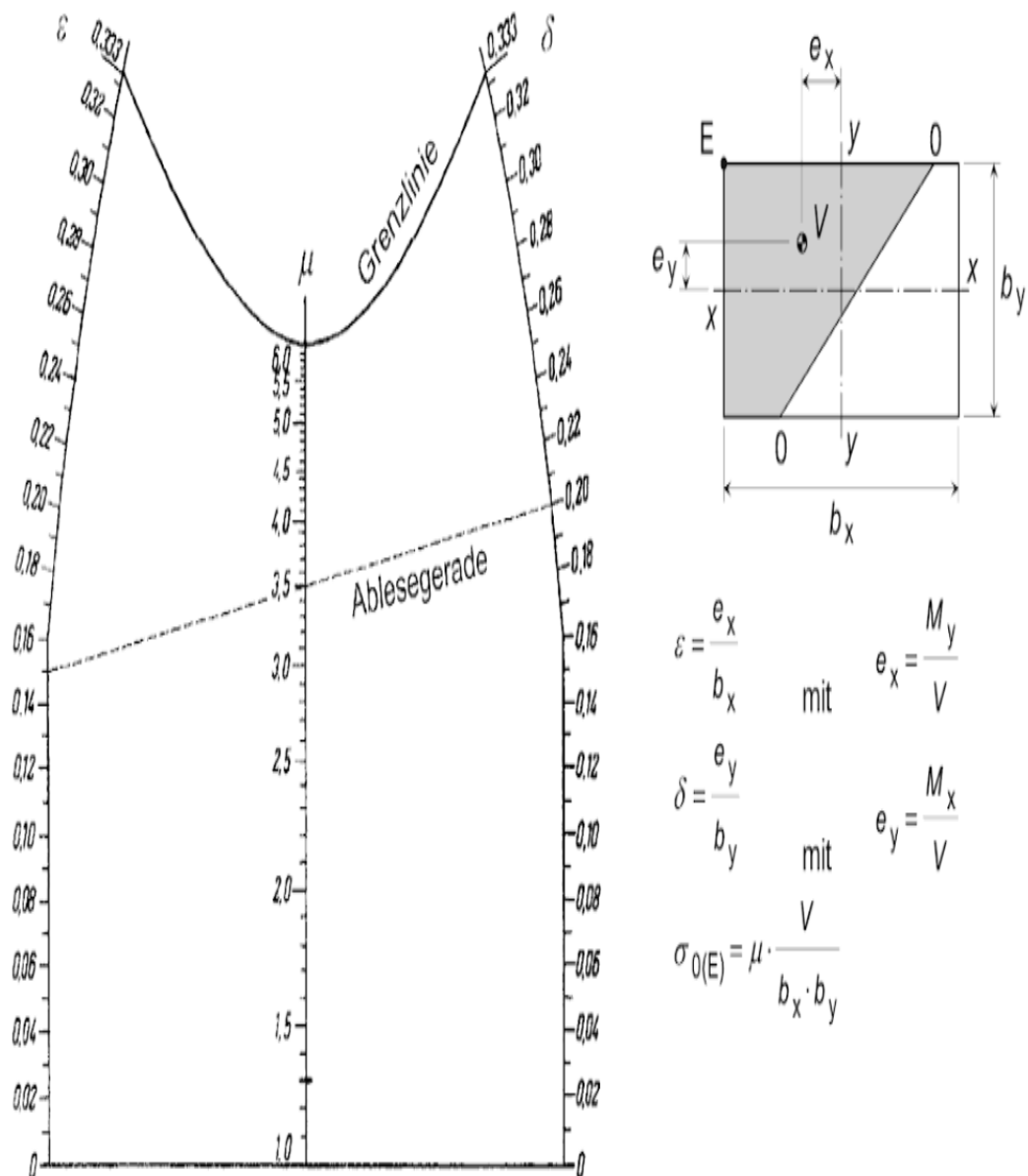


Figura 18.- Diagrama para calcular presiones, fuera del núcleo central

Fuente: Normas Din .

Capacidad de carga Última en Cimentaciones Superficiales

Podemos definir a la capacidad de carga última, como la carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo. Es un parámetro muy importante que estima la resistencia de apoyo del suelo, para el diseño de fundaciones; siendo esta no solo una propiedad del tipo de suelo, también lo es de las condiciones en que se encuentra, como es su grado de compactación, humedad, etc.

En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcillosa), se debe emplear un ángulo de fricción interna igual a cero. (norma E-050 suelos y cimentaciones, Cap. 3)

En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se debe emplear cohesión (c) igual a cero. (norma E-050 suelos y cimentaciones, Cap. 3)

- ✓ Para entender mejor el concepto de capacidad de carga es necesario conocer las siguientes definiciones referentes al tema:
 - Presión total de sobrecarga inicial q_0 : es la presión existente del suelo sobre el nivel de fundación antes de la construcción.
 - Presión bruta q : es la presión bruta total impartida al terreno después de la construcción, que incluye:
 - El peso de la fundación W_C .
 - El peso del suelo sobre el nivel de fundación W_s .
 - La carga por el descenso de cargas de la estructura, impartida por la columna de la cimentación P y dividida por el área de la cimentación.

Capacidad última de carga q_u : es el valor de la presión de carga que produce la falla de corte en el suelo, y es determinado mediante diferentes ecuaciones de capacidad última de carga.

Ecuación general de la capacidad de carga (Braja, M.)

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

- c = cohesión
- q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación = $\gamma \cdot D_f$
- γ = peso específico del suelo
- B = ancho de la cimentación (cimentación circular, el diámetro)
- F_{cs} , F_{qs} , F_{γ} = factores de forma
- F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
- F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga
- N_c , N_q , N_{γ} = factores de capacidad de carga

La capacidad máxima admisible de cargas q_a : es el valor de la presión de apoyo para el cual el riesgo de falla al corte es mínimo. Esta es igual a la capacidad última de carga dividida por un factor de seguridad adecuado.

$$q_a = q_u/FS$$

entonces la capacidad máxima admisible de carga se refiere a la máxima carga o presión soportada por el suelo que asegura que no habrá falla al corte y los asentamientos serán tolerables.

Tipos de fallas en los suelos

(Braja M. Das)

La falla al corte se produce cuando la capacidad última de carga es alcanzada, y esta se presenta formando una superficie de deslizamiento claramente definida bajo la cimentación que progresa a uno o ambos lados y finalmente a la superficie del terreno. La falla será repentina y con frecuencia se acompañará de inclinaciones drásticas que ocasionará el colapso final hacia un lado.

Los tres tipos de falla bajo la cimentación son :

- Falla por cortante general:

La carga es aplicada gradualmente a la cimentación y el asentamiento aumentará; es característica en las arenas densas y suelo arcilloso rígido. Esta falla es súbita y catastrófica, el suelo se hincha en ambos lados de la cimentación y se extenderá hasta la superficie y se podrá notar un abombamiento considerable de la superficie del terreno alrededor de la cimentación.

- Falla por corte Local

Es un caso intermedio de falla por cortante general y de falla por punzonamiento, se produce hinchamiento y asentamiento en el suelo. Se forma una cuña debajo de la cimentación como en la cortante general pero las superficies de falla no son completas. Se presenta cuando la cimentación superficial, descansa sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado.

- Falla por punzonamiento

Se produce un movimiento vertical mediante la compresión del suelo debajo de ella . la rotura del suelo se produce por cortante alrededor de la cimentación. La superficie del suelo entorno a la cimentación casi no se altera por lo que no se observan movimientos previos hacia la rotura.

Para este caso la cimentación considerada es soportada por un suelo de arena bastante suelta o sobre una arcilla blanda.

Para la mayoría de problemas prácticos, sólo es necesario chequear el caso de corte general y luego realizar los análisis por asentamiento para verificar que la zapata no se asentará excesivamente. Los análisis por asentamiento implícitamente protegen contra fallas por corte local y punzonamiento. Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones frente a una falla por corte son (norma E 050, suelos y cimentación Cap. 3):

- Para cargas estáticas 3,0
- Para sollicitación máxima de sismo o viento (la mas desfavorable) 2.5

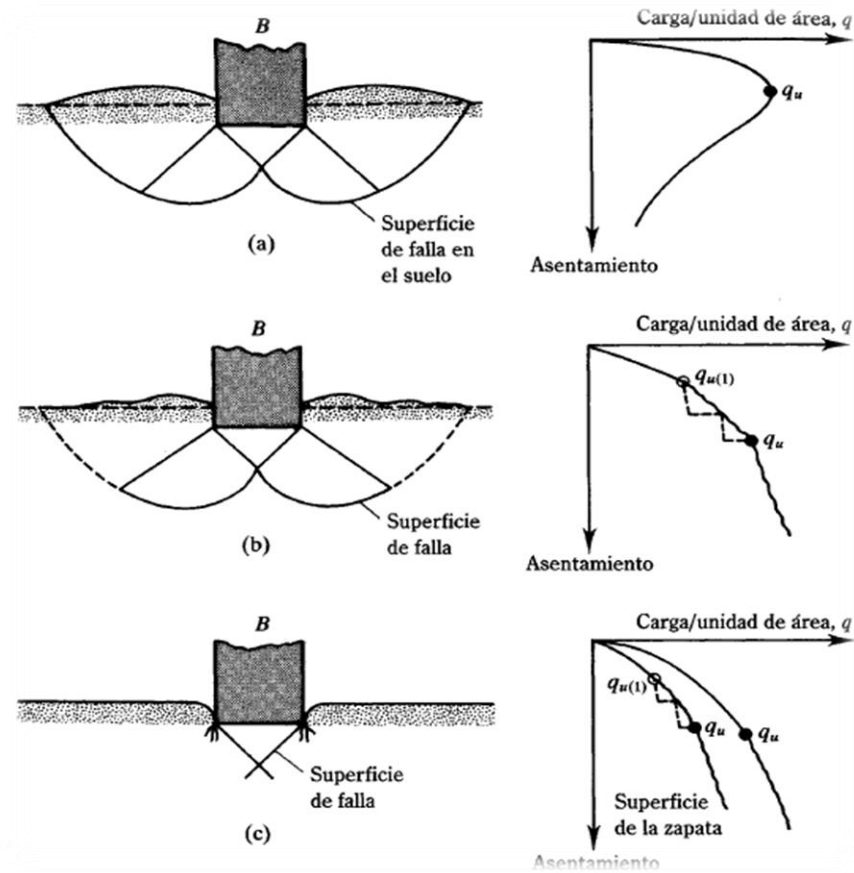


Figura 19.- Naturaleza de la falla en suelo por capacidad de carga: a) falla general por corte; b) falla local por corte; c) falla de corte por punzonamiento

Fuente: Braja, M.

- ✓ Cuando un suelo es incompresible (arena densa), la falla sería por cortante general.
- ✓ Cuando el suelo es compresible (arenas muy sueltas), la falla sería por punzonamiento.
- ✓ Las zapatas sobre arenas sueltas a medianamente densas probablemente están gobernadas por falla por corte local.

Cimentación para Torres Autoportadas

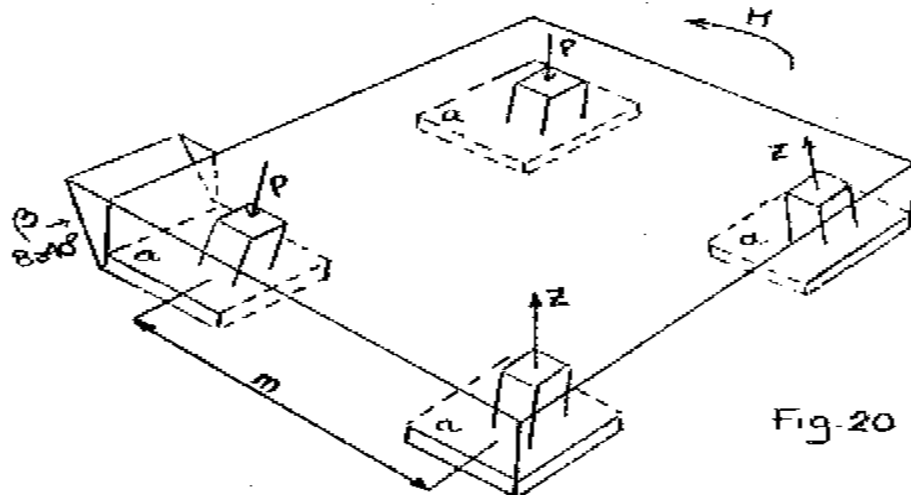


Figura 20.- Zapatas para torres

Fuente:

(CFE JA -100-64)

El diseño de cimentaciones para este tipo de estructuras lo rigen principalmente el momento de volteo ocasionado por la presión del viento sobre la superestructura, contrario al pensamiento común, de que el viento atraviesa la torre sin casi tocarla, las torres sufren presiones de viento que producen cargas inusuales en las cimentaciones, otros factores importantes que influye en el tipo de cimentación son las características mecánicas del terreno.

Todos los esfuerzos provenientes del montaje de torres, como el peso de los conductores y equipos electromecánicos, esfuerzos debidos a la acción de los fenómenos naturales, altura, tipo y peso mismo de la estructura generan tensiones que deben ser absorbidas por el terreno a través de las fundaciones., es decir que la fundación tiene como objetivo principal el de distribuir todos los esfuerzos actuantes, de forma que estos esfuerzos transmitidos al terreno sean menores o inferiores a los límites de resistencia del mismo.

- **Compresión**

Tiene la tendencia de causar hundimiento en el terreno y consecuentemente un hundimiento de la estructura.

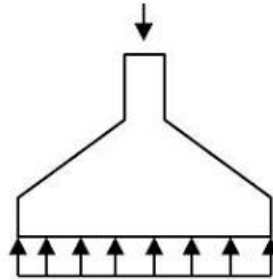


Figura 21.- Zapata a compresión
Fuente: Elaboración propia

- **Tracción**

Tiene la tendencia de levantar el terreno debido al arrancamiento de la estructura.

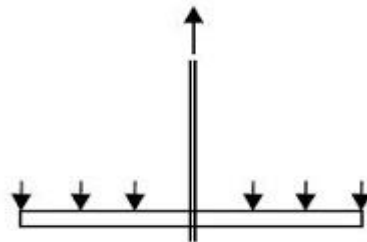


Figura 22.- Zapata a tracción
Fuente: Elaboración propia

(Dunham, C. 1968)

La zapata de estructuras altas y ligeras pueden quedar sometidas a momentos de vuelco relativamente tan grandes que dan lugar a un levantamiento importante de uno de los lados de la cimentación. En ciertos casos las cargas permanentes que van dirigidas hacia abajo puede que compensen dicha acción de levantamiento, pero la fuerza vertical resultante es posible que sea tan pequeña que las zapatas no sean capaces de soportar las fuerzas horizontales de corte y de vuelco. (Pag. 285).

(Suyo, E. 2017, pag. 69)

Los tipos constructivos de fundaciones en líneas de transmisión están prácticamente definidos por la geología local siendo los más usados:

a).- Fundaciones en parrillas o enrejado metálico.

Son fundaciones con profundidades que varían según el tipo de 2.5 a 4.5 y 180 a 770 kg, indicadas para terrenos arcillosos, arenosos, macizos rocosos alterados pero secos y con resistencia creciente con la profundidad; con posibilidades de ser excavadas a cielo abierto. Construidas en acero galvanizado, material idéntico al de la estructura de la torre, teniendo la ventaja de ser adquirida con la estructura de la torre.

b).- Fundaciones en zapatas de concreto

Son fundaciones de bases cuadradas o rectangulares, ejecutadas en concreto armado con profundidades promedio de 3m, aplicados en terrenos de baja resistencia mecánica a la compresión y son indicadas preferentemente en terrenos húmedos o sumergidos en agua y en terrenos químicamente agresivos.

Los esfuerzos verticales son neutralizados por la compresión de la base y su propio peso, acrecentado por el peso del tronco de la pirámide. Los esfuerzos horizontales son absorbidos por el cizallamiento del terreno.

c).- Anclajes en roca

En sitios donde existen afloramientos de macizos rocosos de poca alteración, imposibles de ser excavados sin el auxilio de explosivos, se opta por el anclaje como base de la estructura directamente en la roca, a través de resinas u otros mecanismos de fijación instalados en espacios abiertos realizados por perforaciones especiales.

Cualquier tipo de esfuerzo es transmitido directamente por el anclaje absorbido por la roca.



Figura 23.- Fundación en parrilla y zapata respectivamente.

Fuente: Suyo, E.

Diseño de cimentaciones especiales

Las cimentaciones especiales (pilas, pilotes, anclajes, etc.), se utilizarán en los sitios de torre con suelos de baja capacidad de soporte, en general de menos de 0.5 kg/cm^2 , donde sea necesario transmitir las cargas de compresión a estratos inferiores y donde se requiera un aporte de la fricción suelo - cimentación para que resista las cargas de arranque.

La geometría de la cimentación en estudio es a base de zapatas aisladas:

Para el diseño de cimentaciones tipo zapata se requiere calcular los esfuerzos de compresión producidos en el suelo por una zapata aislada sometida a la acción de carga axial y momentos flectores en las direcciones de los ejes principales "X e Y", y los factores de seguridad al arrancamiento y al volteo.

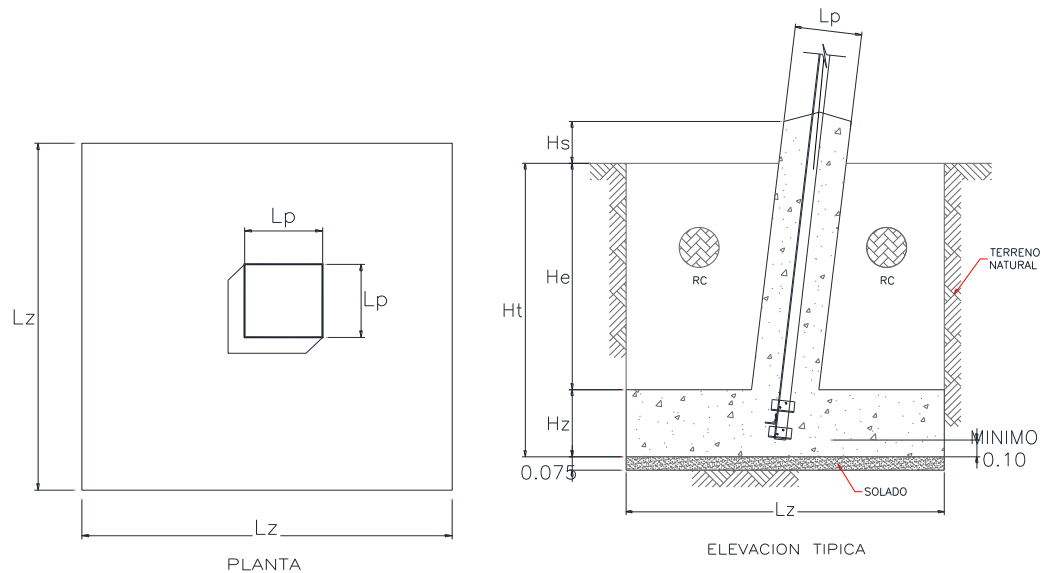


Figura 24.- Corte en planta y elevación de zapata

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

Lz = Lado de la zapata, [m]

Ht= Profundidad de desplante. [m]

Hs= Altura del pedestal sobre el nivel del terreno, [m]

Hz= Espesor de la zapata, [m]

He= Altura de pedestal enterrado, [m]

Lp= Ancho del pedestal, [m]

El pedestal presenta un ángulo de inclinación β , que coincide con la inclinación de la extensión del montante; esta condición causa que los elementos mecánicos se apliquen con una cierta excentricidad “e”, respecto al centro geométrico de la zapata. La distancia “e” a la aplicación de la carga es igual a:

$$e = (Ht + Hs) \tan.\beta$$

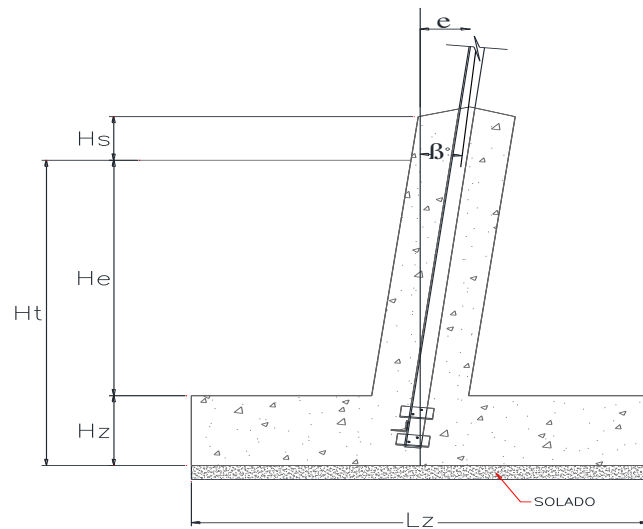


Figura 25.- Ángulo de inclinación de pedestal

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la tan. β se determina conforme a la geometría del cuerpo piramidal de la torre, también viene en la planilla de nivelación que otorga el fabricante.

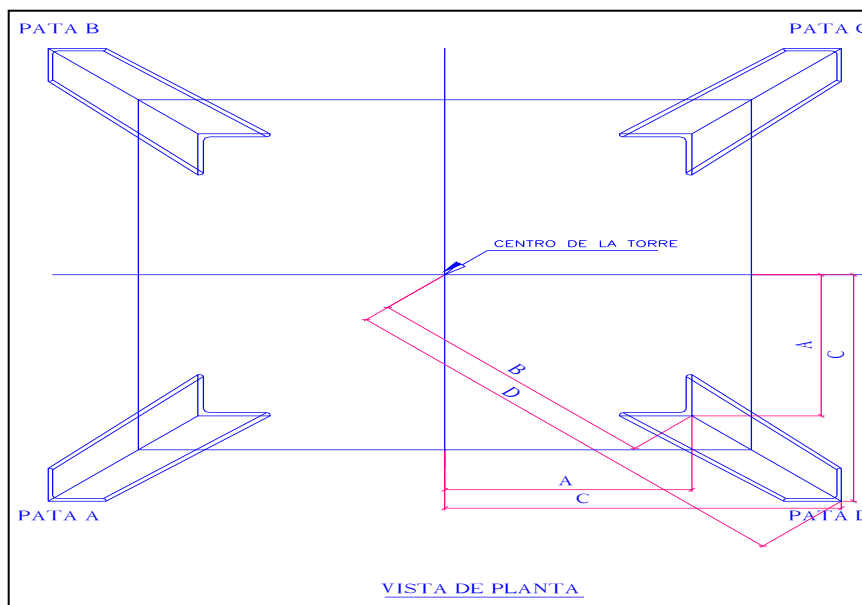
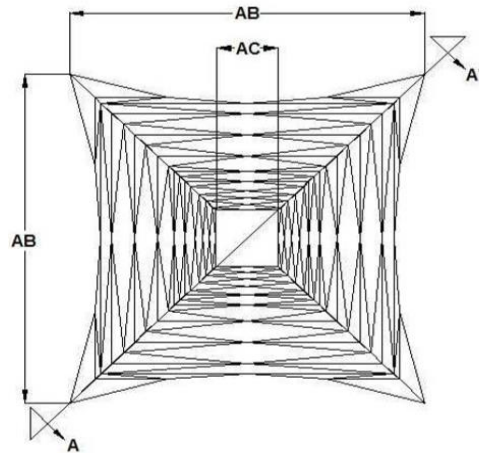


Figura 26.- Posición de STUBS

Fuente: Elaboración propia.

$$\tan\beta = \frac{0.5 \times (AB - AC)}{AP}$$



Donde:

- AB = Ancho de la base, m
- AC = Ancho de la cintura, m
- AP = Altura, m

Figura 27.- Ancho de base y cintura de torre

Fuente: de la cruz, J. & Sánchez, M

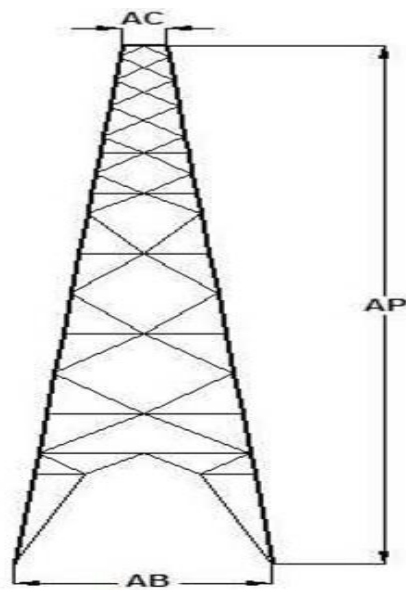


Figura 28.- Altura de cuerpo piramidal de torre

Fuente: de la cruz, J. & Sánchez, M

Cargas que la torre transfiere a la cimentación

Para el cálculo y diseño de las cimentaciones para soporte de línea de transmisión se consideran en primer lugar los esfuerzos (axiales, momentos y cortantes) que le transmite la estructura, calcular la capacidad admisible del terreno; comprobar que no fallarán por vuelco, deslizamiento y punzonamiento.

Longitud de desarrollo o longitud de anclaje

- Para que el concreto y el acero trabajen en conjunto es necesario que estén íntimamente unidos entre sí; a dicha unión se le denomina adherencia.
- La adherencia representa una fuerza a lo largo del perímetro de las barras y será necesario una cierta longitud para poder desarrollar una fuerza resistente igual a la máxima que puede ser transmitida por la barra de refuerzo. A esta longitud se le llama Longitud de desarrollo o anclaje.

(Harsem, T. cap. 12.5.5)

- En caso que la columna esté sometida a momentos flectores que generan tracción, es conveniente anclar a tracción y compresión todo el refuerzo de la columna en la cimentación, verificando que la porción recta de la varilla sea mayor que su longitud de anclaje a compresión.

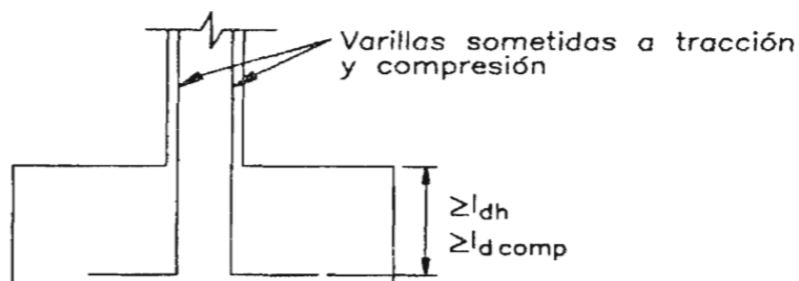


Figura 29.- Longitud de desarrollo a compresión.

