

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FISICAS Y NATURALES

P R A C T I C A S U P E R V I S A D A
INFORME TÉCNICO FINAL

DISEÑO Y CÁLCULO DE FUNDACIONES PARA LINEAS DE ALTA TENSION
INGENIERIA CIVIL

ALUMNO: ARIAS M. ENRIQUE
DOCENTE TUTOR: DR. ING. GERBAUDO GUILLERMO
SUPERVISOR EXTERNO: ING. BAINOTTI FABIAN
EMPRESA RECEPTORA: EPEC
AÑO: 2014

Í N D I C E

AGRADECIMIENTOS	3
RESUMEN	4
1. INTRODUCCIÓN	5
1.1. Ámbito del desarrollo de la Práctica Supervisada.....	5
1.2. Objetivo General de la Práctica Supervisada.....	5
1.3. Objetivos Particulares de la Práctica Supervisada.....	5
1.4. Actividades desarrolladas durante la Práctica Supervisada.....	5
1.5. Aplicación de materias cursadas en la carrera de Ingeniería Civil.....	6
2. MARCO TEÓRICO	7
2.1. Introducción.....	7
2.2. Red de energía eléctrica.....	8
2.3. Fallos del sistema.....	9
2.4. Impactos ambientales.....	9
2.5. Efectos sobre el uso de la tierra.....	10
2.6. Desbroce y control de la vegetación en los derechos de vía.....	10
2.7. Riesgos para la salud y la seguridad.....	10
2.8. Desarrollo inducido.....	11
2.9. Tipologías para las fundaciones de hormigón.....	12
2.9.1. Suelo de fundación. Estudio Geotécnico.....	12
2.9.2. Alcance del estudio geotécnico.....	12
2.9.3. Interpretación del estudio geotécnico.....	14
2.9.4. Tipificación de suelos.....	14
2.10. Tipo de fundaciones.....	14
2.10.1. Macizo de hormigón único.....	14
2.10.2. De patas separadas.....	15
2.10.3. Pilotes.....	15
2.11. Ensayo de fundaciones.....	16
2.12. Ejecución de obras.....	16
3. CIMENTACIONES	17
3.1. Método de Sulzberger.....	17
3.2. Método de Mohr Pohl.....	20
4. CALCULO DE FUNDACIONES	25
4.1. Cálculo de fundaciones por Método de Sulzberger.....	25
4.2. Cálculo de fundaciones por Método de Mohr - Pohl.....	28

5. CONCLUSIONES	37
5.1. Conclusiones de las tareas realizadas.....	37
BIBLIOGRAFIA	38
ANEXO A	39
ANEXO B	51
ANEXO C	70
ANEXO D	76

A G R A D E C I M I E N T O S

Por su participación, colaboración y presencia en distintos momentos de la carrera, el alumno agradece a:

Mis compañeras Alejandra Ramos, Carolina Vera y Melina Martínez.

Sindicato de Luz y Fuerza de Córdoba (Gabriel Suarez), Directorio de EPEC, Arquitecto Rubén Ponce e Ingeniero Fabián Bainotti, por su apoyo durante el cursado de la carrera.

Tutor interno Dr. Ingeniero Guillermo Gerbaudo.

R E S U M E N

El presente es el informe técnico final correspondiente a la Práctica Supervisada del alumno Arias Mario Enrique. La misma ha sido realizada en la empresa de energía eléctrica EPEC, bajo la supervisión externa del Ingeniero Fabián Bainotti y del Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo como tutor interno designado por la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

La Práctica Supervisada ha sido llevada a cabo entre los meses de Enero y Julio del año 2014, esta consiste en el análisis y cálculo de fundaciones para líneas de alta tensión (L.A.T.). Para ello presentamos una obra realizada en la zona del sur de la Provincia de Córdoba, la cual tendrá fundaciones de tipologías variadas, de acuerdo al suelo de apoyo.

Este informe consta de tres partes principales. La primera presenta el encuadre del desarrollo de la Práctica Supervisada, compuesto por la descripción del ámbito de la obra, los objetivos planteados y las actividades realizadas. En la segunda se expone el marco teórico en el cual se han basado los trabajos realizados durante la Práctica Supervisada, mencionando la bibliografía que ha sido utilizada y los conceptos fundamentales para el diseño de estas estructuras necesarias en la obra; se describen además las alternativas de solución propuestas. La tercera parte del informe presenta el proceso de diseño y cálculo de cada una de las tipologías de las fundaciones para LAT.

Finalmente se presentan las conclusiones de los trabajos desarrollados durante el transcurso de la Práctica Supervisada.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Ámbito del desarrollo de la Práctica Supervisada.

La Práctica Supervisada se ha llevado a cabo por el alumno en el marco de esta materia. Para ello se han desarrollado distintas actividades relacionadas con la actividad profesional de la Ingeniería Civil en la empresa EPEC.

Las tareas llevadas a cabo responden al diseño de estructuras de fundaciones para líneas de alta tensión entre dos estaciones transformadoras ubicadas en distintas ciudades de la Provincia de Córdoba.

La obra analizada es una línea de alta tensión de 132 kV., ubicada entre E.T. Modesto Maranzana y E.T. Gral. Levalle en la zona sur de la Provincia de Córdoba., Es una obra lineal que atraviesa mayoritariamente zona rural.

1.2. Objetivo general de la Práctica Supervisada:

Familiarizarme con la Profesión mediante la experiencia en un ámbito de trabajo real de soluciones a problemas tipos de ingeniería civil.

1.3. Objetivos Particulares de la Práctica Supervisada.

- Revisión de bibliografía para familiarizarme con los métodos de cálculo y sus variantes y de esta manera llegar simplificaciones.
- Realizar ejemplos prácticos para afianzar los cálculos, tanto del método de Sulzberger como de Mohr-Pohl.
- Llevar el cálculo a planillas para computarlo en forma sistemática y aplicarlo rápidamente a grandes obras.
- Analizar resultados y compararlos entre distintas fundaciones para obtener conclusiones objetivas.
- Realizar conclusiones de las dos metodologías de cálculo, tanto de Sulzberger como de Mohr-Pohl.
- Realizar el informe completo y detallado de la PS.

1.4. Actividades desarrolladas durante la Práctica Supervisada.

Durante el desarrollo de la Práctica Supervisada se han encomendado al alumno las siguientes tareas:

- Revisión de características generales del proyecto a partir de los pliegos de especificaciones técnicas generales y particulares, planos, imágenes satelitales, cartas, etc.
- Revisión bibliográfica acerca de la situación planteada: diseño y cálculo de bases para líneas de alta tensión. Este punto comprende la búsqueda de información sobre el diseño y sobre los materiales a emplear en libros, publicaciones, folletos de proveedores y reglamentos vigentes.
- Elaboración de planillas de cálculos para cada método según corresponda.
- Evaluación de casos puntuales en esta obra lineal.

1.5. Aplicación de materias cursadas en la carrera de Ingeniería Civil durante la Práctica Supervisada.

Para llevar a cabo las tareas requeridas por la empresa EPEC, en el marco de la Práctica Supervisada, el alumno ha utilizado los conocimientos adquiridos en diversas materias cursadas a lo largo de la carrera.

Para la interpretación y manejo de los planos digitales con los que se trabajó, el alumno ha recurrido al software Autocad, el mismo se aprendió a utilizar en el dictado de la materia Representación Asistida.

Para estudio y comprensión de reglamentos internacionales, en lo que respecta al diseño de bases, se ha utilizado lo estudiado en el Módulo de Inglés, fundamentalmente lo referido a conceptos técnicos de ingeniería.

Se han empleado los conocimientos adquiridos en la materia de Geotecnia I para la interpretación de la información brindada por los antecedentes geológicos. Se ha utilizado lo aprendido en Geotecnia II y III, tanto para la determinación de los parámetros geotécnicos de los materiales y bases de cálculos de estructuras para fundaciones y comprender de esta manera el comportamiento de dichas cimentaciones.

Los conceptos incorporados en Tecnología de los Materiales de Construcción han sido útiles al momento de estudiar las características y los parámetros resistentes de los materiales a utilizar para el cálculo de estructuras de fundación. Para el estudio y cálculo de las estructuras planteadas, han sido necesarios los conceptos estudiados en Mecánica de las Estructuras II, Hormigón Armado y Pretensado y Diseño de Hormigón Armado.

Para la interpretación y aplicación de la información de la información acerca del sismo de diseño, se ha recurrido a lo incorporado en las materias Análisis Estructural y Diseño de Estructuras de Hormigón Armado. También se ha valuado la factibilidad ambiental con lo estudiado en la materia Ingeniería Estructural.

2. MARCO TEORICO

2.1. Introducción.

La generación y el transporte de electricidad es el conjunto de instalaciones que se utilizan para transformar otros tipos de energía en electricidad y transportarla hasta los lugares donde se consume. La generación y transporte de energía en forma de electricidad tiene importantes ventajas económicas debido al costo por unidad generada. Las instalaciones eléctricas también permiten utilizar la energía hidroeléctrica a mucha distancia del lugar donde se genera. Estas instalaciones suelen utilizar corriente alterna, ya que es fácil reducir o elevar el voltaje con transformadores. De esta manera, cada parte del sistema puede funcionar con el voltaje apropiado. Las instalaciones eléctricas tienen seis elementos principales:

- La central eléctrica
- Los transformadores, que elevan el voltaje de la energía eléctrica generada.
- **Las líneas de transporte**
- Las subestaciones donde la tensión baja su voltaje para adecuarse a las líneas de distribución
- Las líneas de distribución
- Los transformadores que bajan el voltaje al valor utilizado por los consumidores.

En una instalación normal, los generadores de la central eléctrica suministran voltajes de 26.000 voltios; voltajes superiores no son adecuados por las dificultades que presenta su aislamiento y por el riesgo de cortocircuitos y sus consecuencias. Este voltaje se eleva mediante transformadores a tensiones entre 138.000 y 765.000 voltios para la línea de transporte primaria (cuanto más alta es la tensión en la línea, menor es la corriente y menores son las pérdidas, ya que éstas son proporcionales al cuadrado de la intensidad de corriente). En la subestación, el voltaje se transforma en tensiones entre 69.000 y 138.000 voltios para que sea posible transferir la electricidad al sistema de distribución. La tensión se baja de nuevo con transformadores en cada punto de distribución. La industria pesada suele trabajar a 33.000 voltios (33 kilovoltios. Para su suministro a los consumidores se baja más la tensión: la industria suele trabajar a tensiones entre 380 y 415 voltios, y las viviendas reciben entre 220 y 240 voltios en algunos países y entre 110 y 125 en otros.

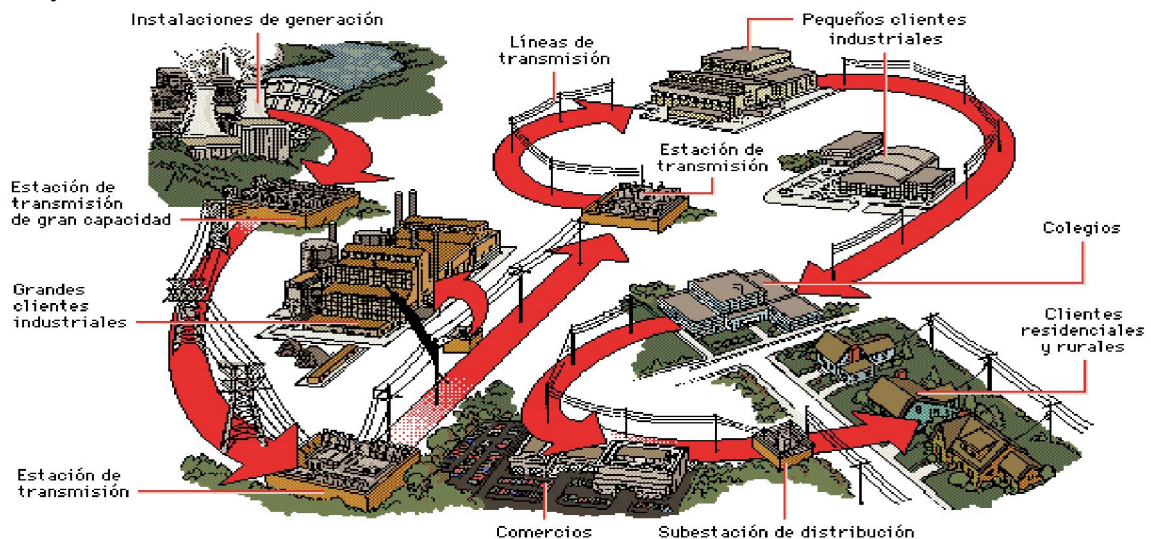


Figura N°1: Generación y Transporte de Energía (Revista Conectados Nov. 2012)

2.2. Red de energía eléctrica.

En una central hidroeléctrica, el agua que cae de una presa hace girar turbinas que impulsan generadores eléctricos. La electricidad se transporta a una estación de transmisión, donde un transformador convierte la corriente de baja tensión en una corriente de alta tensión. La electricidad se transporta por cables de alta tensión a las estaciones de distribución, donde se reduce la tensión mediante transformadores hasta niveles adecuados para los usuarios. Las líneas primarias pueden transmitir electricidad con tensiones de hasta 500.000 voltios o más. Las líneas secundarias que van a las viviendas tienen tensiones de 220 o 110 voltios.

La estación central de una instalación eléctrica consta de una máquina motriz, como una turbina de combustión, que mueve un generador eléctrico. La mayor parte de la energía eléctrica del mundo se genera en centrales térmicas alimentadas con carbón, aceite, energía nuclear o gas; una pequeña parte se genera en centrales hidroeléctricas, diesel o provistas de otros sistemas de combustión interna.

Las líneas de conducción se pueden diferenciar según su función secundaria en líneas de transporte (altos voltajes) y líneas de distribución (bajos voltajes). Las primeras se identifican a primera vista por el tamaño de las torres o apoyos, la distancia entre conductores, las largas series de platillos de que constan los aisladores y la existencia de una línea superior de cable más fino que es la línea de tierra. Las líneas de distribución, también denominadas terciarias, son las últimas existentes antes de llegar la electricidad al usuario, y reciben aquella denominación por tratarse de las que distribuyen la electricidad al último eslabón de la cadena.

Las líneas de conducción de alta tensión suelen estar formadas por cables de cobre, aluminio o acero recubierto de aluminio o cobre. Estos cables están suspendidos de postes o pilones, altas torres de acero, mediante una sucesión de aislantes de porcelana. Gracias a la utilización de cables de acero recubierto y altas torres, la distancia entre éstas puede ser mayor, lo que reduce el coste del tendido de las líneas de conducción; las más modernas, con tendido en línea recta, se construyen con menos de cuatro torres por kilómetro. En algunas zonas, las líneas de alta tensión se

cuelgan de postes de madera; para las líneas de distribución, a menor tensión, suelen ser postes de madera, más adecuados que las torres de acero. En las ciudades y otras áreas donde los cables aéreos son peligrosos se utilizan cables aislados subterráneos. Algunos cables tienen el centro hueco para que circule aceite a baja presión. El aceite proporciona una protección temporal contra el agua, que podría producir fugas en el cable. Se utilizan con frecuencia tubos rellenos con muchos cables y aceite a alta presión (unas 15 atmósferas) para la transmisión de tensiones de hasta 345 kilovoltios.

Cualquier sistema de distribución de electricidad requiere una serie de equipos suplementarios para proteger los generadores, transformadores y las propias líneas de conducción. Suelen incluir dispositivos diseñados para regular la tensión que se proporciona a los usuarios y corregir el factor de potencia del sistema.

Los cortacircuitos se utilizan para proteger todos los elementos de la instalación contra cortocircuitos y sobrecargas y para realizar las operaciones de conmutación ordinarias. Estos cortacircuitos son grandes interruptores que se activan de modo automático cuando ocurre un cortocircuito o cuando una circunstancia anómala produce una subida repentina de la corriente. En el momento en el que este dispositivo interrumpe la corriente se forma un arco eléctrico entre sus terminales. Para evitar este arco, los grandes cortacircuitos, como los utilizados para proteger los generadores y las secciones de las líneas de conducción primarias, están sumergidos en un líquido aislante, por lo general aceite. También se utilizan campos magnéticos para romper el arco. En tiendas, fábricas y viviendas se utilizan pequeños cortacircuitos diferenciales. Los aparatos eléctricos también incorporan unos cortacircuitos llamados fusibles, consistentes en un

alambre de una aleación de bajo punto de fusión; el fusible se introduce en el circuito y se funde si la corriente aumenta por encima de un valor predeterminado.

2.3. Fallos del sistema.

En muchas zonas del mundo las instalaciones locales o nacionales están conectadas formando una red. Esta red de conexiones permite que la electricidad generada en un área, se comparta con otras zonas. Cada empresa aumenta su capacidad de reserva y comparte el riesgo de apagones.

Estas redes son enormes y complejos sistemas compuestos y operados por grupos diversos. Representan una ventaja económica pero aumentan el riesgo de un apagón generalizado, ya que si un pequeño cortocircuito se produce en una zona, por sobrecarga en las zonas cercanas se puede transmitir en cadena a todo el país. Muchos hospitales, edificios públicos, centros comerciales y otras instalaciones que dependen de la energía eléctrica tienen sus propios generadores para eliminar el riesgo de apagones.

2.4. Impactos ambientales.

El impacto ambiental potencial de líneas de transmisión de energía eléctrica incluyen la red de transporte de energía eléctrica, el derecho de vía, las playas de distribución, las subestaciones y los caminos de acceso o mantenimiento. Las estructuras principales de la línea de transmisión son la línea misma, los conductores, las torres y los soportes.

Las líneas de transmisión pueden tener pocos, o cientos de kilómetros de longitud. El derecho de vía donde se construye la línea de transmisión puede variar de 20 a 500 metros de ancho, o más, dependiendo del tamaño de la línea, y el número de líneas de transmisión. Las líneas de transmisión son, principalmente, sistemas terrestres y pueden pasar sobre los humedales, arroyos, ríos y cerca de las orillas de los lagos, bahías, etc. Son técnicamente factibles, pero muy costosas, las líneas de transmisión subterráneas.

Las líneas de transmisión eléctrica son instalaciones lineales que afectan los recursos naturales y socioculturales. Los efectos de las líneas cortas son locales; sin embargo, las más largas pueden tener efectos regionales. En general, mientras más larga sea la línea, mayores serán los impactos ambientales sobre los recursos naturales, sociales y culturales. Como se tratan de instalaciones lineales, los impactos de las líneas de transmisión ocurren, principalmente, dentro o cerca del derecho de vía. Cuando es mayor el voltaje de la línea, se aumenta la magnitud e importancia de los impactos, y se necesitan estructuras de soporte y derechos de vía cada vez más grandes. Se aumentan también los impactos operacionales. Por ejemplo, los efectos del campo electromagnético (EMF) son mucho mayores para las líneas de 1.000 kV, que para las de 69 kV.

Los impactos ambientales negativos de las líneas de transmisión son causados por la construcción, operación y mantenimiento de las mismas. Las causas principales de los impactos que se relacionan con la construcción del sistema incluyen las siguientes:

- El desbroce de la vegetación de los sitios y los derechos de vía; y,
- La construcción de los caminos de acceso, los cimientos de las torres y las subestaciones.

La operación y mantenimiento de la línea de transmisión incluye el control químico o mecánico de la vegetación dentro del derecho de vía y, de vez en cuando, la reparación

y mantenimiento de la línea. Estas actividades, más la presencia física de la línea misma, pueden causar impactos ambientales.

En el lado positivo, al manejarlos adecuadamente, los derechos de vía de las líneas de transmisión pueden ser beneficiosos para la fauna. Las áreas desbrozadas pueden proporcionar sitios de reproducción y alimentación para las aves y los mamíferos. El efecto de "margen" está bien documentado en la literatura biológica; se trata del aumento de diversidad que resulta del contacto entre el derecho de vía y la vegetación existente. Las líneas y las estructuras pueden albergar los nidos y servir como perchas para muchas aves, especialmente las de rapiña.

2.5. Efectos sobre el uso de la tierra

El mayor impacto de las líneas de transmisión de energía eléctrica se produce en los recursos terrestres. Se requiere un derecho de vía exclusivo para la línea de transmisión de energía eléctrica. Normalmente, no se prohíbe el pastoreo o uso agrícola en los derechos de vía, pero, en general, los otros usos son incompatibles. Si bien no son muy anchos los derechos de vía, pueden interrumpir o fragmentar el uso establecido de la tierra en toda su extensión. Las líneas de transmisión largas afectarán áreas más grandes y causarán impactos más significativos.

Las líneas de transmisión pueden abrir las tierras más remotas para las actividades humanas como colonización, agricultura, cacería, recreación, etc. La ocupación de espacio reservado al derecho de vía puede provocar la pérdida o fragmentación del hábitat, o la vegetación que encuentra en su camino. Estos efectos pueden ser importantes si se afectan las áreas naturales, como humedales o tierras silvestres, o si las tierras recién accesibles son el hogar de los pueblos indígenas.

2.6. Desbroce y control de la vegetación en los derechos de vía

Hay una variedad de técnicas para limpiar la vegetación del derecho de vía y controlar la cantidad y tipo de la nueva vegetación. Desde el punto de vista ambiental, el desbroce selectivo utilizando medios mecánicos o herbicidas es preferible y debe ser analizado en las evaluaciones ambientales del proyecto.

Se debe evitar el rocío aéreo de herbicidas porque no es selectivo e introduce grandes cantidades de químicos al medio ambiente, y además es una técnica de aplicación imprecisa y puede contaminar las aguas superficiales y las cadenas alimenticias terrestres, y eliminar las especies deseables y envenenar la fauna.

2.7. Riesgos para la salud y la seguridad

Al colocar líneas bajas o ubicarlas próximas a áreas con las actividades humanas (p.e., carreteras, edificios) se incrementa el riesgo de electrocución. Normalmente, las normas técnicas reducen este peligro. Las torres y las líneas de transmisión pueden interrumpir la trayectoria de vuelo de los aviones cerca de los aeropuertos y poner en peligro las naves que vuelan muy bajo, especialmente, las que se emplean para actividades agrícolas.

Las líneas de transmisión de energía eléctrica crean campos electromagnéticos. Se disminuye la potencia de los campos, tanto eléctricos, como magnéticos, con el aumento de la distancia de las Líneas de transmisión. La comunidad científica no ha llegado a ningún consenso en cuanto a las respuestas biológicas específicas a la fuerza electromagnética, pero resultados emergentes en comunidades anexas a esta influencia

física, sugieren que hay antecedentes fundamentados de riesgos para la salud, asociados a algunos tipos de cáncer.²

Se han promulgado normas en varios estados de los Estados Unidos que reglamentan la fuerza electromagnética que está asociada con las líneas de transmisión de alto voltaje.

Si bien, existe gente que argumenta que las líneas de alta tensión pudiesen afectar el medioambiente y a la gente que vive cerca de las líneas de transmisión, lo cierto es que dicha contaminación electromagnética se ve aplacada por los beneficios económicos de transportar la potencia a una tensión elevada. Existen países en los cuales se subsidia a la gente que vive bajo o en las inmediaciones de las líneas de alta tensión, bajo el supuesto que los tejidos orgánicos pudiesen ser perjudicados por los campos electromagnéticos provocados.

2.8. Desarrollo inducido

Dependiendo de su ubicación, las líneas de transmisión pueden inducir desarrollo en los derechos de vía o junto a estos, o en las tierras que se han vuelto más accesibles. En los lugares donde la vivienda sea escasa, los derechos de vía, a menudo, son sitios atractivos para construir viviendas informales, y esto, a su vez, causa otros impactos ambientales y sobrecarga la infraestructura y servicios públicos locales.

Equilibrio entre producción y consumo

La electricidad es una de las pocas energías que no es posible almacenar a gran escala (excepto los sistemas de baterías o las presas hidráulicas que pueden ser consideradas reservas electromecánicas de energía de baja inercia). Por ello los operadores de red deben de garantizar el equilibrio entre la oferta y la demanda en permanencia. Si se produce un desequilibrio entre oferta y demanda, se pueden provocar dos fenómenos negativos:

En el caso en que el consumo supera la producción, se corre el riesgo de “apagón” por la rápida pérdida de sincronismo de los alternadores, mientras que en el caso de que la producción sea superior al consumo, también puede provocarse un “apagón” por la aceleración de los generadores que producen la electricidad.

Esta situación es típica de las redes eléctricas insulares donde la sobre-producción eólica conlleva a veces la aparición de frecuencias “altas” en las redes.

Las interconexiones entre los países pueden repartir mejor el riesgo de apagones en los territorios interconectados, al ser estos solidarios entre sí en la gestión del equilibrio entre la oferta y la demanda.

La aparición masiva de redes de Generación distribuida también conduce a tener en cuenta este balance global de las redes, especialmente en cuestiones en tensión. La aparición de redes inteligentes (o *Smart Grid*) deben contribuir al equilibrio general de la red de transporte (frecuencia y tensión), con el equilibrio las redes locales de distribución. Para ello los operadores europeos reflexionan sobre las soluciones técnicas pertinentes teniendo en cuenta la evolución de los modos de generación, hoy por hoy muy centralizados (hidroeléctrica, térmicas o nucleares), pero que podrían llegar a ser mucho más descentralizados en un futuro cercano (energía eólica o solar fotovoltaica).

2.9. Tipologías para las fundaciones de hormigón.

En la etapa de diseño deberán contemplarse las limitaciones restricciones impuestas por el correspondiente estudio de Impacto Ambiental, confeccionados según los lineamientos del “Manual de Gestión Ambiental del Sistema de Transporte Eléctrico” Resolución N° 15/92 de la Secretaría de Energía y los “Procedimientos ambientales para la construcción de instalaciones del sistema de transporte de energía eléctrica, que utilicen tensiones de 132 kV o superiores, Resolución ENRE 0546/1999.

Como información básica, el proyectista deberá disponer de las características físicas, mecánicas y químicas de los suelos de fundación y de la información relativa a las cargas actuantes sobre los apoyos.

Las capacidades del terreno se calcularán a partir de la información geotécnica obtenida en los ensayos, posteriormente corroboradas mediante ensayos a escala natural como los descriptos más abajo.

2.9.1 Suelo de fundación – Estudio geotécnico.

La finalidad del estudio geotécnico es conocer los parámetros de resistencia (cohesión no drenada, ángulo de fricción interna, coeficientes de reacción lateral y de fondo) de los suelos afectados por la traza de la obra y la posición de la napa freática. La determinación de la capacidad portante de la fundación y la estimación de su probable deformación ante las cargas de la estructura se realizará con los parámetros propios del lugar. Para ello será indispensable disponer de estudios geotécnicos a lo largo de la traza, a razón de un ensayo geotécnico por cada vértice y además uno cada 10 estructuras, no debiendo excederse los 3000 metros entre sondeos contiguos.

Esta tarea deberá ser realizada por una empresa o profesional con experiencia en el tema específico. Antes de desarrollar el plan definitivo de investigación geotécnica es conveniente realizar una recorrida inicial de reconocimiento de la traza y recopilar antecedentes tales como estudios de la geología superficial, mapas topográficos, fotografías aéreas, fundaciones de otras líneas existentes en la zona, ubicación del nivel freático, ensayos realizados con otros fines, etc.

2.9.2 Alcance del estudio geotécnico.

El estudio geotécnico incluye una descripción del método utilizado para su ejecución. En el caso de utilizar el ensayo estándar de penetración se aclarará y justificará el tipo de cachara sacamuestras utilizada. En el caso de adoptarse el penetrómetro estático de cono y fricción local, se justificará el tipo de punta utilizada y se construirán gráficos mostrando la resistencia del suelo y la de fricción en función de la profundidad.

De los ensayos de penetración se obtendrán datos sobre la densidad de los suelos granulares y sobre la consistencia de los cohesivos, así como sobre su compresibilidad y resistencia al corte. También sobre los límites de las capas, los niveles rocosos o estratos resistentes, las calidades del terreno y el grado de uniformidad del terreno.

En lo referente a la profundidad de los ensayos se seguirán los lineamientos de la norma DIN 4020. La perforación, medida desde la cota de fundación adoptada, deberá alcanzar una profundidad no menor de 6m o de tres veces el valor del lado menor de la fundación, el que resulte mayor. De esta manera podrá comprobarse si el manto sobre el cual se asienta la fundación tiene el espesor suficiente como para desarrollar la capacidad portante adoptada.

El método de estudio finalmente adoptado será el adecuado al tipo de suelo y deberá permitir la obtención de muestras inalteradas para su posterior análisis en laboratorio para la obtención de las características mecánicas y resistentes de los suelos.

El método de penetración dinámica en suelos cohesivos se utilizará con cuchara de paredes delgadas de tres pulgadas (tubo Shelby) para evitar los “tapones” característicos de la cuchara normal. La presencia de gravas en suelos sujetos al ensayo normal de penetración dinámica deberá tenerse en cuenta afectando el número de golpes resultante mediante un factor de corrección. Los métodos descriptos no son adecuados para suelos con alta presencia de rodados grandes. En estos casos podrá recurrirse a la exploración del suelo por medio de calicatas o de pozos de inspección con protección lateral y ventanas. El conocimiento de los suelos más representativos de la traza se completará con la ejecución de ensayos de plato de carga.

Los resultados serán presentados en diagramas de tensión-deformación. En las conclusiones, el estudio geotécnico deberá incluir como mínimo la siguiente información:

- Descripción de los distintos estratos encontrados.
- Clasificación según el método universal de Casagrande.
- Nivel de la napa freática.
- Granulometría.
- Peso específico natural y secado a estufa.
- Humedad natural.
- Límite líquido.
- Límite plástico.
- Ángulo de rozamiento interno
- Cohesión
- Tipo de fundación recomendada (directa o indirecta)
- Cota de fundación
- Valor de la resistencia de rotura del suelo (en caso de fundaciones indirectas, resistencia de rotura de punta y de fricción para los distintos estratos)
- Módulo de reacción lateral y de fondo
- Resistividad del terreno (orientada hacia el problema de corrosión)

Cuando en la traza de la obra se presenten suelos que tengan un comportamiento mecánico inestable frente a cambios en su contenido de humedad (suelos expansivos y colapsables), de temperatura (suelos sometidos a congelamiento y deshielo) y vibraciones (suelos licuables o fluidos) deberán ser analizados mediante ensayos geotécnicos especiales.

En suelos rocosos los testigos a ensayar se obtendrán por el método de perforación rotativa. Sobre las muestras de roca se realizarán como mínimo los siguientes ensayos y determinaciones:

- Profundidad del manto rocoso.
- Tipo de roca y su dureza
- Permeabilidad
- Posibles características de solubilidad
- Discontinuidades y posibles planos de falla
- Recuperación total
- Ensayo de recuperación RQD

En cada ubicación de sondeos se realizarán ensayos geoquímicos de suelos de los estratos característicos y napas freáticas con los cuales se determinará como mínimo:

- pH
- contenido de sales totales
- contenido de cloruros
- contenido de sulfatos
- residuo sólido total

Los ensayos geoquímicos tendrán por finalidad determinar la agresividad potencial del subsuelo a las cimentaciones y al sistema de puesta a tierra de los sostenes. Además, permitirán definir el grado de agresión y las protecciones anticorrosivas necesarias.

2.9.3. Interpretación del estudio geotécnico.

Los datos obtenidos en el estudio geotécnico son analizados e interpretados por el proyectista. En particular éste deberá interpretar los valores de resistencia admisible del suelo a adoptar y si las características propias del suelo aconsejan aumentar los factores de minoración de la resistencia.

2.9.4. Tipificación de suelos.

En base a los resultados obtenidos, los suelos semejantes entre sí se agrupan y representarán por un solo suelo “tipo” cuyas características son elegidas con criterio conservador, es decir adoptando los menores valores de los parámetros mecánicos que corresponden a dicho suelo tipo. La cantidad de “tipos” de suelos a definir es función de la cantidad de ensayos y de la disparidad de los valores característicos encontrados a lo largo de la traza.

Cuando los elementos que trabajan permanentemente a la compresión y a la tracción están claramente diferenciados (por ejemplo estructuras arriendadas) es recomendable realizar una tipificación para las unidades que trabajan a la compresión (bases centrales) y otra para las que lo hacen a la tracción (placas de anclaje de riendas). Esta recomendación es particularmente aplicable a los suelos rocosos a escasa profundidad (que presentan altos valores de resistencia para cargas directas de compresión) recubiertos por dos o tres metros de materiales sueltos de mal comportamiento ante la aplicación de cargas de tracción.

2.10. Tipo de fundaciones.

En la gran variedad de disposiciones de líneas aéreas, se pueden encontrar distintos tipos de fundaciones, las cuales se detallan a continuación.

2.10.1. Macizo de hormigón único.

Se calculan mediante el **método de Sulzberger**, cuando el terreno donde se ejecutará la fundación presenta una adecuada resistencia lateral y en el fondo a profundidades compatibles con la de la fundación. Para terrenos con poca resistencia lateral, se pueden adoptar bases anchas, utilizando para su cálculo el **método de Mohr**. Cuando los terrenos ya se presentan pantanosos sin resistencia lateral ni de fondo, se puede utilizar el método de Mohr complementado con las tablas de Pohl.

En el mundo, existen otros métodos que también arrojan resultados suficientemente comprobados en el cálculo de fundaciones.

Cualquier método que se utilice para la verificación de fundaciones, depende fundamentalmente de la confiabilidad del Estudio de Suelos.

En caso de encontrarnos con terrenos pantanosos pero que a determinada profundidad tenemos tierra firme, se utilizan fundaciones con zapata inferior. De la misma manera, en caso de terrenos de poca capacidad portante se pueden plantear fundaciones con zapata superior o invertida.

2.10.2. De patas separadas.

Se utiliza en general, para el caso de estructuras metálicas autosoportadas. En líneas hasta 132 kV, se pueden ejecutar sin inconvenientes cuando las características del terreno lo permiten y en casos de suelos de baja capacidad portante, se ejecutan con las cuatro patas vinculadas entre sí en algunos casos y en otros con una platea inferior de mayor superficie que la ocupada por las cuatro patas.

2.10.3. Pilotes.

En terrenos con muy baja capacidad portante, zonas pantanosas o de relleno aluvional, se pueden utilizar “pilotes”.

Los pilotes pueden ser premoldeados e hincados, pilotes perforados y hormigonados en el lugar, cilindros de fundación, pilotes raíz o micropilotes. El método de cálculo se aplicará al conjunto pilotes-cabezal.

El sistema de fundación mediante pilotes se utiliza cuando deben transmitirse cargas al subsuelo sin que se produzcan asentamientos excesivos.

La capacidad resistente de los pilotes dependerá de la capacidad portante de los estratos de suelos atravesados, del tipo de pilote y de la metodología de construcción empleada.

La cantidad de pilotes por cada apoyo de la estructura no será inferior a dos; se podrá instalar un solo pilote hormigonado “in situ” cuando su diámetro sea como mínimo de 60 cm y pueda asegurarse la correcta instalación y hormigonado de los dispositivos de anclaje o empotramiento de los apoyos.

En cada lugar donde se instale una fundación indirecta, deberá realizarse un estudio geotécnico que tenga una profundidad no inferior a cinco veces el diámetro de los pilotes, por debajo del nivel de punta.

En el diseño de fundaciones que utilicen más de un pilote, para dimensionar estáticamente el cabezal se utilizarán las cargas derivadas de la acción de la estructura sobre la fundación. Su dimensión en planta quedará básicamente determinada por las dos condiciones siguientes:

- Separación mínima entre ejes de pilotes igual a tres diámetros o lados del pilote.
- Distancia mínima entre las caras externas del cabezal y del pilote de 15 cm o igual a medio diámetro o lado del pilote.

En el extremo superior, se coloca un cabezal con el hueco adecuado para introducir el poste correspondiente y luego operar para su montaje como si resultara una fundación tradicional. Esto también se puede utilizar en el caso del punto anterior para líneas con estructuras metálicas autosoportadas, en las cuales se pueden colocar la cantidad de pilotes que resulten necesarios según el cálculo, con el cabezal adecuado para asegurar las cuatro patas de la torre.

Cuando en el primer párrafo nos referimos a líneas importantes, se debe que la ecuación económica arroja un resultado en el cual no se admitiría que los costos de los materiales que se entierren, incluida la ejecución, resulten demasiado importantes frente a los que soportan, en cuyo caso correspondería realizar el estudio de factibilidad de alguna otra alternativa para efectuar el transporte de la energía.

2.11. Ensayo de fundaciones.

Con el objeto de corroborar los valores de resistencia obtenidos del cálculo, se deberá ejecutar ensayos a escala natural de fundaciones sometidas a esfuerzos de arranque. El objeto, cantidad, interpretación y evaluación de resultados de estos ensayos dependerá del tipo de anclaje seleccionado.

2.12. Ejecución de la obra.

Para la construcción de las cimentaciones de hormigón armado, son de aplicación las especificaciones de calidad y procedimientos constructivos establecidos en el Reglamento CIRSOC 201 en vigencia.

Las fundaciones directas y los cabezales de fundaciones indirectas para estructuras autoportantes deberán sobresalir del terreno natural un mínimo absoluto de 20 cm en zonas no inundables. Si la zona es inundable deberá analizarse cuidadosamente cada caso en particular manteniendo siempre una saliente mínima de 20cm sobre el nivel máximo absoluto de inundación.

En el caso de estructuras metálicas, la cara superior de la parte emergente se diseñará en forma de punta de diamante o inclinada a dos aguas para evitar acumulaciones de agua en el punto de encuentro del elemento metálico de vinculación con la fundación.

Para llenar las fundaciones de hormigón, se prepara al pié de cada una de ellas, debiéndose trasladar los áridos hasta cada uno de los piquetes, excepto que se utilice el hormigón preelaborado transportado mediante camiones mezcladores.

Para llenar las fundaciones, se colocan moldes metálicos especiales de dimensiones adecuadas, a efectos que quede el hueco para colocar posteriormente el poste. El diámetro del hueco tiene en general cinco (5) cm mas de cada lado que la base del poste, en caso de que el molde resulte cilíndrico, si es troncocónico igual que el poste, en la superficie de la fundación se mantiene la diferencia citada, caso contrario, resulta mayor en igual valor que la conicidad del poste.

En casos especiales como lechos de ríos permanentes, temporarios e históricos, deberá recurrirse a la ejecución de una fundación profunda (indirecta).

En estos casos deberá además, incluirse en los estudios de suelos, un estudio hidrológico de erosión que contemple crecientes históricas, a fin de determinar las máxima erosión esperable.

De cada fundación que se realiza, se extraen del mortero de hormigón probetas normalizadas, que luego son ensayadas para verificar que la calidad de material utilizado responde a las normas IRAM correspondientes.

3. CIMENTACIONES

Las cimentaciones de bloque único se calculan con el método de Sulzberger que es particularmente apropiado cuando el suelo presenta resistencia lateral y de fondo con fundaciones profundas, o con el método de Mohr, que se adapta a terrenos con baja resistencia.

Hay otros métodos, a saber: Mohr, completado con las tablas de Pohl, la red de líneas de Blass, Kleinlogel – Burkein y Valensi.

Las cimentaciones para torres, cuando el suelo presenta buenas características resistentes, generalmente son de "patas separadas", como en el caso de terreno rocoso.

Los pilotes se emplean para efectuar fundaciones en terrenos en los cuales las características resistentes se encuentran solo "a profundidad".

3.1. Método de Sulzberger.

En la Revista Electrotécnica (Anexo A) se presenta en detalle el método de Sulzberger, en los ejemplares marzo - abril de 1964 y marzo – abril de 1975. Allí se demuestran las expresiones cuyo resultado se muestra en el Anexo E.

Entre los varios métodos de cálculo de fundaciones, el método de Sulzberger se conoce por su creciente popularidad en los últimos años, particularmente en Austria y Suiza. En la Argentina se lo usa también desde hace varios años y los resultados obtenidos en las regiones con fuertes vientos, justifican esta opción (Por ejemplo la línea de 66 KV entre Comodoro Rivadavia y Cañadon Seco, construida en el año 1953; la línea de 66 KV entre Gral. Madariaga y Mar de Ajó, construida en 1970, que pasa por terrenos anegadizos, arenosos y normales). Es importante observar las fechas de estas obras, ya que en la actualidad, al Sur de la Provincia de Córdoba no ha dado buen resultado el cálculo mediante este método, debido al ascenso de las napas freáticas en gran porcentaje de este territorio nombrado. Esto justifica el uso del método de Mohr-Pohl mas adelante explicado.

El método se basa sobre un principio verificado experimentalmente, donde un macizo de fundación de un poste puede tener una inclinación limitada por $\text{tg}\alpha < 0.01$, donde el suelo se comporta de forma elástica, obteniéndose en consecuencia, una reacción de las paredes laterales de la excavación y normales a la fuerza actuante sobre el poste.

En el método de Sulzberger se acepta que la profundidad de "entrada" del bloque dentro del terreno "depende de la resistencia específica del terreno" contra la presión externa en el lugar considerado. La mencionada resistencia específica se llama presión admisible del suelo y se mide en Kg/cm^2 . Esta presión es igual a la profundidad de "entrada" multiplicada por el "índice de compresibilidad C".

Así tenemos:

$$\sigma = \lambda \cdot C \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Donde λ es la profundidad de entrada (cm) y C, el índice de compresibilidad (kg/cm^2)

En particular el método se tiene un buen comportamiento para fundaciones profundas en forma de bloque de hormigón.

Al coeficiente C_b , generalmente se obtiene del estudio de suelo, ya que es mas preciso, pero en la Tabla I-7 del Anexo D, se presentan datos estadísticos recogidos de trabajos realizados en Austria, que perfectamente se adaptan a nuestros terrenos. Los valores de C , se toman a la profundidad de 2.0 metros, en el fondo de la excavación se acepta para el valor de C (denominado C_b) hasta $C=1,2C_b$. Cuando se trabaja con fundaciones de menor o mayor profundidad, el valor de dicho coeficiente se obtiene por la siguiente relación:

$$C_x = C_b \cdot x / t$$

Para definir el método podemos decir que la resistencia que el terreno opone a la inclinación del conjunto poste-fundación, se origina en dos efectos fundamentales:

- empotramiento de la fundación en el terreno como así también fricción entre hormigón y el suelo, a lo largo de las paredes verticales, normales a la fuerza actuante.
- Reacción del fondo de la excavación, provocada por las cargas verticales.

Las fuerzas mencionadas en el primer efecto, determinan el momento M_s , llamado "momento de encastramiento o de reacción lateral", mientras que las del segundo efecto, originan el denominado "momento de fondo" M_b .

En las fundaciones de profundidades relacionadas con las líneas de transporte y distribución de energía, se cumple la siguiente relación:

$$M_s / M_b < 1$$

Para obtener una estabilidad suficiente de la fundación, es necesario multiplicar el valor del momento actuante por el coeficiente "S", donde:

$$1 \leq S \leq 1,5$$

Este coeficiente depende de M_s / M_b y se indican en la tabla I-8 del Anexo D, debiéndose obtener los valores intermedios interpolando entre los dos que lo comprenden en forma lineal.

De esta forma, la ecuación para el dimensionamiento de la fundación será el siguiente:

$$M_s + M_b \geq S \cdot M_y$$

El método, es de carácter general y puede ser utilizado para todas las formas de fundaciones. A continuación se mostrará e desarrollo para una fundación paralelepípeda rectangular, que resultan ser las más usadas en líneas aéreas.