Fuente: Harsem, T.

METODOLOGÍA PARA DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES:

El cálculo se basa en la suposición de que las cimentaciones poseen una superficie de apoyo apreciable con relación a la profundidad y además se emplea en aquellos casos que el suelo no posea una colaboración lateral importante.

Las cargas verticales se conforman por el peso propio de la estructura, de fundación y el peso del suelo colocado encima de la zapata. Las fuerzas de presión sólo se transmiten sobre toda la superficie cuando la resultante de las cargas, actúa en el núcleo de la superficie de la base.

Las cargas a nivel de pedestal con las que se trabajan son cargas de trabajo (sin mayorar); para las verificaciones de arrancamiento (método del talud natural), deslizamiento, compresión y volteo, se usarán cargas de diseño (mayoradas).

❖ Verificación al arranque (RELAT)

Se consideran todas las fuerzas que se oponen al arranque del apoyo:

- Peso del apoyo.
- Peso propio de la cimentación.
- Peso de las tierras que arrastraría el macizo al ser arrancado.

Se comprobará que el coeficiente de estabilidad de la cimentación, definido como la relación entre las fuerzas que se oponen al arranque del apoyo, y la carga nominal al arranque, no sea inferior a 1.5

$$\frac{P_{estab.}}{F_{trac.}} \geq 1.5 \quad \Longrightarrow \quad \frac{W_C + (W_S - V_{interf} * \gamma_S)}{F_{trac.}} \geq 1.5$$

Según la norma TIA/EIA 222F, en el literal 7.2.4.1 nos dice que el suelo formado sobre

la cimentación, forma una pirámide trunca de arrancamiento. Si hay un aumento de sección en la parte inferior de la fundación la base del cono será la base de la fundación o, caso contrario, en ausencia del aumento de sección, la base del cono será la parte superior de la base de la fundación.

- **Cálculo del volumen de la pirámide trunca**

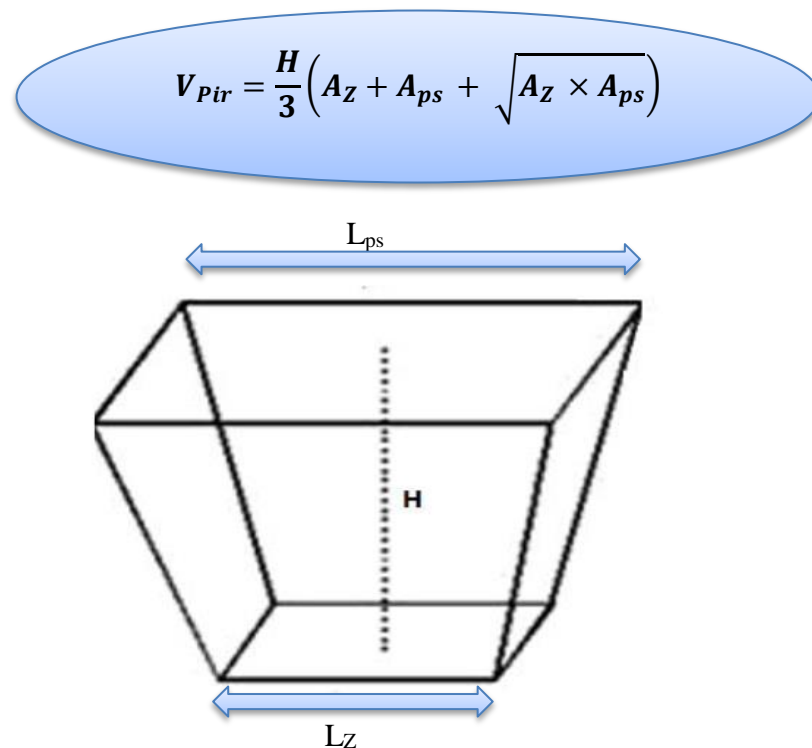


Figura 30.- Vol. pirámide trunca

Fuente: Elaboración propia

Para obtener el peso de la pirámide trunca, se multiplica el volumen por el peso específico de las tierras.

El Peso de suelo arrancado es:

$$W_S = [(V_{Pir} - A_p \times H_e)] \times \gamma_S$$

Siendo:

- ✓ V_{pir} : Volumen de pirámide trunca.
- ✓ A_z : Área de zapata.
- ✓ A_{ps} : Área de prisma superior.
- ✓ L_{ps} : Lado de prisma superior. $= (L_z + 2H_e \cdot \tan\beta)$
- ✓ W_s : Peso del suelo arrancado.
- ✓ γ_s : Peso específico del suelo.

- **Cálculo del Volumen de Interferencia:**

Si la separación entre los ejes de las patas de la torre es corta, podría presentarse un volumen de interferencia de tierras al tratar de ser arrancadas:

$$B = \frac{LZ}{2} + H \cdot \tan\beta$$

Existe interferencia si: $B > C/2$

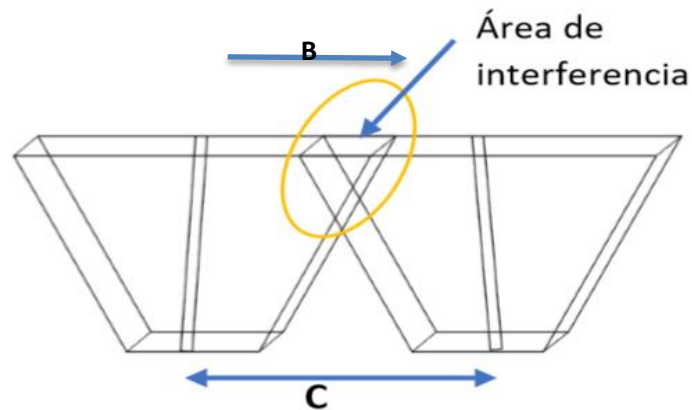


Figura 31.- Volumen de interferencia

Fuente: Álvarez, D.

Luego reemplazamos en:

$$V_{interf} = \left(B - \frac{C}{2} \right) \times \frac{B - \frac{C}{2}}{2 \tan\beta} \times 2B$$

$$V_{interf} = \frac{B(C-2B)^2}{4.Tang \beta}$$

Peso de concreto:

$$W_C = [L_Z^2 \cdot H_Z + A_p(H_e + H_S)] \times \gamma_C$$

Peso estabilizador:

$$P_{estabil} = W_C + (W_S - V_{Interf} \times \gamma_S)$$

- **Verificación de Resistencia al arranque**

$$\frac{P_{estabil}}{F_{trac}} > k$$

K = 1.5 para hipótesis normales.

K = 1.3 para hipótesis Anormales.

- ❖ **Verificación al volteo**

Se debe analizar la acción de volteo que puede producir las cargas externas, tanto a compresión como a tensión, en la zapata. Se calcula entonces el momento producido por las fuerzas externas y luego el momento resistente producido por las fuerzas que se oponen al volteo aplicadas a la zapata, respecto al borde de la misma.

Momento estabilizador a compresión

$$M_{RC} = FT_{com} \times \frac{LZ}{2}$$

Fuerza axial total en el sello de fundación:

$$FT_{com} = C_{max} + W_C + V_{Rel} \times \gamma_{Rel}$$

Momento de vuelco en “X e Y”

$$MV_{x,y} = FT_{x, y} \times (H_T + H_S) \quad [\text{Kg-m}]$$

Siendo:

$FT_{x, y}$ la fuerza transversal y longitudinal cuando la fuerza está en compresión.

$$K1 = M_{RC} / MV_X > 1.5$$

$$K2 = M_{RC} / MV_Y > 1.5$$

Momento estabilizador a tensión

$$M_{RT} = (W_C + W_S - T_{max}) \times L_Z / 2 \quad [\text{Kg-m}]$$

Momento de vuelco en “X” e “Y” cuando la fuerza está en tracción.

$$MV_{x, y} = FT_{x, y} \times (H_T + H_S) \quad [\text{Kg-m}]$$

Siendo:

$FT_{x, y}$ las Fuerzas producidas cuando la fuerza está en tracción.

$$K3 = M_{RT} / MV_X > 1.5$$

$$K4 = M_{RT} / MV_Y > 1.5$$

❖ Verificación a la compresión

Se verifica que la capacidad de carga actuante sobre el suelo en condiciones dinámicas no supere la capacidad admisible.

Se comprobará que todas las cargas de compresión antes mencionadas, divididas por la superficie de la cimentación, no sobrepase la capacidad admisible del terreno:

$$Q_{\text{Neto}} \geq Q_{\text{Act}}$$

- ✓ Q_{Neto} = Capacidad admisible en condiciones estáticas, a nivel de desplante de la zapata con factor de seguridad de 3 y sin considerar la masa de relleno que gravita sobre ella.
- ✓ Q_{Act} = esfuerzo máximo neto actuando a compresión.

Verificar tensión máxima actuante

Para conocer la ubicación del centro de presiones en la zapata, se deben analizar las excentricidades generadas en ambos ejes, según las siguientes expresiones:

$$e_x = \frac{M_y}{FT_{com}} \quad e_y = \frac{M_x}{FT_{com}}$$

para luego comprobar si la fórmula de flexión compuesta es aplicable (el centro de presiones debe caer dentro del núcleo central), usaremos la expresión:

$$\frac{e_x}{L_z} + \frac{e_y}{L_z} \leq \frac{1}{6}$$

Si el punto de aplicación se encuentra fuera del núcleo, entonces se produce una línea neutra en la superficie de la base, la que separa la parte efectiva de la fracción de superficie que transmite presión, de la fracción no efectiva, que se levanta. Según la posición del punto de aplicación, la superficie efectiva es un triángulo, un cuadrado o un trapecio. En todos los casos deberá cumplirse $q_{\text{max}} \leq q_{\text{adm}}$ y en caso de distribución trapezoidal será $\frac{q_{\text{max}} + q_{\text{min}}}{2} \leq q_{\text{adm}}$.

Área equivalente de un cimiento

(Meyerhof 1953)

- ✓ El área equivalente de un cimiento es la máxima sección cobaricéntrica con la componente vertical de la resultante de la sollicitación en la base del cimiento.
- ✓ Cuando para cualquier situación de dimensionado exista excentricidad de la resultante de las acciones respecto al centro geométrico del cimiento, se deben realizar las comprobaciones pertinentes de los estados últimos de hundimiento, adoptando un cimiento equivalente de las siguientes dimensiones:

a. Ancho equivalente $B' = B - 2(e_B)$

b. Largo equivalente $L' = L - 2(e_L)$

Siendo:

e_B y e_{L+} las excentricidades según las direcciones ortogonales de la zapata, supuesta de sección rectangular en planta.

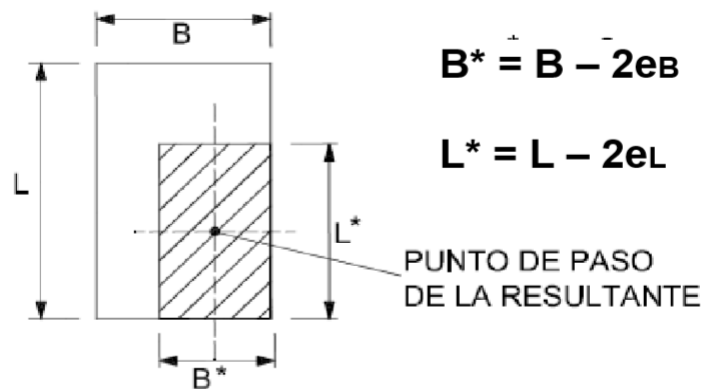


Figura 32.- Área equivalente en una cimentación

Fuente: Braja, M.

Con esta consideración del área efectiva se pueden calcular tensiones medias que las torres ejercen sobre el terreno, y compararlas con la admisible del terreno, de tal forma que se compruebe que la transmitida es inferior a la admisible.

❖ Diseño estructural de la zapata

Para el diseño estructural de los elementos de la zapata se utilizó el método de estados límites (método por resistencia última), el cual establece que la resistencia del elemento, afectada por un factor de reducción de resistencia, debe ser mayor o igual a las acciones inducidas en el elemento.

• Diseño a cortante de la zapata

El cortante en la zapata se revisó en dos condiciones de acuerdo con el ACI; como viga en dos sentidos o punzonamiento y como viga ancha.

a).- Diseño al cortante por punzonamiento

La sección crítica por punzonamiento se ubica a una distancia “ $d/2$ ” de la cara de la columna.

$$b_o = \text{perím. sección crítica por punzonamiento} \Rightarrow b_o = 2m + 2n$$

$m \times n = \text{área de sección crítica por punzonamiento}$

$$m = L_P + d$$

$$n = L_P + d$$

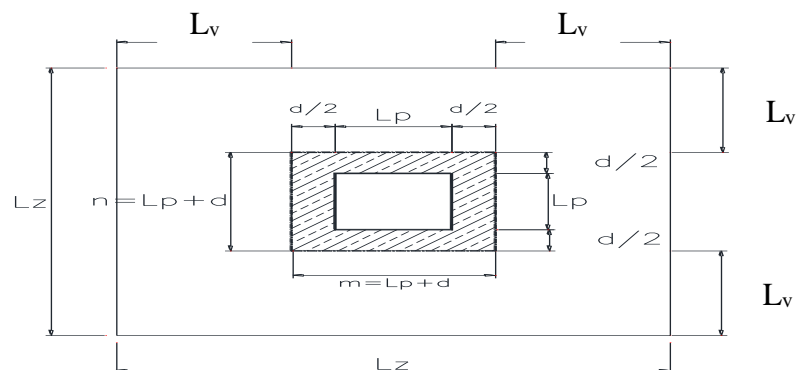


Figura 33.- Sección crítica a punzonamiento
Fuente: Elaboración propia.

- La fuerza cortante última por punzonamiento (V_{up}) es:

$$V_{up} = C_{max.U} - \frac{q_{max} + q_4}{2} \times (m \times n)$$

$$C_{max.U} = F_S \times C_{max}$$

- La resistencia del concreto al corte por punzonamiento (ΦV_c) es:

$$\Phi V_c = \Phi \times 1.6 \sqrt{f'c} b_o d \quad \dots\dots\dots (\text{si } \beta_c \leq 2)$$

- $\Phi V_c = \Phi \times 0.27 (2 + 4/\beta_c) \sqrt{f'c} b_o d \dots\dots\dots (\text{si } \beta_c > 2)$

Para $\beta_c = t/b$ (dimensión mayor de columna / dimensión menor)

Para $\Phi = 0.85$

$$\Phi V_c > V_u$$

b).- Diseño por cortante a flexión en la zapata

- La sección crítica del cortante por flexión se ubica a una distancia “d” de la cara de la columna.

- La fuerza cortante última por flexión (V_{ud}) es:

$$V_{ud} = \frac{q_{ud} + q_{max}}{2} \times L_Z \times \left(\frac{L_Z - L_P}{2} - d \right)$$

$$q_{ud} = q_{max} - \frac{q_{max} - q_4}{L_Z} \left(\frac{L_Z - L_P}{2} - d \right)$$

- La resistencia del concreto al corte por flexión (ΦV_c) es:

$$\Phi V_c = \Phi (0.53 \sqrt{f'c} b d)$$

b = ancho de zapata

Para $\Phi = 0.85$

$$\Phi V_c \geq V_u$$

Donde:

$f'c$: Resistencia del concreto.

b : Ancho de la cimentación.

d : Peralte efectivo.

Diseño de acero por flexión

Para el diseño a flexión hay que tener en cuenta los esfuerzos máximos de diseño calculados.

- Acero longitudinal (acero en la dirección B)

$$AS_{min} = 0.0018 \times b \times d$$

- Momento en la cara de la columna (M_U):

$$M_U (+) = \left(\frac{q_{max} - q_{uf}}{2} \times \frac{2L_V^2}{3} + q_{uf} \times \frac{L_V^2}{2} \right) L_Z$$

Siendo:

q_{uf} = esfuerzo último calculado con cargas de diseño.

$$q_{uf} = q_{max} - \left(\frac{q_{max} - q_2}{L_Z} \right) \left(\frac{L_Z - L_P}{2} \right)$$

L_V = longitud del volado de la zapata.

$$L_V = \frac{L_Z - L_P}{2}$$

- Acero transversal (acero en la dirección A)

$$A_{St} = A_{SB} * \frac{B}{A}$$

Siendo:

A_{St} = Área de acero transversal.

A_{SB} = Área de acero requerida en la dirección B.

A, B = lados de la zapata

Para el cálculo de la armadura superior, se efectúa el mismo procedimiento, pero la presión utilizada corresponde a la tensión última dividida por el área de la zapata.

Diseño de columna sometida a flexocompresión Biaxial

La Flexocompresión está dada cuando la columna soporta simultáneamente cargas de gravedad y cargas horizontales (sismo, viento); ésta última es casi siempre crítica puesto que se tendría una columna con momentos de carga vertical en una dirección y simultáneamente momentos en la otra dirección (horizontal).

Cuando se tiene una carga axial actuando en un punto, tal que se produzcan simultáneamente excentricidades en las dos direcciones de la columna, el problema de diseño es complejo, pues aún cuando se puede seguir trabajando con un bloque rectangular equivalente de compresiones, la posición del eje neutro no es simple de determinar pues la inclinación de éste no es perpendicular a la excentricidad resultante.

No será crítica la flexión biaxial, cuando a pesar de considerar sismo y carga de gravedad simultáneas, cuando los momentos de cargas de gravedad no sean significativos.

(Norma E-060)

La norma nos indica como método aproximado la ecuación planteada por el Prof. Boris Bresler en 1960.

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Donde:

P_u = Resistencia última en flexión biaxial

ϕP_{nx} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$).

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x = 0$).

ϕP_{no} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de carga axial únicamente ($e_x = e_y = 0$), que se calcula $0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$.

Esta ecuación es válida para valores de $(P_u/\phi P_{no}) \geq 0.1$; para valores menores a 0.1 la ecuación pierde aproximación, por lo cual la Norma recomienda la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$$

Donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} son las resistencias de diseño de la sección respecto a los ejes X e Y.

Estudio Geológico – Geotécnico para líneas de transmisión

(Dirección general de electricidad , DGE 2003) MINEM

Son estudios que se realizan con el fin de conocer las características geológicas y geotécnicas del suelo mediante exploraciones de campo y ensayos de laboratorio a lo largo de todo el eje que recorre la línea de transmisión, con fines de cimentación, así como determinar la resistividad y agresividad de los suelos para que no cause daño a las estructuras de concreto o acero enterradas. Todo buen diseño y desempeño de estructuras parte de la manera en que fueron adaptadas estas a las condiciones geológicas y geotécnicas del terreno; la mejor forma de adaptarlas es conociendo y diseñando en base a los parámetros geomecánicos del suelo.

(Suyo, E. 2017)

En la práctica muchos estudios de cimentación para las torres y postes de las líneas de transmisión no se han venido haciendo en forma adecuada, tan es así que con el afán de reducir costos de los estudios algunas veces solo realizan estudios geotécnicos y en otros casos solo han realizado en forma cuidadosa los estudios geotécnicos y los estudios geológicos en forma descuidada (incompleta o confusa). La falta de estudios geológicos adecuados puede atentar con el correcto desarrollo de los estudios geotécnicos basados en estudios geológicos y a la larga atentar contra la estabilidad y seguridad de las obras. (pag. 21)

a).- Condiciones geológicas

- Recopilación de información existente.
- Mapeo geológico del área del proyecto preparado en base a un reconocimiento geológico de campo.
- Diferenciación de zonas representativas de tipos de suelo.

- Geomorfología

Identifica la variada morfología de los terrenos por los que atraviesa la línea de transmisión, siendo relativamente terrenos llanos en la costa y muy accidentados en la sierra.

b).- Geotecnia – Mecánica de suelos

- Geología de superficie: Tipos de rocas – suelos

La inspección de campo permitirá seleccionar muestras de rocas frescas y alteradas, y suelos disturbados e inalterados.

- Geología de subsuelo y ubicación de estructuras

A lo largo del trazo, se proyectará la ubicación de las estructuras y vértices monumentados.

- Estudio de suelos

El objetivo de este estudio es conocer las características físicas y mecánicas del subsuelo, establecer los parámetros de resistencia mecánica que permita determinar la capacidad portante del terreno en las zonas donde se ubicarán las estructuras, hay que considerar el suelo y la estructura como un sistema; de tal manera que interactúan entre sí, y que si algo le sucede a uno de los componentes del sistema, por ejemplo al suelo, este afecta necesariamente la edificación. Aunque el suelo sea gravoso no suponer que es bueno para construir sobre el, y que no es necesario el estudio de suelos. Puede estar asentado en zona de peligro por inundación o sismo, o puede tener partículas finas de gran fuerza expansiva.

Trabajos de campo:

- Excavaciones – calicatas

La exploración del subsuelo se realiza mediante excavaciones a cielo abierto, en forma de calicatas ubicadas a lo largo de la ruta, en las zonas donde se instalará las estructuras. La profundidad varía entre 1.00 a 2.50 m.

- Pruebas In Situ

Se efectuarán pruebas de densidad natural en todas las calicatas; las densidades naturales a ser encontradas serán variables de acuerdo a la zona, con humedades naturales que nos indiquen que los suelos, en general, tienen de alta a baja densidad y humedad.

- Muestreo

Se tomará muestras disturbadas e inalteradas representativas en las calicatas, las cuales serán trasladadas al laboratorio en cantidad suficiente para la realización de ensayos standard y especiales correspondientes.

Suelos cohesivos:

- muestra para clasificación (3.00 kg)
- muestra inalterada 20x20x20 cm., alternativa e intercaladamente en la misma formación geológica.

Suelos friccionantes:

muestra alterada de 1.5kg, ensayo de densidad natural.



Figura 34.- Muestreo en campo
Fuente: Elaboración propia.

- Ensayos de laboratorio

Según métodos standard se realizarán:

- En todas las muestras: límite líquido (LL), límite plástico (LP), porcentaje de humedad (%W), análisis granulométricos.

- Parcialmente: densidad de muestras de roca (S_r), densidad SS máxima suelo seco, densidad mínima suelo seco, ensayo de compresión simple (ECS).
- Evaluación de la capacidad portante en diferentes niveles del perfil geotécnico.
- Descripción del suelo según SUCS Y AASHTO.
- Evaluación de parámetros mecánicos para el cálculo de la capacidad de carga admisible.
- La densidad relativa (D_r) para la determinación del ángulo de fricción (f) en suelos friccionantes.
- La consistencia relativa (C_r), dato que permite evaluar el orden de la resistencia que (resistencia a compresión simple y relacionar suelos de diferentes calicatas de una formación; para suelos cohesivos).
- La resistencia a la compresión simple (q_u), de ensayos ad hoc de laboratorio (por carga controlada) como valores tipo para cada área geomórfica, interrelacionada con C_r y la clasificación SUCS, para suelos cohesivos.

La clasificación de suelos se efectuará por el SUCS, que se presenta por sector por Km de trazo de la línea de transmisión.

Las principales normas y códigos que se deberán utilizar para la realización de los estudios de suelos y geología son:

- American Society for Testing and Materials - ASTM.
- Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE.
- Normas Técnicas Peruanas – NTP del Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual (INDECOPI).
- Granulometría por mallas con lavado sobre el tamiz No. 200 (ASTM D 421-58 Y D422-63).
- Granulometría combinada por mallas e hidrómetro de las muestras (ASTM D 421-

58 y D422-63).

- Límites de consistencia (Atterberg) de las muestras (Límite líquido: ASTM D423-66. Límite plástico: ASTM D 424-59).
- Humedad natural de las muestras (ASTM D2216-71).
- Resistencia a la compresión no confinada y peso unitario de las muestras (ASTM 2166-66).
- Peso unitario para suelos cohesivos (ASTM D2937-71).
- Ensayos tri-axiales (ASTM D2850-70).
- Ensayos de consolidación (ASTM D2435-70).

El objetivo general de la presente investigación es:

“Analizar el diseño de cimentaciones para torres en línea de transmisión 60 kV C.H. Chancay – S.E.T. Huaral usando $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ como dato para el análisis”.

Además se plantearon los siguientes objetivos específicos:

- Comprobar la geometría y características de las cimentaciones diseñadas con un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.
- Determinar la incidencia que tienen los estudios geológicos y geotécnicos en el diseño de la cimentación para torres de transmisión eléctrica.
- Determinar un análisis comparativo de resultados encontrados en el diseño estructural actual (diseñado con $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$) y el efectuado.
- Presentar un aporte para el análisis de factores y cargas que intervienen en el diseño estructural y construcción de la cimentación para torres de transmisión eléctrica.

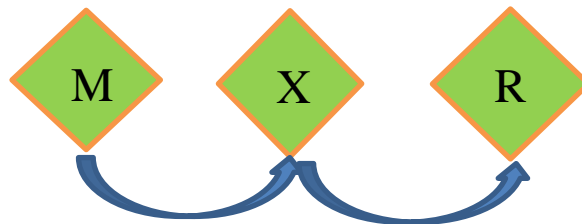
II. METODOLOGÍA

El método de la investigación es descriptivo apoyado de la observación, porque evalúa y da a conocer el estado de las propiedades físicas y mecánicas de las cimentaciones para estructuras de soporte en líneas de transmisión eléctrica.

El tipo de investigación es aplicada, porque los resultados encontrados servirán para dar solución a problemas concretos que se puedan identificar, podrán ser utilizados en el proceso de construcción de cimentaciones para estructuras de soporte de líneas de transmisión.

A esta investigación le corresponde un **diseño** no experimental de **nivel descriptivo** porque se analiza información sobre las características que va a determinar el análisis estructural de cimentaciones para torres de la línea de transmisión 60 kv CH Chancay - S.E.T. Huaral, y no experimental porque se estudia el problema, sin manipular la variable, es decir es una investigación donde no se hacen variar las variables.

Siendo el esquema de diseño de la investigación el siguiente:



Donde:

M = Muestra: conjunto de cimentaciones para torres de la línea 60 Kv. C.H Chancay-S.E.T Huaral.

X₀ = variable: características del diseño y construcción de cimentaciones.

O = Observación o posibles resultado: conjunto de requisitos necesarios para un buen diseño y construcción de cimentaciones para torres de líneas de transmisión.

Siendo la población para la presente investigación todas las estructuras de soporte (torres y postes) de la Línea de Transmisión 60 Kv C.H Chancay – S.E.T Huaral, ubicadas en los distritos de Acos, Sumbilca, Atavillos Bajo, Atavillos Alto, provincia de Huaral, Región Lima.

La muestra estuvo comprendida por las cimentaciones cuadradas tipo zapata, para las estructuras de soporte tipo torres de transmisión eléctrica tipo “S” y suelo tipo I, de la Línea de Transmisión 60 Kv C.H Chancay – S.E.T Huaral, porque es el tipo de estructura más usado en líneas de alta tensión.