Según se puede ver en la siguiente figura, por efecto de la fuerza F , la fundación tenderá a inclinarse un ángulo determinado, cuando ese ángulo no supera el valor tal que $\text{tg}\alpha = 0,01$, el valor del momento de empotramiento está dado por:

$$M_s = (b \cdot t^3 \cdot C_t \cdot \text{tg}\alpha) / 12 \quad (1)$$

Si consideramos que por efecto de la fuerza F , el macizo de fundación tenderá a levantarse haciendo giro en la intersección del eje del poste con la base de la fundación, así es que en la profundidad t - y tenemos:

El índice de compresibilidad será:

$$C_y = C_t (1 - (y / t))$$

La presión unitaria:

$$\sigma_y = \lambda_y \cdot C_y$$

La penetración en el terreno:

$$\lambda_y = y \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

De esta forma:

$$\sigma_y = C_t (1 - (y / t)) \cdot y \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Esta expresión representa una función parabólica sobre la pared vertical de la fundación, simétrica respecto del punto medio, o sea $t/2$, si R es la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre dicha pared, el momento lateral resultará:

$$M_t = R \cdot (t / 2)$$

En el momento en que comienza a levantarse la fundación desde un extremo, quiere decir que se sobrepasa la fricción del macizo con el suelo, por ello podemos decir que la resultante será:

$$R = \mu \cdot G$$

Donde G representa la resultante de todas las cargas verticales y μ es el coeficiente de fricción estática entre tierra y hormigón en el fondo.

En este momento, considerando que el eje de giro de la fundación comenzaría a levantarse, se da la condición extrema de que se igualan los momentos $M_t = M_s$:

$$(\mu \cdot G \cdot t) / 2 = (b \cdot t^3 \cdot C_t \cdot \operatorname{tg} \alpha) / 12 \rightarrow$$

$$\operatorname{tg} \alpha = (6 \mu \cdot G) / (b \cdot C_t \cdot b^2) \quad (2)$$

Mediante la expresión 2, cuando la inclinación de la fundación es tal que $\operatorname{tg} \alpha$ resulta menor de 0,01, el momento de encastramiento lo calculamos con la expresión 1. si consideramos que al aumentar el ángulo de inclinación de la fundación la fricción disminuye hasta su desaparición. Así es que si la despreciamos, el eje de giro se traslada al centro de gravedad de la superficie de carga ($\frac{2}{3}$ de t), por esto. Considerando el momento de inercia de un triángulo, en esta situación el momento de encastramiento resulta:

$$M_s = (b \cdot b^3 \cdot C_t \cdot \operatorname{tg} \alpha) / 36 \quad (3)$$

Analizaremos ahora el comportamiento del macizo de fundación con respecto a su fondo, por acción de todas las cargas, la fundación tiende a penetrar en el terreno hasta una profundidad λ_0 dada por la siguiente expresión:

$$\lambda_0 = G / (a \cdot b \cdot C_b) \quad (\text{cm})$$

Donde G es la resultante de las cargas verticales; a y b, lados del macizo de hormigón, y C_b el índice de compresibilidad en el fondo kg/m^3 .

En estas condiciones, el ángulo de inclinación de la fundación, está dado por:

$$\text{tg}\alpha = 2G / (a_2 \cdot b \cdot C_b) \quad (4)$$

en caso de que el ángulo resulta tal que $\text{tg}\alpha$ no supere el valor de 0,01, el momento de reacción de fondo está dado por la expresión:

$$M_b = (b \cdot a^3 \cdot C_b \cdot \text{tg}\alpha) / 12 \quad (5)$$

Caso contrario, cuando $\text{tg}\alpha$ supera el valor de 0,01, quiere decir que la fundación se levanta más y se desplaza el eje de giro en el fondo, el Momento estará dado por la siguiente expresión:

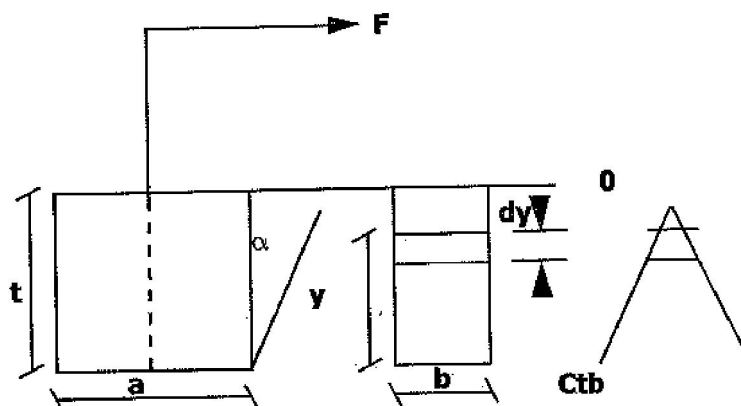
$$M_b = G \left((a/2) - (0,47 ((2G)^{1/2} / (b \cdot C_b \cdot \text{tg}\alpha)^{1/2})) \right) \quad (6)$$

De la misma forma, debemos considerar que el momento de vuelco provocado por la fuerza actuante en la cima del poste, en caso de no superarse el valor crítico de inclinación resultará el momento aplicado desde la cima del poste hasta el eje de giro de la fundación:

$$M_v = F \cdot (h + t)$$

En el caso de que se supere el valor crítico de inclinación está dado por la siguiente expresión:

$$M_v = F \left(H + \left(\frac{2}{3} \cdot t \right) \right)$$



3.2. Método de Mohr - Pohl.

Este antiguo procedimiento de cálculo, que lleva el nombre de Mohr, se utiliza cuando se trata de bases anchas que están fundadas a poca profundidad, dado que para éstas, la influencias de la resistencia lateral del suelo disminuye considerablemente en comparación con la resistencia de la base del terreno.

Este procedimiento de cálculo será asimismo elegido, cuando las bases no se encuentren rodeadas de un buen suelo. En fundaciones mas angostas, el procedimiento de cálculo da resultados demasiados desfavorables, de tal modo que el procedimiento se hace menos apropiado cuanto más grande sea la relación entre la profundidad de excavación y el ancho de la base, allí es donde interesa aplicar Sulzberger.

Nótese que si no se toma M_s en Sulzberger, "s" debe ser menor que 1,5, claro es que también las capas del suelo laterales proporcionan resistencia contra cambios de posición de la base; la que solo se considera indirectamente en el procedimiento de Mohr agregando a las cargas verticales el peso del volumen de la tierra, cuyas superficies laterales externas atraviesan los bordes de la base de la fundación y están inclinadas un ángulos β que depende del tipo de suelo (líneas de puntos límites en la Figura N°3).

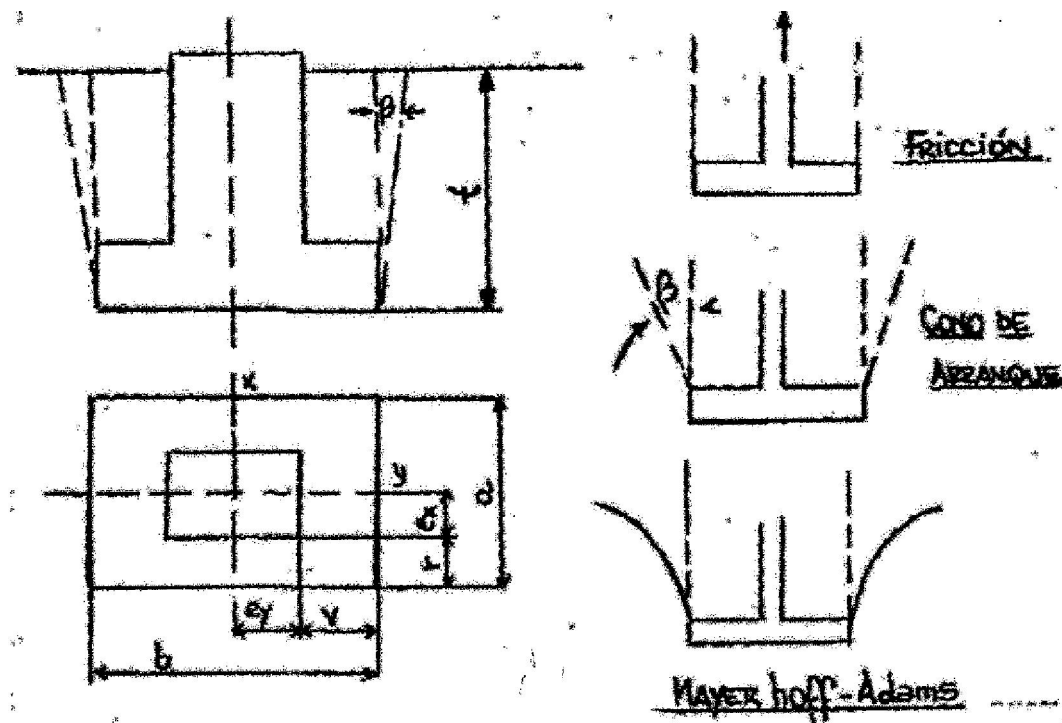


Figura N°3 – Líneas de puntos límites.

Comúnmente, el ángulo β se toma de tal modo que, el peso adicional de suelo sea justo igual a las fuerzas de fricción que surgen cuando la fundación es solicitada por una fuerza axial de extracción. En realidad, en las torres de las líneas, la fundación experimenta una rotación y la reacción del suelo solo actúa donde la fundación trata de desprenderse del suelo, ella es, por lo tanto, menor de lo que se tiene en cuenta. La reacción, por lo tanto, actúa en forma excéntrica.

Aún cuando con este procedimiento se obtuvieron dimensiones de fundaciones apropiadas, en el que las resistencias laterales del suelo (y fuerzas de fricción) son reemplazadas por el peso de un volumen de suelo, no se puede llegar a obtener resultados generales utilizables.

Los siguientes pasos, donde se indica el procedimiento de Mohr, se limitan a fundaciones con cortes rectangulares transversales.

El cálculo se basa en la suposición que, la base de la fundación permanece horizontal y que las presiones que surgen en la base conservan la misma relación que los aplastamientos de la base en el suelo.

A causa de estas condiciones, se obtiene la distribución lineal de las presiones de suelo sobre la base.

Pero las fuerzas de presión solo se transmiten sobre toda la superficie cuando la fuerza promedio de las cargas verticales y horizontales del soporte y de la reacción del volumen de suelo actúa en el núcleo de la superficie de la base.

Esto ocurre, con referencia a la Figura N°4, cuando las coordenadas e_x , e_y del punto del ataque, cumplen la condición:

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

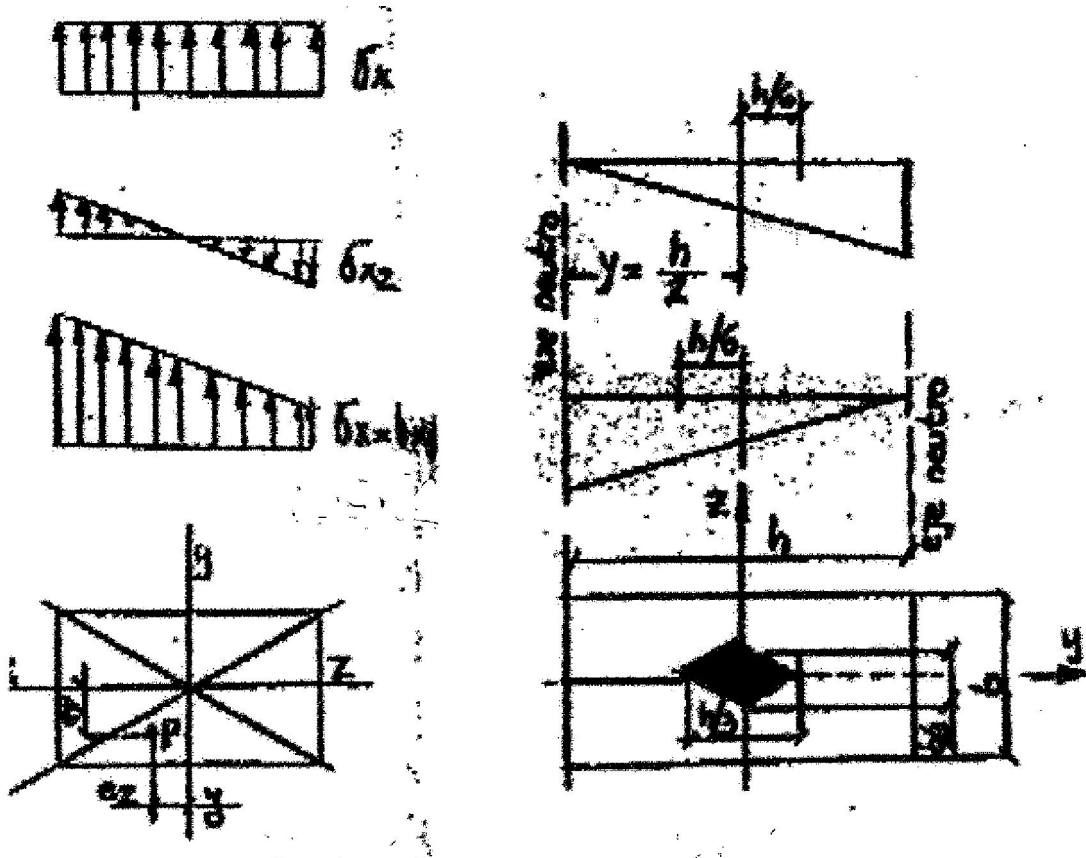


Figura N°4 – Fuerzas de presión.

Si el punto de ataque 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 es un triángulo, un cuadrado o un trapecio.

La posición de la línea neutra y la máxima presión en las esquinas se determinan mediante las condiciones de equilibrio de la Estática Clásica; pero el cálculo directo es solamente posible cuando la superficie de presión forma un triángulo o un cuadrado.

Con una superficie de presión trapezoidal, los tramos determinantes desconocidos de líneas neutras ya no se dejan separados en las condiciones de equilibrio no lineales según estas dimensiones y solo se pueden resolver mediante pruebas.

TABLAS DE POHL

K. Pohl propuso tablas con cuya ayuda es posible, en forma simple, determinar la máxima presión de esquina en todo caso, independientemente que la superficie de presión forme un triángulo, cuadrado o trapecio. Previamente hay que determinar la posición del punto de ataque de la fuerza promedio que se obtiene de las ecuaciones de momentos alrededor de los ejes x-x e y-y de la base, de coordenadas:

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

$$N = V = \text{fuerzas verticales}$$

(ver figura 19 - a los momentos solo contribuyen las fuerzas horizontales como así también fuerzas verticales fuera del centro de los mástiles, o sea excéntricas).

La mayor presión de esquina se obtiene entonces de:

$$\delta = \mu \frac{V}{F}$$

donde: $F = a \cdot b$ es la superficie de la base y el coeficiente μ se toma de tabla (Anexo C) para los valores e_x/a y e_y/b .

Si por lo menos la mitad de la superficie de la base debe transmitir tensiones, entonces solo se deben utilizar los valores de μ que se halla a la derecha o respectivamente por debajo de la línea escalonada A-A,

Bass reemplazó la tabla numérica de Pohl por una red de líneas de las que se puede leer el coeficiente μ inmediatamente.

El peso específico del suelo se asume para la determinación de reacciones del suelo comúnmente con:

$$\gamma_e = 1,7 \text{ t/m}^3$$

COMENTARIO FINAL

El problema de aplicar directamente el método de Mohr consiste en que generalmente, las fuerzas en el caso de líneas son horizontales y las componentes verticales son menores que las horizontales.

A fin de incorporar una fuerza vertical importante, las fundaciones se realizan en profundidad y la zapata es extendida. En ese caso se considera, además del peso propio de los conductores, aisladores y estructuras (P1), el peso de la tierra sobrepuesta (Pp).

Si llamamos:

$$M = Pl + Pp$$

Para que la fuerza caiga dentro del núcleo central, evitándose las fuerzas de tracción, debe ser:

$$\frac{Mx}{N} = ex \leq \frac{1}{6} \cdot \delta$$

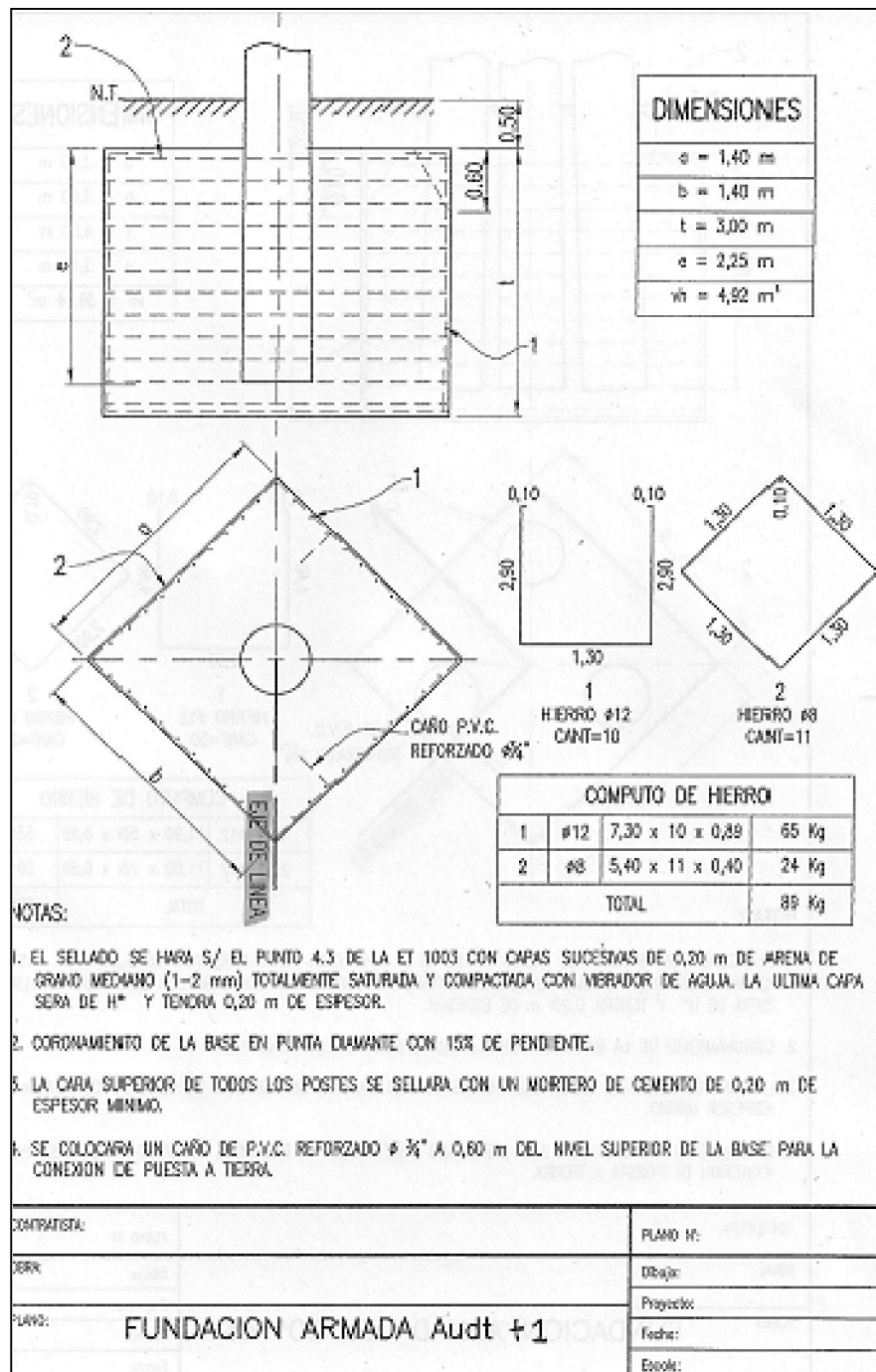
$$\frac{My}{N} = ey \leq \frac{1}{6} \cdot b$$

4. CALCULO DE FUNDACIONES

4.1. CALCULO DE FUNDACIONES POR EL MÉTODO DE SULZBERGER.

En el capítulo anterior se explicó detalladamente el cálculo con este método, ahora lo aplicaremos a un ejemplo práctico.

Dada la estructura de la figura, verificaremos la misma.



Comenzamos calculando la longitud de empotramiento del poste en la fundación

$$Le = Lt \cdot 0,1 = 22,50 \cdot 0,1 = 2,25m$$

La longitud libre será

$$Ll = Lt - (Lt \cdot 0,1) = 22,50 - (22,50 \cdot 0,1) = 20,25m$$

Momento de vuelco

$$Mv = F_R \left(Ll + \frac{2}{3} t \right) = 1300,82 \left(20,25 + \frac{2}{3} \cdot 3 \right) = 28943,28kgm$$

Momento de encastramiento

$$Ms = \frac{\sqrt{2} \cdot a \cdot t^3 \cdot Ct \cdot tg \alpha}{36} = \frac{\sqrt{2} \cdot 1,40 \cdot 3^3 \cdot 2330 \cdot 0,01}{36} = 34593,09kgm$$

Momento estabilizante de fondo

$$Mb = G \left(0,707 \cdot a - 0,5 \sqrt[3]{\frac{3 \cdot G}{Cb \cdot tg \alpha}} \right)$$

$$Mb = 31788,72 \left(0,707 \cdot 1,10 - 0,5 \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 31788,72}{3500 \cdot 0,01}} \right) = 9264,54kgm$$

Momento estabilizante total

$$Me = Ms + Mb = 34593,09 + 9264,54 = 43857,62kgm$$

Coefficiente de estabilidad al vuelco

$$\frac{Me}{Mv} \geq 1,5$$

$$\frac{43857,62kgm}{28943,28kgm} = 1,52 \geq 1,5 \quad \text{verifica}$$

FOTOGRAFÍAS



Fotografía N°1
Excavación con retroexcavadora para la fundación en cuestión.



Fotografía N°2
Perfilado a pala para lograr la geometría dada en los planos de obra.



Fotografía N°3
Armadura calculada a colocar dentro de la excavación sobre el hormigón de limpieza con separadores laterales y de fondo.



Fotografía N°4
Llenado con hormigón. Aquí podemos observar que se está procediendo a extraer los moldes que forman los orificios en



Fotografía N°5
Base finalizada lista para recibir los postes de hormigón armado pretensados. En este caso es una estructura doble ya que resiste cargas elevadas.



Fotografía N°6
Probetas que se realizan a pie de obra para verificar la resistencia del hormigón.