Para la realización de la investigación, la técnica de recolección de datos ha sido documental y visual, se ha obtenido información teórica sobre los tipos, características, y procedimientos para dimensionar y construir cimentaciones para soporte de líneas de transmisión.

- Para verificar la geometría de la zapata, se realizó un análisis de estabilidad al arrancamiento, al volteo y a compresión, para eliminar la posibilidad de fallo de la estructura. El diseño estructural se realizó para el diseño del pedestal y el diseño de la losa base (zapata); implementando hojas de cálculo para realizar los cálculos.
- A través de los estudios geológicos y geotécnicos se ha podido observar y verificar mediante varias calicatas y sondeos realizados, las propiedades físicas y mecánicas de dichos suelos, llegando a plantear consideraciones a la hora de calcular y diseñar las cimentaciones.
- Para contrastar resultados se realiza un cuadro comparativo que expone los resultados encontrados con el análisis y diseño hecho por el tesista y el diseño original del proyecto.

El instrumento de la investigación fue el registro de actividades por fotografías, fichas técnicas y participación íntegra en el desarrollo total del proyecto de construcción de la línea de transmisión 60 Kv. C.H Chancay – S.E.T Huaral.

El proceso y análisis de esta investigación se dió de la siguiente manera:

Con la finalidad de enlazar la Nueva C.H. Chancay con la S.E.T existente Huaral y proveer energía al sistema Interconectado, se ha elaborado el Estudio a Nivel Definitivo de la LÍNEA DE TRANSMISIÓN 60 kV C.H. CHANCAY – S.E.T. HUARAL.



Figura 35.- Central Hidroeléctrica Chancay
Fuente: Elaboración propia.

El alcance del sistema eléctrico es el siguiente:

La Línea de 60 kV tiene una longitud de 60,45 km en simple terna con estructuras metálicas. La ruta se inicia en la Nueva Central Hidroeléctrica Chancay y termina en la Subestación existente Huaral; la llegada a la subestación Huaral por ser zona urbana,

será mediante postes metálicos autosoportados, el ingreso al pórtico de la S.E.T. Huaral será subterráneo en un tramo estimado de 100m pararrayos (cambió en tramo aéreo). En el tramo restante las estructuras serán tipo torres de celosía.

El Proyecto se denomina: “LÍNEA DE TRANSMISIÓN 60 kV C.H. CHANCAY – S.E.T. HUARAL”, cuyas características principales son:

- Tensión Nominal : 60 kV
- Máxima Tensión entre fases : 72,5 kV
- Frecuencia del sistema : 60 Hz
- Sistema : Aéreo
- Potencia Nominal : 25 MVA
- Número de fases : Trifásico
- Número de Ternas : Simple terna – 1 conductor por fase un cable guarda.
- Disposición de conductores : Triangular
- Longitud : 60,45 km
- Estructuras : Metálicas de A° G° (acero galvanizado)
- CH Chancay – V23 : Torres de celosía (121 torres)
- V23 – S.E Huaral : Postes metálicos (32 postes)

Para la selección del trazo de ruta de la línea de transmisión se ha tomado en cuenta, entre otros, los caminos de acceso, la faja de servidumbre, las posibles zonas arqueológicas, los aspectos ambientales y diversos criterios de selección. En general, para definir la ruta de línea técnicamente factible y minimizar los impactos al medio ambiente durante las etapas de construcción, operación y mantenimiento, se consideraron los siguientes aspectos fundamentales:

- Aproximación a trochas y caminos existentes de modo que faciliten el montaje, mantenimiento y operación de la línea.
- Evitar en lo posible que la línea atravesase zonas pobladas o sobre viviendas.
- Evitar pasar por zonas de fallas geológicas, es decir, seleccionar la ruta de forma que los puntos de instalación de las torres sean sitios de geología estables, evitando cruzar por zonas de posibles deslizamientos.
- Evitar en lo posible pasar por zonas arqueológicas o intangibles.
- Evitar el paralelismo con líneas de comunicaciones y de energía.
- Poligonal con la menor longitud y el menor número de vértices; es decir tratar de que los tramos tengan alineaciones de mayor longitud posible, evitando tener muchos ángulos a fin de reducir los costos de construcción.
- Garantizar la factibilidad técnica del proyecto desde el punto de vista de las condiciones de suelo, geomorfológicas, geológicas-geotécnicas y paisajísticas de la zona.

Las características más importantes del trazo son:

- Longitud total	:	60,45 km
CH Chancay-V23 (zona rural)	:	57,23 km
V23 – V36 (VF) Huaral (zona urbana)	:	3,12 km
V36 – Pórtico SET Huaral (Subterráneo)	:	0,10 km
- Altitud máxima de la línea	:	2786 m.s.n.m.
- Altitud mínima de la línea	:	215 m.s.n.m.
- Número de vértices	:	36

Tabla N° 04.- Vértices de la poligonal de la Línea- UTM WGS-84

ITEM	VERTICE	COORDENADAS		ELEVACION	DISTANCIA PARCIAL	DISTANCIA ACUMULADA
		NORTE	ESTE			
1	PORTICO C.H. CHANCA Y	8754771.18	309960.37	2011.50	0.00	0.00
2	V-0	8754765.64	309936.00	2010.38	25.00	25.00
3	V-1	8754295.94	309573.96	2251.54	593.03	618.03
4	V-2	8752628.22	306500.40	2786.00	3496.87	4114.90
5	V-4	8751444.75	298642.02	1514.36	7946.99	12061.89
6	V-5	8750333.60	297009.90	1521.86	1974.46	14036.35
7	V-6	8749261.28	296733.25	1313.98	1107.43	15143.78
8	V-7	8747770.19	296032.66	1489.83	1647.48	16791.26
9	V-8	8746724.30	293862.33	1252.13	2409.20	19200.46
10	V-9	8746114.89	291189.90	1153.84	2741.03	21941.49
11	V-10	8745656.84	289838.33	1123.98	1427.07	23368.56
12	V-11	8745067.56	288948.19	1112.53	1067.52	24436.08
13	V-12	8745116.55	287532.62	1052.84	1416.42	25852.50
14	V-13	8745290.30	286359.46	1131.45	1185.96	27038.46
15	V-14	8745469.14	284919.66	1082.89	1450.87	28489.32
16	V-15	8741355.01	278042.75	824.84	8013.60	36502.93
17	V-16	8738490.17	275430.28	714.96	3877.15	40380.08
18	V-17	8734710.69	273741.26	646.65	4139.72	44519.79
19	V-18	8733545.89	271064.11	472.50	2919.57	47439.37

Tabla N° 04.- Vértices de la poligonal de la Línea- UTM WGS-84

ITEM	VERTICE	COORDENADAS		ELEVACION	DISTANCIA PARCIAL	DISTANCIA ACUMULADA
		NORTE	ESTE			
20	V-19	8732104.99	269220.03	441.52	2340.26	49779.62
21	V-20	8732349.58	267259.54	416.45	1975.69	51755.31
22	V-21	8730711.95	263993.15	412.18	3653.93	55409.23
23	V-22	8729324.71	263527.23	295.63	1463.39	56872.62
24	V-23	8729101.46	263248.03	278.62	357.48	57230.11
25	V-24	8729250.31	262388.82	247.81	872.01	58102.12
26	V-25	8729269.85	262274.27	248.57	116.21	58218.32
27	V-26	8729275.25	262218.96	247.56	55.57	58273.89
28	V-27	8729270.49	262163.70	246.52	55.47	58329.36
29	V-28	8729258.29	262093.39	245.68	71.37	58400.72
30	V-29	8729215.83	262037.88	242.68	69.88	58470.60
31	V-30	8729066.32	261585.12	234.10	476.81	58947.42
32	V-31	8728842.23	260826.27	222.74	791.24	59738.66
33	V-32	8728831.14	260771.81	221.88	55.58	59794.24
34	V-33	8728785.89	260612.91	218.50	165.22	59959.46
35	V-34	8728756.60	260556.40	217.03	63.65	60023.11
36	V-35	8728724.59	260504.06	216.09	61.35	60084.45
37	V-36 (VF)	8728570.82	260284.63	215.07	267.95	60352.40

Fuente: Elaboración propia.

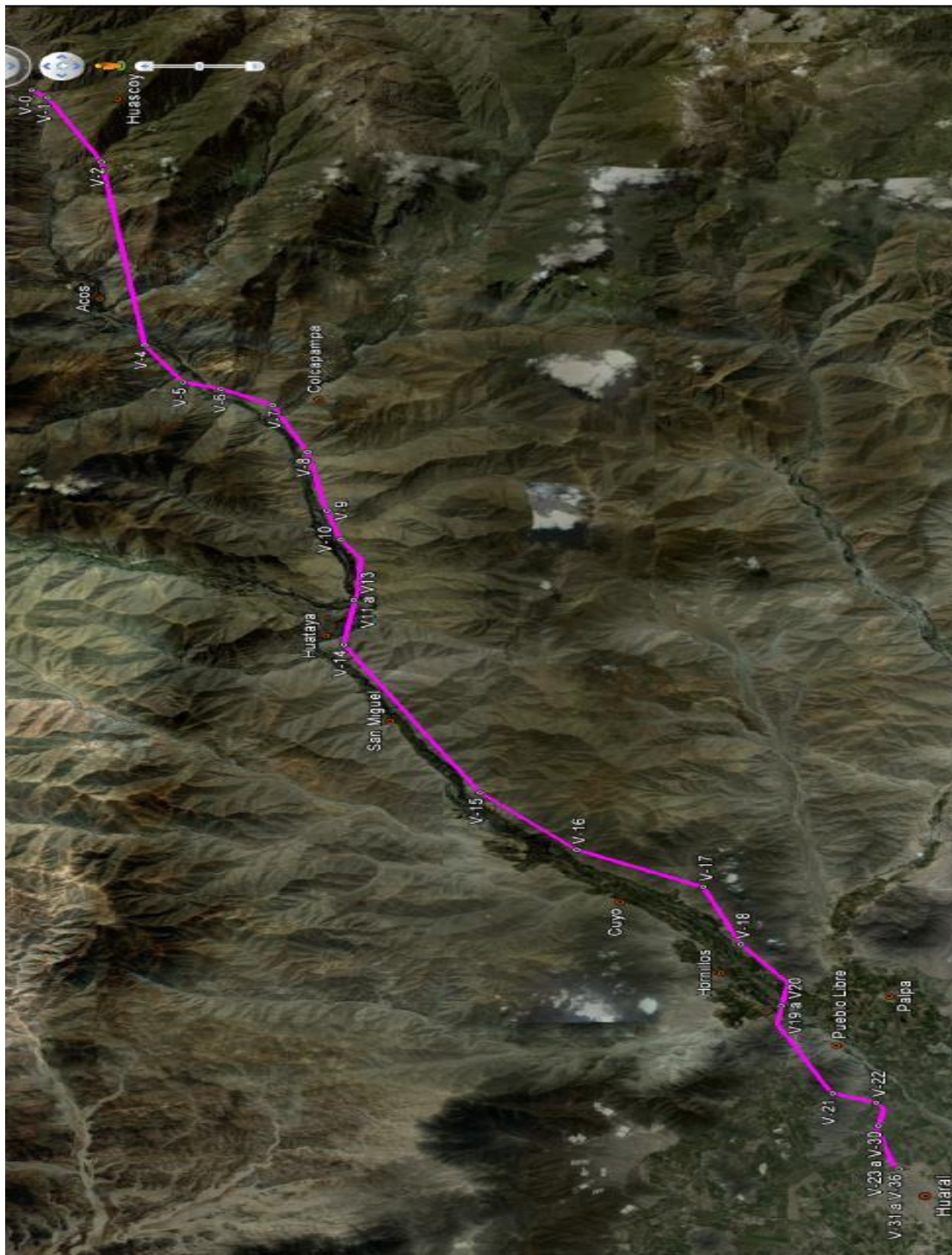


Figura N°36.- Trazo de la Línea 60 kV CH Chancay – SET Huaral

Fuente: Elaboración propia.

El clima del área del proyecto posee características propias de los valles interandinos (sierra). Además de las recomendaciones del Código Nacional de Electricidad respecto al área del proyecto, se adopta las siguientes condiciones climatológicas para el diseño de la línea:

La temperatura en la zona del proyecto es:

. Mínima	:	5,0 °C
. Media	:	20,0 °C
. Máxima	:	30,0 °C
. Velocidad de viento	:	26 m/s (94 km/h)

Agrupación y clasificación de suelos similares

Buscando simplificar el diseño de fundaciones para torres de transmisión eléctrica y facilitar el reconocimiento de los suelos durante la construcción, se realizó una agrupación o tipificación de los distintos tipos de suelo que reúnan características y propiedades de resistencia similares.

- Suelo: Material inconsolidado formado por rocas, clastos, bolones, gravas, envueltos en una matriz limosa, arcillosa o arenosa, y en algunos casos entremezclados estos materiales. ($q_{adm} = 3\text{Kg/cm}^2$).
- Roca Fracturada: Material rocoso muy fracturado donde no se empleará explosivos para removerlos, se encuentran alterados, poco estables y requieren ser removidos para cimentar las bases.
- Roca Fija: Material rocoso fresco, poco fracturado, requiere empleo de explosivos para su remoción.

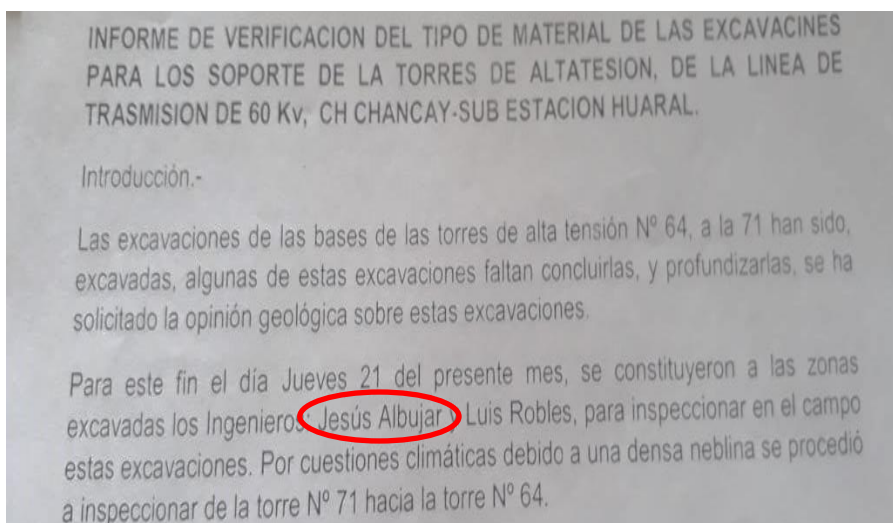
En el cálculo de la estabilidad de la fundación al volteo y arrancamiento, el factor de seguridad, es decir la relación entre la fuerza total resistente y la fuerza transmitida por la estructura, será:

b) Para cargas normales : 1,5

c) Para cargas excepcionales : 1,3

(rotura de cable de guarda o conductor, viento extraordinario y sismo)

El que suscribe, participó íntegramente en la verificación del tipo de suelo encontrado IN SITU y como resultado se presenta el siguiente informe:



Los criterios de diseño se basan en las siguientes Normas y Recomendaciones Técnicas:

- Parámetros generales de Diseño, características de Suelo.
- Diagrama de cargas de servicio.
- Normas Peruanas de Estructuras ACI CAPITULO PERUANO.
- Reglamento Nacional de Edificaciones Lima – Perú.

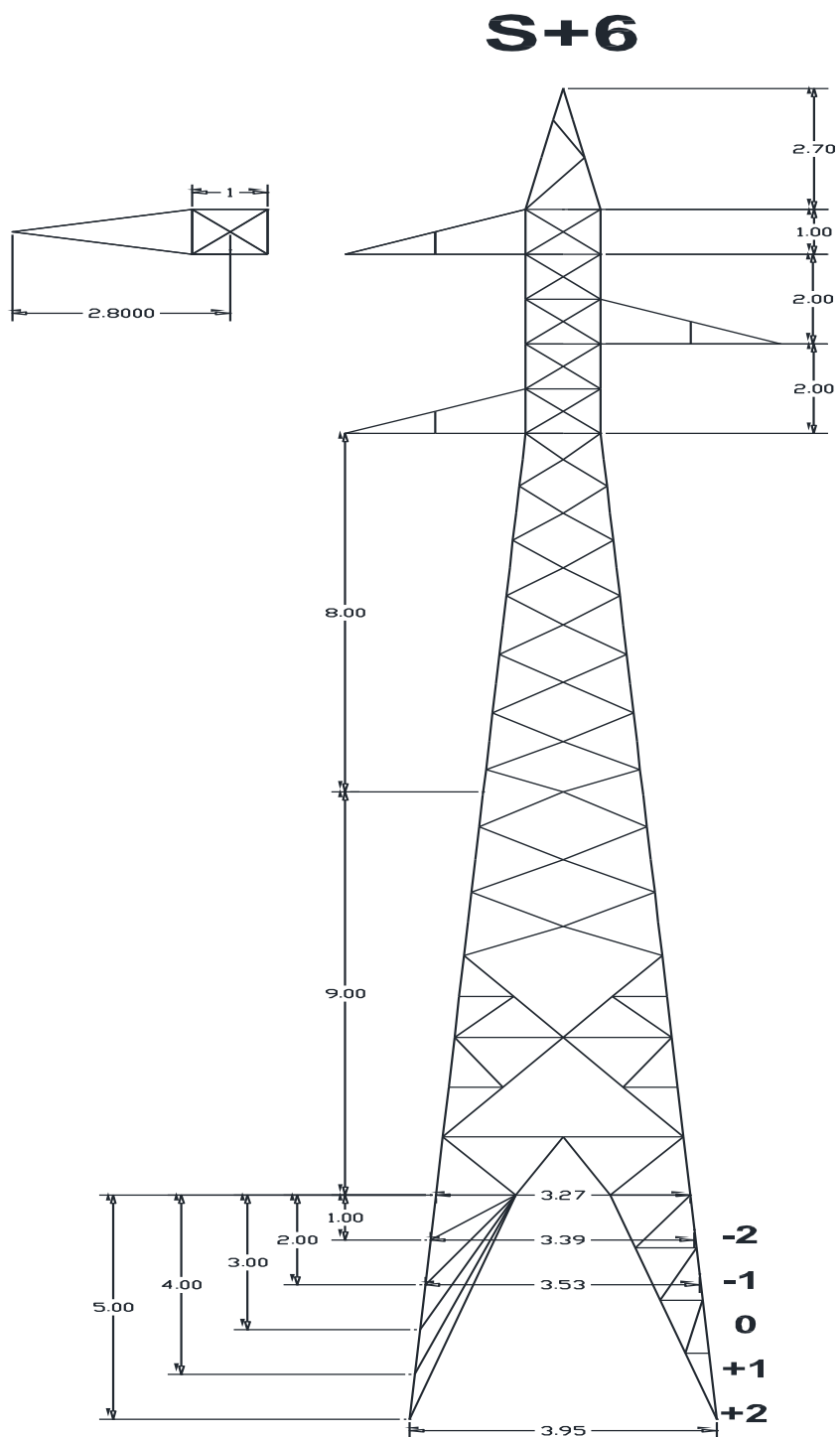


Figura N°37.- Geometría de la torre tipo suspensión
Fuente: Elaboración propia.

Tabla N°05.- Datos para el Análisis

CARGAS SIN AMPLIFICAR			
Compresión máxima	C =	13309	Kg-f
Tracción máxima	T =	11154	Kg-f
Cortante trans. En la base	HX	887	Kg-f
Cortante trans. En la base	HY	834	Kg-f
Inclinación del pedestal	$\alpha =$	0.066958841	rad.
CARACT. DE LOS MATERIALES			
Resist. Del concreto a comp.	f'c =	210	Kg/cm ²
Esf. De fluencia del acero	Fy =	4200	Kg/cm ²
Capacidad port. Del terreno	$q_{adm} =$	3	Kg/cm ²
Peso especif. Concreto	$\gamma_c =$	2400	Kg/m ³
Ángulo de arrancamiento	$\beta =$	0.427605667	rad.
Peso especif. Del suelo	$\gamma_s =$	1900	Kg/ m ³
Volumen excavado	Vexc	6.48	m ³
CARACT. DE LA CIMENTACIÓN			
PEDESTAL			
Lado del pedestal.	Lp =	0.40	m
Área de pedestal	$A_p =$	0.16	m ²
Altura del pedestal enterrado	He =	1.60	m
Altura del ped. sobre el suelo	Hs =	0.25	m
ZAPATA			
Lado de zapata.	$L_z =$	1.80	m
Área de zapata	$A_z =$	3.24	m ²
Peralte de zapata.	H _z =	0.40	m
Prof. De cimentación	Ht =	2.00	m

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N°06.- Características del terreno

LT. 60 kv CH. Chancay – SET. Huaral	Prof. Mínima de cimentación (m)	Q _{ad} . (Kg / cm ²)
Suelo tipo 1	2.00	3.00
Suelo roca fija	1.60	10.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 07.- Fuerzas mecánicas máximas en las bases

CALCULO DE LAS FUERZAS (NO SE INCLUYE PESO PROPIO NI VIENTO)

FUERZAS EN LAS FUNDACIONES (Kg)

	SUMA DE FUERZAS		
	X	Y	Z
HIPOT.1	1,626	0	2,540
HIPOT.2	680	0	2,540
HIPOT.3	335	0	2,166
HIPOT.4	1,511	1,310	2,357
HIPOT.5	1,394	1,198	2,193
HIPOT.6	335	0	2,166
HIPOT.7	1,279	2,508	2,010
HIPOT.8	308	0	3,802

CALCULO DE MOMENTOS			
	Mx	My	Mz
	0	34,404	0
	0	13,395	0
	0	5,985	0
	33,274	31,483	0
	28,033	29,808	2,875
	0	5,985	0
	57,234	27,676	2,875
	0	4,202	0

CONDICION	P1			P2			P3			P4		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
HIPOT.1	887	0	-6,556	887	0	-6,556	887	0	8,976	887	0	8,976
HIPOT.2	170	0	-719	170	0	-719	170	0	3,139	170	0	3,139
HIPOT.3	84	0	254	84	0	254	84	0	1,979	84	0	1,979
HIPOT.4	378	328	1,422	378	328	-8,164	378	328	10,492	378	328	906
HIPOT.5	556	92	868	141	92	-7,209	556	507	9,455	141	507	1,379
HIPOT.6	84	0	254	84	0	254	84	0	1,979	84	0	1,979
HIPOT.7	527	420	5,335	113	420	-11,154	527	834	13,309	113	834	-3,180
HIPOT.8	77	0	920	77	0	920	77	0	2,131	77	0	2,131

RESUMEN

Compresión Max. =	13,309 kg
Tracción Max. =	11,154 kg
Corte X =	887 kg
Corte Y =	834 kg

Fuente: Elaboración propia.

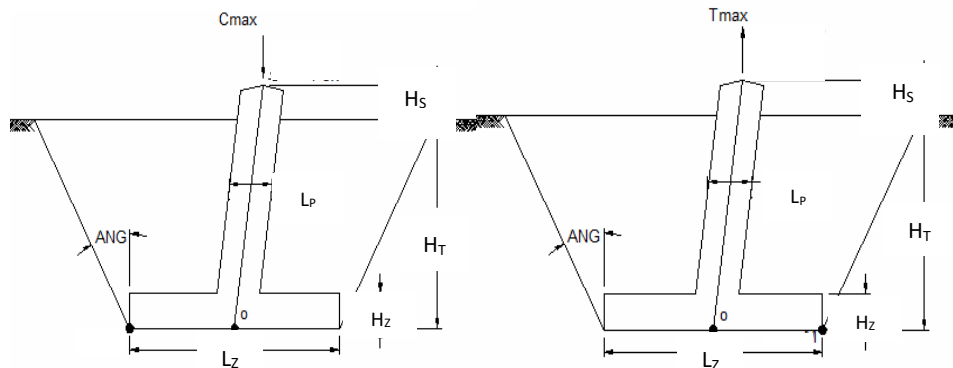
✓ **Características de la cimentación**

Figura N°38.- Geometría de la zapata

Fuente: Elaboración propia.

Donde: L_z = Lado de zapata. L_p = lado del pedestal. H_t = profundidad de desplante de cimentación. H_s = altura del pedestal sobre el terreno. H_z = peralte de zapata.

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Peso específico promedio

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s + \gamma_{con}}{2}$$

$$\gamma_m = \frac{1900 + 2400}{2} = 2150 \text{ Kg/m}^3$$

Esfuerzo neto del terreno

$$\gamma_n = \gamma_n - \gamma_m \times H_t$$

$$\gamma_n = 30000 - 2150 \times 2$$

$$\gamma_n = Q_{Neto} = 25700 \text{ Kg/m}^2$$

✓ Altura de la zapata (Harmsen, T)

La zapata analizada está sometida a la acción de momentos flectores y parte del refuerzo del pedestal podría estar en tensión. Por esta razón, el peralte de la zapata debe ser mayor a la longitud de anclaje de las varillas del pedestal tanto a tensión como a compresión. La primera es siempre mayor y por lo tanto es la condición crítica; sin embargo si el acero de la columna se ancla mediante ganchos, la longitud de anclaje a compresión pasa a ser determinante.