4.2. CALCULO DE FUNDACIONES POR EL MÉTODO DE MOHR-POHL

Al igual que el ejercicio anterior, aplicaremos este método a un ejemplo práctico. Dada la estructura de la figura, verificaremos la misma.

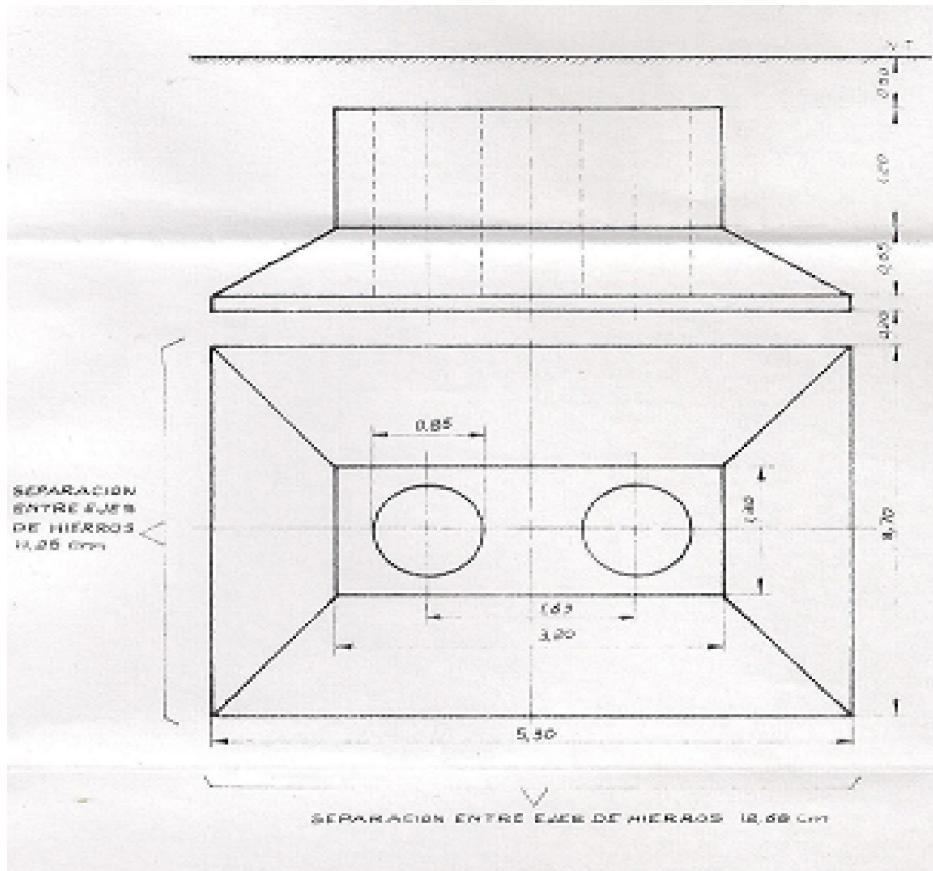


Figura N°9 – Planta y corte de la base a verificar.

Los datos son:

$$h_{ss} = 20,25m$$

$$P_{cae} = 18720kg$$

$$e = 2,25m$$

$$F1 = 6446kg$$

$$\phi b = 0,25m$$

$$F2 = 3731kg$$

Comenzamos calculando el volumen del hormigón

$$VH = a.b.h_1 + 0,2.A.B + \frac{h_2}{3}(a.b + A.B + \sqrt{a.b.A.B}) =$$

$$VH = 3,2.1,3.1,4 + 0,2.6.2,4,9 + \frac{0,85}{3}(3,2.1,3 + 6,2.4,9 + \sqrt{3,2.1,3.6,2,4,9}) = 24,872m^3$$

Volumen de vacíos

$$V_v = 0,7854 \cdot n \cdot e \cdot \phi b^2 = 0,7854 \cdot 2 \cdot e \cdot 2,25 \cdot 0,65^2 = 1,493 m^3$$

Volumen de hormigón descontando los orificios

$$V_h = 24,872 - 1,493 = 23,370 m^3$$

Peso del hormigón

$$P_h = \rho_h \cdot V_h = 2300 \cdot 23,370 = 53769 kg$$

Peso de tierra sobrepuesta

$$P_t = \rho_t [A \cdot B (0,2 + h_1 + h_2 + 0,5) - V_H - 0,7854 \cdot h_t \cdot n \cdot \phi b^2]$$

$$P_t = 1500 [6,2 \cdot 4,9 (0,2 + 1,4 + 0,85 + 0,5) - 24,872 - 0,7854 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 0,65^2] = 96626 kg$$

Empuje

$$P_a = -A \cdot B (0,20 + h_1 + h_2) \cdot 1000 = -6,2 \cdot 4,9 (0,20 + 1,4 + 0,85) \cdot 1000 = -74431 kg$$

Carga vertical total

$$G = P_{cae} + P_h + P_t - P_a =$$

$$G = 18720 + 53769 + 96626 - 74431 = 94684 kg$$

Momento de vuelco

$$M_1 = F_1 (h_{ss} + h_1 + h_2 + 0,2) = 6446 (20,25 + 1,4 + 0,85 + 0,2) = 14324 kgm$$

$$M_2 = F_2 (h_{ss} + h_1 + h_2 + 0,2) = 3731 (20,25 + 1,4 + 0,85 + 0,2) = 84694 kgm$$

Determinación de G1 y G2

$$G_1 = \frac{M_1}{A \cdot G} = \frac{14324}{6,2 \cdot 94684} = 0,249$$

$$G_2 = \frac{M_2}{B \cdot G} = \frac{84694}{4,9 \cdot 94684} = 0,183$$

$\therefore \mu = 4,67$ de tabla (Anexo C)

Determinación de σ_{borde}

$$G' = P_{cae} + P_h - 1500 (V_H + 0,7854 \cdot n \cdot 0,5 \cdot \phi b^2)$$

$$G' = 18720 + 53770 - 1500(24,872 + 0,7854 \cdot 2.0,5.0,65^2) = 34684 \text{ kg}$$

$$\sigma_{borde} = \frac{\mu \cdot G'}{A \cdot B}$$

$$\sigma_{borde} = \frac{4,67 \cdot 34684}{620 \cdot 490} = 0,533 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Determinación de σ_{borde} para cálculo de armadura

$$\sigma_{borde} = \frac{G \cdot \mu}{A \cdot B} = \frac{4,67 \cdot 94684}{620 \cdot 490} = 1,455 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 14550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

CALCULO DE ARMADURA

Paralela al lado A

$$Ma = \frac{(A - a)^2}{8} \cdot B \cdot \sigma b =$$

$$Ma = \frac{(6,2 - 3,2)^2}{8} \cdot 4,9 \cdot 14550 = 80206 \text{ kgm}$$

$$h = h_2 + 20 - 5 = 85 + 20 - 5 = 100 \text{ cm}$$

$$\chi' h = \frac{h}{\sqrt{\frac{Ma}{2400 \cdot b}}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{80206}{2400 \cdot 1,30}}} = 19,72$$

$$\therefore \omega\% = 0,283 \quad \beta = 44$$

$$\Omega_{fea} = h \cdot b \cdot \omega\% = 100 \cdot 1,3 \cdot 0,283 = 36,79 \text{ cm}^2$$

$$\sigma b = \frac{2400}{\beta} = \frac{2400}{44} = 55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Procediendo de la misma forma para el lado paralelo a B tenemos:

$$\Omega_{feb} = 65,28 \text{ cm}^2 \quad \sigma b = 45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Armadura superior

Paralela al lado A

Peso del hormigón

$$Ph = Vh \cdot \rho \cdot h$$

$$Ph = \rho h \cdot \left[(A - a)(B - b) \left(\frac{h_2}{12} + 0,05 \right) + b \cdot (A - a) \left(\frac{h_2}{4} + 0,10 \right) \right]$$

$$Ph = 2300 \cdot \left[(6,2 - 3,2)(4,9 - 1,3) \left(\frac{0,85}{12} + 0,05 \right) + 1,3 \cdot (6,2 - 3,2) \left(\frac{0,85}{4} + 0,10 \right) \right] = 5805$$

Peso de tierra

$$Ptt = \rho t \cdot \left[(B + b) \left(\frac{A \cdot a}{4} \right) (h_1 + h_2 + 0,2 + 0,5) - Vh \right] =$$

$$Ptt = 1500 \cdot \left[(4,9 + 1,3) \left(\frac{6,2 \cdot 3,2}{4} \right) (0,85 + 1,4 + 0,2 + 0,5) - 2,52 \right] = 16796 \text{ kg}$$

$$d = \left(\frac{A - a}{2} \right) \left[1 - \frac{(B + 2b)}{3 \cdot (B + b)} \right] =$$

$$d = \left(\frac{6,2 - 3,2}{2} \right) \left[1 - \frac{(4,9 + 2,6)}{3 \cdot (4,9 + 1,3)} \right] = 0,895 \text{ m}$$

$$M = (Ph + Pt) \cdot d = (5805 + 16796) \cdot 0,895 = 20228 \text{ kgm}$$

$$h = h_2 + 20 - 5 = 85 + 20 - 5 = 100 \text{ cm}$$

$$\chi' h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{2400 \cdot b}}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{20228}{2400 \cdot 1,30}}} = 39,27$$

$$\therefore \omega\% = 0,071$$

$$\Omega_{fea} = h \cdot b \cdot \omega\% = 100 \cdot 1,3 \cdot 0,071 = 9,23 \text{ cm}^2$$

Procediendo de la misma manera para el lado paralelo a B tenemos:

$$\Omega_{feb} = 20,24 \text{ cm}^2$$

VERIFICACIÓN DE LA TENSION DE CORTE En dirección paralela al lado A

$$Q_A = \frac{\sigma_{\max}}{4} (B + b + 2 \cdot h) (A - (a + 2 \cdot h)) =$$

$$Q_A = \frac{1,456 \cdot 10^4}{4} (4,9 + 1,3 + 2)(6,2 - (3,2 + 2)) = 29848 \text{ kg}$$

$$\tau_A = \frac{Q_A}{(b + 2 \cdot h) \cdot (\varepsilon \cdot h)} =$$

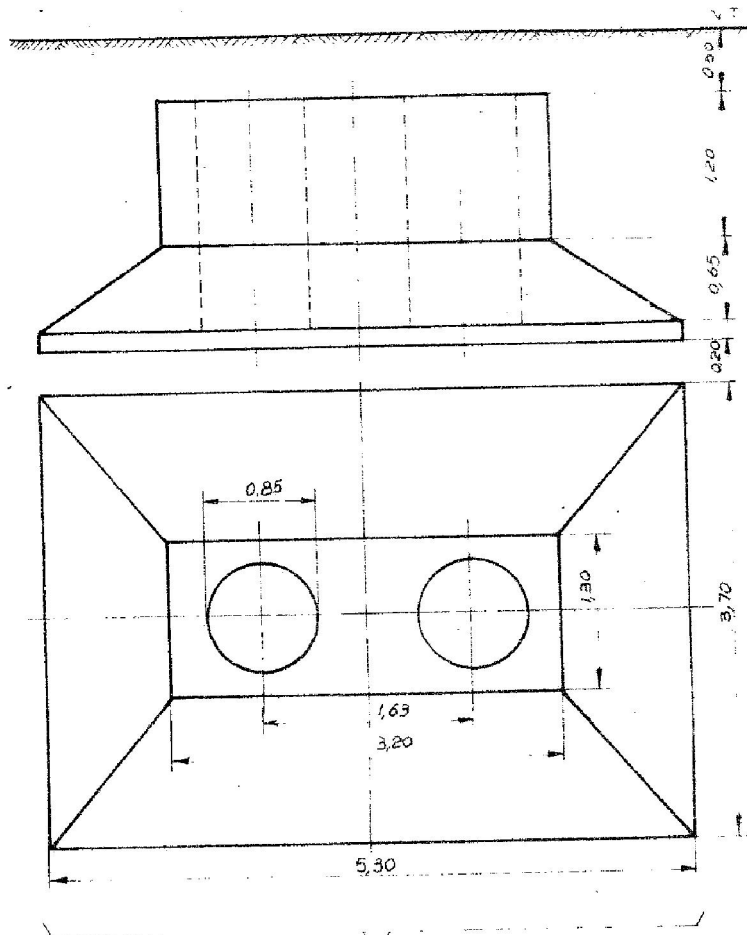
$$\tau_A = \frac{29848}{(1,3 + 2)(0,9 \cdot 1 \cdot 10^4)} = 1,0049 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Procediendo en forma similar para el lado B tenemos:

$$Q_B = 66394 \text{ kg}$$

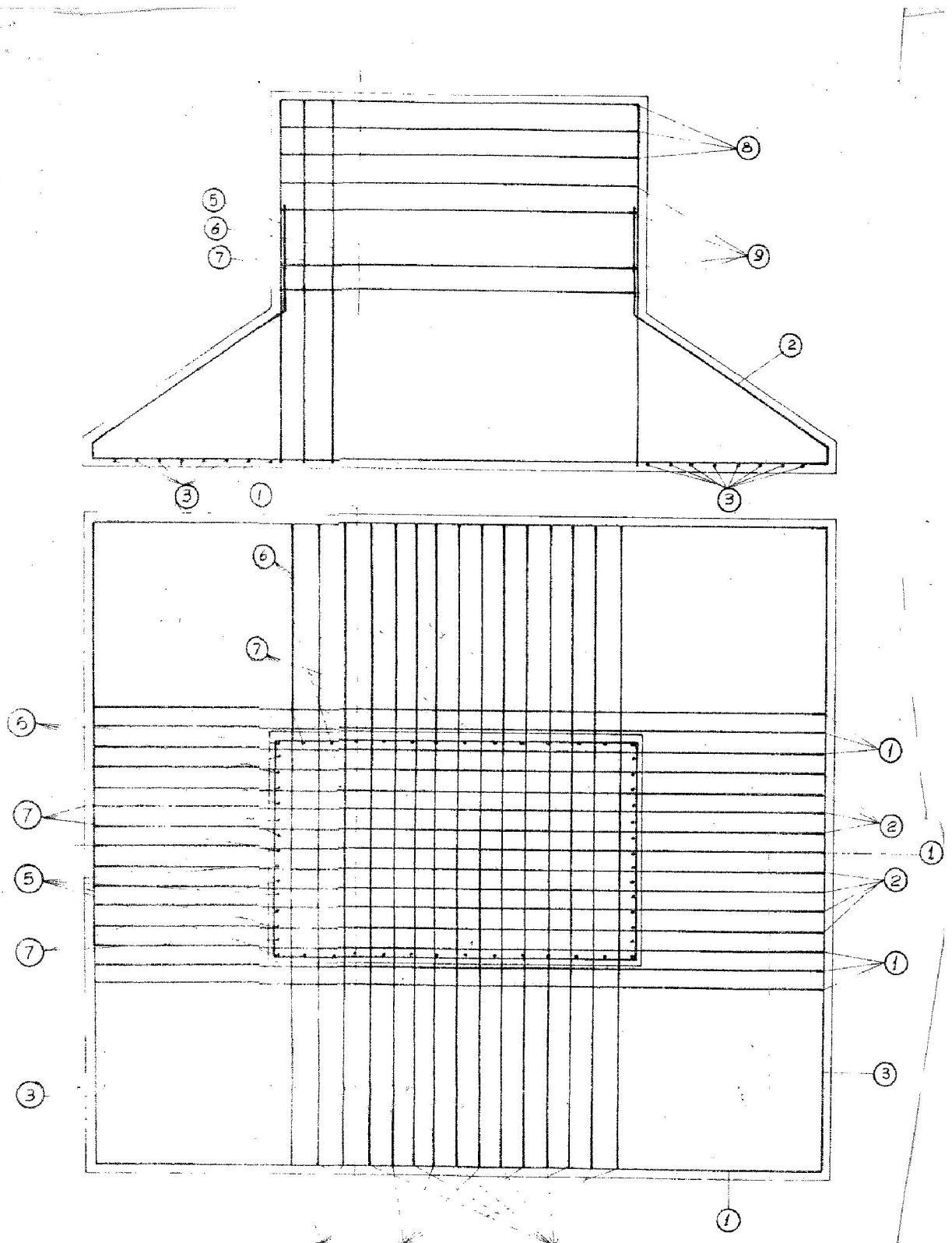
$$\tau_A = 1,42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

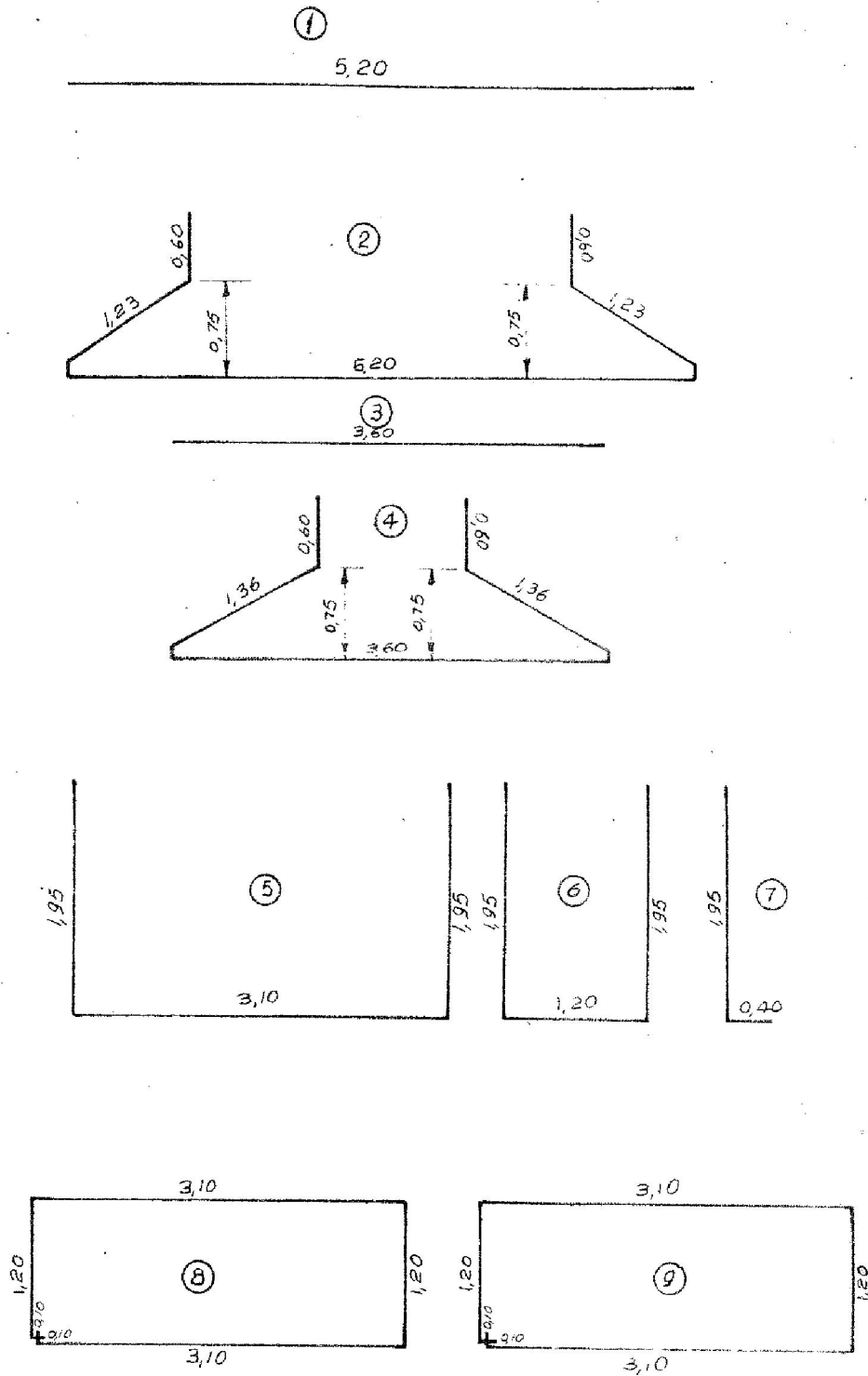
Planos de la base calculada



SEPARACION ENTRE EJES DE HIERROS 12,68 cm

POSIC.	Ø	CANT.	LONG.	PESO UNIT.	PESO $\frac{kg}{\phi}$
1	10	25	5,20	3,21	
2	10	8	9,05	5,59	125,00
3	12	30	3,60	3,20	
4	12	12	7,72	6,86	
5	12	8	7,00	6,22	
6	12	9	5,10	4,53	
7	12	34	2,35	2,09	
8	12	3	8,60	7,82	363,40
9	8	11	8,60	3,48	38,30
					526,70





Fotografías de la construcción de la base



Fotografía N°7
Excavación, esta se realiza mediante retroexcavadora y se termina con pala manual.



Fotografía N°8
Armadura para fuste. Esta armadura conformada por fierros verticales y horizontales se une mediante soldadora eléctrica.



Fotografía N°9
Descenso de armadura de platea.



Fotografía N°10
Armadura de fuste y platea. Aquí vemos que no se colocan separadores entre suelo y armadura y en muchos lugares el hierro queda expuesto a la corrosión.



Fotografía N°11
Vertido de hormigón. Aquí vemos como se llena la platea desde una altura pequeña para evitar la segregación.



Fotografía N°12
Colocación de molde para orificio central. Se coloca el molde que formará el orificio contenedor de la estructura (poste)



Fotografía N°13
Vertido de hormigón. Se procede a continuar con el vertido de hormigón.



Fotografía N°14
Vertido de hormigón, dando forma mediante palas



Fotografía N°15
Base terminada. En veintiocho días aproximadamente la base se encuentra lista para recibir el poste que sostendrá a los



Fotografía N°16
Vista general de base terminada.

5. CONCLUSIONES

5.1. En este trabajo se ha optado por utilizar el método de Sulzberger para el cálculo de fundaciones en terrenos con tensión de suelo normal (1kg/cm^2) y el método de Mohr con las tablas de Pohl para suelos blandos (menor a 1kg/cm^2). También podríamos haber elegido la alternativa de cálculo mediante el método de Sulzberger pero con zapata, superior o inferior, o base con un lado paralelo a la línea. Todas estas alternativas se pueden resolver con la Bibliografía citada

Puede realizarse una comparación entre las ventajas de varias alternativas y así elegir la más conveniente, que no siempre será la más económica.

A lo largo del trazado de esta línea de alta tensión, el suelo es muy variado, lo podemos ver en el estudio de suelo que se adjunta en el Anexo B. Esta es la causa por la que estas estructuras que soportan la línea han sido calculadas y fundadas con bloques monolíticos, bases ensanchadas y pilotes, según la calidad del suelo subyacente.

Las ventajas del método de Sulzberger radica en que es muy fácil de calcular, dando buenos resultados en suelos firmes no saturados, su desventaja principal es que no se aplica este método en suelos saturados o con una tensión admisible menor a 1 kg/cm^2 . El método de Mohr-Pohl es mucho mas laborioso de calcular, se aplica en suelos poco resistentes o con napa freática cercana a la superficie, como en la zona del sur de la Provincia de Córdoba; su ventaja es que nos brinda una respuesta satisfactoria en estos suelos “blandos”.

En bibliografía se adjuntan los nombres de libros, artículos y memorias para el cálculo de pilotes, plateas y cazuela de empotramiento con los que se realizaron todas las verificaciones de los mismos.

En Anexo I se presenta la planilla de la hoja de cálculo para realizar el dimensionamiento por el Método de Sulzberger y luego por el Método de Mohr – Pohl.

BIBLIOGRAFÍA

- Apunte de Posgrado del Consejo Federal de la Energía Eléctrica
- CIRSOC 101: Cargas y Sobrecargas gravitatorias para el cálculo de estructuras de edificios
- CIRSOC 102: Acción del viento sobre las construcciones
- CIRSOC 103: Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes
- CIRSOC 201: Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- Fritz Leonhart: "Estructuras de Hormigón Armado". T. I, II, y III.
- J.A. Jimenez Salas: "Geotecnia y Cimientos III"
- Braja Das: "Principios de Ingeniería de Cimentaciones"
- Revista Electrotecnia – Marzo-Abril 1964 –Ing. Tadeo Maciejewski.

ANEXO A

Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger

por el Ing. Tadeo Maciejewski, AMIEE
Sociedad de Estudios y Proyectos de Electrificación (SEPE)

Entre varios métodos de cálculo de fundaciones, el método de Sulzberger se conoce por su creciente popularidad en los últimos años, particularmente en Austria y Suiza. En la Argentina se lo usa también desde hace varios años para líneas hasta 66 kV y los resultados obtenidos en las regiones con fuertes vientos justifican esta opinión (p.e. la Línea de 66 kV entre Comodoro Rivadavia y Cañadón Seco, construida en el año 1953).

El método se basa sobre un principio verificado experimentalmente, que para las inclinaciones limitadas tales que $tg \alpha < 0,01$, el terreno se comporta de manera elástica. En consecuencia se obtiene reacción de las paredes verticales de excavación y normales a la fuerza actuante sobre el poste; hecho que no figura en el antiguo principio de Mohr, donde se acepta que la reacción de las paredes está limitada solamente a la fricción que aparecería durante un saqueo vertical del bloque de fundación.

En el método de Sulzberger se acepta que la profundidad de "entrada" del bloque dentro del terreno depende de la "resistencia específica del terreno" contra la presión externa en el lugar considerado. La mencionada resistencia específica se puede llamar "presión admisible del suelo" y se mide en kg/cm^2 . Esta presión es igual a la profundidad de "entrada" multiplicada por "el índice de compresibilidad" C . Así tenemos

$$\sigma = \lambda \cdot C \quad (kg/cm^2) \quad (1)$$

Como se nota, la unidad de C es de kg/cm^2 .

Económicamente el método se adapta particularmente bien para fundaciones profundas en forma de bloque de hormigón.

Por no disponer el autor de los datos del país, se permite presentar los datos austríacos que pueden ser usados sin mayores errores en condiciones imperantes en la Argentina. La planilla N° 1 contiene valores de C en la profundidad de 2 m.

Para el fondo de excavación se acepta el valor de C (llamado C_b) igual hasta $1,2 C$.

Siguiendo el principio mencionado se puede decir que la resistencia que se opone a la inclinación de la fundación se origina en dos efectos principales:

- 1) Encastramiento de la fundación en el terreno como también fricción entre hormigón y tierra, a lo largo de las paredes verticales, normales a la fuerza actuante.
- 2) Reacción del fondo de la excavación provocada por las cargas verticales.

Las fuerzas mencionadas en el punto 1, se evidencian en el momento " M_s ", llamado momento de encastramiento y las del punto 2, en el momento del fondo " M_b ". En caso de fundaciones de poca profundidad y dimensiones transversales relativamente grandes existe la relación:

$$\frac{M_s}{M_b} < 1$$

En este caso para obtener una suficiente estabilidad de la fundación es necesario multiplicar el valor del momento actuante por el coeficiente " s " ($1 \leq s \leq 1,5$); este coeficiente depende del coeficiente

$\frac{M_s}{M_b}$ y se puede tomar de la planilla N° 2 (interpolando). La ecuación de dimensionamiento de la fundación entonces será la siguiente:

$$M_s + M_b \geq sM \quad (2)$$

El método es de carácter general y se puede aplicar a las fundaciones de cualquier forma, las fórmulas que se van a desarrollar más abajo, corresponden al bloque de hormigón de la conformación usada más frecuentemente en la práctica, es decir, de paralelepípedo rectangular.

PLANILLA N° 1

1	2	3	4	5	6		8	9	
					Angulo (?) de la tierra gravante	Angulo de la fricción interna		Coeficiente de la fricción entre terreno y hormigón	
								liso	escabroso
Categoría	Naturaleza del terreno	Peso específico γ kg/m ³	Presión admisible σ kg/cm ²	Índice (1) de compresibilidad C kg/cm ³	β°		α°		
					vege- table	mo- vido			
A	Laguna, aguzal, terreno pantanoso	850	hasta 0,5	0,5 ... 1,0	5°	3°	—	0,05	0,1
B	Terrenos muy blandos	1700	hasta 0,8	1 ... 2 2 ... 4	5°	3°	20°	0,2	0,2
	Arena fina húmeda						30°	0,3	0,5
	Arcilla blanda						25°	0,5	0,4
C	Arcilla mediodura seca	1700	hasta 1,5	5 ... 8	6°	6°	25°	0,4	0,5
	Arcilla fina seca			6 ... 9			30°	0,6	0,7
D	Arcilla rígida	1700	hasta 3,0	10	12°	10°	25°	0,4	0,5
	Arana gruesa y pedregullo			11 ... 13			35°	0,4	0,5
E	Arcilla gruesa dura	1700	hasta 4,0	13 ... 16	15°	12°	37°	0,4	0,5
F	Rígido pedregullo y cantorodado		hasta 5,0		20°	20°	40°	0,4	0,5

Para la roca $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ y la presión admisible para roca debilitada por efectos geológicos se acepta igual a 10 kg/cm^2 ; para rocas sanas - hasta 23 kg/cm^2 .

(1) El índice de compresibilidad se refiere a la profundidad de 2 m; para el fondo de excavación "C" se puede aumentar hasta 1,5 U para las paredes.

(2) Para las categorías "B" hasta "F" y terrenos con buena cohesión se puede aumentar β por 5°.

La fundación tipo "bloque de hormigón".

En un principio, cuando la fuerza actuante sobre un poste, no es grande y la fricción en el fondo de excavación actúa en su valor total, el eje de giro del bloque se encuentra en la profundidad "t", es decir está ubicado en la base del bloque (Fig. 1). Una inclinación con ángulo α corresponde a un movimiento transversal de la superficie "bdy", igual a $y \cdot \text{tg } \alpha$, donde "b" es la dimensión del bloque normal a la fuerza F, mientras que "y" es la distancia de la superficie mencionada desde el eje. Siendo C_y el índice de compresibilidad del terreno en la profundidad considerada, la presión unitaria será igual a $\sigma_y = C_y \cdot y \text{tg } \alpha$ (comparar con la fórmula (1)) y la fuerza de reacción de la pared de excavación sobre este infinitésimo rectángulo será igual a

$$C_y \cdot y \text{tg } \alpha \cdot bdy \quad (\text{Kg}) \quad (3)$$

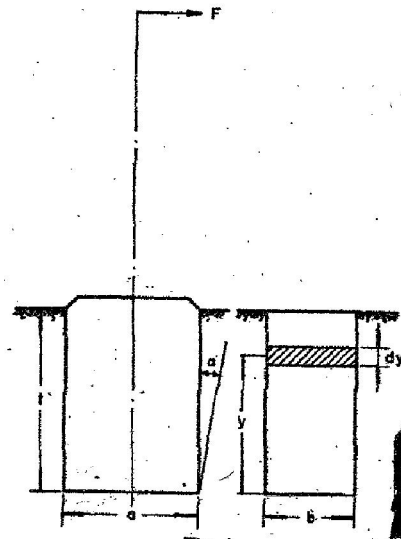


Fig. 1

El momento respecto al eje de giro (todavía en la base de fundación) será igual a:

$$dM_x = C_y \cdot b \cdot dy \cdot y^2 \cdot \text{tg } \alpha \quad (4)$$

Se puede notar que la expresión " $C_y \cdot b \cdot dy \cdot y^2$ ", representa el momento de inercia de la "superficie de carga" $C_y \cdot b \cdot dy$ — con respecto al eje de giro.

Entonces se puede escribir

$$dM_x = dI \cdot \text{tg } \alpha \quad (5)$$

El índice " G " es una función lineal de la profundidad, por lo que puede decirse que la superficie total de carga tiene la forma del triángulo isósceles con la base igual a " $C \cdot b$ " y una altura de " t " (fig. 2).

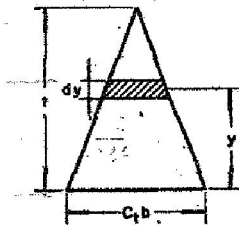


Fig. 2

Designando el valor de " C " en la profundidad " t " por " C_t " se puede escribir

$$C_y = C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right) \quad (6)$$

entonces $dI = C_t \cdot b \left(1 - \frac{y}{t}\right) \cdot y^2 \cdot dy$, de donde se obtiene

$$I = \int_0^t C_t \cdot b \left(1 - \frac{y}{t}\right) y^2 dy = \frac{C_t \cdot b \cdot t^3}{12} \quad (7)$$

y el momento de encastramiento

$$M_x = \frac{b \cdot t^3}{12} C_t \cdot \text{tg } \alpha \quad (8)$$

Para conocer el ángulo " α " que corresponde al momento, cuando el eje empieza a levantarse de su posición en el fondo de excavación se puede proceder en la forma siguiente:

La presión unitaria en la profundidad " $t-y$ " es igual a $\sigma_y = \lambda_y \cdot C_y$, pero $\lambda_y = y \cdot \text{tg } \alpha$;

$$C_y = C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right), \text{ entonces}$$

$$\sigma_y = C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right) y \cdot \text{tg } \alpha \quad (9)$$

es decir " σ_y " representa una función parabólica simétrica en relación a la recta $y = \frac{t}{2}$ (Fig. 3).

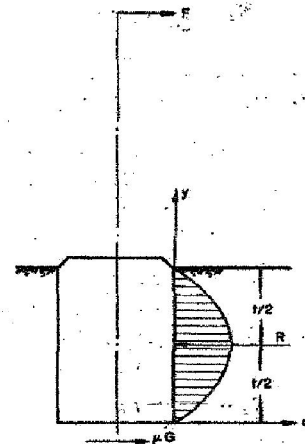


Fig. 3

Designando con " R " la resultante de las fuerzas de resistencia de la pared considerada, se puede escribir $M_x = R \cdot \frac{t}{2}$.

En el momento en que la fricción está sobrepasada será $\mu G = R$ donde " G " es resultante de las cargas verticales, y " μ " es el coeficiente de fricción estática entre tierra y hormigón al fondo de excavación. En este momento el eje de giro empieza a levantarse y el ángulo que corresponde a este momento se puede calcular de la ecuación siguiente:

$$\mu G \cdot \frac{t}{2} = \frac{b \cdot F}{12} C_t \cdot \text{tg } \alpha ;$$

de donde

$$\text{tg } \alpha = \frac{6 \mu G}{b C_t \cdot F} \quad (10)$$

Con el aumento del ángulo α disminuye la fricción hasta su desaparición. Despreciando entonces

la fricción al fondo, se obtiene una situación tal, que el eje de giro se encuentra en el centro de gravedad de la superficie de carga, es decir, en la profundidad $= \frac{2}{3} t$. Como se sabe, el momento de inercia del triángulo con respecto al eje que pasa por su baricentro es igual a

$$I = \frac{b t^3}{36} C_b \quad (11)$$

entonces

$$M_s = \frac{b t^3}{36} C_b t g \alpha \quad (12)$$

Los resultados de los ensayos demuestran que el paso del período primero (cuando el momento de encastramiento se puede calcular de la fórmula (8) y el ángulo no sobrepasa al valor de la fórmula (10)) al período segundo (cuando M_s , se calcula de la fórmula (12)) ocurre en forma progresiva, y no bruscamente.

Pasando ahora al momento del fondo " M_b ", se puede considerar lo siguiente:

Las cargas verticales hacen que el bloque entre en el terreno hasta una profundidad

$$\lambda_o = \frac{G}{ab C_b} \quad (\text{cm}) \quad \text{donde}$$

G = resultante de las cargas verticales (kg) a, b = dimensiones de la base rectangular (cm) C_b = índice de compresibilidad en el fondo (kg/cm³). Bajo la acción de la fuerza en la cima del poste, el bloque de fundación se inclina de un ángulo " α ", bajándose del lado de la fuerza y levantándose al lado opuesto (Fig. 4)

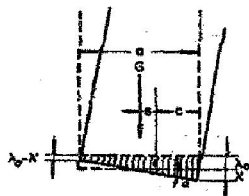


Fig. 4

La resultante de las fuerzas de reacción del fondo es igual a G . Es decir el volumen del prisma de las tensiones es igual a G . Con aumento del ángulo " α ", se acorta el prisma. El eje de giro del bloque tiene que encontrarse por arriba del centro de gravedad del prisma. Para condiciones de equilibrio,

cuando la base del bloque toca el fondo de excavación en su superficie total, se puede escribir lo siguiente:

$$M_s = G \cdot s; \quad s = \frac{a}{2} - c; \quad c =$$

$$= \frac{a}{3} \frac{(\lambda_o + \lambda') + 2(\lambda_o - \lambda')}{\lambda_o + \lambda' + \lambda_o - \lambda'} = a \left(0,5 - \frac{\lambda'}{6 \lambda_o} \right)$$

$$\lambda' = \frac{a}{2} t g \alpha; \quad \lambda_o = \frac{G}{ab C_b}; \quad c = a \left(0,5 - \frac{a^2 b C_b t g \alpha}{12 G} \right);$$

$$s = \frac{a}{2} - a \left(\frac{0,5 - \frac{a^2 b C_b t g \alpha}{12 G}}{12 G} \right) = \frac{a^2 b C_b t g \alpha}{12 G};$$

$$\therefore M_b = \frac{b a^3}{12} C_b t g \alpha \quad (13)$$

La posición extrema se caracteriza por un ángulo " α " calculado en la forma siguiente:

$$a t g \alpha = 2 \lambda_o; \quad \lambda_o = \frac{G}{ab C_b}$$

$$t g \alpha = \frac{2 G}{a^2 b C_b} \quad (14)$$

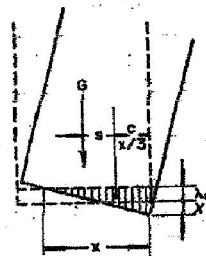


Fig. 5

En condiciones en que la base se levanta más todavía, no tocando el fondo por una parte de su superficie (Fig. 5), el momento del fondo se puede calcular del modo siguiente:

$$M_b = G \cdot s = G \left(\frac{a}{2} - \frac{x}{3} \right)$$

El volumen del prisma de tensiones es igual a

$G = b \frac{\sigma}{2} \cdot x$, donde " σ " es la tensión máxima del terreno al fondo de excavación.

Pero

$$\sigma = C_b (\lambda_o + \lambda') = C_b \cdot x t g \alpha;$$

entonces

$$G = b \frac{x}{2} C_b x t g \alpha = x^2 \cdot \frac{b C_b}{2} t g \alpha$$

de donde se obtiene

$$x = \sqrt{\frac{2G}{b C_b t g \alpha}}$$

sustituyendo el valor obtenido en la ecuación para M_b , se obtiene finalmente

$$M_b = G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b t g \alpha}} \right) \quad (15)$$

La fundación con zapata

Las fundaciones con zapata se pueden solucionar en forma más simple por métodos gráficos; el método analítico, además de su exactitud tiene ventajas por el aprovechamiento de diagramas que facilitan las soluciones de manera apreciable.

Las figuras (6) y (7) representan la fundación con zapata y la superficie de carga, respectivamente. Los símbolos usados en esta figura designan lo siguiente:

C_1 = índice de compresibilidad en la profundidad "t" para tierra firme, no movida.

C_{t_1} = índice de compresibilidad en la profundidad t_1 para tierra movida.

$C.g$ = centro de gravedad de la superficie de carga. Los otros símbolos se aclaran en las figuras mismas.

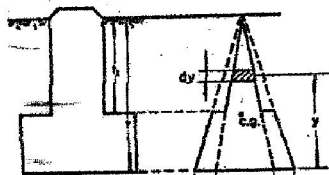


Fig. 7

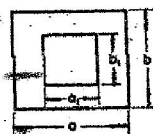


Fig. 6

Primamente se considera estado cuando el eje de giro se encuentra todavía en el fondo de excavación. El momento de inercia de la superficie de carga se compone de dos partes: para tierra firme y tierra movida. Considerando la superficie de carga

infinitesimal $b_1 \cdot C_{t_1} \cdot \frac{t-y}{t} \cdot dy$, su momento

de inercia en relación a la base de la fundación, será igual a

$$dI_m = b_1 C_{t_1} \frac{t-y}{t} y^2 dy \quad (16)$$

El momento de inercia total de esta parte será igual a

$$\begin{aligned} I_m &= \int_{t-t_1}^t b_1 C_{t_1} \left(1 - \frac{y}{t}\right) y^2 dy = \\ &= b_1 C_{t_1} \left[\int_{t-t_1}^t y^2 dy - \frac{1}{t} \int_{t-t_1}^t y^3 dy \right] = \\ &= b_1 C_{t_1} \left[\frac{1}{3} (3t^3 - 3t_1^3 + t_1^3) - \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{4t} (4t^4 - 6t_1^4 + 4t_1^4 - t_1^4) \right] = \\ &= \frac{b_1 C_{t_1}}{12t} (6t^3 t_1 - 8t_1^3 + 3t_1^4); \end{aligned}$$

Para tierra firme se obtiene

$$\begin{aligned} dI_f &= b C_1 \frac{t-y}{t} y^2 dy \\ I_f &= \int_0^{t-t_1} b C_1 \left(1 - \frac{y}{t}\right) y^2 dy = b C_1 \\ &\quad \left[\int_0^{t-t_1} y^2 dy - \frac{1}{t} \int_0^{t-t_1} y^3 dy \right]; \\ I_f &= b C_1 \left[\frac{1}{3} (t-t_1)^3 - \frac{1}{4t} (t-t_1)^4 \right] = \\ &= \frac{b C_1}{12t} (t^3 - 6t^2 t_1 + 8t t_1^2 - 3t_1^3); \end{aligned}$$

El momento de inercia total (respecto a la base de la fundación)

$$\begin{aligned} I &= I_m + I_f = \frac{b_1 C_{t_1}}{12t} (6t^3 t_1 - 8t_1^3 + 3t_1^4) + \\ &\quad + \frac{b C_1}{12t} (t^3 - 6t^2 t_1 + 8t t_1^2 - 3t_1^3); \end{aligned}$$

Introduciendo

$$\tau = \frac{t_1}{t}; f(\tau) = 3\tau^4 - 8\tau^3 + 6\tau^2;$$

$$z = 1 - \frac{C_{t_1} b_1}{C_1 b}$$

se obtiene

$$I = \frac{C_c b^3}{12} [1 - \epsilon f(\tau)] \quad (17)$$

y el momento de encastramiento en este caso:

$$M_s = \frac{C_c b^3}{12} [1 - \epsilon f(\tau)] \cdot t g \alpha \quad (18)$$

Despreciando la reacción de tierra movida que se encuentra por arriba del zapato se puede obtener en forma aproximada que la fuerza $R = \mu G$ actúe en una altura de $\frac{t-t_1}{2}$ por arriba del fondo de excavación; entonces se podría escribir $M_s = \mu G \cdot \frac{t-t_1}{2}$; y el ángulo que correspondería al momento cuando el eje de giro empieza a levantarse se podría obtener de la expresión

$$t g \alpha = \frac{\mu G}{C_c b^3} \cdot \frac{t-t_1}{1 - \epsilon f(\tau)} \quad (19)$$

En realidad, el ángulo será poco mayor — no sobrepasando prácticamente al valor doble del obtenido de la fórmula (19), en los casos extremos.

Considerando finalmente el estado en que el eje de giro de la fundación pasa por un centro de gravedad de la superficie de carga (Fig. 7), el momento de inercia de esta superficie con respecto al eje de giro es igual, como se sabe, a

$$I = I_0 - A \cdot x^2 \quad (20)$$

donde

I_0 = momento de inercia con respecto a la base de la superficie.

A = superficie de carga.

x = distancia entre baricentro y base.