La altura de la zapata debe ser capaz de permitir el desarrollo del refuerzo en compresión de la columna. (ACI)

$$L_{db} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.08d_b \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.004d_b \times f_y \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{el mayor valor}$$

Asumiendo una barra de acero del pedestal = 1/2"

$$0.08d_b \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 29.446 \text{ cm}$$

$$0.004d_b \times f_y = 21.336 \text{ cm}$$

20 cm

Tomamos el mayor = 30 cm y hallamos la altura de la zapata (H_Z)

$$H_Z = 30 + 10 = 40 \text{ cm}$$

El peralte efectivo será:

$$d = H_Z - (r + \emptyset/2)$$

$$d = 40 - (7.5 + 1.27/2) = 31.865 \text{ cm}$$

Dimensiones de la base de la zapata

El área de apoyo de la zapata se dimensiona mediante la ecuación de flexión compuesta, usando cargas de servicio:

Cálculo de momentos en "X e Y"

$$M_x = H_Y \times (H_t + H_S) \implies M_x = 1876.50 \text{ Kg-m}$$

$$M_y = H_X \times (H_t + H_S) \implies M_y = 1995.75 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de las excentricidades :

$$e_x = \frac{M_y}{C_{max}}$$

$$e_y = \frac{M_x}{C_{max}}$$

Entonces:

$$e_x = 0.14099 \text{ m}$$

$$e_y = 0.14995 \text{ m}$$

Tabla N°08.- Presiones para determinar área de zapata

La fórmula de flexión compuesta es:	tanteo Lz (m)	1.3	1.5	1.75
$Q_{\min} = C_{\max}/Lz^2 \times [1 - (6ex)/Lz - (6ey)/Lz]$	$Q_{\min} =$	-2699.95448	-968.888889	10.6822157
$Q_2 = C_{\max}/Lz^2 \times [1 - (6ex)/Lz + (6ey)/Lz]$	$Q_2 =$	8200.8193	6127.11111	4479.30029
$Q_{\max} = C_{\max}/Lz^2 \times [1 + (6ex)/Lz + (6ey)/Lz]$	$Q_{\max} =$	18450.2503	12799.1111	8680.90962
$Q_4 = C_{\max}/Lz^2 \times [1 + (6ex)/Lz - (6ey)/Lz]$	$Q_4 =$	7549.47656	5703.11111	4212.29155

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la inclinación del pedestal

Tabla N°09.- Datos para el análisis de zapata

TORRE TIPO S+6 PATA + 2	
ALT. CÚPULA	$C_{\text{CÚPULA}} = 2.70$ m
ALT. CUER. RECTO	$AR = 5.00$ m
ALT. CUER. PIRAM	$AP = 22.00$ m
ANCHO DE BASE	$C_Z = 3.95$ m
ANCHO CU. RECT	$AC = 1.00$ m

Fuente: Elaboración propia

$$\tan. \alpha = \frac{0.5 \times (AB - AC)}{AP}$$

$$\tan. \alpha = \frac{0.5 \times (3.95 - 1.00)}{22}$$

$$\alpha = \arctan(0.067059) \implies \alpha = (3.836)^\circ$$

$$e = (Ht + Hs) \tan. \alpha$$

$$e = (2 + 0.25) \tan.(3.836) \implies e = 0.151 \text{ m}$$

❖ **Verificación al arranque**

Cálculo del volumen del pedestal

$$V_{ped} = A_p \times (H_e + H_s)$$

$$V_{ped} = 0.16 \times (1.6 + 0.25) = 0.296 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen de la zapata

$$V_{zap} = A_z \times H_z$$

$$V_{zap} = 3.24 \times 0.4 = 1.296 \text{ m}^3$$

Peso de concreto

$$W_C = [V_{ped} + V_{zap}] \times \gamma_c$$

$$W_C = (0.296 + 1.296) \times 2400 = 3820.8 \text{ Kg}$$

Cálculo del volumen del relleno

$$V_{rell} = A_z \times H_e - (L_p^2 \times H_e)$$

$$V_{rell} = 3.24 \times 1.6 - (0.4^2 \times 1.6) = 4.928 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen de tierras pirámide truncada de tierra (VT_{pir})

L_{ps} = Lado de prisma superior

$$L_{ps} = L_z + 2H_e \cdot \tan\beta = 3.258 \text{ m}$$

A_{ps} = Área de prisma superior =

$$A_{ps} = L_{ps}^2 = 10.615 \text{ m}^2$$

$$VT_{pir} = \frac{H_e}{3} (A_z + A_{ps} + \sqrt{A_z A_{ps}}) - (L_p^2 \times H_e) = 10.262 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen de interferencia

Existe interferencia si: $B > C_z/2$

$$B = \frac{LZ}{2} + H_e \times \text{Tan}\beta = 1.629 \text{ m}$$

$$\frac{C_z}{2} = \frac{3.9506}{2} = 1.9753 \text{ m}$$

$$V_{interf} = \frac{B(C_z - 2B)^2}{4 \cdot \text{Tan}\beta} = \text{como } B < C_z/2 \text{ no existe volumen de interferencia}$$

Peso de suelo arrancado:

$$W_s = V_{pir} \times \gamma_s \implies 10.262 \times 1900 = 19497.8 \text{ Kg}$$

Peso estabilizador

$$P_{estabil} = W_C + W_s \implies 3820.8 + 19497.8 = 23318.6 \text{ Kg}$$

Comprobando Resistencia al arranque

$$\frac{P_{estabil}}{F_{trac}} > 1.5$$

$$\frac{23318.6}{11154} \geq 1.5$$

$$2.09 > 1.5 \text{ ok}$$

❖ Verificación al volteo

Momento de vuelco en X e Y

$$MV_x = H_Y \times (H_T + H_S)$$

$$MV_x = 834 \times (2 + 0.25) \implies MV_x = 1876.5 \text{ Kg-m}$$

$$MV_y = H_x \times (H_T + H_S)$$

$$MV_y = 887 \times (2.25) \quad \Longrightarrow \quad MV_y = 1995.75 \text{ Kg-m}$$

Fuerza axial total en el sello de fundación:

$$FT_{com} = C_{max} + W_C + V_{Rel} \times \gamma_{Rel}$$

$$FT_{com} = 13309 + 3820.8 + 4.928 \times 1900 = 26493 \text{ Kg}$$

Momento estabilizador a compresión

$$M_{RC} = FT_{com} \times \frac{LZ}{2}$$

$$M_{RC} = 26493 \times \frac{1.8}{2} \quad \Longrightarrow \quad M_{RC} = 23843.7 \text{ Kg - m}$$

Comprobando factor de seguridad

$$K1 = M_{RC} / MV_x > 1.5 \quad \Longrightarrow \quad 12.71 > 1.5 \text{ OK}$$

$$K2 = M_{RC} / MV_y > 1.5 \quad \Longrightarrow \quad 11.95 > 1.5 \text{ OK}$$

Momento estabilizador a tensión

$$M_{RT} = (W_C + W_S - T_{max}) \times LZ/2$$

$$M_{RT} = (3820.8 + 19497.8 - 11154) \times \frac{1.8}{2}$$

$$M_{RT} = 10948.14 \text{ Kg-m}$$

Momento de vuelco en "X" e "Y"

$$MV_x = H_y \times (H_T + H_S)$$

$$MV_x = 834 \times (2+0.25)$$

$$MV_x = 1876.5 \text{ Kg-m}$$

$$MV_y = H_x \times (H_T + H_S)$$

$$MV_y = 887 \times (2+0.25)$$

$$MV_y = 1995.75 \text{ Kg-m}$$

$$K3 = M_{RT} / MV_x > 1.5 \quad \Rightarrow \quad 5.83 > 1.5 \text{ OK}$$

$$K4 = M_{RT} / MV_y > 1.5 \quad \Rightarrow \quad 5.48 > 1.5 \text{ OK}$$

❖ Verificación a la compresión

$$Q_{\text{Neto}} \geq Q_{\text{Act}}$$

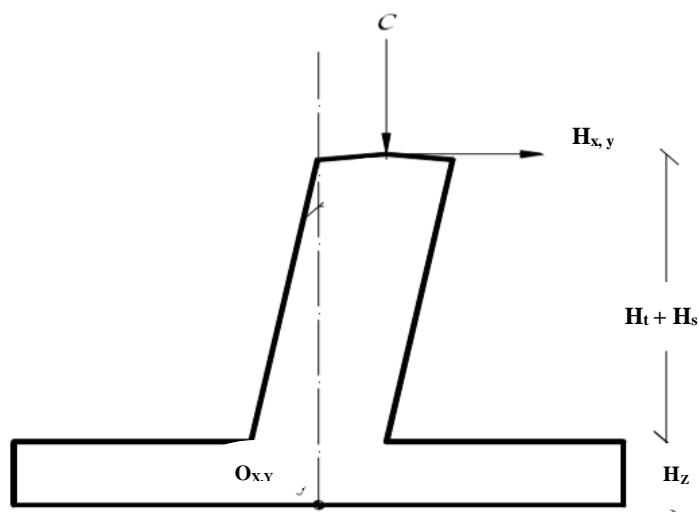


Figura N°39.-Momentos actuantes alrededor del punto $O_{x,y}$

Fuente: Elaboración propia.

Verificamos la tensión máxima actante

- Momento en dirección x (Mx):

$$M_x = H_Y \times (Ht + Hs) + C_{max} \times (Ht + Hs) \times \tan \alpha$$

$$M_x = 3875.961 \text{ Kg-m}$$

- Momento en dirección y (My):

$$M_y = H_X \times (Ht + Hs) + C_{max} \times (Ht + Hs) \times \tan \alpha$$

$$M_y = 3995.211 \text{ Kg-m}$$

- Excentricidad en los ejes:

$$e_{(x,y)} = \frac{M_{(x,y)}}{FT_{com}}$$

$$e_x = \frac{3995.211}{26493} = 0.151 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{3875.961}{26492.2} = 0.146 \text{ m}$$

Comprobando ubicación de la carga excéntrica:

$$\frac{e_x}{L_z} + \frac{e_y}{L_z} \leq \frac{1}{6} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.146}{1.8} + \frac{0.151}{1.8} \leq 0.167$$

$$0.165 < 0.167 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Cálculo de presiones

$$\text{En el punto 1: } \Rightarrow q_{\min} = \frac{FT_{com}}{L_z^2} \left[1 - \frac{6e_x}{L_z} - \frac{6e_y}{L_z} \right] = 81.768 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{En el punto 2: } \Rightarrow q_2 = \frac{FT_{com}}{L_z^2} \left[1 - \frac{6e_x}{L_z} + \frac{6e_y}{L_z} \right] = 8040.571 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{En el punto 3: } \Rightarrow q_{\max} = \frac{FT_{com}}{L_z^2} \left[1 + \frac{6e_x}{L_z} + \frac{6e_y}{L_z} \right] = 16271.935 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{En el punto 4: } \Rightarrow q_4 = \frac{FT_{com}}{L_z^2} \left[1 + \frac{6e_x}{L_z} - \frac{6e_y}{L_z} \right] = 8313.133 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{\text{Neto}} = 25700 \text{ Kg/m}^2 > Q_{\text{Act}} = 16271.935 \text{ Kg/m}^2$$

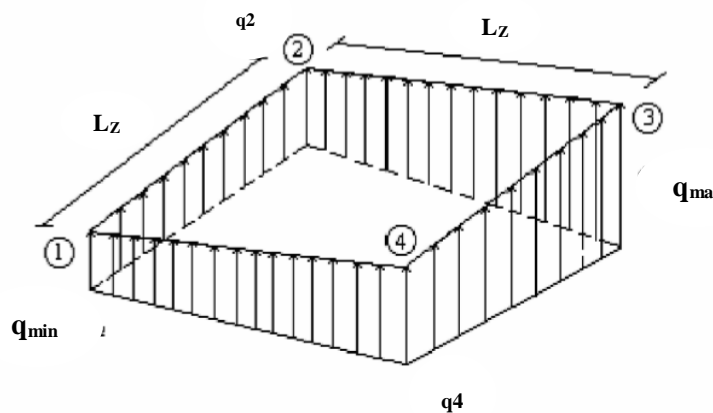


Figura N°39.- Presiones actuantes en cada esquina de la zapata

Fuente: Garza, L.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

❖ Verificación del corte por punzonamiento

Recubrimiento de acero en contacto con suelo = 0.075m (E-060 RNE).

Peralte efectivo por punzonamiento

$$d = H_z - (rec + \emptyset) \implies d = 40 - (7 + 1.27) \implies = 31.23 \text{ cm}$$

La sección crítica a $d/2$ de la cara de la columna

$$m = L_P + d \implies m = 0.4 + 0.31 \implies m = 0.71 \text{ m}$$

$$n = L_P + d \implies n = 0.4 + 0.31 \implies n = 0.71 \text{ m}$$

b_o = perímetro de sección crítica por punzonamiento

$$b_o = 2m + 2n$$

$$b_o = 2(0.71) + 2(0.71) \implies b_o = 2.84 \text{ m}$$

$m \times n$ = área de sección crítica por punzonamiento

$$m \times n = (0.4 + 0.31) \times (0.4 + 0.31) \quad m \times n = 0.5041 \text{ m}^2$$

La fuerza total por punzonamiento que ejerce el pedestal sobre la zapata es:

$$V_{up} = C_{max.U} - \frac{q_{max} + q_4}{2} \times (m \times n)$$

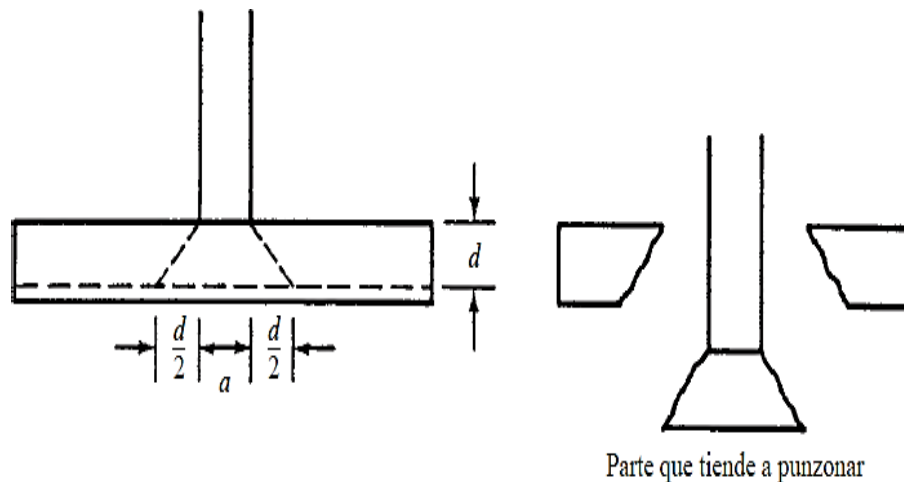


Figura N°40.- Sección crítica para corte a punzonamiento

Fuente: Mc Cormac, R.

Donde:

V_{up} = fuerza cortante última a punzonamiento

$C_{max.U}$ = compresión máxima multiplicada por factor de seguridad $F_S = 1.5$

$$C_{max.U} = F_S \times C_{max}$$

$$C_{max.U} = 1.5 \times 13309$$

$$C_{max.U} = 19963.5 \text{ Kg}$$

$$V_{up} = 19963.5 - \frac{16271.935 + 8313.133}{2} \times (0.5041)$$

$$V_{up} = 13766.834 \text{ Kg}$$

- La resistencia del concreto al corte por punzonamiento (ΦV_c) es:

$$\Phi V_c = \Phi \times 1.6 \sqrt{f' c} b_o d \quad \dots\dots\dots (\text{si } \beta_c \leq 2)$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 0.27 (2 + 4/\beta_c) \sqrt{f' c} b_o d \quad \dots\dots\dots (\text{si } \beta_c > 2)$$

$$\text{Para } \beta_c = \frac{L_p}{L_p} \quad \Longrightarrow \quad \beta_c = \frac{0.4}{0.4} \quad \Longrightarrow \quad \beta_c = 1 \leq 2$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.6 \times \sqrt{210} \times 284 \times 31 \quad \Phi V_c = 173511.63 \text{ Kg}$$

Se debe cumplir que:

$$\Phi V_c > V_u$$

$$173511.63 \text{ Kg} > 13766.834 \text{ Kg} \dots\dots\dots \text{OK}$$

❖ **Verificación del cortante a flexión en la zapata**

- La sección crítica del cortante por flexión se ubica a una distancia “d” de la cara de la columna.
- El cortante directo se evalúa para la condición de carga más alta.

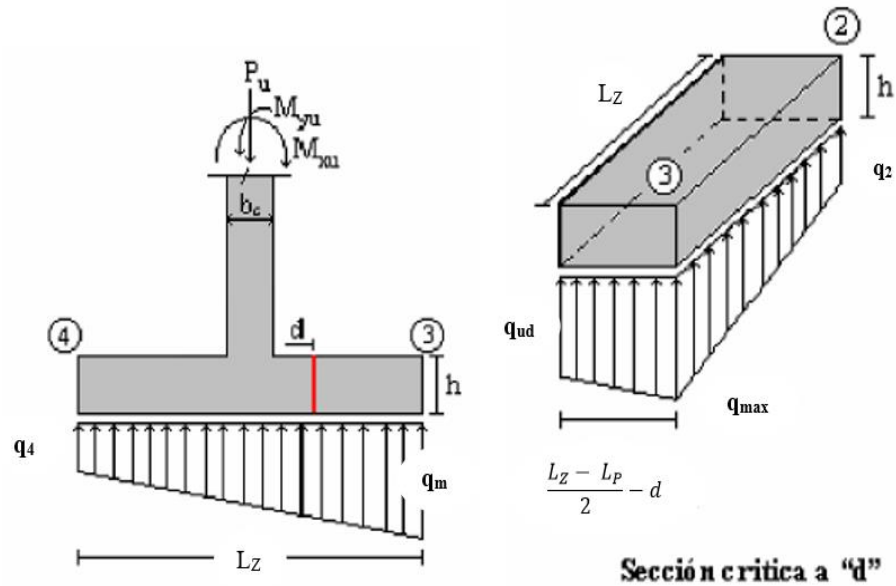


Figura N°41.- Cortante por flexión

Fuente: Garza, L.

$$q_{ud} = q_{max} - \frac{q_{max} - q_4}{L_Z} \left(\frac{L_Z - L_P}{2} - d \right)$$

$$q_{ud} = 16271.935 - \frac{16271.935 - 8313.133}{1.8} \left(\frac{1.8 - 0.4}{2} - 0.31 \right)$$

$$q_{ud} = 14547.528 \text{ Kg/m}^2$$

- La fuerza cortante última por flexión (V_{Ud}) es:

$$V_{Ud} = \frac{q_{ud} + q_{max}}{2} \times L_Z \times \left(\frac{L_Z - L_P}{2} - d \right)$$

$$V_{Ud} = \frac{3071.695 + 16271.935}{2} \times 1.8 \times \left(\frac{1.8 - 0.4}{2} - 0.31 \right)$$

$$V_{Ud} = 10817.632 \text{ Kg}$$

- La resistencia del concreto al corte por flexión (ΦV_c) es:

$$\Phi V_c = \Phi (0.53 \sqrt{f'c} b d)$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 180 \times 31)$$

$$\Phi V_c = 30356.898 \text{ Kg}$$

Se debe cumplir que:

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$30356.898 \text{ Kg} > 10817.632 \text{ Kg} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Diseño por flexión

- Acero mínimo longitudinal y transversal

$$A_{S_{min}} = 0.0018 \times b \times d$$

$$A_{S_{min}} = 0.0018 \times 180 \times 31$$

$$A_{S_{min}} = 10.044 \text{ cm}^2$$

El voladizo crítico para flexión es el más cargado

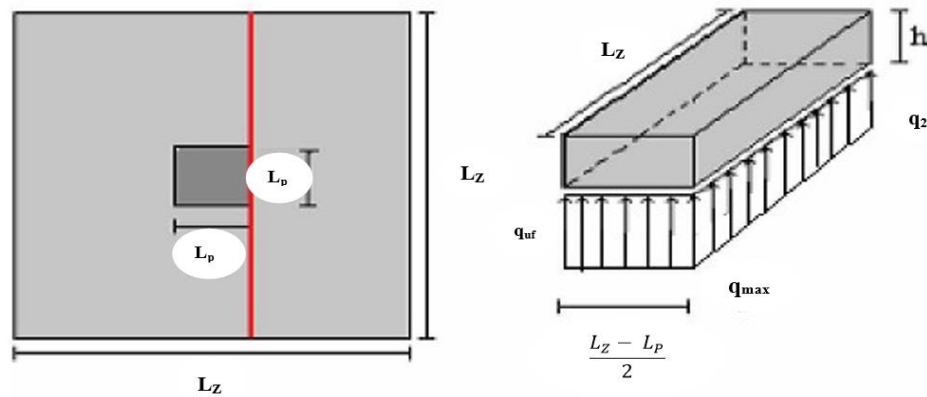


Figura N°42.- Diseño a flexión

Fuente: Garza, L.

Momento en la cara de la columna (M_U):

$$M_U(+) = \left(\frac{q_{max} - q_{uf}}{2} \times \frac{2L_V^2}{3} + q_{uf} \times \frac{L_V^2}{2} \right) L_Z$$

Donde:

$$L_V = \frac{L_Z - L_P}{2} \Rightarrow L_V = \frac{1.8 - 0.4}{2} \Rightarrow L_V = 0.70 \text{ m}$$

$$q_{uf} = q_{max} - \left(\frac{q_{max} - q_2}{L_Z} \right) \left(\frac{L_Z - L_P}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 16271.931 - \left(\frac{16271.935 - 8313.133}{1.8} \right) \left(\frac{1.8 - 0.4}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 13176.843 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_U = \left(\frac{16271.931 - 13176.843}{2} \times \frac{2 \times 0.7^2}{3} + 13176.843 \times \frac{0.7^2}{2} \right) \times 1.8$$

$$M_U = 6720.944 \text{ Kg-m}$$

Acero requerido:

$$K_U = \frac{MU}{b \times d^2} \quad \Rightarrow \quad K_U = \frac{6720.944 \times 100}{180 \times 31^2}$$

$$K_U = 3.885$$

En tablas interpolando para:

$$\left. \begin{array}{l} f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ K_U = 3.885 \end{array} \right\} f = 0.00104$$

Entonces:

$$A_S = f \times b \times d$$

$$A_S = 0.00104 \times 180 \times 31 \quad A_S = 5.8032 \text{ cm}^2$$

Se tomara el acero mínimo $A_{smin} = 10.044 \text{ cm}^2$

- Acero transversal (acero en la dirección A)

$$A_{St} = A_S \times \frac{B}{A} \quad \Rightarrow \quad A_{St} = 10.044 \times \frac{1.8}{1.8}$$

Usar: $A_{St} = 10.044 \text{ cm}^2$

Tomando $\emptyset \frac{1}{2}$ "

$$n_{var} = \frac{10.044}{\pi \times r^2} \quad \Rightarrow \quad n_{var} = \frac{10.044}{\pi \times 0.635^2}$$

Usar 8 Ø ½" espaciados:

$$S = \frac{L_Z - 2r - \emptyset}{n - 1} \implies S = \frac{180 - 2 \times 7.5 - 1.27}{8 - 1}$$

Usar 1 Ø ½" @ 0.23 m para ambas direcciones

Momento flector de diseño (acero superior)

$$M_U = \frac{F_S \times T_{max}}{L_Z^2 - L_P^2} \times \frac{L_Z \times L_V^2}{2}$$

$$M_U = \frac{1.5 \times 11154}{1.8^2 - 0.4^2} \times \frac{1.8 \times 0.7^2}{2}$$

$$M_U = 2395.575 \text{ Kg-m}$$

Se toma el acero mínimo, ya que el momento es menor que el del calculado para acero inferior:

Usar 1 Ø ½" @ 0.23 m para ambas direcciones superiores.

Verificación de la longitud de desarrollo del refuerzo

L_d = long. disponible para el desarrollo del acero longitudinal

$$L_d = L_V - rec \qquad L_d = 70 - 7.5 \qquad L_d = 62.5 \text{ cm}$$

L_{db} = long. de desarrollo de la barra longitudinal

$$L_{db} \text{ (en tracción)} \geq \begin{cases} 0.06 \times L_Z \times \frac{f_y}{\sqrt{f'c}} & = 31.30 \text{ cm} \\ 0.006 \times d_b \times f_y & = 32.00 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Tomamos el mayor valor $L_{db} = 32 \text{ cm}$

$L_d = 62.5 \text{ cm} > L_{db} = 32 \text{ cm}$(La longitud disponible es suficiente para que la barra se desarrolle completamente, aún así se dispondrá de un gancho no menor a 12 veces el diámetro de la barra)

Verificación por transferencia de esfuerzos en la conexión columna-zapata. (RNE – E060, 10.17.1)

Sabemos que la carga actuante última $C_u = F_S \times C_{max} = 1.5 \times 13309$

En la zapata la resistencia del concreto al aplastamiento (ΦP_n) es:

$$\Phi P_n = \Phi \times 0.85f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \times A_1$$

- $\Phi = 0.70$

- $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

- $A_1 = \text{área de la columna} = 0.16 \text{ m}^2$

- $A_2 = \text{área máxima de la superficie de apoyo, que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada } A_1$

$$\frac{X_0}{1.8} = \frac{0.4}{0.4} \quad X_0 = 1.8 \text{ m}$$

$$A_2 = 1.8 \times X_0 \quad A_2 = 3.24 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.24}{0.16}} = 4.5 > 2$$

Tomamos el valor = 2

Luego:

$$\Phi P_n = 0.70 \times 0.85 \times 210 \times 2 \times 40 \times 40$$

$$\Phi P_n = 399840 \text{ Kg} > 19963.5 \text{ Kg}$$

Es decir no hay problema de aplastamiento en la unión columna-zapata y no se requiere refuerzo adicional; sin embargo el ACI recomienda un acero mínimo $A_{smin} = 0.005A_g$; donde A_g es el área bruta del pedestal.

Entonces:

$$A_{smin} = 0.005 \times 40 \times 40$$

$$A_{smin} = 8 \text{ cm}^2$$

Considerando barras $\text{Ø } 5/8''$

$$n_{\text{dowels}} = \frac{8}{1.98} = \text{se debe usar 4 dowels}$$

Diseño del pedestal

Esfuerzos mayorados

$$P_u = F_s \times C_{max}$$

$$P_u = 1.5 \times C_{max}$$

$$P_u = 1.5 \times 13309 = 19963.5 \text{ Kg}$$

$$M_{ux} = F_s \times H_y \times (H_e + H_s)$$

$$M_{ux} = 1.5 \times 834 \times (1.6 + 0.25)$$

$$M_{ux} = 2314.35 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{uy} = F_s \times H_x \times (H_e + H_s)$$

$$M_{uy} = 1.5 \times 887 \times (1.6 + 0.25)$$

$$M_{uy} = 2461.425 \text{ Kg-m}$$

Diseño según Norma Peruana (método de Bresler)

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

En la dirección “X - X”

$$L_p = 0.40 \text{ m}$$

Factor de dimensión del núcleo de la columna

$$\gamma = \frac{d}{L_p}$$

$$d = L_p - 2\text{rec} - 2d_{\text{estr}} - d_b$$

$$d = 40 - 2 \times 5 - 2 \times 0.953 - 1.27 = 26.824 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{26.824}{40} \quad \Longrightarrow \quad \gamma = 0.671 \approx 0.70$$

$$K_n = \frac{P_u}{\phi f_c \times A_g} \quad \Longrightarrow \quad K_n = \frac{19963.5}{0.65 \times 210 \times 40 \times 40} = 0.091$$

$$R_n = \frac{P_u \times e}{\phi f_c \times A_g \times L_z} \quad \Longrightarrow \quad R_n = \frac{2314.35 \times 10^2}{0.65 \times 210 \times 40^3} = 0.026$$

Para $\gamma = 0.70$, se obtiene que la cuantía de refuerzo en la sección analizada es mucho menor a la mínima = 1%.