Como se puede averiguar

$$x = \frac{t}{3} \cdot \frac{1 - \epsilon \tau^2 (3 - 2\tau)}{1 - \epsilon \tau^2} = \frac{t}{3} \varphi(\tau) \quad (21)$$

$$A = \frac{C_c b^2}{2} (1 - \epsilon \tau^2) \quad (22)$$

Para I_0 sirve la fórmula (17)

Sustituyendo en la fórmula (20), y además introduciendo

$$x = \frac{1 + 16 \epsilon \tau^4 + \epsilon^2 \tau^6 - 9 \epsilon (\tau^2 + \tau^4)}{1 - \epsilon \tau^2}$$

64 REVISTA ELECTROTECNICA

se obtiene

$$I = \frac{C_c b^3}{36} x \quad (23)$$

y el momento de encastramiento

$$M_s = \frac{C_c b^3}{36} \cdot x t g \alpha \quad (24)$$

Los valores de la función "x" se pueden tomar del diagrama adjunto. En el mismo dibujo las curvas interrumpidas presentan los valores de

$$\varphi(\tau) = \frac{1 - \epsilon \tau^2 (3 - 2\tau)}{1 - \epsilon \tau^2};$$

Procedimiento para dimensionar la fundación sin zapata

Datos: Peso del poste G_p ; momento flector M ; índices de compresibilidad C_{t_1} y C_{t_2} (en la profundidad de 2 m); valor admisible de $t g \alpha = 0,01$.

Las dimensiones a, b , se fijan según dimensiones del poste. Después se fija en primera aproximación el valor de "t". Se calcula luego el peso de hormigón (también peso de tierra gravante) y el peso total G .

Se determina el momento flector M para la profundidad de $\frac{2}{3} t$.

El momento de fondo en primera aproximación se supone igual a

$$M_s = (0,34 + 0,44) G \cdot a.$$

El momento de encastramiento entonces será

$$M_s = M - M_s$$

Se calcula C_c a la profundidad "t":

$$C_c = \frac{t}{2} C_{t_2}$$

La profundidad necesaria se calculará según la fórmula

$$M_s = \frac{b^3}{36} C_c \cdot 0,01$$

es decir

$$t = 15,34 \sqrt{\frac{M_s}{b C_c}}$$

PLANILLA Nº 2

M_a/M_b	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
s	1,500	1,383	1,317	1,260	1,208	1,150	1,115	1,075	1,040	1,017	1,000

Comparando el valor obtenido de "s" con el aceptado en principio se puede corregirlo y averiguar el valor de $tg \alpha$, para nuevos valores de "G" y "t" si:

$$tg \alpha_1 = \frac{6 \mu G}{b^2 C_t} \approx 0,01$$

En el caso en que $tg \alpha_1 > 0,01$ calcular M_a de la fórmula (8)

En el caso en que $tg \alpha_1 < 0,01$ calcular M_a de la fórmula (12)

Averiguar si el valor de

$$tg \alpha_2 = \frac{2 G}{a^2 b C_b} \approx 0,01$$

y calcular en forma análoga M_b

de la fórmula (13) (cuando $tg \alpha_2 > 0,01$)

de la fórmula (15) (cuando $tg \alpha_2 < 0,01$)

Si se obtiene $\frac{M_a}{M_b} < 1$ entonces tomar "s" de

la planilla Nº 2 y averiguar

$$M_a + M_b \approx s M$$

Se entiende que el momento flector M se calcula

para la profundidad " $\frac{2}{3} t$ " cuando el momento

M_a se calculó según la fórmula (12) y para la profundidad "t" cuando M_a se calculó según la fórmula (8).

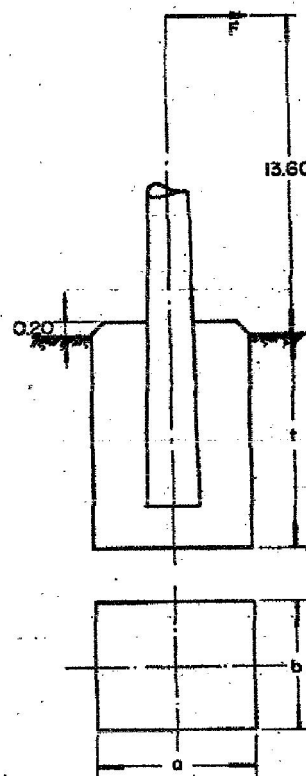
La planilla Nº 3 presenta las fórmulas obtenidas.

Ejemplo 1. — Fundación de bloque de hormigón. Terrano: arcilla semidura $C_t = C_b = 6 \text{ kg/cm}^2$ (valor en la profundidad de 2 m), ángulo de tierra gravante $\beta = 8^\circ$. Poste de hormigón armado. Fuerza de la cima del poste = 500 kg a la altura de 13,6 m sobre suelo. Longitud de la parte del poste en la fundación = $140 + 20 = 160 \text{ cm}$, el diámetro medio de esta parte = 47 cm. Peso del poste con crucetas, conductores, accesorios $G_p = 2500 \text{ kg}$.

Acceptando $b = 47 \cdot 2.15 \approx 80 \text{ cm}$; $a = 100 \text{ cm}$; y suponiendo que en primera aproximación $t = 160 \text{ cm}$, se obtiene lo siguiente:

Peso de la fundación ($\gamma_b = 2000 \text{ kg/m}^3$)

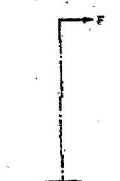
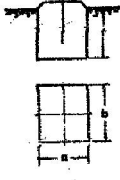
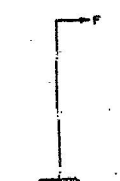
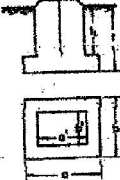
$$G_f = \left[1 \times 0,8 \times (1,6 + 0,2) - \frac{\pi \cdot (0,47)^2}{4} \times 1,6 \right] \times 2000 = 2320 \text{ kg.}$$


Ejemplo 1

Peso de tierra en un ángulo β :

$$G_t = \left\{ \frac{t}{3} \left[ab + (a + 2t \cdot tg \beta)(b + 2t \cdot tg \beta) + \sqrt{ab(a + 2t \cdot tg \beta)(b + 2t \cdot tg \beta)} - tab \right] \right\} \gamma_t$$

PLANIILLA Nº 3

	Momento de encastramiento		Momento de fondo	
	$tg \alpha$	M_e	$tg \alpha$	M_b
	$\frac{6 \mu G}{b t^3 C_t} > 0,01$	$\frac{b t^3}{12} C_t tg \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b} > 0,01$	$\frac{b a^3}{12} C_b tg \alpha$
	$\frac{6 \mu G}{b t^3 C_t} < 0,01$	$\frac{b t^3}{36} C_t tg \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b} < 0,01$	$G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b tg \alpha}} \right)$
	$\frac{6 \mu G}{b t^3 C_t} k^2 > 0,01$	$\frac{b t^3}{18} C_t [1 - e^{-f(r)}] tg \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b} > 0,01$	$\frac{b a^3}{12} C_b tg \alpha$
	$\frac{6 \mu G}{b t^3 C_t} k^2 < 0,01$	$\frac{b t^3}{36} C_t k^2 tg \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b} < 0,01$	$G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b tg \alpha}} \right)$
	$k^2 = \frac{1-r}{1-e^{-f(r)}}$	$k^{2x} = \frac{1 + 78 e r^6 + e^{2r^6} - 9 r (r^2 + r^4)}{1 - e r^2}$	$f(r) = 3 r^4 - 2 r^3 + 6 r^2$ $f(r) =$	
		donde: $r = \frac{t_i}{t}$	$e = 1 - \frac{C_t b_i}{C b}$	

Para arcilla semidura $\gamma_c = 1700 \text{ kg/m}^3$;
 $tg \beta = tg 8 = 0,1405$; $ab = 0,8 \text{ m}^2$, $2 t$. $tg 8 = 0,45$

$$G_e = \left[\frac{1,6}{3} (0,8 + 1,45 \times 1,25 + \sqrt{0,8 \times 1,45 \times 1,25}) - 1,6 \times 0,8 \right] \times 1700 \approx 1380 \text{ kg.}$$

Peso total $G = 2500 + 2320 + 1380 = 6200 \text{ kg.}$

Momento flector en la profundidad de $\frac{2}{3} t$:

$$M = 500 \cdot \left(1360 + \frac{2}{3} \cdot 160 \right) = 734000 \text{ kg cm.}$$

M_b en primera aproximación $= 0,4 G \cdot a$; $M_b = 0,4 \cdot 6200 \cdot 100 = 248.000 \text{ kg cm.}$

$$M_e = 734.000 - 248.000 = 486.000 \text{ kg cm.}$$

$$C_t = C_b = G \times \frac{1,6}{2} = 4,8 \text{ kg/cm}^3; i = 15,34 \sqrt{\frac{M_e}{6 C_t}}$$

$$= 15,34 \times \sqrt{\frac{486.000}{80 \times 4,8}}; i \approx 15,34 \times 10,8 = 166 \text{ cm.}$$

Aumentando entonces "t" hasta 170 cm, se obtiene:

$$G_f = \left[1 \times 0,8 (1,7 + 0,2) - \frac{\pi (0,47)^2}{4} \times 1,6 \right] \times 2000 = 2480 \text{ kg.}$$

$$2t \cdot \gamma_g = 0,478; G_s = \left[\frac{1,7}{3} (0,8 + 1,888 + \sqrt{1,51}) - 1,7 \times 0,8 \right] 1700 = 1462 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso total } G = 2500 + 2480 + 1462 = 6442 \text{ kg.}$$

Verificando "a" para $t=1,7 \text{ m}$ $\mu=0,5$ (planilla N° 1)

$$C_s = C_b = 6 \times \frac{1,7}{2} = 5,1 \text{ kg/cm}^2; \frac{6 \mu G}{b^2 C_s} = \frac{6 \times 0,5 \times 6442}{80 (170)^2 \times 5,1} = 0,00164 < 0,01$$

Entonces

$$M_s = \frac{b^2}{36} C_s \gamma_g a = \frac{80 (170)^2}{36} \times 5,1 \times 0,01 = 557000 \text{ kg cm.}$$

Mientras que

$$\frac{2G}{a^2 b C_b} = \frac{2 \times 6442}{10000 \times 80 \times 5,1} = 0,00315 < 0,01$$

Entonces

$$M_b = G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \right) \sqrt{\frac{G}{b C_b \gamma_g a}}$$

$$M_b = 6442 \left(50 - 0,47 \right) \sqrt{\frac{6442}{80 \times 5,1 \times 0,01}} = 202000 \text{ kg cm.}$$

$$M_s + M_b = 557000 + 202000 = 759000 \text{ kg cm.}$$

$$M = 500 \left(1360 + \frac{2}{3} 170 \right) = 736000 \text{ kg cm}$$

Como se observa

$$M_s + M_b > M; \text{ además } M_s > M_b; s = 1;$$

Ejemplo 2. — En este ejemplo se va a calcular el máximo momento que se puede aplicar a una

fundación de hormigón con zapata de dimensiones dadas, en terreno dado.

Dimensiones de la fundación

$$a = 3 \text{ m}; a_1 = 2,2 \text{ m}; b = 2,6 \text{ m}; b_1 = 2 \text{ m};$$

$$t = 2,2 \text{ m}; t_1 = 1,6 \text{ m.}$$

$$C_{bcs} = C_{bcs} = 8 \text{ kg/cm}^2; C_{s,cm} = \frac{C_s}{4} = 2 \text{ kg/cm}^2; \mu = 0,4$$

Peso del poste (de acero) con todo $G_p = 5000 \text{ kg.}$

Peso de la fundación

$$G_f = (3 \cdot 2,6 \cdot 0,8 + 2,2 \cdot 2 \cdot 1,8) \cdot 2000 = 25200 \text{ kg}$$

Peso de tierra

$$G_t = [(3 \times 2,6 - 2,2 \times 2) 1,6 + \frac{2,2}{3} (3 \times 2,6 + 3,618 \times 3,218 + \sqrt{90,8}) - 3 \times 2,6 \times 2,2] 1700 = (5,44 + 21,27 - 17,15) 1700 = 16.250 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total } G = 5000 + 25200 + 16250 = 46450 \text{ kg}$$

$$C_s = C_b = 8 \times \frac{2,2}{2} = 8,8 \text{ kg/cm}^2;$$

$$C_{ts} = 2 \times \frac{1,6}{2} = 1,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 1 - \frac{C_{ts}}{C_s} \frac{b_1}{b} = 1 - \frac{1,6}{8,8} \times \frac{2}{2,6} = 0,86;$$

$$\tau = \frac{1,6}{2,2} = 0,727; 1 - \tau = 0,273$$

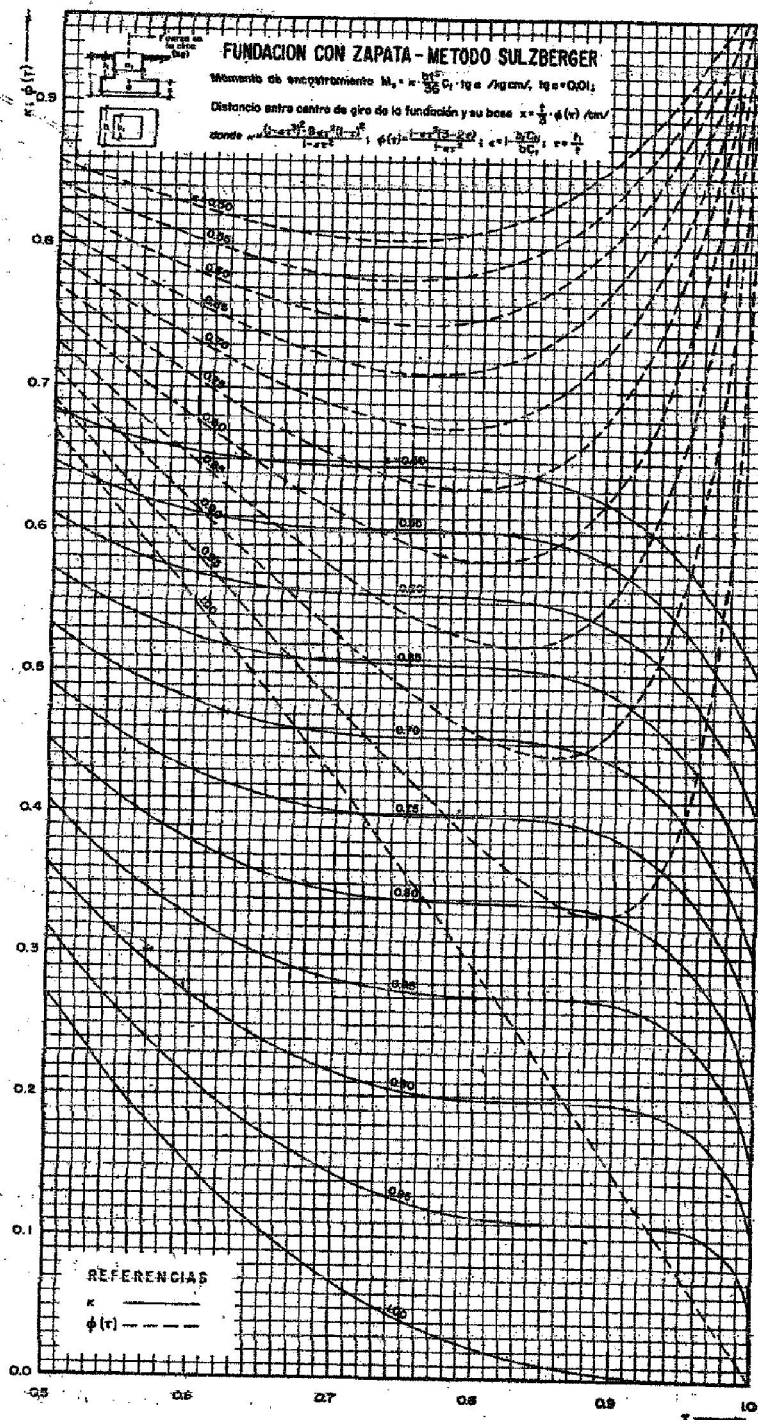
$$f(\tau) = 0,935; f(\tau) = 0,86 \times 0,935 = 0,804; 1 - s f(\tau) = 0,196;$$

$$k = \frac{1 - \tau}{1 - s f(\tau)} = \frac{0,273}{0,196} \approx 1,4; \frac{6 \mu G_s k}{b^2 C_s} =$$

$$= \frac{6 \times 0,4 \times 46450}{260 (220)^2 \times 8,8} \times 1,4 = 0,0014 < 0,01$$

Entonces

$$M_s = \frac{b^2}{36} (C_s \times 0,01 \times x)$$



“x” del diagrama para $\tau = 0,727$; $\varepsilon = 0,86$;

$$x = 0,262.$$

$$M_s = \frac{260 (220)^2 \times 8,8}{36} \times 0,01 \times 0,262 =$$

$$= 1,775 \times 10^6 \text{ kg cm}$$

Ahora

$$\frac{2G}{a^2 b C_s} = \frac{2 \times 46450}{(300)^2 \times 260 \times 8,8} = 0,00045 < 0,01$$

Entonces

$$M_b = G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \times \sqrt{\frac{G}{b C_s t y a}} \right)$$

$$M_b = 46450 \left(150 - 0,47 \times \sqrt{\frac{46450}{260 \times 8,8 \times 0,01}} \right) =$$

$$= 5,98 \times 10^6 \text{ kg cm}$$

$$\frac{M_s}{M_b} = \frac{1,775}{5,98} = 0,297 \approx 0,3;$$

s (de la planilla N° 2) = 1,26.

Entonces el momento flector permisible

$$M = \frac{M_s + M_b}{1,26}; 1,775 + 5,98 = 7,755$$

$$M = \frac{7,755}{1,26} \times 10^6 = 6,15 \times 10^6 \text{ kg cm.}$$

El valor obtenido corresponde al momento con respecto al eje de giro. Conviene conocer el momento con respecto al nivel de suelo, entonces tenemos que calcular la distancia entre el baricentro y la base identificada como “x” (fórmula (21))

$$x = \frac{t}{3} \cdot \varphi(\tau)$$

Del diagrama (líneas interrumpidas) para

$$\varepsilon = 0,86; \tau = 0,727; \text{ se obtiene } \varphi(\tau) = 0,544,$$

entonces

$$x = 73,3 \times 0,544 \approx 40 \text{ cm.}$$

Conociendo ahora la profundidad del baricentro de la superficie de carga igual a $2,20 - 0,40 = 1,8 \text{ m}$, se puede presentar en forma gráfica una dependencia de la fuerza en la cima del poste, de la altura de su aplicación sobre el suelo, mediante la función:

$$F = \frac{61500}{H + 1,8}$$

H (m)	10	12	14	16	18
F (kg)	5 200	4 450	3 890	3 450	3 100

Bibliografía:

Bulletin ASE; année 1945. Die Hochspannung-Freileitungen; Birkmann und Köwigsbofer 1952. CIGRE 215; 1954.

ANEXO **B**

φ
GEOTEC S.R.L. _____ **La Rioja 1329**
Tel.Fax (0351) 4242002
5000 - Córdoba

OBRA: Estudio de suelos de Fundación L.A.T. 132 kV

Tramo: ~~Central Maranzana – E.T. Gral. Levalle~~
(Pcia. de Córdoba)

COMITENTE: Item Const. S.A. – Estructuras S.A.I.C. UTE

Estudio de suelos para fundación – Estudio de materiales de uso vial – Dosificaciones – Rotura de Probetas, etc

φ
GEOTEC S.R.L.

La Rioja 1329
Tel./Fax. (0351) 4242002
5000 CORDOBA

INFORME N° 1022/12

OBRA : Ampliación de Estudio de suelos para fundación .

UBICACIÓN : LAT 132kV . Tr: Central Maranzana – E.T. Gral. Levalle.
Provincia de Córdoba.

COMITENTE : Item Construcciones S.A. – Estructuras S.A.I.C. UTE.

INFORME TECNICO

1) Estudio Particular : N° 1022/12 .

2) Fecha de Ejecución en Campaña : 06/08 de Agosto de 2012 .

3) Objeto :

Determinar las características físicas, químicas y mecánicas de los suelos de fundación en zonas de la L.A.T. 132 kV Tramo: Central Termoeléctrica M. Maranzana – E.T. Gral. Levalle, en la Provincia de Córdoba.

4) Trabajos de Campaña:

Para la determinación de los parámetros solicitados, se ejecutaron seis sondeos S1 a S6, en la zona de los Vértices N° 16; Vértice 17; Vértice 18, Vértice 19, Puntos 1 (Ea. La Marie) y Punto 2 (Ea. La Marie + 2,0Km.) todos a una profundidad de -6,00m., con Ensayos Normales de Penetración (Método de Terzaghi), cada metro o cambio de horizonte con extracción de muestras alteradas, las muestras inalteradas se extrajeron con sacamuestras Moretto de vaina partida.

Los sondeos se realizaron con sistema rotativo helicoidal, sin inyección de lodos, manteniéndose estables las paredes de los pozos .

El Nivel Freático no se detectó a las profundidades ensayadas, sólo un aumento de la humedad relativa a partir de los 4,50m. en los V16 y V19 y en el Punto 2.

Las cotas estan referidas al nivel actual de boca de pozo.

//////////

φ
GEOTEC S.R.L.

La Rioja 1329
Tel./Fax. (0351) 4242002
5000 CORDOBA

INFORME N° 1022/12

//////////

5) Trabajos de Laboratorio:

Muestras alteradas

Sobre las muestras alteradas extraídas en correspondencia con cada profundidad ensayada se determinó:

- a- Contenido natural de agua .
- b- Límites de Atterberg. L. Líquido. L. Plástico e Índices .
- c- Granulometría de los suelos y determinación de los porcentajes : Arena y Limo + Arcilla por lavado sobre el Tamiz N° 200 .
- d- Clasificación de los suelos por el Sistema Unificado.
- e- Determinación de la agresividad de los suelos al hormigón.

Muestras inalteradas

Sobre las mismas que se pudieron tallar, se determinó:

- a- Densidad Natural.
- b- Ensayos de compresión Triaxial saturado.

6) Normas de Ensayo:

Los ensayos de laboratorio se realizaron en un todo de acuerdo a las Normas IRAM y/o ASTM, a los fines de la tabulación de valores se utilizó la Norma DIN 1054 .

En las planillas y gráficos adjuntos se han volcado los valores obtenidos en los trabajos de campaña y de laboratorio .

//////////

φ
GEOTEC S.R.L. _____

La Rioja 1329
Tel./Fax. (0351) 4242002
5000 CORDOBA

INFORME N° 1022/12

//////////

7) Consideraciones Geológicas

Suelos arenosos muy finos con paso a limos arenosos de mediana compacidad, de color castaño claro, son las características predominantes de los perfiles de la zona, la que desde el punto de vista geológico, forma parte de la planicie sedimentaria situada al Este de las Sierras Pampeanas de Córdoba.

La variación encontrada entre sondeos, está dada por la proporción de arena fina presente en los distintos horizontes, así vemos que en todos los sondeos el primer metro es de limos de color castaño claro, con paso a limo arenoso castaño rojizo, seguidos por arenas muy finas limosas, luego la secuencia deposicional que se verificó hasta el fin de los perfiles estudiados, es de arenas finas limosas con variaciones en la proporción de ambos componentes y con gradual aumento de la compacidad relativa hacia el fin del perfil.

Durante la etapa constructiva, se deberá verificar la continuidad areal de la secuencia descripta.

8) Tensión admisible – Cota de Fundación

Si bien estos suelos no son potencialmente colapsibles, sí son fácilmente alterados por el agua, la que genera vías de escurrimiento que pueden llegar a afectar las estructuras que se implanten, esto hace necesaria la compactación del suelo que se haya removido en la etapa de excavado de las fundaciones, a fin evitar generar las vías mencionadas.

Luego de evaluar los resultados de los ensayos de campaña y de laboratorio obtenidos, se detallan los siguientes parámetros para el cálculo de fundaciones, en los puntos estudiados.

Luego de ejecutada la fundación, se recomienda, compactar el suelo de aporte al menos al 90 % del ensayo de Proctor Standard (AASHO T-99).

//////////

Φ
GEOTEC S.R.L.

La Rioja 1329
Tel./Fax. (0351) 4242002
5000 CORDOBA

INFORMEN° 1022/12

//////

TABLA DE PARAMETROS SUGERIDOS

Sondeo N°	Ubicac. Ref.	Cota m.	P.Espec. g/cm ³	Cohesión Kg/cm ²	Ch Kg/cm ³ (estim.)	Angulo Fricción	σ t Adm Kg/cm ²	Tipo Suelo	Nivel Freático
S1	V16	3,0/3,5	1,620	0,100	3,0	10°	0,550	Limo Arenoso	+5,00m.
S2	V17	3,0/3,5	1,600	0,100	3,0	10°	0,550	Limo Arenoso	
S3	V18	3,0/3,5	1,640	0,100	3,0	10°	0,550	Limo Arenoso	
S4	V19	3,0/3,5	1,610	0,100	3,0	10°	0,550	Limo Arenoso	+4,50m.
S5	Ea.La Marie	3,0/3,5	1,660	0,100	3,0	12°	0,550	Limo Arenoso	
S6	Ea La Marie + 2,0Km.	3,0/3,5	1,630	0,100	3,0	12°	0,550	Limo Arenoso	+5,00m.

Córdoba, 14 de Agosto de 2012.



Geólogo Luis A. Masset
Geotec S.R.L.

φ
GEOTEC S.R.L.

La Rioja 1329
Tel./Fax. (0351) 4242002
5000 CORDOBA

INFORMEN° 1022/12

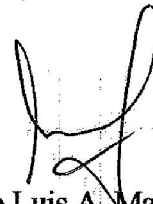
//////////

9) Sales y Sulfatos

Muestras de suelo

Los ensayos realizados sobre las muestras de suelo **no floclaron**, por lo que su presencia es menor al 0,1 % .

Córdoba, 14 de Agosto de 2012.



Geólogo Luis A. Masset
Geotec S.R.L.

φ
GEOTEC S.R.L.

OBRA: Estudio de suelos L.A.T. 132kV Tramo: Central Termoeléctrica M. Maranzana - E.T. Gral. Levalle. Pcia. de Córdoba .

PROF (ms)	HUMEDADES Y LÍMITES DE CONSISTENCIA (%)						GRANULOMETRÍA (%)						SUELOS				AGUA		PESO UNITARIO		SONDEO N° 1 Fecha: 08-09-12
	PT 4	PT 10	PT 40	PT 200	L. LIQUIDO	L. PLASTICO	SALES TOTALES	SO4 SOLUB	SALES TOTALES	SO4 SOLUB	SALES TOTALES	SO4 SOLUB	γnat	γsec	KN/m3	KN/m3					
1	10,3	24,8	18,8	100	100	81															
2	18,7	28,8	19,8	100	100	86	<0,1														
3	24,6	30,7	20,5	100	100	93															
4	25,9	29,0	20,5	100	100	95															
5	27,0	29,3	20,8	100	99	95															
6	27,3	28,9	20,9	100	98	95															

φ
GEOTEC S.R.L.

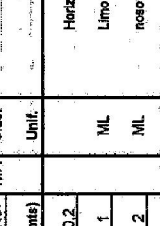
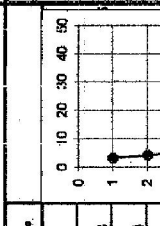
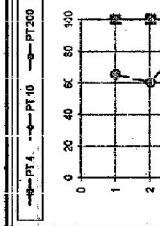
OBRA: Estudio de suelos L.A.T. 132kV Tramo: Central Termoséctrica M. Maranzana - E.T. Gral. Levalle. Pcia. de Córdoba.

PROF (mts)	HUMEDADES Y LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				GRANULOMETRIA (%)					COTA TERRENO: PROF N. FREATICO: -				AGRESIVIDAD DE SALES Y SULFATOS		SONDEO Nº 2 Fecha: 08-08-12	
	HUMEDAD	L. LIQUIDO	L. PLASTICO	PT 4	PT 10	PT 40	PT 200	SALES TOTALES	SO4 SOLUB	SALES TOTALES	SO4 SOLUB	SALES TOTALES	SO4 SOLUB	γ _{net}	γ _{sec}	PESO UNITARIO	
1	8,6			100	100	100	71										
2	4,8	21,6	17,6	100	100	100	74										
3	19,2	26,2	18,8	100	100	99	80										
4	22,2	27,0	19,3	100	100	99	79										
5	19,1	27,3	19,2	100	100	98	74										
6	19,0	28,6	18,7	100	99	98	72										

φ
GEOTEC S.R.L.
OBRA: Estudio de suelos L.A.T. 132kV Tramo: Central Termoeléctrica M. Maranzana - E.T. Gra. Levalle. Pcia. de Córdoba.

COTA PROF (mts)		N.F. Cias. Unif.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN (SPT) golpes/ies		HUMEDAD Y LIMITES DE CONSISTENCIA		GRANULOMETRÍA		γ _{sat} KN/m ³	γ _{sec} KN/m ³	ENSAYO TRIAXIAL			Consolidación		
0.2				N°		H _{nat} (%)	L _{líq} (%)	L _{plis} (%)	PT ₂₀₀			φ (°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	PC _{nat} (kPa)	PC _{sat} (kPa)
1	0.2	ML	Horizonte vegetal	3	1	10	10	10	10								
2	0.4	ML	Limo caudalizo con poco a limo arenoso de baja compacidad relativa.	4	2	10	10	10	10								
3	0.6	CLML		5	3	10	10	10	10								
4	0.8	ML	Centrida limo arenoso castaño claro	7	4	10	10	10	10		19.4			10°	12		
5	1.0	CLML	de baja compacidad relativa.	6	5	10	10	10	10		14.6						
6	1.2	CLML		7	6	10	10	10	10								
7	1.4				7	10	10	10	10								
8	1.6				8	10	10	10	10								
9	1.8				9	10	10	10	10								
10	2.0				10	10	10	10	10								
11	2.2				11	10	10	10	10								
12	2.4				12	10	10	10	10								
13	2.6				13	10	10	10	10								
14	2.8				14	10	10	10	10								
15	3.0				15	10	10	10	10								
16	3.2				16	10	10	10	10								
17	3.4				17	10	10	10	10								
18	3.6				18	10	10	10	10								
19	3.8				19	10	10	10	10								
20	4.0				20	10	10	10	10								

UBICACIÓN: Zona de V18
COMITENTE: Item Const. S.A. - Estructuras S.A.I.C. UTE.
COTA TERRENO: -
PROF. N. FREÁTICO: -
SONDEO N° 3
FECHA: 08-08-12



φ GEOTEC S.R.L.

OBRA: Estudio de suelos L.A.T. 132kV Tramo: Central Termoeléctrica M. Maranzana - E.T. Gral. Levalle. Pcia. de Córdoba .

PROF (mts)	HUMEDADES Y LIMITES DE CONSISTENCIA (%)		GRANULOMETRIA (%)						AGRESIVIDAD DE SALES Y SULFATOS				SONDEO N° 3 Fecha: 08-09-12 PESO UNITARIO	
	HUMEDAD	L. LIQUIDO	L. PLASTICO	PT 4	PT 10	PT 40	PT 200	SUELOS SALES TOTALES	SUELOS SO4 SOLUB	AGUA SALES TOTALES	AGUA SO4 SOLUB	γsat	γsec	
1	9.3			100	100	100	65							
2	9.9			100	100	100	60	<0.1						
3	12.7	25.3	18.5	100	100	99	84					19.4	14.8	
4	9.2			100	100	99	54							
5	27.4	26.3	19.6	100	98	99	83							
6	26.0	25.7	19.3	100	100	99	87							

GEOTEC S.R.L.

OBRA: Estudio de suelos L.A.T. 132KV Tramo: Central Termoeléctrica M. Maranzana - E.T. Grai. Levalle. Pcia. de Córdoba.

COTA PROF. (mts)		DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Clas. Unif.	ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN (SPT) golpes/pies		HUMEDAD Y LIMITES DE CONSISTENCIA		GRANULOMETRIA		γ _{nat} KN/m3	γ _{sec} KN/m3	ENSAYO TRIAXIAL				Consolidación	
1	2			Nº	W _{net}	L _{liq}	L _{plis}	PT ₂₀₀	PT ₁₀			PT ₅	σ ₃ (MPa)	σ ₁ (MPa)	φ° (°)	c' (MPa)	P _o (MPa)
0.2		Horizonte vegetal															
1		Limo castaño con paso a limo arenoso de baja compacidad relativa.	ML	3	18	28	42	85									
2			CL	4	18	28	42	85									
3			CL	4	18	28	42	85									
4			CL	5	18	28	42	85	16.1	12.6	10°	12					
5	4.5	Continúa limo arenoso castaño claro de baja compacidad relativa.	CL	5	18	28	42	85									
6			CL	6	18	28	42	85									

COTA TERRENO:
 PROF. N. FREATICO: 4.50m.

SONDEO Nº 4
 FECHA: 08-08-12

GEOTEC S.R.L.

OBRA: Estudio de suelos L.A.T. 132kV Tramo: Central Termoelectrica M. Maranzana - E.T. Gra'l. Levalle. Pcia. de Córdoba.

UBICACIÓN: Zona Acceso Eja. La Marife
COMITENTE: Item Const. S.A. - Estructuras S.A.I.C. UTE.

COTA TERRENO:
PROF. N. FREÁTICO: -

SONDEO N° 6
FECHA: 07-08-12

COTA (mts)	PROF (mts)	N.F.	Clas	Unif.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN (SPT) golpes/yes		HUMEDAD Y LIMITES DE CONSISTENCIA		GRANULOMETRIA		γ _{nat} (M/m ³)	γ _{sec} (M/m ³)	ENSAYO TRIAXIAL			Consolidación	
						N°	golpes/yes	H _{nat} (%)	L _{líq} (%)	PT 4 (%)	PT 10 (%)			PT 200 (%)	σ _v (kPa)	σ _h (kPa)	φ (°)	σ _v (kPa)
	0.2				Horizonte vegetal													
	1		CLML		Limo castaño con paso a limo arenoso de baja compacidad relativa.	3	10	20	25	15	15							
	2		ML			5	15	25	25	20	20							
	3		CL			6	20	25	25	20	20							
	4		CL			7	25	25	25	20	20	16.6	13.7		12°	12		
	5		CL		Continúa limo arenoso castaño claro de baja compacidad relativa.	7	25	25	25	20	20							
	6		CL			7	25	25	25	20	20							

φ GEOTEC S.R.L.
OBRA: Estudio de suelos L.-A.T. 132kV Tramo: Central Termoeléctrica M. Maranzana - E.T. Gral. Levalle. Pcia. de Córdoba.

PROF	HUMEDADES Y LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				GRANULOMETRIA (%)				AGRESIVIDAD DE SALES Y SULFATOS				SUELOS		AGUA		PESO UNITARIO	
	HUMEDAD	L. LIQUIDO	L. PLASTICO	PT 4	PT 10	PT 40	PT 200	SALES TOTALES	SCA SOLUB	SALES TOTALES	SCA SOLUB	SCA SOLUB	γ _{nat}	γ _{sec}	KN/m ³	KN/m ³		
1	10,2	20,1	17,3	100	100	100	66											
2	9,3			100	100	100	68	<0,1										
3	21,2	29,7	20,9	100	100	98	82											
4	21,6	30,7	21,5	100	100	100	84	<0,1					16,6				13,7	
5	18,6	31,1	22,5	100	100	96	80											
6	18,8	31,0	21,7	100	100	98	84	<0,1										

COTA TERRENO: PROF N. FREATICO: --
UBICACION: Zona Acceso Ea. La Marle
COMITENTE: Itsm. Const. S.A. - Estructuras S.A.I.C. UTE.
BONDEO N° 5
Fecha: 07-08-12

GEOTEC S.R.L.

OBRA: Estudio de suelos L.A.T. 132KV Tramo: Central Termoelectrica M. Maranzana - E.T. Graf. Levalle. Pcia. de Córdoba .

LUBICACION: Zona Acceso Ea. La María + 2.0 Km.
COMITENTE: Item Const. S.A. - Estructuras S.A.I.C. UTE.

COTA TERRENO: SONDEO N° 8
PROF. N. FREATICO: FECHA: 07-08-12

COTA (mts)	PROF (mts)	N.F.	Clase Unif.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN (SPT) golpes/pés		HUMEDAD Y LIMITES DE CONSISTENCIA	GRANULOMETRIA	γ _{nat} (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	ENSAYO TRIAXIAL				Consolidación	
					N°	g					H.Nat	L.Liq	L.Pla	φ	c	σ
0.2																
1			ML	Horizonte vegetal												
2			ML	Limo castaño con paso a limo arenoso de baja compacidad relativa .												
3			CL													
4			CL													
5			CL	Contitua limo arenoso castaño claro de baja compacidad relativa .												
6			SM													

ANEXO C

Cálculo de Tensiones por el Método de Pohl:

Coeeficientes de POHL en funcion de las excentricidades relativas e_x/a y e_y/b		e_x/a																				
		0.40	0.38	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.26	0.24	0.22	0.20	0.18	0.16	0.14	0.12	0.10	0.08	0.06	0.04	0.02	0.00
e_y/b	0.40	37.5	31.25	26.78	23.44	20.83	18.75	17.04	15.62	14.42	13.37	12.45	11.62	10.87	10.18	9.558	8.985	8.445	7.964	7.506	7.076	6.667
	0.38	31.25	26.04	22.32	19.53	17.36	15.62	14.2	13.02	12.02	11.15	10.38	9.684	9.057	8.486	7.965	7.487	7.046	6.637	6.255	5.896	5.556
	0.36	26.78	22.32	19.13	16.74	14.88	13.39	12.17	11.16	10.3	9.563	8.895	8.3	7.763	7.274	6.827	6.417	6.039	5.689	5.362	5.054	4.762
	0.34	23.44	19.53	16.74	14.65	13.02	11.62	10.65	9.766	9.014	8.359	7.783	7.263	6.793	6.365	5.974	5.615	5.284	4.978	4.691	4.422	4.167
	0.32	20.83	17.36	14.88	13.02	11.57	10.42	9.47	8.681	8.013	7.43	6.918	6.456	6.038	5.658	5.31	4.991	4.697	4.425	4.17	3.931	3.704
	0.30	18.75	15.62	13.39	11.72	10.42	9.365	8.523	7.812	7.211	6.687	6.226	5.81	5.434	5.092	4.779	4.492	4.227	3.982	3.753	3.538	3.333
	0.28	17.04	14.2	12.17	10.65	9.47	8.523	7.748	7.102	6.556	6.079	5.66	5.282	4.94	4.629	4.345	4.084	3.843	3.62	3.412	3.216	3.03
	0.26	15.62	13.02	11.16	9.766	8.681	7.812	7.102	6.51	6.009	5.573	5.189	4.842	4.528	4.243	3.983	3.743	3.523	3.318	3.128	2.948	2.778
	0.24	14.42	12.02	10.3	9.014	8.013	7.211	6.556	6.009	5.547	5.145	4.789	4.47	4.18	3.917	3.676	3.455	3.252	3.063	2.887	2.721	2.564
	0.22	13.37	11.15	9.553	8.359	7.43	6.687	6.079	5.573	5.145	4.773	4.444	4.147	3.88	3.636	3.413	3.202	3.019	2.844	2.681	2.527	2.381
	0.20	12.45	10.38	8.895	7.783	6.918	6.226	5.66	5.189	4.789	4.444	4.137	3.863	3.615	3.389	3.183	2.993	2.818	2.655	2.502	2.359	2.222
	0.18	11.62	9.684	8.3	7.263	6.456	5.81	5.282	4.842	4.47	4.147	3.863	3.608	3.378	3.179	2.979	2.803	2.64	2.488	2.346	2.211	2.083
	0.16	10.87	9.057	7.763	6.793	6.038	5.434	4.94	4.528	4.18	3.88	3.615	3.378	3.165	2.972	2.795	2.632	2.481	2.34	2.207	2.082	1.96
	0.14	10.18	8.486	7.274	6.365	5.658	5.092	4.629	4.243	3.917	3.636	3.389	3.169	2.972	2.793	2.629	2.478	2.337	2.206	2.081	1.96	1.84
	0.12	9.558	7.965	6.827	5.974	5.31	4.779	4.345	3.983	3.676	3.413	3.183	2.979	2.795	2.629	2.477	2.336	2.205	2.08	1.96	1.84	1.72
	0.10	8.985	7.487	6.417	5.615	4.991	4.492	4.084	3.743	3.455	3.202	2.993	2.803	2.632	2.478	2.336	2.204	2.08	1.96	1.84	1.72	1.6
	0.08	8.445	7.046	6.039	5.284	4.697	4.227	3.843	3.523	3.252	3.019	2.818	2.64	2.481	2.337	2.205	2.08	1.96	1.84	1.72	1.6	1.48
	0.06	7.964	6.637	5.689	4.978	4.425	3.982	3.62	3.318	3.063	2.844	2.655	2.488	2.34	2.206	2.08	1.96	1.84	1.72	1.6	1.48	1.36
	0.04	7.506	6.255	5.362	4.691	4.17	3.753	3.412	3.128	2.887	2.681	2.502	2.346	2.207	2.081	1.96	1.84	1.72	1.6	1.48	1.36	1.24
	0.02	7.076	5.896	5.054	4.422	3.931	3.538	3.216	2.948	2.721	2.527	2.359	2.211	2.082	1.96	1.84	1.72	1.6	1.48	1.36	1.24	1.12
0.00	6.667	5.556	4.762	4.167	3.704	3.333	3.03	2.778	2.564	2.381	2.222	2.083	1.96	1.84	1.72	1.6	1.48	1.36	1.24	1.12	1	

$$\mu = 1 + \left(6 \frac{e_x}{a} \right) + \left(6 \frac{e_y}{b} \right)$$

Redimensione

Tabla I-7

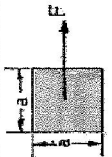
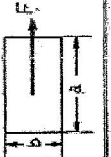
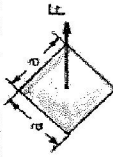
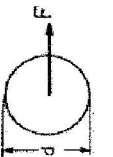
C A T E G O R I A	Naturaleza del terreno	Peso espe- cífico	Presión admi- sible	Indice de compre- sibilidad	Angulo de la tierra gravante		Angulo de la fricción interna		Coeficiente de la fricción entre terreno y hormigón	
		γ	σ	C	β°		δ°	μ		
		kg/m ³	kg/cm ²	cm ²	Vegetable	Movido		Liso	Escabroso	
A	Laguna, aguazal, terreno pantanosos	650	Hasta 0,5	0,5 a 1,0	5°	3°	-----	0,05	0,1	
B	Terrenos muy blandos	1700	Hasta 0,8	1,0 a	5°	3°	20°	0,2	0,2	
	2,0			30°			0,3	0,5		
	2,0 a 4			25°			0,3	0,4		
C	Arcilla medio dura, seca	1700	Hasta 1,8	5,0 a 8	8°	6°	25°	0,4	0,5	
	6,0 a 9			30°			0,6	0,7		
D	Arcilla rígida Arena gruesa y pedregullo	1700	Hasta 3,0	10 11 a 13	12°	10°	25° 35°	0,4 0,4	0,5 0,5	
E	Arcilla gruesa y dura	1700	Hasta 4,0	13 a 16	15°	12°	37°	0,4	0,5	
F	Rígido, pedregullo y cantorodado	1700	Hasta 0,5	13 a 16	20°	20°	40°	0,4	0,5	

Tabla I-8

Ms/Mb	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
S	1,500	1,383	1,317	1,260	1,208	1,150	1,115	1,075	1,040	1,017	1,000