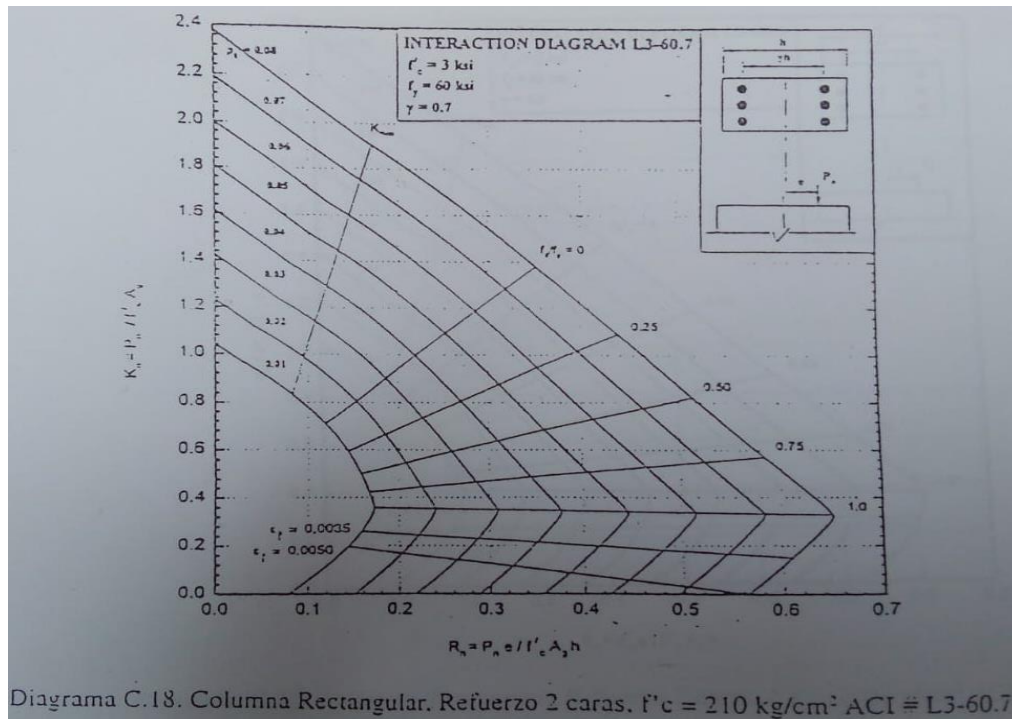


Figura N°43.- Diagrama de interacción C-18

Fuente: A.C.I.

En la dirección “Y - Y”

$$L_p = 0.40 \text{ m}$$

Factor de dimensión del núcleo de la columna

$$\gamma = \frac{d}{L_z}$$

$$d = L_p - 2\text{rec} - 2d_{\text{estr}} - d_b$$

$$d = 40 - 2 \times 5 - 2 \times 0.953 - 1.27 = 26.824 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{26.824}{40} \implies \gamma = 0.671 \approx 0.70$$

$$K_n = \frac{P_u}{\phi f'_c \times A_g} \implies K_n = \frac{19963.5}{0.65 \times 210 \times 40 \times 40} = 0.091$$

$$R_n = \frac{P_u \times e}{\phi f'_c \times A_g \times h} \implies R_n = \frac{2461.425 \times 10^2}{0.65 \times 210 \times 40^3} = 0.028$$

Para $\gamma = 0.70$, se obtiene que la cuantía de refuerzo en la sección analizada en el diagrama C-18, es mucho menor a la mínima = 1%.

El paso final del método consiste en estimar la resistencia de la pieza a la compresión y verificar que ésta sea superior a la carga aplicada. La cuantía total de la columna, considerando el refuerzo requerido en la dirección X-X e Y-Y es:

$$\rho = 6 \times 5.1 + 2 \times 2.85 \times 45 \times 35$$

En la dirección X - X

$$\gamma = 0.70$$

$$R_n = 0.17$$

$$\rho = 1\%$$

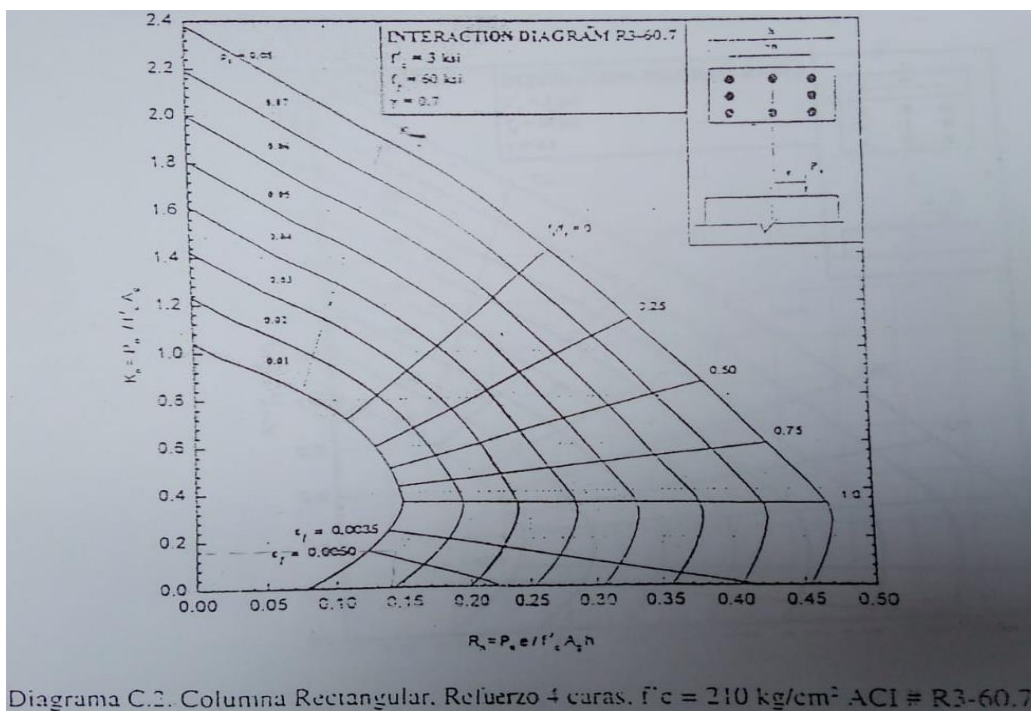


Figura N°44.- Diagrama de interacción C-2

Fuente: A.C.I.

Calcularemos el acero de refuerzo del pedestal por cuantía mínima

- Cuantía para flexo-compresión

$$f = \frac{A_s}{A_g}$$

$A_g = \text{Área bruta de la columna} = b \times t$

- Cuantía mínima (f_{\min}): 1%
- Cuantía máxima (f_{\max}): 6%

$$A_s = 0.01 \times 40 \times 26.824$$

$$A_s = 10.730 \text{ cm}^2$$

Acero requerido debe ser múltiplo de 4

Para una barra de $\text{Ø } 1/2''$

$$n_{\text{var}} = \frac{f_{\min}}{\pi \times r^2} \quad \Longrightarrow \quad n_{\text{var}} = \frac{10.73}{\pi \times \left(\frac{1.27}{2}\right)^2}$$

$$n_{\text{var}} = 8.47$$

Usar: 8 Ø 1/2''

Acero requerido a tensión

$$T_U = F_S \times T_{\max}$$

$$T_U = 1.5 \times 11154 \quad \Longrightarrow \quad T_U = 16731 \text{ Kg}$$

$$A_{St} = \frac{T_U}{0.9 f_y} \quad \Longrightarrow \quad A_{St} = 4.426 \text{ cm}^2$$

Cálculo de aceros por corte (estribos)

Para miembros sujetos a flexotracción biaxial, el aporte cortante del concreto deberá considerarse ($V_C = 0$), RNE cap. 13 cortante y torsión.

Esfuerzo cortante

$$V_{ux} = \frac{V_u}{\text{Ø} \times b \times d} \quad \Longrightarrow \quad V_{ux} = \frac{887}{0.85 \times 40 \times 40}$$

$$V_{ux} = 0.6522 \text{ Kg/cm}^2$$

el refuerzo transversal tendrá un espaciamiento máximo:

$$S = \frac{A_V \times f_y}{V_{ux} \times b_w}$$

Siendo:

- A_V = Área de la varilla para estribo.

b_w = altura efectiva del pedestal.

$$S = \frac{0.713 \times 4200}{0.6522 \times 180} \quad S = 24.819 \text{ cm}$$

Usar estribo: $\varnothing 3/8''$ @ 0.20 m.

Calculo del Acero de refuerzo

Software de Interacciones Flexocompresión y Flexotracción Biaxial

Cumple en el item 10 del grafico mostrado

Armadura

Usar 8 var de $\varnothing 1/2$ Pulg. Asf = 10.32 cm2

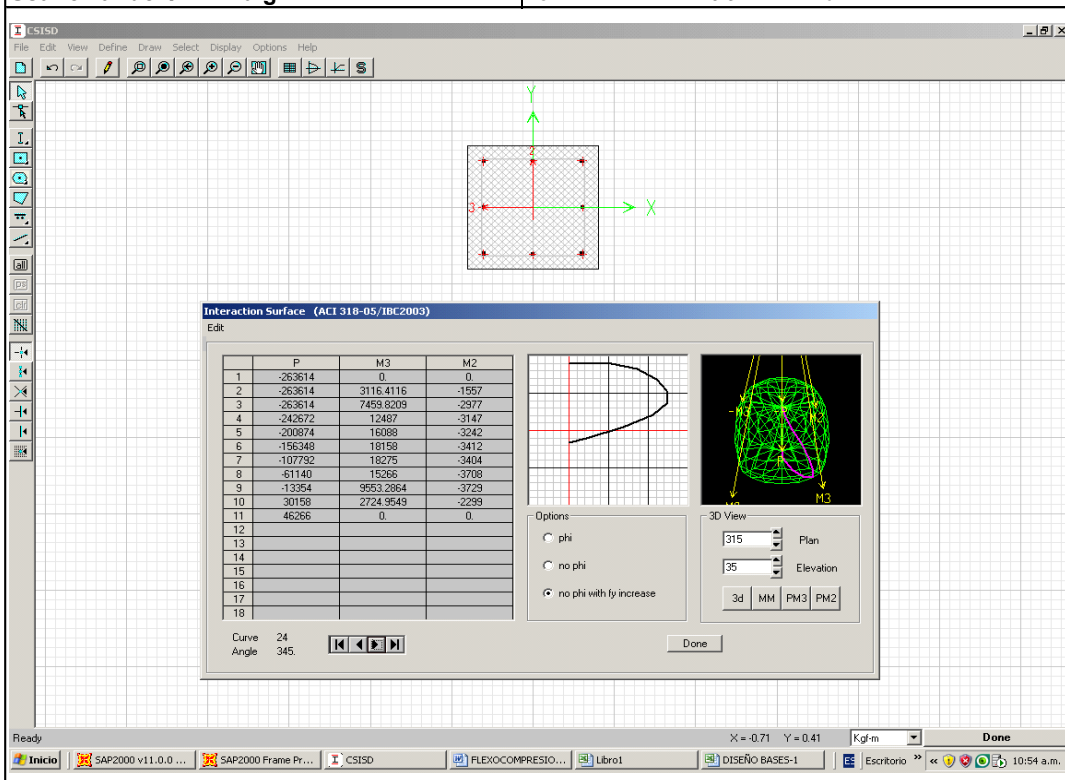


Figura N°45.- Cálculo de acero en pedestal

Fuente: Elaboración propia.

Proceso constructivo para la cimentación de la línea

Replanteo topográfico de las estructuras (torres de celosía):

Busca plasmar en el terreno la ubicación de todas las estructuras de soporte de la línea de transmisión, de acuerdo a los planos del perfil longitudinal y ayudado de una estación total, se irán ubicando las estructuras tanto de suspensión, anclaje o terminal a lo largo del eje longitudinal que comprende la línea.

Los trazados y la distribución de las estructuras son a nivel de Ingeniería básica, pudiendo, sin embargo, ser sometidos a pequeños desplazamientos debidos a situaciones locales y particulares del terreno. Las estructuras estarán orientadas de manera que las crucetas en tramos rectilíneos sean perpendiculares al eje de la línea. Mientras que las crucetas de las estructuras de ángulo bisectarán el ángulo formado por los ejes de los dos tramos adyacentes.

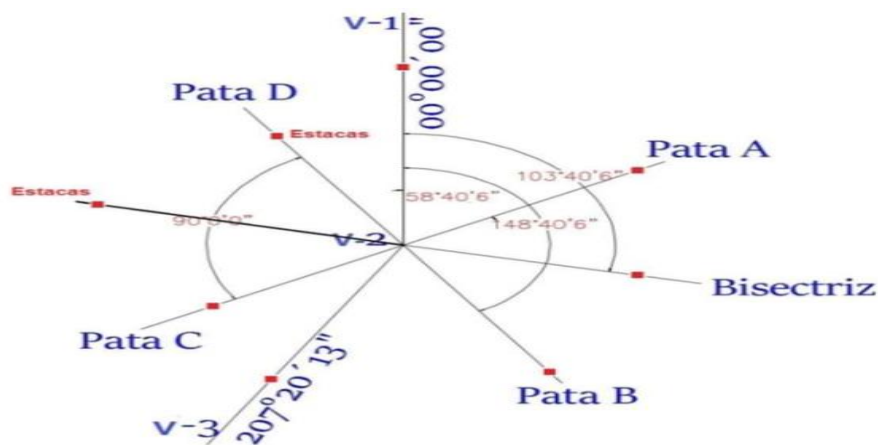


Figura N°46.-Cálculo del ángulo entre cimentaciones

Fuente: Linelcon.

El procedimiento inicia colocando un hito central enterrado (varilla de acero empotrada en concreto) en el eje de la torre, se colocan alineamientos hacia la ubicaciones de las torres anterior y posterior, se determina el ángulo de ubicación de las patas de torre y se procede al seccionamiento y recolección de datos del perfil del terreno donde se ubicarán las cimentaciones de las estructuras de soporte, para en base a esos datos

decidir el tipo de estructura, profundidad de cimentación y si es necesario reubicar la estructura debido a situaciones particulares no contempladas. en el proyecto . se colocan banderines de fácil identificación de los puntos de ubicación.

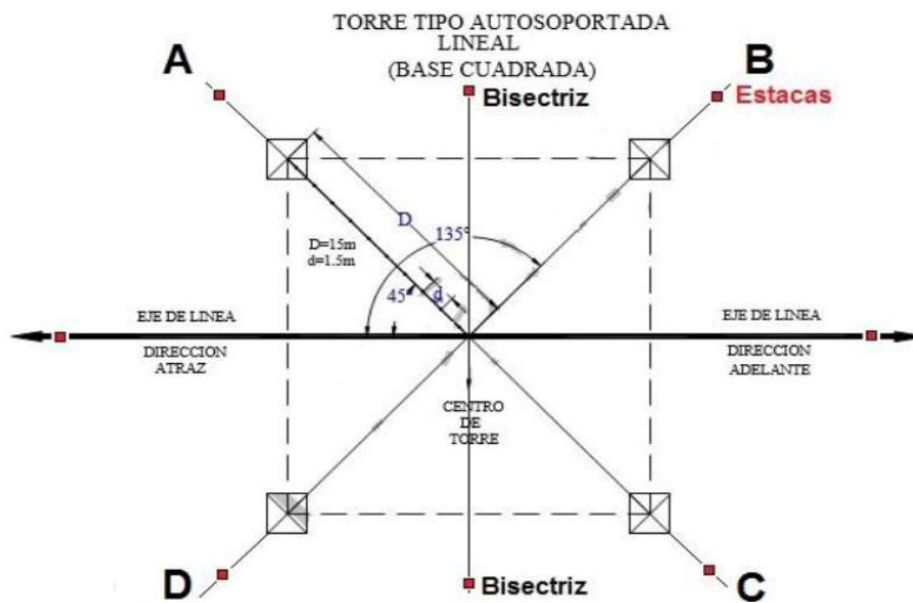


Figura N°47.- Replanteo para cimentaciones
Fuente: Linelcon.



Figura N°48.- Seccionamiento
Fuente: Linelcon.

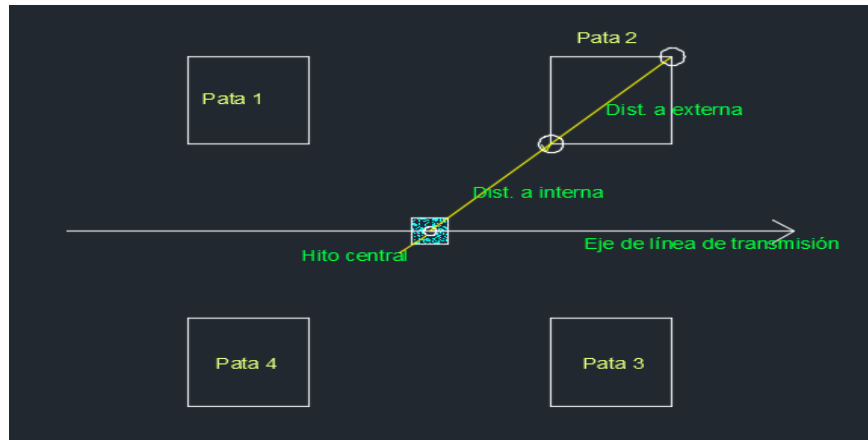
Caminos de acceso hacia las estructuras

Es de vital importancia el trazo y construcción de caminos de acceso hacia las estructuras para facilitar el transporte de personal, materiales, equipos y las mismas estructuras para su ensamble y montaje; deben mantenerse habilitados y en buenas condiciones para posteriores mantenimientos de las estructuras; Si en el proceso constructivo se necesita realizar caminos de accesos en lugares diferentes a los propuestos se le comunica al propietario de la línea para que realice la gestión pertinente y obtener el permiso ambiental correspondiente.

Marcado y excavación para cimentaciones

una vez decidido el tipo de estructura y tipo de cimentación según el tipo de suelo y topografía del terreno, terminado el seccionamiento y ubicado el eje de la torre (colocación de hito central), el topógrafo procede a delimitar las internas y externas de las cuatro cimentaciones; para proceder a marcar el área de excavación de las cuatro patas de la torre. La ubicación de la interna es la distancia diagonal desde el hito central hasta el inicio de la diagonal del recuadro de la cimentación (según el tipo de estructura, altura y extensión de patas), y la externa sería la medida diagonal del recuadro de la cimentación.

Ya marcada el área de la cimentación en el terreno se procede a la excavación comprobando el tipo de suelo encontrado in situ, con el que demanda el tipo de cimentación (toda excavación se hizo manualmente), se revisará el área de excavación y perfilado de la misma.



(a)



(b)

Figura N°49 (a), (b).- Marcación de internas y externas

Fuente: propio.

- Excavación en suelo tipo 1

Excavación manual donde se utilizará lampas, picos y barretas, cuidando el perfilado y profundidad de las mismas, si se excediera con la excavación se deberá rellenar ese exceso con concreto pobre tipo solado o falsa zapata. Lo ideal es conseguir una excavación con un talud en sus paredes de 5 a 10% que garantice la estabilidad del terreno y seguridad de los trabajadores, pues por lo general este tipo de cimentaciones necesita una profundidad de 2m a más.

El tipo de cimentación a utilizar en este tipo de suelo serán zapatas aisladas.



Figura N°50.- Excavación en suelo 1.

Fuente: Elaboración propia.

- Excavación en suelo tipo roca fracturada

Excavación manual donde se utilizarán barretas y picos para remover las partes agrietadas de la roca. Al ser un material muy fracturado donde no se emplearán explosivos para su remoción, se encuentran alterados, poco estables y de fácil remoción para cimentar.

La cimentación será tipo bloques, con un pequeño pedestal.



Figura N°51.- Excavación en roca fracturada.

Fuente: Elaboración propia.

- Excavación en suelo tipo roca fija

Se considerará como roca viva todo el bloque con un volumen mayor de 0,75 m³ en caso de excavaciones libres o de 0,30 m³ en zanjas o pozos, y de resistencia y estructuras tales que no puedan ser removidos o demolidos sin el empleo de explosivos. Incluirá también el concreto o mampostería existentes que deben ser destruidos, según órdenes de la Supervisión.

Los explosivos, fulminantes y mechas que se utilizarán deberán transportarse por cuenta del Contratista y almacenarse en lugares apropiados y de manera que estén protegidos contra accidentes, daños y robo. Las Leyes y reglamentos oficiales deberán cumplirse estrictamente.

Los explosivos deberán ser almacenados en un barracón alejado de la obra y los detonadores no deberán ser colocarse junto a los explosivos.

Toda roca fracturada fuera de los límites de excavación establecidos, por falta del cuidado del Contratista al efectuarse las voladuras, deberá rellenarse con concreto o como indique la Supervisión y correrá por cuenta del Contratista.

- Excavación con presencia de napa freática

Para este tipo de excavaciones es necesario contar con equipos de bombeo, preferentemente motobombas de 4'' de diámetro, si es demasiado el flujo de agua se pueden excavar pozos cercanos a las excavaciones para cimentación y bombear desde allí para minimizar en lo posible toda el agua de las excavaciones a cimentar. En lo posible se debe entibar las paredes de la excavación, evitando cualquier riesgo del personal a la hora de excavar o nivelar Stubs.



Figura N°52.- Excavación en terreno saturado.

Fuente: Elaboración propia.

Con la finalidad de tener excavaciones niveladas y sin sobreexcavación se debe estar controlando los niveles de fondo de cimentación con equipo (nivel de ingeniero).

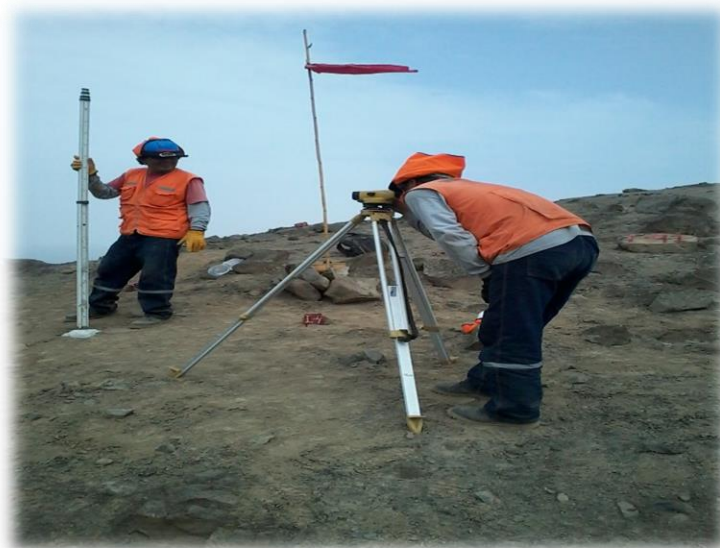


Figura N°53.- Nivelación de eje de torre.

Fuente: Elaboración propia.

Las herramientas y equipos necesarios son los siguientes

- Estación total
- Nivel de ingeniero.
- Cordel.
- Plomada.
- Wincha de 30 m.
- Nivel de mano.
- Yeso, varillas de acero de 0.50m.

Colocación de solado y nivelación de la base

En el caso de los suelos tipo 1, luego de haber excavado, perfilado y chequeado fondo de excavaciones, se procede a la colocación del solado, siendo este un concreto pobre que servirá como estabilización de la superficie y apoyo del acero de refuerzo de la zapata.

En caso de los suelos tipo roca fracturada y roca fija no es necesaria la colocación del solado, solo se colocarán bloquetas que servirán de base de apoyo para la nivelación de Stubs.



Figura N54.- Colocación de solado.

Fuente: Elaboración propia.

Bloqueo

Este procedimiento consiste en colocar en el eje de excavación, sobre el solado una bloqueta de concreto de resistencia igual al de la cimentación y de dimensiones de 0.20m x 0.20m x 0.10m, asegurada con mezcla compuesta de cemento y yeso. Para este procedimiento el topógrafo hará uso de equipos como estación total, para determinar las diagonales de la cimentación y un nivel de ingeniero para nivelar la bloqueta.

Este procedimiento se hará para todos los tipos de cimentaciones que contempla el proyecto.

Los equipos y herramientas necesarias para este procedimiento son los siguientes

- Estación total
- Nivel de ingeniero.
- Cordel.
- Plomada.
- Wincha de 30 m.
- Nivel de mano.
- Cemento, yeso, agua, varillas de acero de 0.50m.

Nivelación de stubs.

Este procedimiento consiste en dar inclinación y medidas correspondientes a los ángulos de espera (stubs), primeramente es necesario verificar el tipo de estructura (suspensión o anclaje), verificar distancia, inclinación del stub en la planilla de nivelación (otorgada por la empresa que provee las torres).

El topógrafo debe tener especial cuidado en la nivelación, ya que cualquier error generaría incompatibilidades a la hora de empernar las conexiones y no cerrar[ia la estructura, provocando esfuerzos adicionales o hasta la demolición de la cimentación.

Con el propósito de evitar cualquier corrección en el proceso de enfierrado, encofrado y concretado de las cimentaciones, el stub se fija al terreno mediante tensores de regulación o listones de madera anclando un lado en el stub y el otro extremo en el terreno, la parte inferior o prolonga del stub se fija a la bloqueta con mezcla de yeso y cemento.



Figura N°55.- Nivelación de STUBS
Fuente: Elaboración propia.

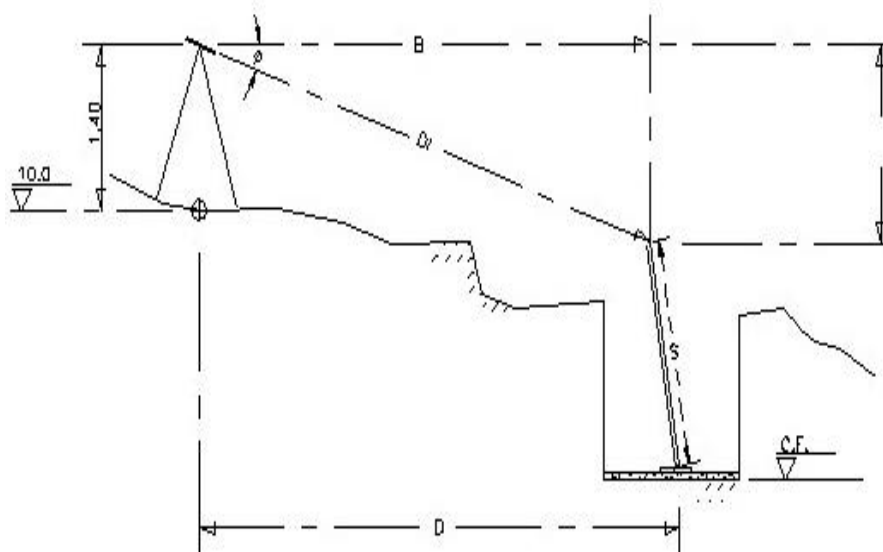


Figura N°56.- Esquema de nivelación.
Fuente: Elaboración propia.

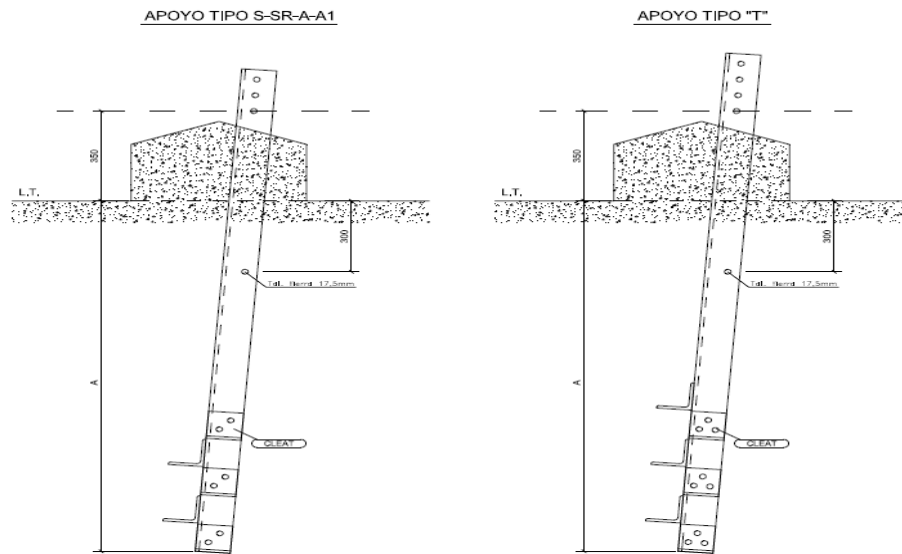


Figura N°57.- Apoyos para los diferentes tipos de torre.

Fuente: Elaboración propia.

Las herramientas y equipos necesarios son los siguientes

- Estación total
- Nivel de ingeniero.
- Wincha milimétrica.
- Plomada.
- Escuadra.
- Nivel de mano.
- Listones de madera de 3 x 3 x 3m.
- Pernos para sujetar los listones al stub.
- Yeso, cemento, varillas de acero de 0.60m.



(a)



(b)

Figura N 58(a), (b).- Nivelación con estación total.

Fuente: Linelcon.

Colocación de acero en zapata y pedestal para zapatas en suelo tipo 1

Este procedimiento consiste en el armado del acero de refuerzo para la cimentación y pedestal que sostendrán el stub. En esta acción se debe tener especial cuidado de no golpear el stub ya nivelado y si ocurriera, avisar al topografo para su rectificación antes del concretado de la fundación. El armado de acero se hace para todos los tipos de cimentación ya sea zapatas en suelos tipo 1 (parrillas y pedestal), tipo bloque en roca (canastilla).

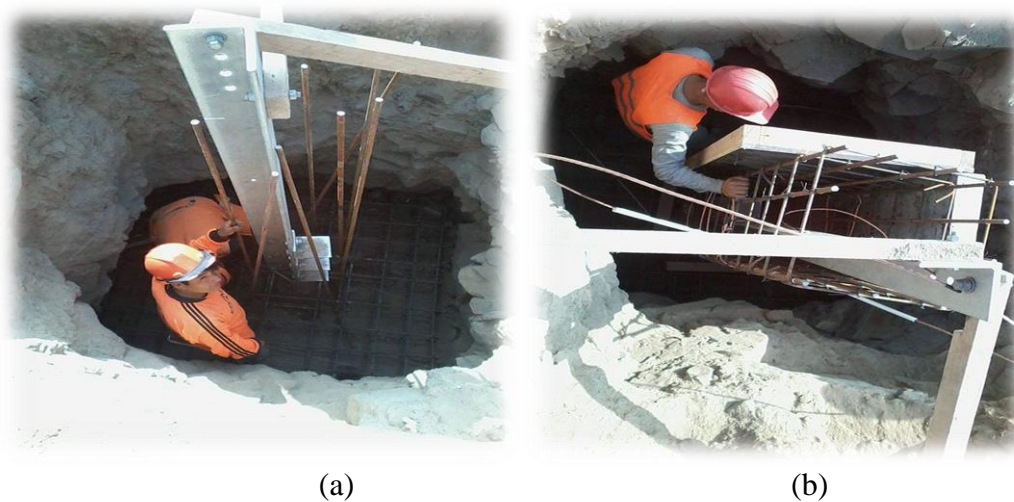


Figura N° 59 (a), (b).- Acero y encofrado para zapatas de torres

Fuente: Elaboración propia.

Puesta a tierra

El sistema de puesta a tierra estará constituido por jabalinas y contrapesos simples, cuya utilización permite la reducción de la resistencia de puesta a tierra a valores aceptables en suelos de muy alta resistividad mediante la variación de sus longitudes o ubicaciones de ellos en suelos más favorables. Estará constituido por los siguientes elementos:

- Conductor de cobre 7 N°10 AWG- 7 hilos
- Electrodo de puesta a tierra de 5/8" x 2,40 m

- Conector conductor – varilla
- Conector conductor – estructura
- Conector de bronce de 2 vías paralelas para conductor 7 N°10 AWG
- Aditivo químico tipo cemento conductor, favigel o hidrosolta

Este procedimiento consiste en la colocación del cable de cobre desde la base de la zapata, rodeando el acero del pedestal, conectándolo al stub y al electrodo. Fijándolo con alambre número 16.

Encofrado de zapata y pedestal en zapatas para suelo tipo 1

Este procedimiento consiste en encofrar el pedestal donde estará embebido el stub, se debe verificar el respectivo recubrimiento de acero y cuidando no golpear el stub y si ocurriese avisar al topografo para su rectificación.

Con este procedimiento se pretende hacer un colado de concreto monolítico entre zapata y pedestal, garantizando una sola estructura que haga frente a los esfuerzos provocados por el viento (fuerza de arranque).

Para la cimentación tipo bloque en suelo tipo roca solo se deberá encofrar el pedestal de dimensiones 0.30m x 0.30m x 0.30m.

Concreto en cimentaciones

Basados en los estudios geológicos y geotécnicos que evalúan el nivel de agresividad de los suelos hacia el concreto se determinó usar una resistencia f_c 280 kg cm² usando cemento tipo 5, pero en el proceso de construcción se presento un estudio modificando la resistencia y el tipo de cemento a f_c 210 kg cm² y usando cemento tipo 1.

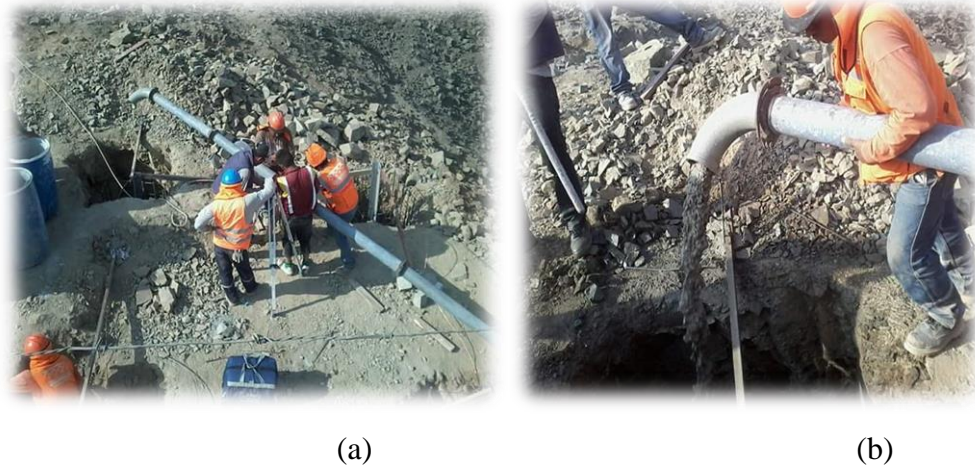


Figura N°60 (a), (b).- Concreto para zapatas de torres.

Fuente: Elaboración propia.

El concreto es un material constituido por la mezcla en proporciones de cemento, agua, agregados y opcionalmente aditivos, inicialmente denota una estructura plástica y moldeable, posteriormente adquiere una consistencia rígida con propiedades aislantes y resistentes, lo que lo hace un material ideal para construcción.

La dosificación del concreto se basa en datos obtenidos en un laboratorio, debe garantizar la resistencia de diseño (f_c) y la resistencia a condiciones extremas de exposición al ambiente. los datos requeridos para el diseño son:

- Análisis granulométrico del agregado fino y grueso.
- Peso unitario del agregado grueso.
- Peso específico de masa, porcentaje de absorción y humedad de los agregados.
- Tipo y marca del cemento Portland escogido.
- Peso específico del cemento.
- Requerimiento de agua de mezclado, en base a experiencias con los agregados disponibles.

- Relación entre la resistencia y la relación de agua-cemento para las combinaciones posibles de cemento y agregado.

La prueba necesaria para garantizar la cantidad de agua necesaria en una mezcla para la resistencia dada es el SLUMP o Cono de Abrahams; consiste en consolidar una muestra de concreto fresco en un molde tronco cónico, midiendo el asentamiento de la mezcla, luego del desmoldado. Además es necesario sacar muestras durante el mezclado, las cuales luego del curado se someterán a pruebas de compresión (se aplica una carga máxima por unidad de área, antes de fallar por compresión) en laboratorio avalado y de prestigio.

Para el procedimiento de concretado de las cimentaciones debe estar presente el topógrafo para verificar la posición final de los stub en las cuatro patas de torre niveladas, las tolerancias se darán en las especificaciones técnicas, de acuerdo al fabricante (IMEDEXA).



(a)

(b)

Figura N°61 (a), (b).- Ensayo SLUMP y Testigos.

Fuente: Elaboración propia.

✓ Según Vasquez, D. (2005) sugiere las siguientes tolerancias

- La distancia entre montantes adyacentes no deberá diferir de la medida teórica en más de 0.5 mm/m con un máximo de 5mm.
- La distancia diagonal entre dos montantes opuestos no debe diferir de la medida teórica en 1 mm/m
- Los niveles de los montantes de la base no se deberán desviar del plano teórico horizontal en más de 5 mm. Es decir que el desnivel máximo entre que el desnivel máximo entre el montante más alto y el montante más bajo no debe exceder de 10 mm.
- Los montantes deben ser inclinados en conformidad con los planos de ejecución. La diferencia no debe exceder de 3mm/m
- La tolerancia sobre la distancia de una montante a otra montante es la suma de la tolerancia a nivel del cierre más la tolerancia de inclinación.

Desencofrado en pedestal y zapatas para suelo tipo 1

Las cimbras o encofrados se deben remover cuidadosamente, teniendo en cuenta el mínimo tiempo de fraguado del concreto transcurrido desde su colocación hasta el día del desencofrado. Recomendando un tiempo mayor a 12 horas desde su colocación.

Esta acción se realiza con herramientas manuales, cuidando no dañar las aristas del pedestal, pudiendo realizarse contiguamente el curado.

Para las cimentaciones tipo bloque, en suelo tipo roca solo se desencofra el pedestal de 0.30m x 0.30m x 0.30m.



Figura N°62.- STUBS nivelados T-131

Fuente: Elaboración propia.

Curado de las cimentaciones

Este procedimiento se debe realizar ni bien se termine el desencofrado, ya que para el fraguado es necesario que el concreto no pierda su humedad natural, sino perdería su resistencia. Lo más recomendable es usar agua siendo ésta, el mejor curador del concreto, también se permite el uso de aditivo curador, se debe curar el concreto hasta que alcance su máxima resistencia (28 días). Se realiza en ambos tipos de cimentaciones, tanto para las zapatas como la tipo bloque de concreto.

Relleno y compactación para cimentaciones en suelos tipo 1

Este procedimiento se realizará con material propio de la excavación siempre que cumpla las características requeridas en las especificaciones técnicas, deberá ser evaluado por un técnico de suelos, al no cumplir con los requerimientos necesarios se deberá usar material de préstamo (que no procede de la misma excavación) que provengan de canteras o lugares evaluados que cumplan las características necesarias requeridas por del proyecto.

La compactación se realizara en capas no mayores a 0.20m, marcando en la altura del pedestal para garantizar alturas de compactación, el material se debe humedecer al colocarlo y apisonado con plancha vibratoria, motocompactadoras tipo canguro. El material usado para relleno debe ser limpio de materia orgánica y sin basura.

Las estructuras de cimentación de tipo bloque no necesitan este procedimiento ya que todo la excavación se llena de concreto.



Figura N°63.- Relleno y compactación
Fuente: Elaboración propia.

Ensamble y montaje de estructuras (torres)

Para este procedimiento se necesita de personal capacitado con experiencia en ensamble y montaje de estructuras de celosía, ya que cuenta con un gran número de piezas entre perfiles metálicos, chapas, pernos y accesorios que hacen que esta tarea sea muy laboriosa y detallista (clasificado de las partes de la estructura). El proceso se debe realizar en tres fases como son el ensamble, montaje y reajuste final (revisión de verticalidad y torsión de la torre).

Clasificadas las partes de la estructura se trasladan hasta el lugar de izaje, cuidando no dañar el galvanizado de los perfiles y accesorios. Si no existe camino de acceso, el transporte de la estructura será manual, organizados en cuadrillas.

- Ensamble: es la acción de armar por tramos el cuerpo de la torre para su posterior izaje y colocación; apoyándolos en una superficie acondicionada de madera para no dañar el galvanizado; deben estar ubicadas sobre un eje (longitudinal o transversal a la línea), que les permita maniobrar las partes a la hora del izaje; esto dependerá del área libre que se disponga en el terreno.
- Montaje de las torres: para este procedimiento se hizo uso del montaje progresivo, que consiste en el izaje de las partes ensambladas (una por una), con ayuda de una pluma de montaje y un winche de 2 tn. La pluma se va desplazando por el eje interno de la torre conforme avanza el montaje, por lo que es necesario contar con un equipo de linieros muy entrenados y con experiencia para maniobrar la pluma de un cuerpo al otro. La pluma de montaje cuenta en su parte superior de un disco móvil perforado con una docena de huecos que sirve para fijar los vientos (cables de acero que permiten estabilizar la pluma), según se requieran (un mínimo de tres a 120 grados). En la parte Inferior, uno o varios ganchos forjados facilitan el enganche de la pluma sobre un nudo de la estructura de la torre. Las plumas utilizadas son plumas metálicas (acero o metal ligero).



Figura N°64 (a). (b).- Ensamblado y montaje de torre

Fuente: Elaboración propia.



Figura N°65.- Montaje de ménsulas de torre

Fuente: Elaboración propia.



Figura N°65.- Montaje terminado

Fuente: Elaboración propia.

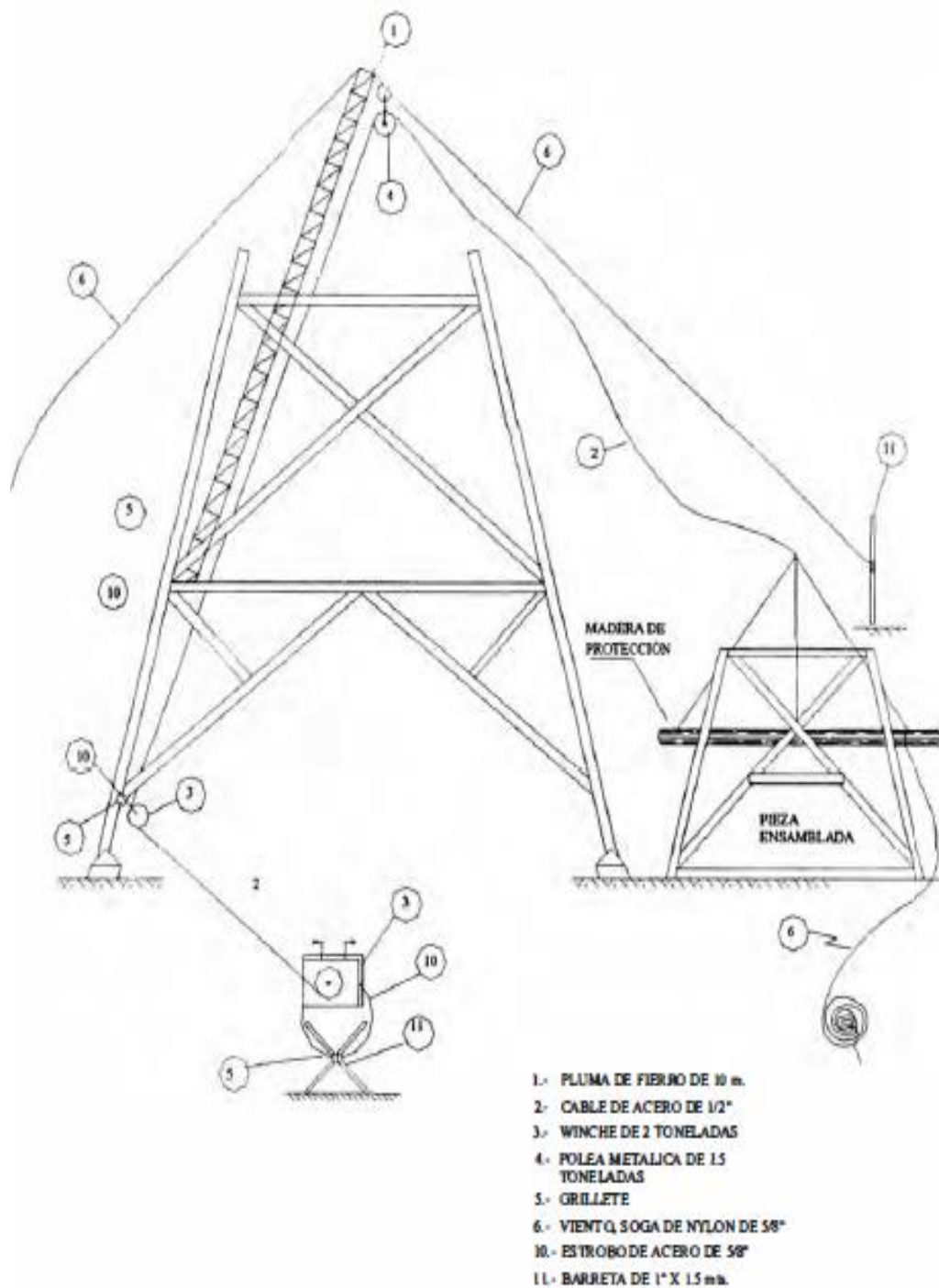


Figura N°66.- Elementos para montaje

Fuente: Elaboración propia.

Finalizado el proceso de montaje se debe verificar la correcta ubicación y posición de todos los elementos componentes de la torre (diámetros de pernos, arandelas planas y de presión, antiescalamientos, etc.

Verticalidad y torsión

(Vásquez, D. 2005)

Para este procedimiento haremos uso de la estación total como equipo de verificación, respetando las tolerancias dadas en las especificaciones técnicas.

- Verticalidad:

en este procedimiento se debe verificar que el eje vertical del punto más alto de la torre no debe estar desviado del eje vertical que pase por el centro geométrico de la base, en más de $1/480$ de la altura de la torre.

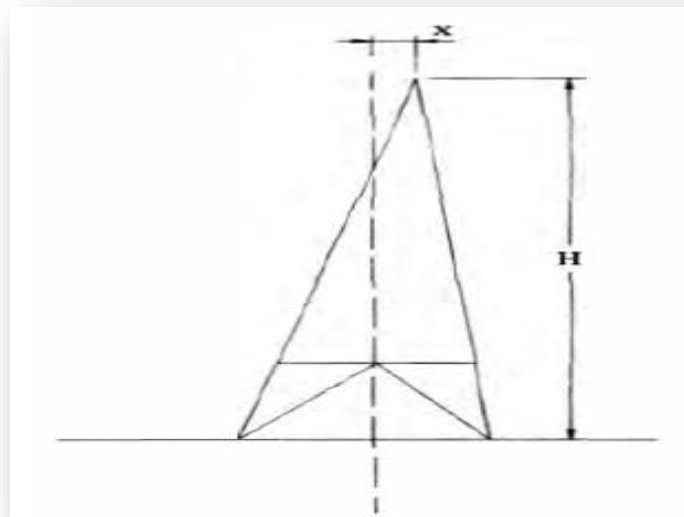


Figura N°67.- Verificación de verticalidad de torre

Fuente: Vásquez, D.

- Torsión:

Este procedimiento consiste en verificar la desviación de las extremidades de los brazos con respecto al eje transversal, perpendicular a la dirección de la línea no deberá superar más de $1/200$ de la distancia entre extremo del brazo y el centro de la torre. (pag. 50)

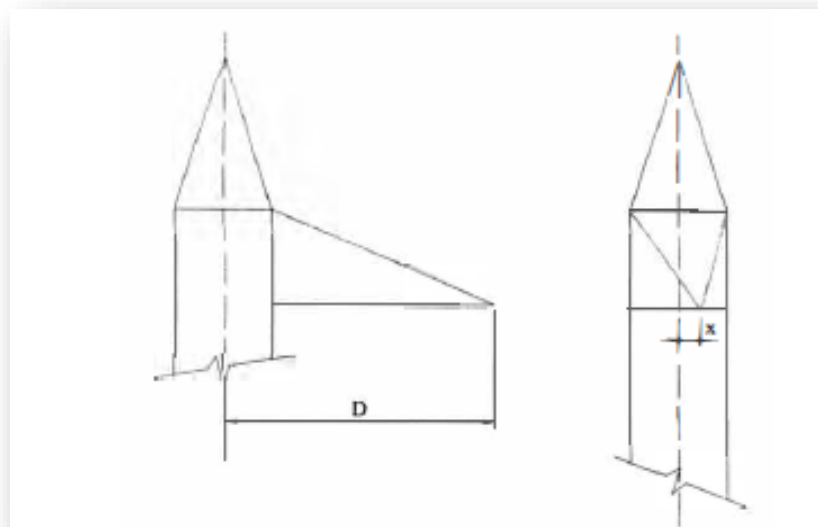


Figura N°68.- Verificación a torsión de torre

Fuente: Vásquez, D.

III. RESULTADOS

RESULTADOS EN LA GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN

El análisis y diseño realizado a las zapatas de estructuras tipo suspensión para suelo tipo I (las más comunes en la línea); se realizó en dos partes:

- Análisis de estabilidad:

El aspecto más importante del diseño de este tipo de cimentación, es el control necesario para su estabilidad bajo las diversas cargas que la torre le transmite. Se realiza para eliminar la posibilidad de falla en la cimentación (verificación al vuelco, arranque, compresión y verificación de tensiones máximas).

- Diseño estructural de la cimentación

El diseño estructural comprende el diseño del pedestal y el diseño de la losa base (zapata).

El pedestal se diseñó con cuantía mínima de acero ya que los momentos máximos de flexión, debido al empuje lateral en dirección transversal y longitudinal combinado con tracción directa (tensión), o empuje directo hacia abajo (compresión), resultan ser muy pequeños.

Las zapatas se diseñaron para resistir los momentos de cargas aplicados, fuerzas y reacciones para garantizar que cualquier asentamiento que pueda ocurrir sea lo más uniforme posible y que la capacidad de carga del suelo no sea excedida.

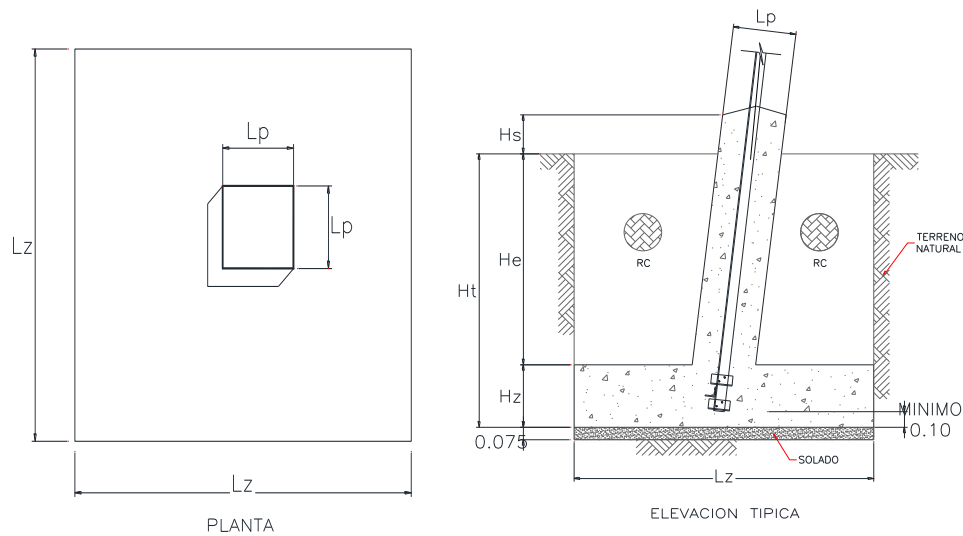


Figura N°69. Planta y corte respectivamente de la zapata

Fuente: elaboración propia

Tabla N°10.- resultados obtenidos

Zapatas con $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	Zapatas con $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
estructura tipo S	estructura tipo S
Lz (m) = 1.30 m	Lz (m) = 1.80 m
Ht (m) = 1.90 m	Ht (m) = 2.00 m
Lp (m) = 0.40 m	Lp (m) = 0.40 m
He (m) = 1.60 m	He (m) = 1.6 m
Hs (m) = 0.25 m	Hs (m) = 0.25 m
Hz (m) = 0.30 m	Hz (m) = 0.40 m

Fuente: Elaboración propia

RESULTADO DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

En base a los resultados de exploración de campo, ensayos de laboratorio, así como los análisis efectuados, se puede concluir y recomendar para el subsuelo correspondiente a cada vértice (V0 hasta V36), donde se cimentarán torres metálicas y postes de concreto y metálicos del proyecto: Línea de Transmisión de 60KV C.H. Chancay – Subestación Huaral, ubicado en Huaral, Huaral, Lima, lo siguiente:

Geología:

El área del trazo para la línea de alta tensión, consiste en una faja longitudinal de más 60.3 Km de longitud, que se desplaza con dirección Sur-Oeste, coincidiendo con el alineamiento del Valle del río Chancay. A lo largo del cual se intercepta una variada litología, compuesta por un basamento rocoso en mayor proporción de rocas intrusivas del tipo Granito, Tonalita, Diorita, Granodiorita y Gabro, componentes del Batolito de la Costa y volcánicos del Terciario de composición Andesita, sobreyacen a estas rocas; depósitos Cuaternarios inconsolidados formados por Aluviales, coluviales, fluvio-aluviales, y suelos residuales, emplazados en las quebradas y partes bajas del Valle.