TABLA DE CÁLCULO DE FUNDACIONES PARA SOPORTES POR EL MÉTODO DE SULLINGER

TRANSMISIÓN DE LA ENERGÍA

FORMA DE LA BASE	$t_g \geq$	M_v	M_e	$t_g \leq$	M_b
	$\frac{6 \cdot H \cdot G}{a \cdot t^2 \cdot C_e} \geq 0,01$	$F \cdot (H + t)$	$\frac{a \cdot t^3}{12} \cdot Ct \cdot tg \alpha$	$\frac{2 \cdot G}{a^2 \cdot C_b} \geq 0,01$	$\frac{a^4}{12} \cdot Cb \cdot tg \alpha$
	$\frac{6 \cdot H \cdot G}{a \cdot t^2 \cdot C_e} < 0,01$	$F \cdot (H + \frac{2}{3} \cdot t)$	$\frac{a \cdot t^3}{36} \cdot Ct \cdot tg \alpha$	$\frac{2 \cdot G}{a^2 \cdot C_b} < 0,01$	$G \cdot (\frac{a}{2} - 0,47) \sqrt{\frac{G}{a \cdot C_b \cdot tg \alpha}}$
	$\frac{6 \cdot H \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_e} \geq 0,01$	$F \cdot (H + t)$	$\frac{b \cdot t^3}{12} \cdot Ct \cdot tg \alpha$	$\frac{2 \cdot G}{a^2 \cdot b \cdot C_b} \geq 0,01$	$\frac{a^4}{12} \cdot Cb \cdot tg \alpha$
	$\frac{6 \cdot H \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_e} < 0,01$	$F \cdot (H + \frac{2}{3} \cdot t)$	$\frac{b \cdot t^3}{36} \cdot Ct \cdot tg \alpha$	$\frac{2 \cdot G}{a^2 \cdot b \cdot C_b} < 0,01$	$G \cdot (\frac{a}{2} - 0,47) \sqrt{\frac{G}{b \cdot C_b \cdot tg \alpha}}$
	$\frac{4 \cdot 5 \cdot H \cdot G}{a \cdot t^2 \cdot C_e} \geq 0,01$	$F \cdot (H + t)$	$\frac{t^2 \cdot a \cdot t^3}{12} \cdot Ct \cdot tg \alpha$	$\frac{t^2 \cdot G}{a^2 \cdot C_b} \geq 0,01$	$\frac{a^4}{12} \cdot Cb \cdot tg \alpha$
	$\frac{4 \cdot 5 \cdot H \cdot G}{a \cdot t^2 \cdot C_e} < 0,01$	$F \cdot (H + \frac{2}{3} \cdot t)$	$\frac{t^2 \cdot a \cdot t^3}{36} \cdot Ct \cdot tg \alpha$	$\frac{t^2 \cdot G}{a^2 \cdot C_b} < 0,01$	$G \cdot (0,707 \cdot a - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot G}{Cb \cdot tg \alpha}})$
	$\frac{6 \cdot B \cdot H \cdot G}{d \cdot t^2 \cdot C_e} \geq 0,01$	$F \cdot (H + t)$	$\frac{d \cdot t^3}{17,6} \cdot Ct \cdot tg \alpha$	$\frac{5 \cdot 1 \cdot G}{a^2 \cdot C_b} < 0,01$	$\frac{\pi \cdot d^4}{64} \cdot Cb \cdot tg \alpha$
	$\frac{6 \cdot B \cdot H \cdot G}{d \cdot t^2 \cdot C_e} < 0,01$	$F \cdot (H + \frac{2}{3} \cdot t)$	$\frac{d \cdot t^3}{52,8} \cdot Ct \cdot tg \alpha$	$\frac{5 \cdot 1 \cdot G}{d^2 \cdot C_b} < 0,01$	

A N E X O D
Planilla de Cálculo

METODO DE SULZBERGER

DATOS GENERALES PARA EL CALCULO

PPPo 23 Ro 5500 ET4

Longitud total de la estructura	m	23,00	
Longitud libre de la estructura	m	20,70	
Longitud de empotramiento	m	2,30	
Tapada	m	0,50	
Diámetro en la cima	m	0,40	
Diámetro en el empotramiento	m	0,7105	
Diámetro en la base	m	0,7450	
Peso de la estructura	kg	40000,00	
Vanos adyacentes	m	200,00	200,00
Peso unitario del conductor de energía	kg/m	0,9800	
Peso unitario del cable de guardia - A°G°	kg/m	0,5370	
Peso de la cadena de suspensión	kg	80,00	
Peso de la cadena de retención doble	kg	150,00	
Esfuerzo sobre la estructura paralelo a la línea	kg		
Esfuerzo sobre la estructura normal a la línea	kg		
Esfuerzo total resultante	kg	14800,00	

DATOS DEL SUELO Y DEL HORMIGON

Coeficiente de compresibilidad a -2 m	kg/cm ³	4,00
Coeficiente de compresibilidad a -t m	kg/cm ³	8,40
Coeficiente de compresibilidad lateral	kg/cm ³	5,60
Coeficiente de fricción suelo/hormigón		0,20
Angulo de la tierra gravante	°	0,00
Densidad del suelo	kg/m ³	1650,00
Presión máxima admisible	kg/cm ²	0,90
Densidad del hormigón simple	kg/m ³	2200,00

DATOS DE LA FUNDACION

Orientación		diagonal	
Ancho mínimo	m	1,25	
Largo	m	3,30	
Ancho	m	3,30	
Alto	m	3,70	
Volumen de hormigón simple	m ³	39,29	Con armadura
Volumen de la tierra extraída	m ³	34,85	
Volumen de la tierra sobrepuesta	m ³	5,45	
Volumen de tierra gravante	m ³	0,00	

CARGAS VERTICALES RESULTANTES

		Peso estabilizante	Carga vertical neta
Peso de conductores y aisladores	kg	1763,40	1763,40
Peso del hormigón simple	kg	86438,86	86438,86
Peso de la armadura	kg	303,36	303,36
Peso de la estructura	kg	40000,00	40000,00
Peso de la tierra extraída	kg	57499,20	57499,20
Peso de la tierra sobrepuesta	kg	8984,25	8984,25

Peso de la tierra gravante	kg	0,00	
Peso estabilizante total	kg	128505,62	
Carga vertical total	kg		79990,67

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD AL VUELCO

Momento de vuelco	kgm	342866,67	
Momento de encastramiento	kgm	367666,49	
Momento estabilizante de fondo	kgm	193038,86	
Momento estabilizante total	kgm	560705,35	
Coefficiente de estabilidad al vuelco		1,64	Verifica

VERIFICACION DE PRESIONES

Presión máxima sobre el suelo	kg/cm ²	0,7178	Verifica
-------------------------------	--------------------	---------------	-----------------

CALCULO DE LA ARMADURA

DATOS PARA EL CÁLCULO

Qv (Esfuerzo máximo en la cima)	kg	14800,00
do (Brazo de palanca entre Ff y Fa	m	1,53
Momento máximo transferido a la base	kgm	340400,00

DESARROLLO DEL CÁLCULO

Ff (Fuerza de corte transferida)	kg	351500,00	
Pos 2 Armadura estribos	cm ²	73,23	
Armadura adoptada 37 Ø 16- 1 cada 10 cm	cm ²	74,00	> 73,23
Pos 1 Armadura longitudinal	cm ²	59,65	
Armadura adoptada 32 Ø 16- 1 cada 20 cm	cm ²	64,00	> 59,65

COMPUTO DE HIERRO

Posición 2	kg	759,98
Posición 1	kg	303,36
Total hierro	kg	1063,34

METODO DE PHOL - MOHR

Cálculo de fundación con zapata superior:

rev 0

	Ar	Zona 1		
Apoyo tipo :	1		Hipot.	III
Cantidad de poste :	25	[m]		
Altura del poste :	2,5	[m]		
Empotramiento (E) :	0,5	[m]		
Tapada :	11200	[kg]		
Peso del poste :	1950	[kg]		
Peso de crucetas y/o mensulas :	1191,03	[kg]		
Peso del conductor :	195	[kg]		
Peso de aisladores y herrajes :	22,5	[m]		
Altura libre del poste :	0,73	[m]		
Diámetro base del poste :	0,8	[m]		
Diámetro del molde (d1) :	1547	[kg]		
Esfuerzo en la cima del poste eje 'x' :	832	[kg]		
Esfuerzo en la cima del poste eje 'y' :	0,47	[kg/cm ²]		
Tensión admisible del terreno :	10	[°]	0,1745	[Rad]
Ángulo del suelo garante :	1500	[kg/m ³]		
Peso específico del suelo :	2400	[kg/m ³]		
Peso específico del hormigón :	340	[Kg]		
Peso de la armadura	0	[Kg]		
Napa freatica	2,5			
Coficiente de seguridad				

DIMENSIONAMIENTO DE LA FUNDACION

T =	2,70	[m]		
T1 =	0,00	[m]		
T2 =	0,45	[m]		
T3 =	0,20	[m]		
T4 =	2,05	[m]		
e =	1,40	[m]	Y =	1,40 [m]
X =	1,30	[m]	Y1 =	1,30 [m]
X1 =	4,10	[m]		4,10 [m]

VOLUMEN DE HORMIGON

Vh = 9,35 [m³]

Volumen del macizo de hormigon

Vma = 10,40 [m³]

Peso del macizo de hormigon en tierra

Pma = 15.601,50 [Kg]

PESO DEL HORMIGON de la base

Peso del hormigón : 22451,23 [Kg]

Volumen de excavación:= 22,80 [m³]

VOLUMEN DEL SUELO GRAVANTE

Lado mayores del tronco de piramide 'Y2'	
=	4,51 [m]
Lado mayor del tronco de piramide 'X2'	
=	4,51 [m]
V Total =	17,60 [m ³]
Vhsup =	3,37 [m ³]
Vsg =	14,24 [m ³]

PESO DEL SUELO GRAVANTE

Psg = 21353,97 [kg]

CARGA VERTICAL TOTAL

$$Pt = 58681,22 \quad [\text{kg}]$$

Momento al vuelco respecto al eje 'y'

$$Mx = 53719,575 \quad [\text{kg.m}]$$

Momento al vuelco respecto al eje 'x'

$$My = 28891,2 \quad [\text{kg.m}]$$

Exentricidad en el eje de las 'x'

$$Ex = 0,9154 \quad [\text{m}]$$

Exentricidad en el eje de las 'y'

$$Ey = 0,4923 \quad [\text{m}]$$

<u>Relacion</u>		<u>Relacion</u>	
<u>Ex/X1</u>	0,2233	<u>Ey/Y1</u>	0,1201

De la tabla N ° 81 se obtiene el coeficiente de Pohl :

$$\mu = 3,42$$

VERIFICACION de la PRESION MAXIMA DE BORDE:

$$\sigma_b = \boxed{0,44} \quad [\text{kg/m}^2] \quad \text{Debe ser menor ó igual que: } \boxed{0,47} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

Presión normal sobre el terreno

$$\sigma_{\text{terr}} = \boxed{0,307} \quad [\text{Kg/cm}^2] \quad \text{Debe ser menor ó igual que: } \boxed{0,47} \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Tensión máxima aplicada sobre el terreno:

$$\sigma_{\text{máx}} = \boxed{1,194} \quad [\text{Kg/cm}^2] \quad \text{Debe ser menor ó igual que: } \boxed{1,5275} \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

CALCULO DE LAS ARMADURAS

ARMADURA INFERIOR DE PLATEA PARALELA AL LADO X1

1 - Momento Flexor:

$$M_{fx} = Y1 \times (X1 - X)^2 \times \sigma_m \times 10.000 / 8 \quad [\text{Kg.m}]$$

donde:

Y1 = Lado mayor	[m]
X1 = Lado mayor	[m]
X = Lado menor	[m]
σ_m = Presión máxima aplicada sobre el terreno.	[Kg/cm ²]

$$M_{fx} = 47.969,75 \quad [\text{Kg.m}]$$

2 - Altura util:

$$H_m = T2 + T3 - 0,05 \quad [\text{m}]$$

donde:

T2 = Altura de la plataforma	[m]
T3 = Altura de la zapata	[m]

$$H_m = 0,60 \quad [\text{m}]$$

3 - Sección mínima de hierro:

$$Secc = (M_{fx} \times 1,75) / (\beta_s \times H_m) \quad [\text{cm}^2]$$

donde:

M _{fx} = momento flector en xx	[Kg.m]
β_s = Resistencia del acero ADN 420	4200 [Kg/cm ²]

$$Hm = \text{Altura util} \quad [m]$$

$$\text{Secc} = 33,31 \quad [cm^2]$$

4 - Cantidad de hierros:

$$Cfe = \text{Secc} / S$$

donde:

Secc = Sección total de la armadura	[cm ²]
S = Sección del hierro elegido	[cm ²]
Diametro del hierro elegido	12 [mm]
S = Sección del hierro elegido	1,1309 [cm ²]
Peso del hierro:	0,89 [Kg/m]
Longitud de los hierros:	4,20 [m]

$$Cfe = 29,455$$

Se adopta Cfe =	30
-----------------	-----------

5 - Separación de los hierros:

$$\text{Sep} = (Y1 - 2 \times 0,05) / (Cfe - 1) \quad [m]$$

donde:

Y1 = Lado mayor	
Cfe = Cantidad de hierros	
0,05 Recubrimiento de la armadura	[m]

$$\text{Sep} = 0,138$$

Se adopta Sep =	0,138
-----------------	--------------

Verificación al corte:

Se verifica la tensión de corte a una distancia igual a (Hm/2) desde la cara del fuste.

1 - Presión máxima sobre el terreno:

$$\sigma_m = \frac{(\mu \times G) / (Y1 \times X1 \times 10000)}{10000} \quad [Kg/cm^2]$$

donde:

σ_m = presión máxima del terreno	[Kg/cm ²]
G = peso total	{kg}
μ = Coeficiente de Phol	
Y1 = Lado mayor	[m]
X1 = Lado mayor	[m]

$$\sigma_m = 1,194 \quad [Kg/cm^2]$$

2 - Esfuerzo de corte // A:

$$Qa = \sigma_m \times (Y1 - Y - Hm) \times X \times 10000 / 2$$

$$Qa = 53.843,60 \quad [Kg]$$

3 - Tensión de corte del hormigón:

$$\tau_a = Qa / (0,875 \times (X+Hm+0,1) \times (((Y1-Y-Hm) \times T2 / (Y1-Y-0,1)) + T3) \times 10000)$$

$$\tau_a = 5,43 \quad [Kg/cm^2]$$

Verificación de la tensión de corte:

$$\tau_{adm} = 0,053 \times \sigma_{bk} \times 100 > \tau_a$$

$$\sigma_{bk} = \text{Resistencia característica del hormigón H-13} \quad 130 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$\sigma_{bk} = 6,04 \quad [\text{Kg/cm}^2] \quad > \quad 5,43 \quad \text{Verifica}$$

ARMADURA INFERIOR DE PLATEA PARALELA AL LADO Y1

1 - Momento Flexor:

$$M_{fy} = X1 \times (Y1 - Y)2 \times \sigma_m \times 10.000 / 8 \quad [\text{Kg.m}]$$

donde: $Y1 = \text{Lado mayor} \quad [\text{m}]$
 $X1 = \text{Lado mayor} \quad [\text{m}]$
 $X = \text{Lado menor} \quad [\text{m}]$
 $\sigma_m = \text{Presión máxima aplicada sobre el terreno.} \quad [\text{Kg/cm}^2]$

$$M_{fy} = 47.969,75 \quad [\text{Kg.m}]$$

2 - Altura util:

$$H_m = T2 + T3 - 0,05 \quad [\text{m}]$$

donde: $T2 = \text{Altura de la plataforma} \quad [\text{m}]$
 $T3 = \text{Altura de la zapata} \quad [\text{m}]$

$$H_m = 0,60 \quad [\text{m}]$$

3 - Sección mínima de hierro:

$$\text{Secc} = (M_{fy} \times 1,75) / (\beta_s \times H_m) \quad [\text{cm}^2]$$

donde: $M_{fy} = \text{momento flector en yy} \quad [\text{Kg.m}]$
 $\beta_s = \text{Resistencia del acero ADN 420} \quad 4200 \quad [\text{Kg/cm}^2]$
 $H_m = \text{Altura util} \quad [\text{m}]$

$$\text{Secc} = 33,31 \quad [\text{cm}^2]$$

4 - Cantidad de hierros:

$$C_{fe} = \text{Secc} / S$$

donde: $\text{Secc} = \text{Sección total de la armadura} \quad [\text{cm}^2]$
 $S = \text{Sección del hierro elegido} \quad [\text{cm}^2]$
 $\text{Diametro del hierro} \quad \text{elegido} \quad 12 \quad [\text{mm}]$
 $S = \text{Sección del hierro elegido} \quad 1,1309 \quad [\text{cm}^2]$
 $\text{Peso del hierro:} \quad 0,89 \quad [\text{Kg/m}]$
 $\text{Longitud de los hierros:} \quad 4,20 \quad [\text{m}]$

$$C_{fe} = 29,455 \quad \boxed{\text{Se adopta } C_{fe} = 30}$$

5 - Separación de los hierros:

$$\text{Sep} = (X1 - 2 \times 0,05) / (C_{fe} - 1) \quad [\text{m}]$$

donde: $X1 = \text{Lado mayor}$
 $C_{fe} = \text{Cantidad de hierros}$
 $0,05 = \text{Recubrimiento de la armadura} \quad [\text{m}]$

$$\text{Sep} = 0,138 \quad \boxed{\text{Se adopta } \text{Sep} = 0,138}$$

Verificación al corte:

Se verifica la tensión de corte a una distancia igual a (Hm/2) desde la cara del fuste.

1 - Presión máxima sobre el terreno:

$$\sigma_m = \frac{(\mu \times G) / (Y1 \times X1 \times 10000)}{10000} \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

donde: σ_m = presión máxima del terreno [Kg/cm²]
 G = peso total [kg]
 μ = Coeficiente de Phol
 Y1 = Lado mayor [m]
 X1 = Lado mayor [m]

$$\sigma_m = 1,194 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

2 - Esfuerzo de corte // A:

$$Q_a = \sigma_m \times (X1 - X - H_m) \times Y \times 10000 / 2$$

$$Q_a = 53.843,60 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

3 - Tensión de corte del hormigón:

$$\tau_a = Q_a / (0,875 \times (Y+H_m+0,1) \times (((X1-X-H_u) \times T2 / (X1-X-0,1)) + T3) \times 10000)$$

$$\tau_a = 5,43 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Verificación de la tensión de corte:

$$\tau_{adm} = 0,053 \times \sigma_{bk} \times 100 > \tau_a$$

$$\sigma_{bk} = \text{Resistencia característica del hormigón H-13} \quad 130 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$\sigma_{bk} = 6,04 \quad [\text{Kg/cm}^2] > 5,43 \quad \text{Verifica}$$

VERIFICACION DEL FUSTE A FLEJO TRACCION

1 - Momento flexor eje X / Y

$$M_x = F_y \times (H) \quad [\text{kg.m}]$$

Donde: F_x = fuerza aplicada en la dirección xx [Kg]
 H = altura total del poste [m]
 T = altura del fuste [m]

$$M_x = 20.800,00 \quad [\text{Kg.m}]$$

$$M_y = F_x \times (H) \quad [\text{Kg.m}]$$

$$M_y = 38.675,00 \quad [\text{Kg.m}]$$

2 - Verificación de la necesidad de armaduras en el fuste:

en la cara X:

$$\sigma_x = M_x / W_x$$

donde: W_x = momento resistente respecto al eje x [cm³]

$$W_x = (X \times (Y)^2 / 6) - (n \times 3,1415 \times (d_1)^3 / 32)$$

$$W_x = 365.538,37 \quad [\text{cm}^3]$$

$$\sigma_x = 5,69 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$\sigma_h = 10,50 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$\sigma_r = -4,81 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

No necesita armadura.

$$M_{xr} = \sigma_r \times W_x$$

$$M_{xr} = -1.758.153 \quad [\text{Kg.cm}]$$

$$S_x = M_{xr} / (2400 \times 0,89 \times (X - 2 \times 0,075)) \quad [\text{cm}^2]$$

donde: 0,89 = Constante del brazo elastico

7,5 = Separación entre cara base e hierros [cm]

$$S_x = -7,16 \quad [\text{cm}^2]$$

3 - Cantidad de hierros:

Diametro del hierro elegido: **12** [mm]

Sección del hierro elegido: 1,131 [cm²]

$$C_{fe} = -6,33$$

Se adopta :

7

Cantidad total de hierros:

7

Separación entre hierros: 19,17 [cm]

En la cara Y

$$\sigma_y = M_y / W_y$$

donde: W_y = momento resistente respecto al eje y [cm³]

$$W_y = (Y \times (X)^2 / 6) - (n \times 3,1415 \times (d_1)^3 / 32)$$

$$W_y = 315.902,67 \quad [\text{cm}^3]$$

$$\sigma_y = 12,24 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$\sigma_h = 10,50 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$\sigma_r = 1,74 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Si necesita armadura

$$M_{yr} = \sigma_r \times W_y$$

$$M_{yr} = 550.522 \quad [\text{Kg.cm}]$$

$$S_y = M_{yr} / (2400 \times 0,89 \times (Y - 2 \times 0,075)) \quad [\text{cm}^2]$$

donde: 0,89 = Constante del brazo elastico

7,5 = Separación entre cara base e hierros [cm]

$$S_y = 2,24 \quad [\text{cm}^2]$$

3 - Cantidad de hierros:

Diametro del hierro elegido: **12** [mm]

Sección del hierro elegido: 1,131 [cm²]

Peso: 0,89 [Kg/m]

Cfe =	1,98	Se adopta :	7		
Cantidad total de hierros:	24	Se adopta:	24		
Separación entre hierros:	19,17	[cm]	Se adopta:	20	[cm]
Longitud de los hierros:	2,80	[m]			

4 - Estribos:

Diamtro del hierro elegido:	6	[mm]			
Sección del hierro elegido:	0,283	[cm ²]	Peso:	0,22	[Kg/m]
Longitud de los hierros:	4,80	[m]			
Cantidad:	14,00				
Se adopta cantidad:	14	cada	0,200	cm	

Peso de las armaduras:

Peso de los hierros de la platea lado X1:	111,86	[Kg]
Peso de los hierros de la platea lado Y1:	111,86	[Kg]
Peso de los hierros del fuste:	59,66	[Kg]
Peso de los hierros estribos:	<u>14,91</u>	[Kg]
Total	298,30	[Kg]