La Fisiografía de la zona, expone dos unidades geomorfológicas: **Valle**, que corresponde a las llanuras aluviales y depresiones alargadas por donde discurren los ríos; y la zonas elevadas que corresponden a las Estibaciones Andinas, con una topografía variada, de llana hasta abrupta.

La cuenca baja del río Chancay, constituye la unidad hidrogeológica más importante con un reservorio acuífero constituido por depósitos cuaternarios de origen aluvial.

Los fenómenos de Geodinámica externa se presentan e inciden con mayor frecuencia en la Unidad geomorfológica Valle, y consisten en riesgos por: Erosión fluvial, desprendimiento de rocas, derrumbes, huaycos y erosión de laderas, que en varias zonas comprometen la seguridad física de las obras viales, de irrigación, centros poblados y terrenos de cultivo. La torres de conducción de la energía por sus características ocupan áreas de terreno reducidas y puntuales, las que se ubican generalmente en puntos elevados y lejos de la influencia de los fenómenos de geodinámica evitando los riesgos geológicos mencionados.

A la luz de las investigaciones efectuadas se ha determinado que las rocas y suelos para la fundación de las bases de las torres presentan muy aceptables condiciones geológico-geotécnicas.

Geotecnia:

- a) En las excavaciones realizadas no se apreció existencia de nivel freático.
- b) A partir de los ensayos químicos efectuados, se concluye que los suelos serán medianamente agresivos a estructuras de concreto o fierro enterradas. Se recomienda utilizar cemento portland tipo V o cemento puzolánico, resistentes al ataque de sales, en el concreto de las cimentaciones.
- c) Se recomienda para las estructuras correspondientes a la línea de transmisión utilizar una cimentación superficial, tal como bloques de cimentación aislados de concreto armado. Con el objeto de asimilar asentamientos diferenciales debido a carga sísmica severa e incrementar la resistencia del subsuelo a volteo (resistencia pasiva), se recomienda conectar los bloques aislados mediante vigas de cimentación peraltadas de concreto armado.
- d) Cimentar los bloques rígidos y vigas de cimentación de concreto armado 1.0 metros debajo del nivel del terreno actual, sobre suelo firme o roca. Se podrán utilizar falsas zapatas de concreto ciclópeo con el objeto de transmitir la carga a mayor profundidad sobre suelo firme.
- e) Diseñar los bloques rígidos y vigas de cimentación de concreto armado adoptando una capacidad admisible de carga del subsuelo firme o roca, con limitación del asentamiento total en 2.50 centímetros, $q_{ad} = 3.0$ y 10.0 kg/cm^2 , respectivamente.
- f) Para el diseño sismorresistente, de acuerdo a la norma E.030 del RNE, considerar el subsuelo debajo del nivel de cimentación en suelo y roca como perfiles S2 y S1, con

períodos predominantes, $T_p = 0.6$ y 0.4 seg y un factor de amplificación de $S = 1.2$ y $S = 1.0$, respectivamente.

g) Los rellenos de suelo serán compactados con pisón manual. El grado de compactación mínimo requerido será del 95.0 % del ensayo Próctor Modificado.

h) Las conclusiones y recomendaciones de este estudio son sólo aplicables al área estudiada, no se pueden aplicar a otros sectores.

Tabla N°11.-Resultados del estudio geotécnico

Vértice	Estratig. (SUCS)	Prof. De cimentación Df (m)	Qadm (Kg/cm ²)
V0 (C-V0)	0.00-1.00 (ML)	1.00 sobre GM	3.00
	1.00-3.00 (GM)		
V1 (C-V1)	0.00-3.00 (Roca Tonalíta)	1.00 sobre Roca Tonalita	10.00
V2 (C-V2)	0.00-3.00 (Roca Tonalíta)	1.00 sobre Roca Tonalita	10.00
V3 (C-V3)			
V4 (C-V4)	0.00-3.00 (Roca Andesita)	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V5 (C-V5)	0.00-3.00 (Roca Andesita)	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V6 (C-V6)	0.00-3.00 (GM -GC)	1.00 sobre GM - GC	3.00
V7 (C-V7)	0.00-3.00 (SW)	1.00 sobre SW	3.00
V8 (C-V8)	0.00-3.00 (Roca Adamelita)	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V9 (C-V9)	0.00-3.00 (Roca Adamelita)	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V10 (C-V10)	0.00-3.00 (Roca Adamelita)	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00

V11 (C-V11)	0.00-3.00 (Roca Adamelita)	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V12 (C-V12)	0.00-3.00 (Roca Adamelita)	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V13 (C-V13)	0.00-3.00 (Roca Andesita)	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V14 (C-V14)	0.00-3.00 (Roca Adamelita)	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V15 (C-V15)	0.00-3.00 (Roca Tonalita)	1.00 sobre Roca Tonalita	10.00
V16 (C-V16)	0.00-3.00 (Roca Tonalita)	1.00 sobre Roca Tonalita	10.00
V17 (C-V17)	0.00-3.00 (Roca Diorita)	1.00 sobre Roca Diorita	10.00
V18 (C-V18)	0.00-3.00 (Roca Diorita)	1.00 sobre Roca Diorita	10.00
V19 (C-V19)	0.00-3.00 (Roca Andesita)	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V20 (C-V20)	0.00-3.00 (Roca Andesita)	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V21 (C-V21)	0.00-3.00 (Roca Andesita)	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V22 (C-V22)	0.00-3.00 (Roca Meladiorita)	1.00 sobre Roca Meladiorita	10.00
V23 (C-V23)	0.70-3.00 (GM)	1.00 sobre GM	3.00
V24 (C-V24)	0.50-2.90 (SM)	2.90 sobre GM	3.00
	2.90-3.00 (GM)		
V25 (C-V25)	0.50-2.90 (SM)	2.90 sobre GM	3.00
	2.90-3.00 (GM)		
V26 (C-V26)	0.50-2.90 (SM)	2.90 sobre GM	3.00
	2.90-3.00 (GM)		
V27 (C-V27)	0.00-1.00 (ML)	1.00 sobre GM	3.00
	1.00-3.00 (GM)		

V28 (C-V28)	0.00-1.00 (ML)	1.00 sobre GM	3.00
	1.00-3.00 (GM)		
V29 (C-V29)	0.00-1.10 (ML)	1.10 sobre GM	3.00
	1.10-3.00 (GM)		
V30 (C-V30)	0.00-1.20 (ML)	1.20 sobre GM	3.00
	1.20-3.00 (GM)		
V31 (C-V31)	0.00-0.90 (ML)	1.00 sobre GM	3.00
	0.90-3.00 (GM)		
V32 (C-V32)	0.00-0.90 (ML)	1.00 sobre GM	3.00
	0.90-3.00 (GM)		
V33 (C-V33)	0.00-0.90 (ML)	1.00 sobre GM	3.00
	0.90-3.00 (GM)		
V34 (C-V34)	0.00-0.90 (ML)	1.00 sobre GM	3.00
	0.90-3.00 (GM)		
V35 (C-V35)	0.00-0.90 (ML)	1.00 sobre GM	3.00
	0.90-3.00 (GM)		
V36 (C-V36)	0.00-1.80 (ML)	1.80 sobre GM	3.00
	1.80-3.00 (GM)		

Fuente: Elaboración propia

- La geología general de la zona presenta toda la información para definir en primera instancia la estabilidad y características generales de los diferentes tipos de suelos existentes, de acuerdo con las características propias de las formaciones geológicas encontradas; que permiten establecer la ruta definitiva de la línea y que sirve de base para el análisis de la estabilidad del suelo en los sitios de desplante de las estructuras.
- Dada la gran variedad de tipos de suelos que se encontró a lo largo del corredor ocupado por la línea, se efectuó una zonificación por valores de capacidad portante con el fin de unificar los diferentes tipos de cimentaciones que puedan resultar en el diseño.

- La distribución de presiones del suelo debajo de la zapata está en función del tipo de suelo, la rigidez relativa de suelo y la zapata y la profundidad de la base al nivel de contacto entre zapata y suelo; y será positiva si el centroide de la zapata coincide con la resultante de las cargas aplicadas.
- La capacidad de levantamiento de la cimentación en un suelo sin alterar está altamente relacionada con la resistencia al corte a lo largo de la superficie de corte, teniendo como actor principal al ángulo de arrancamiento del suelo; y las dimensiones de la cimentación tienen efectos significativos en la capacidad de resistencia al levantamiento final, de modo que pueda proporcionar resistencia a la tensión.

RESULTADOS DE ANÁLISIS COMPARATIVO

Tabla N°12.- Comparación de resultados.

CUADRO COMPARATIVO	
Diseño con $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	Diseño con $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
$H_t = 1.9 \text{ m}$	El estudio geotécnico recomienda una profundidad de cimentación: $H_t = 2\text{m}$
$H_z = 0.30 \text{ m}$	La altura de la zapata debe ser capaz de permitir el desarrollo del refuerzo en compresión de la columna; $H_z = 0.40 \text{ m}$
$A_z = 1.3 \times 1.3 \text{ m}^2$	La zapata se dimensiona a través de la fórmula de flexión compuesta para garantizar que toda el área de la zapata trabaje a compresión: $A_z = 1.8 \times 1.8 \text{ m}^2$
$\delta_{\min} = -0.877 \text{ Kg/cm}^2$	El uso de la fórmula de flexión compuesta condiciona su uso solo en zapata que trabaje toda su área a compresión, no admitiendo valores negativos en el cálculo de las presiones.

Fuente: Elaboración propia

Las cimentaciones se dimensionaron para garantizar que los esfuerzos transmitidos al suelo, calculados con base en las reacciones de trabajo, no sobrepasan el valor de la capacidad portante admisible. Adicionalmente, el área dispuesta absorbe la sobrepresión ocasionada por los momentos de vuelco a su vez originados por las fuerzas de corte. Para este cálculo se utilizarán los esfuerzos a nivel de cimentaciones provenientes de las cargas de trabajo de las estructuras, es decir, sin afectarlas por factores de sobrecarga. El diseño asegura que las cimentaciones resistan la combinación de las cargas de compresión o tracción, así como las cargas horizontales resultantes.

RESULTADOS COMO APORTE PARA FUTUROS PROYECTOS

La presente investigación presenta el análisis de estabilidad y diseño estructural de cimentaciones tipo zapata cuadrada, asentadas en terreno de suelo tipo I (arenas, gravas, arcillas medianamente compactadas), para torres de transmisión eléctrica basado en la recopilación de investigaciones nacionales e internacionales y utilizando un modelo que considera la presión real del suelo que actúa en la superficie de contacto de la zapata, dicha presión se presenta en función de una carga axial, momento alrededor del eje “X” y momento alrededor del eje “Y” de cada pedestal.

IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

- **GEOMETRÍA DE LA ZAPATA**
 - El aumento de dimensiones en el área de la zapatas está dado en función del cálculo de presiones del suelo, razón por la cual la fórmula de flexión compuesta se limita a que toda el área de la zapata trabaje a compresión (tensiones positivas), ya que el suelo no permite esfuerzos de tensión. Se da para garantizar que las cargas se distribuyan en toda el área de contacto con el terreno, y la resultante de fuerzas con excentricidad actúe en el tercio central de la zapata; caso contrario se debería tomar el área reducida de la cimentación para realizar cálculos a compresión.
 - El aumento en el peralte de la zapata con flexión biaxial está en función de la longitud de anclaje a compresión del acero de la columna, para garantizar que el concreto y el acero trabajen en conjunto. La adherencia representa una fuerza a lo largo del perímetro de las barras y es necesaria una cierta longitud para poder desarrollar una fuerza resistente igual a la máxima que puede ser transmitida por la barra de refuerzo (longitud de desarrollo).

- **INCIDENCIA DEL ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO**
 - Identificar fallas geológicas, es decir, seleccionar la ruta de forma que los puntos de instalación de las torres sean sitios de geología estables, evitando cruzar por zonas de posibles deslizamientos.
 - El estudio detallado de las características geotécnicas y físico-químicas de los suelos es necesario para determinar el tipo de cimentación a utilizar en los diferentes sitios donde se desplantaran las estructuras.
 - El estudio geológico – geotécnico solo se realizó a los vértices de la línea, generalizando en tres tipos de terreno (suelo tipo I, suelo tipo roca fracturada, y suelo tipo roca sana).

- El estudio geotécnico concluye que los suelos son medianamente agresivos a estructuras de concreto o fierro enterradas, y recomienda utilizar cemento portland tipo V o cemento puzolánico; sin embargo se decide usar un concreto de menor resistencia (210 Kg/cm^2), con cemento tipo MS.
- La base excavada para la torre de transmisión eléctrica en un suelo rígido es recomendable, pues básicamente puede mantener el suelo sin alteraciones y por lo tanto ejercer adecuadamente la resistencia del suelo para resistir la tensión de la línea de la torre de transmisión eléctrica.
- El comportamiento del total de la estructura que se apoya sobre el terreno, dependerá en gran parte de las condiciones de este y de la forma en como hayan sido incorporadas al diseño, sus características.

- **COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

Las dimensiones en planta aumentaron un 38% con respecto al diseño original debido a la excentricidad de la carga; y la altura de zapata varió en un 33% respecto a que el análisis se realizó teniendo en cuenta la longitud de desarrollo a compresión del refuerzo del pedestal, se notó que el cambio de resistencia del concreto de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ por un $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ no influyó en la variación de dimensiones ni en el área de acero de refuerzo (se usa área de acero mínimo), ya que la altura de las torres es pequeña y los momentos muy pequeños.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- La construcción de líneas de transmisión requiere la erección de diferentes tipos de torres; sin embargo, en una misma línea se instala un porcentaje muy elevado de torres del mismo tipo, esto origina la necesidad de un diseño normalizado.
- El análisis de las cimentaciones se realizó usando el método del talud natural, aplicado al proyecto línea de transmisión 60 Kv CH. Chancay – SET Huaral. Existirá variación en la geometría de la cimentación según cada tipo de suelo.
- Hay que considerar el suelo y la estructura como un sistema; de tal manera que interactúan entre sí, y que si algo le sucede a uno de los componentes del sistema.
- La capacidad resistente al arranque está en función de la profundidad de cimentación y de la cuña de arrancamiento formada por una pirámide trunca.
- La capacidad a la tensión de las cimentaciones es independiente de la capacidad de carga del suelo.
- el mayor interés se centra en las relaciones esfuerzo – deformación, es decir, cuánto resiste el terreno y que cantidad de asentamiento producirá en él, las cargas de la estructura.
- El presente trabajo pretende cubrir los aspectos necesarios, relacionados con el análisis y diseño de cimentaciones para torres de tipo suspensión. en este caso se han mencionado algunos criterios de diseño que el ingeniero debe manejar, ya que el conocimiento de los mismos tendrá repercusión en un mejor diseño

Recomendaciones:

- Se recomienda hacer un análisis y diseño detenido de las cimentaciones, ya que al ser parte esencial sus condiciones de trabajo, se verán afectadas por cargas externas.

- En zonas de ambientes donde las muestras de suelo den como resultado, suelos corrosivos se recomienda el uso de cementos portland tipo 2, MS o tipo V.
- Se recomienda la revisión periódica de todas las estructuras en zonas de ambientes corrosivos.
- El estudio geológico – geotécnico se debe realizar para cada estructura de la línea de transmisión.
- El personal técnico debe estar capacitado y tener experiencia en los trabajos de replanteo, control de excavaciones y nivelación de Stubs.
- A la hora de nivelar stubs se debe tener en cuenta las tolerancias en las especificaciones técnicas o en la recomendación del fabricante.

VI. AGRADECIMIENTO

- Al señor nuestro DIOS YAVÉ, por ser fuente de sabiduría, amor e inspiración para la realización de los grandes proyectos.

- A mi madre MARÍA CRISTINA SILVA MENDOZA, por ser motor y motivo en mi camino de superación y aprendizaje; por haberme inculcado no el costo, sino el verdadero valor de las cosas que no tienen precio.

- A la empresa NORPERUANA DE INGENIEROS SAC. En especial a los esposos Mg. Ing. Mariana del Socorro Ferrer Sancarranco y al Dr. Ing. César Machado Bazán, por el apoyo brindado desde mis inicios como profesional y a lo largo de la realización del presente estudio de tesis.

- A mis hermanos y familia, en especial a JUAN A. ALBUJAR SILVA por haberme impulsado y apoyado a seguir la carrera de Ing. Civil, y a todas aquellas personas que me apoyaron para que siguiera adelante sin rendirme; a todos los que confiaron en mí.

- A Delfa Sánchez Villanueva por ser más que una compañera de vida, mi apoyo en los momentos difíciles.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguirre, A. (2017). “Diseño de una Torre Autosoportada triangular de 60 metros Portadora de Antenas”, Piura. Recuperado de:
<https://es.scribd.com/document/394121780/CIV-AGU-MEN-17>
- Álvarez, E. (2017). “Diseño de cimientos a base de zapatas aisladas para torres de transmisión eléctrica aplicado en el proyecto de Condorcocha-Tarma-Junín”. Recuperado de:
https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/continental/4414/1/IV_FIN_105_TE_Alvarez_Egoavil_2017.pdf
- Arredondo M. (2012). Evaluación del diseño de fundaciones con micropilotes tipo tornillo en torres de alta tensión. Universidad Austral de Chile. Recuperado de:
<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2012/bmfcia774e/doc/bmfcia774e.pdf>
- Asmat, M. (2006). “Análisis de la cimentación de estructuras de línea de transmisión de energía eléctrica”, Piura. Recuperado de:
<https://pirhua.udep.edu.pe/handle/11042/1345>
- Avellán, D. (2011), Análisis y diseño de cimentaciones sujetas a cargas de tensión. Recuperada de: http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3323_C.pdf
- Bonilla, V. & Travez, L. (2017). Estudio para la construcción de una línea de subtransmisión de 69 kv Guanujo – Simiatug, perteneciente a la provincia Bolívar. Latacunga, Ecuador. Recuperado de: <https://docplayer.es/80727032-Universidad-tecnica-de-cotopaxi.html>

- Braja, D. (1998). Principios de Ingeniería de cimentaciones, 7ma edición. Recuperado de: <https://teayudoingeniero.blogspot.com/2018/07/fundamentos-de-ingenieria-de.html>.
- Braja, D. (2000). Fundamentos de Ingeniería geotécnica, 4ta edición. Cengage Learning Editores, S.A. Sta Fe – Colombia. Recuperado de: https://www.academia.edu/37854899/Fundamentos_de_Ingenieria_Geotecnica_Braja_M_Das
- Cabrera, T. (E.U.A.T.M), Cimentaciones superficiales. Recuperado de: http://tocasa.es/ingeniero/L9_Zapata_aislada.pdf
- Calavera, J. (2000). Cálculo de estructuras de cimentación (4ta ed.), Infoprint, S.A. Madrid, España. Recuperado de: <https://www.udocz.com/read/c-lculo-de-estructuras-de-cimentaci-n---j--calavera--4ta-edici-n---intemac--pdf>
- Cañar, G. (2012), “La resistencia del suelo y su incidencia en el tipo de cimentación para la línea de subtransmisión a 69 kv Puyo-Mushullacta”. Recuperado de: <repo.uta.edu.ec/bitstream/.../Gabriela%20Cañar%20R.%20Tesis%20de%20Graduo.pdf>
- Capuyel, R. (2012). Evaluación técnico económica de fundaciones prefabricadas para torres de transmisión eléctrica tipo suspensión. Chile. Recuperado de: <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2012/bmfci385e/doc/bmfci385e.pdf>
- Comisión federal de electricidad (CFE), especificación JA 100-64 Cimentación para estructuras de línea de transmisión. Recuperado de: <https://lapem.cfe.gob.mx/normas/pdfs/f/JA100-64.pdf>

- De la cruz J. y Sánchez M. (2010). Diseño geotécnico de la cimentación a base de zapatas aisladas ancladas en roca para el proyecto l.t. Quevedo – Menonita. México. Recuperado de:
https://www.academia.edu/8169116/dise%C3%91o_geot%C3%89cnico_de_la_cimentaci%C3%93n_a_base_de_instituto_polit%C3%89cnico_nacional_escuela_superior_de_ingenier%C3%8da_y_arquitectura_unidad_profesional_zacatenco_dise%C3%91o_geot%C3%89cnico_de_la_cimentaci%C3%93n_a_base_de_zapatas_aisladas_ancladas_en_roca_para_el_menonita
- Dunham, C. (1968) cimentaciones de estructuras. (2da edición), ediciones castillo. SA. Madrid, España. Recuperado de:
<https://www.freelibros.me/ingenieria/cimentaciones-de-estructuras-2da-edicion-clarence-w-dunham>
- Fratelli, M. Suelos, Fundaciones y Muros, Caracas – Venezuela. Recuperado de:
https://www.academia.edu/8952724/SUELOS_FUNDACIONES_y_MUROS_Maria_Graciela_Fratelli
- Garza, L. (2000), Diseño y construcción de cimentaciones, Universidad Nacional de Colombia. Medellín – Colombia. Recuperado de:
http://www.docentes.unal.edu.co/lgarza/docs/NOTAS_%20DYCC_%20v09-10-06.pdf
- Harmsen , T. (2002) Diseño de estructuras de concreto armado 3° edición fondo editorial PUCP – 2002. Recuperado de:
<https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/disenio-de-estructuras-de-concreto-harmsen.pdf>
- Hidrandina S.A., Volumen II (2006). Estudios de los Costos de Peaje de Transmisión Secundaria, Lima, Perú.

Luzardo, M (2015), desarrollo la investigación titulada “Diseño de fundaciones para líneas de distribución de energía eléctrica por el método de Sulzberger y el método de Broms”. Venezuela. Recuperado de: [:https://es.scribd.com/document/362060757/tesis-fundacion-postes](https://es.scribd.com/document/362060757/tesis-fundacion-postes)

Instrucción Técnica Complementaria ITC – LAT 07, para Líneas aéreas con conductores desnudos. Recuperado de: http://www.f2i2.net/documentos/lsi/LAT/Guia_ITC-LAT_07_oct13.pdf

Martínez, K. & Lira, I. (2010), “Diseño y análisis de cimentaciones para telefonía celular”. Nicaragua. Recuperado de: <https://es.scribd.com/document/314220116/disen-y-analisis-cimentaciones-torre-telefon-ia-celular-pdf>

MINEN (2012) Ministerio de energía y Minas - Código Nacional de Electricidad – Suministro 2011. Lima, Perú. Recuperado de: <http://spij.minjus.gob.pe/Graficos/Peru/2011/Mayo/05/RM-214-2011-MEM-DM.pdf>

Morales, R. Diseño en concreto Armado Fondo editorial ICG. Lima – Perú.

Ortega, J. (1989), Concreto Armado II

Portalino, F. (2017), “Alternativas de fundación con micropilotes helicoidales para torre de telecomunicaciones en suelos granulares” Recuperado de: <https://docplayer.es/72253964-Alternativa-de-fundacion-con-micropilotes-helicoidales-para-torres-de-telecomunicacion-en-suelos-granulares.html>

RNE (2012). Reglamento Nacional de Edificaciones – Concreto Armado. (4ta. Ed). Lima, Perú.

- Romo, M. Flexocompresión en los elementos de Hormigón Armado, Escuela politécnica del ejército – Ecuador. Recuperado de: https://www.academia.edu/23200071/TEMAS_DE_HORMIG%C3%93N_ARMADO_CAP%C3%8DTULO_XII_FLEXOCOMPRESI%C3%93N_EN_LOS_ELEMENTOS_DE_HORMIG%C3%93N_ARMADO_12.1_INTRODUCCI%C3%93N
- Ruiz, M. (2018), Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión. Recuperado de: <https://es.scribd.com/document/407075939/Soluciones-para-el-diseno-y-construccion-de-cimentaciones-de-torres-de-transmision-electrica-de-Alta-Tension-pdf>
- Sacalxot W. (2005). Cimentaciones para Torres Autoportada. Universidad San Carlos de Guatemala. Recuperado de: https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci_34_34120_pilotes_para_torres_autosoportadas.pdf
- Semblantes M. (2010). Diseño de una torre de transmisión eléctrica autoportada para una línea de 69 kV. Quito, Ecuador. Recuperado de: https://www.academia.edu/24475773/ESCUELA_POLIT%C3%89CNICA_NACIONAL_FACULTAD_DE_INGENIER%C3%8DA_MEC%C3%81NICA_DISE%C3%91O_DE_UNA_TORRE_DE_TRANSMISI%C3%93N_EL%C3%89CTRICA_AUTOSOPORTADA_PARA_UNA_L%C3%8DNEA_DE_69KV_PROYECTO_PREVIO_A_LA_OBTENCI%C3%93N_DEL_T%C3%8DTULO_DE_INGENIERO
- Suyo, E. (2016). Modelo de investigaciones geológicas y geotécnicas para definir la cimentación de estructuras de líneas de transmisión eléctrica. Lima, Perú. Recuperado de: <http://cybertesis.unmsm.edu.pe/handle/cybertesis/6771>

TIA/EIA – 222 – F Normas estructurales para torres y estructuras de acero para antenas.

España. Recuperado de: https://www.academia.edu/10876585/TIA_EIA-222-F_NORMAS_ESTRUCTURALES_PARA_TORRES_Y_ESTRUCTURAS_DE_ACERO_PARA_ANTENAS

Univalle (2005). Subestaciones eléctricas Cap. I. Universidad del Valle. Colombia.

Recuperado de: https://www.academia.edu/36651873/UNIVALLE_-_Subestaciones_II_CAPITULO_I_CONCEPTOS_FUNDAMENTALES_1.1_OBJETO_DE_UNA_SUBESTACION_EN_UN_SISTEMA_DE_POTENCIA

Vásquez, D. (2005). Procedimientos para la construcción, montaje electromecánico y puesta en servicio de una línea de transmisión en 220 kv. Lima, Perú. Recuperado de: http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/10809/1/vasquez_rd.pdf

VIII. APÉNDICES Y ANEXOS

Tabla 1 Matriz de consistencia

TITULO	PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLE	DIMENSIONES
<p>“ANÁLISIS DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA TORRES EN LINEA DE TRANSMISIÓN 60 C.H. CHANCAY – S.E.T. HUARAL USANDO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ COMO DATO PARA EL ANÁLISIS</p>	<p>¿Cuáles son las dimensiones reales con las que se debieron construir las cimentaciones para torres en línea de transmisión 60 Kv C.H Chancay S.E.T Huaral</p>	<p>OBJETIVO GENERAL Analizar el diseño de cimentaciones para torres de la LINEA DE TRANSMISIÓN 60 Kv C.H CHANCAY – S.E.T HUARAL.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS - Comprobar la geometría y características de las cimentaciones diseñadas con un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, - Determinar la incidencia que tienen los estudios geológicos y geotécnicos en el diseño de la cimentación para torres de transmisión eléctrica. - Presentar un aporte para el análisis de factores, cargas que intervienen en el diseño estructural de la cimentación para torres de transmisión.</p>	<p>El cambio de resistencia de concreto de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ a una resistencia de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ varía las dimensiones y características de las zapatas para torres en la LINEA DE TRANSMISIÓN 60 KvC.H CHANCAY – S.E.T HUARAL.</p>	<p>Características del diseño estructural de cimentaciones</p>	<p>a). Resistencia a compresión: característica del cimiento para no sobrepasar la presión admisible del suelo. b). resistencia al arranque: peso de la cimentación + peso del cono de arena por encima de esta. c) geometría: dimensiones dadas según diseño estructural</p>

PANEL FOTOGRÁFICO



Replanteo y colocación de hitos ejes de torres (propio).



Marcación y excavación para cimentaciones (propio).



Perfilado de fondo y bloqueteo para stub (propio).



Nivelación y control de stub (propio).



Acero, PAT, y encofrado zapata y pedestal (propio).



Concreto en fundaciones (propio).



Ensamble y montaje de torres (propio).



Tendido de conductor en postes tubulares de la línea de transmisión (propio).



Winche, freno y tendido de conductor (propio).



Flechado del conductor (propio)

CALCULO DEL ANGULO DE FLECHA METODO TANGENCIAL

Formula:

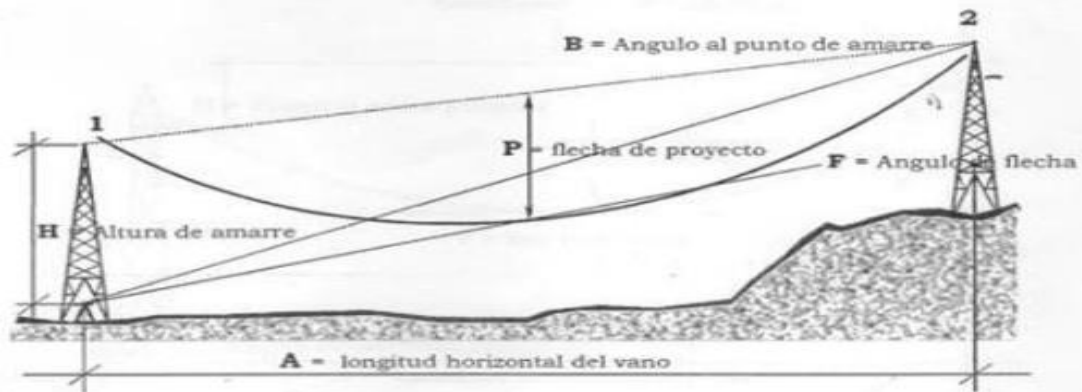
$$F = 90 - (\text{arc tan} (((\tan (90 - B) \times A) - H) - 4P + \text{RAIZ} (P \times H) \times 4) / A))$$

Datos:

B = 77°05'05" Ang. a la polea o grapa
 A = 654.07 Longitud horizontal del vano
 H = 23.70 Altura de amarre entre el teodolito y el conductor
 P = 29.62 Flecha de proyecto por temperatura °C
 El ángulo de flecha para esa fase será de **F = 80° 07' 52"**

Nota:

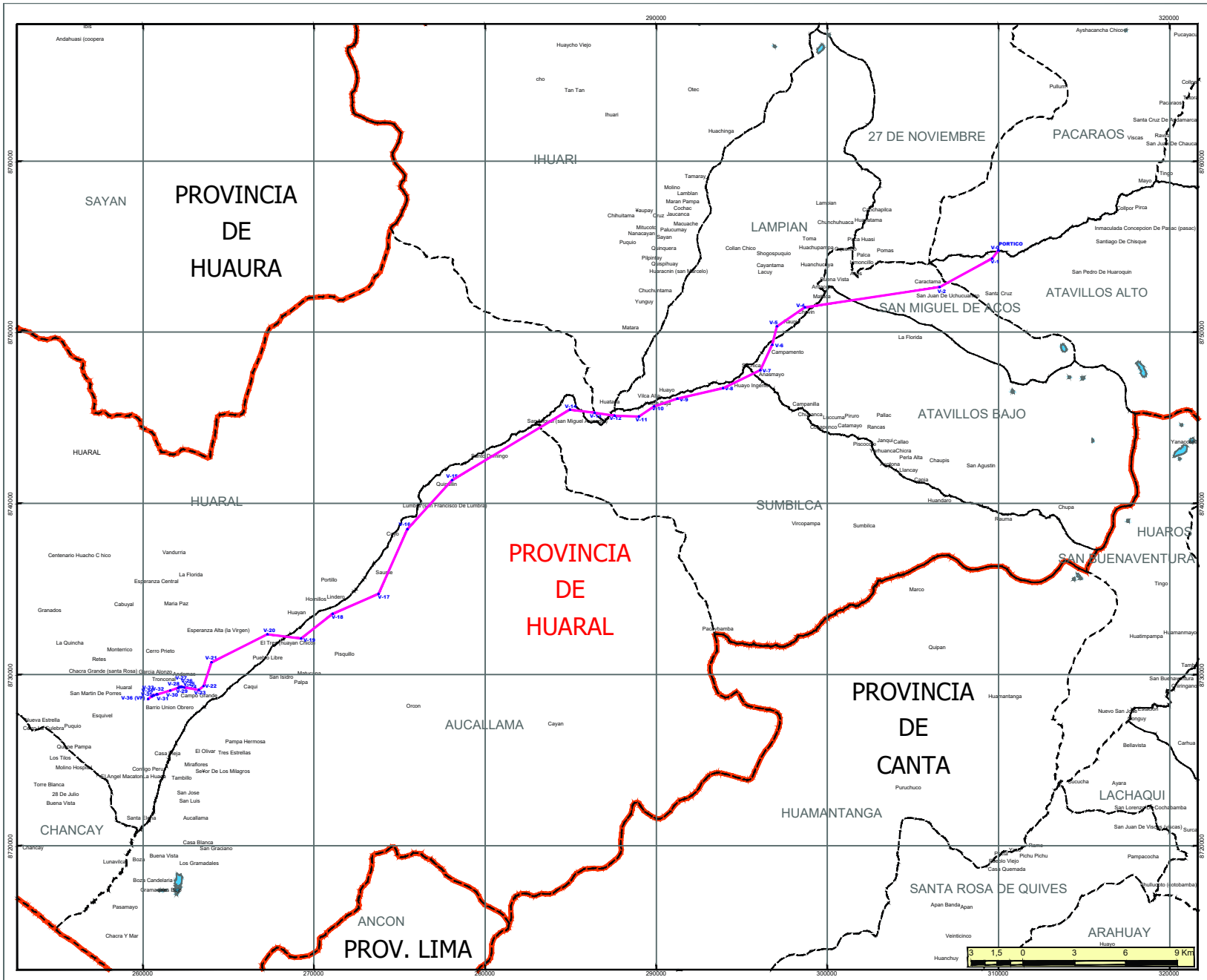
Las alturas de amarre cambian para cada fase



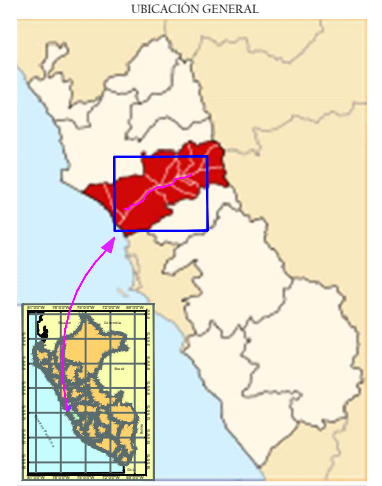
Fórmula para flechado (cortesía LINELCON)



Central hidroeléctrica Chancay (propia).



REPUBLICA DEL PERU
DEPARTAMENTO DE LIMA



LEYENDA

Caractama	Centros Poblados
V-15	Vértices de Línea de Transmisión
—	Línea de Transmisión
—	Cuerpos de Agua (Lagos)
—	Límite de Distrito
—	Límite Provincial

LÍNEA DE TRANSMISIÓN 60 KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL

NORPERUANA DE INGENIEROS E.I.R.L. MAPA DE UBICACION

Elaborado por:
NORPERUANA DE INGENIEROS E.I.R.L.
NORPERUANA DE INGENIEROS E.I.R.L.

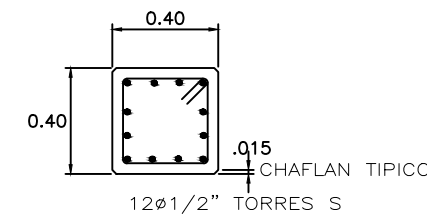
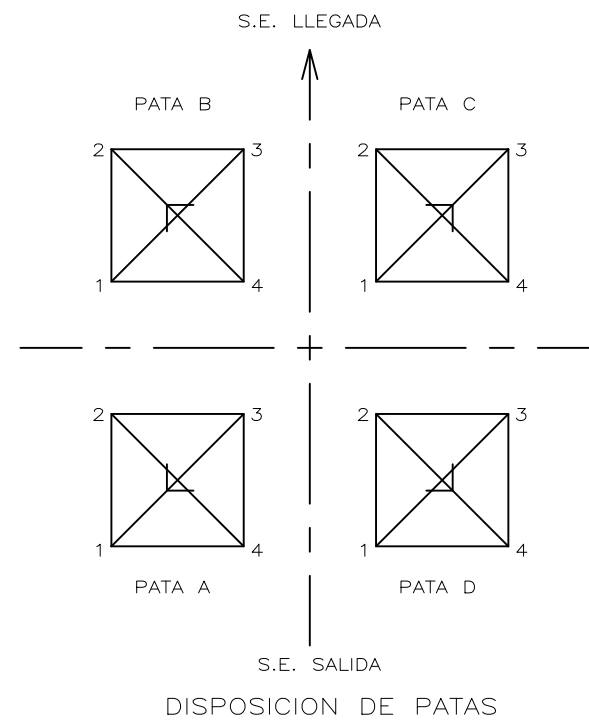
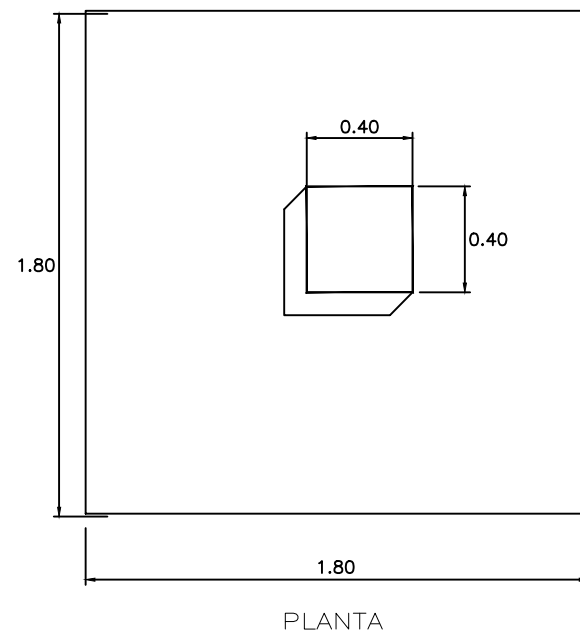
Escala: 1:50,000
Fecha: 11 de Septiembre 2012

Hoja N°: 01

Fuente: Cartografía Digital IGN Escala 1:100 000, Centros Poblados y Límites Políticos, INEI - 2007.

DESCRIPCION DE SUELOS

SUELO TIPO	SUELO DE FUNDACION	Df (m)	γ (kg/m ³)	C (kg/cm ²)	ϕ (°)	β (°)	q_{adm} (kg/cm ²)
II	GRAVA LIMOSA CON ARENA (GM)	2.10	1900	0.0	33.0	24.5	3.00



LEYENDA

- RC : Relleno compactado
- : Concreto
- : Solado
- : Terreno Natural

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO:
 CONCRETO ARMADO EN GENERAL
 $f'_c=210$ kg/cm²
 SOLADO DE CONCRETO SIMPLE
 $f'_c=100$ kg/cm²

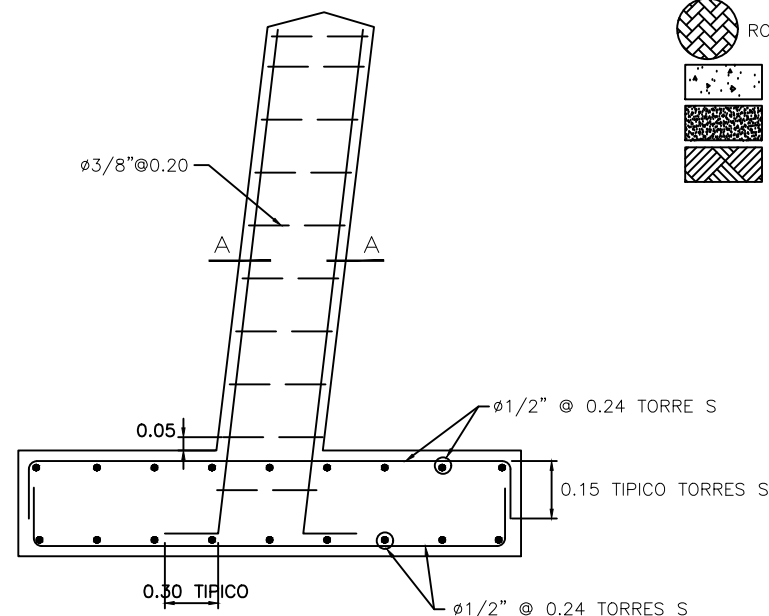
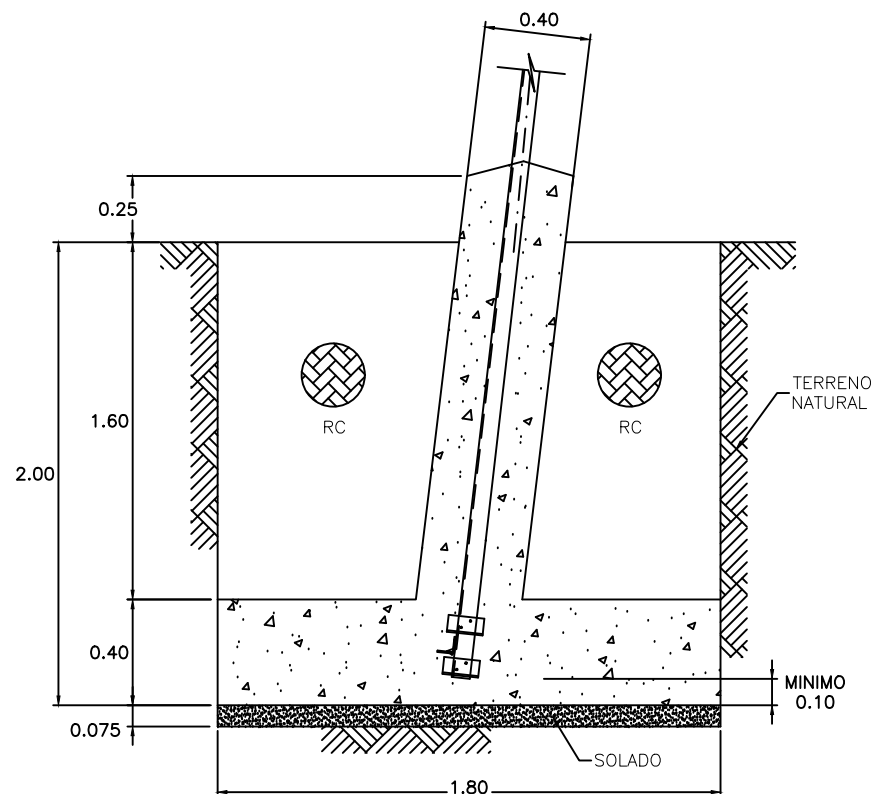
ACERO DE REFUERZO:
 BARRAS CORRUGADAS GRADO 60
 $f_y=4200$ kg/cm²

RECUBRIMIENTOS :
 EN ZAPATA = 7.5 cm
 EN COLUMNA O FUSTE = 5 cm

CAPACIDAD ADMISIBLE TERRENO:
 VER CUADRO RESPECTIVO

TIPO DE CEMENTO:
 TIPO MS

EXCAVACION:
 TODAS LAS EXCAVACIONES EN MATERIAL
 SUELTO DEBERAN SER ENTIBADAS



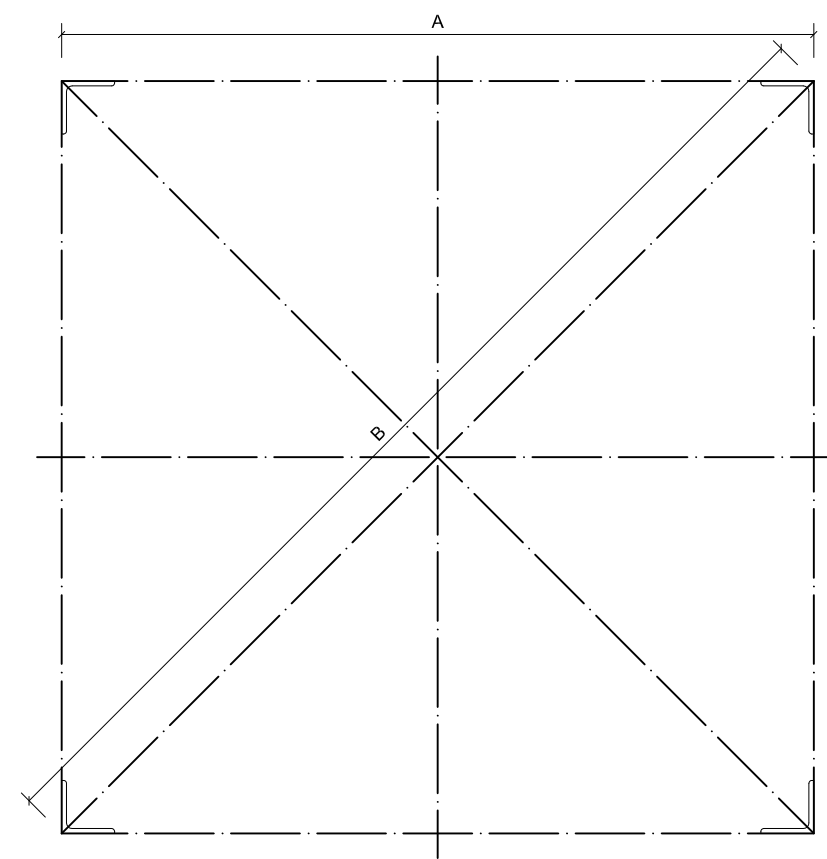
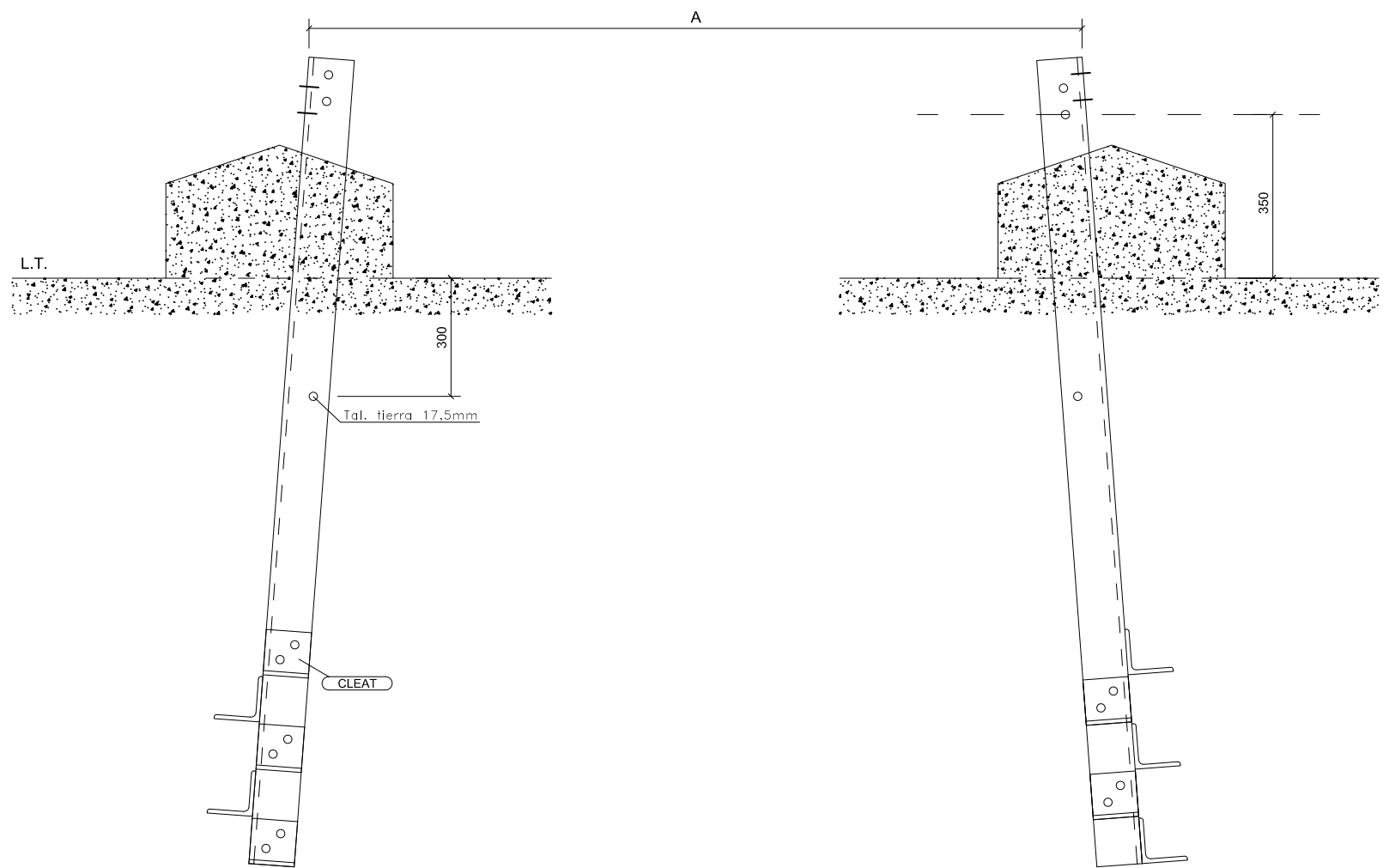
PLANOS DE REFERENCIA:

- PLANOS ELECTROMECANICOS DE LA LINEA DE TRANSMISION

NOTAS:

- TODAS LAS MEDIDAS EN METROS, SALVO INDICACION CONTRARIA.
- EL MATERIAL DE RELLENO DEBERÁ ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA. DE NO SER ADECUADO EL MATERIAL PROPIO PARA RELLENO DEBERA UTILIZARSE MATERIAL DE PRESTAMO DE CANTERAS SELECCIONADAS, LA COMPACTACION SERA HASTA ALCANZAR EL 95% DEL PROCTOR MODIFICADO.
- ϕ = ANGULO DE FRICCION INTERNA
 β = ANGULO ARRANCAMIENTO
- EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SE HA REALIZADO CON UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO DE $f'_c=210$ Kg/cm². NO OBSTANTE EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE, CONCRETO ARMADO), CONTEMPLA QUE:
 "SI EL CONCRETO ESTÁ EXPUESTO A SULFATOS SEVEROS O MUY SEVERO Y SE EMPLEA EL USO DE CEMENTO TIPO V, ENTONCES LA RESISTENCIA MÍNIMA A COMPRESION DEL CONCRETO ES DE 31 MPa (310 Kg/cm²)

				CONSULTOR:		 NORPERUANA DE INGENIEROS E.I.R.L.		PROPIETARIO:		 Sindicato Energético S.A.		PROYECTO Nº: NPI-ED-010 PLANO Nº: LT-118 ESCALA: S/E		HOJA: 1/1 REV: 1 FORMATO: A-3			
1		02.02.2014		EMITIDO PARA REVISION Y/O APROBACION						TITULO: FUNDACION EN SUELO (TIPO II) TORRES TIPO S		ARCHIVO: LT-S-01.dwg					
Nº		FECHA		REVISIONES		REV. APROB.		DISEÑADO: J.A.S.		DIBUJADO: J.A.S.		REVISADO: MFS		APROBADO: ---		FECHA: FEB-2019	



DATOS DE HORMIGONADO (mm)										
	PATA -2		PATA -1		PATA 0		PATA +1		PATA +2	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
S+6 (17m)	3378	4777	3514	4970	3650	5162	3786	5355	3922	5547
S+3 (14m)	2970	4200	3106	4393	3242	4585	3378	4777	3514	4970
S+0 (11m)	2562	3623	2698	3816	2834	4008	2970	4200	3106	4393
S-3 (8m)	2154	3046	2290	3238	2426	3431	2562	3623	2698	3816

FUNCIONES		
VERTICAL		
tg α		= 0,068015
2tg α		= 0,136029
sec α		= 1,002310
sec β	= 1,004615	
CARA		
tg λ		= 0,067858
sec λ		= 1,002300

	Par de apriete (kg.m)	NOTAS GENERALES:
□ M14 TAL. ø15,5mm	6,80	- TORNILLOS S/DIN 7990. CALIDAD 5.6.
● M16 TAL. ø17,5mm	10,5	- TUERCAS S/DIN 555.
⊕ M20 TAL. ø21,5mm	20,0	- ARANDELAS PLANAS DE 8mm S/DIN 7989.
		- COTAS EN mm.

REV.	FECHA	DIBUJ.	VERIF.	APROB.	MODIFICACIÓN
REVISIONES					
					SINDICATO ENERGÉTICO S.A. L/T 60 KV CHANCAY - SET HUARAL
DISEÑADO: A.BENÍTEZ FECHA: 13/01/15 DIBUJADO: S.C.G. FECHA: 13/01/15 VERIFICADO: S.GUNDIN FECHA: 13/01/15					TORRE TIPO "S" ÁNGULOS DE ESPERA (STUBS)
PLANO STUBS-S			ESCALA S/E		HOJA A3 1 de 1